

UN METODO DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL PROYECTO Y CALCULO DE -
CIMENTACIONES POR POZO SOBRE SUELOS DURANTE LA EXPANSION, RE -
TRACCION O COLAPSO

J.L. Justo
Catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones Especiales

J. Saura
Profesor titular de Estructuras I

A. Jaramillo
Adjunto interino de Mecánica del Suelo

A. Delgado
Becario

E.T.S. de Arquitectura de Sevilla

Resumen.- En un estudio económico realizado en los Estados Uni-
dos se ha demostrado que las arcillas expansivas han ocasiona-
do más del doble de los daños producidos por inundaciones, hu-
racanes y terremotos juntos.

Por lo que respecta a España no se han realizado estudios
semejantes, pero es indudable la importancia económica del te-
ma.

Se ha puesto a punto un método de elementos finitos para
calcular los movimientos y tensiones de una cimentación sobre
un suelo expansivo-colapsable, isotrópico, no lineal y no homo-
géneo.

En el pueblo de El Arahal se están tomando medidas de ni-
velaciones en una serie de edificios y en el terreno, a dife-
rentes profundidades.

Se pretende estudiar los movimientos estacionales de es-
tas arcillas y su interrelación con el clima.

Se ha considerado la influencia que tienen en el problema
diversos parámetros: módulo de elasticidad efectivo, coeficien-
te de Poisson, influencia de las deformaciones horizontales, -
colocación entre el pozo de cimentación y el terreno de un ma-
terial flojo, etc...

Igualmente se ha estudiado la influencia que tiene la dis-
cretización adoptada y el paso de una estructura real a una --
planta transformada en la que se reduce considerablemente el -
número de elementos.

Se comparan los movimientos medidos con los calculados.

El método es iterativo y se estudia la influencia en él -
del número de iteraciones.

El cálculo nos indica la necesidad o no de colocar armaduras. Se defiende la validez de la hipótesis de régimen elástico en el cálculo.

Se estudia la posibilidad de considerar que no existen tracciones entre el fondo del pozo y el terreno o de que se exceda la resistencia a cortante o a tracción.

Se está estudiando el efecto de diversas medidas tomadas en los edificios para disminuir los daños.

HIPOTESIS DE CALCULO

Los fundamentos físicos del método han sido establecidos por Justo et al. (1,2 y 3), y se pueden resumir del siguiente modo:

1. Como dato de entrada se supone cada elemento de suelo sometido a un cambio de volumen edométrico, ϵ_v , que es el que corresponde al terreno sometido a su propio peso y a los cambios de succión que va a sufrir. Este hinchamiento edométrico se calcula a partir de las curvas de humedecimiento bajo carga (4). En el caso del Arahál, al que nos vamos a referir, ϵ_v se ha obtenido a partir de las medidas in situ realizadas en el perfil libre del terreno.

A partir del hinchamiento edométrico se calcula el isotrópico mediante la fórmula:

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

2. El suelo se comporta como un sólido elástico, isótropo, pero no lineal y heterogéneo. Heterogéneo puesto que en cada elemento el hinchamiento y el módulo de elasticidad son, en general, distintos. No lineal, porque el módulo de elasticidad se hace depender del nivel de tensiones.

CARACTERISTICAS DEL PROGRAMA DE ORDENADOR

El programa de ordenador utiliza un elemento tridimensional hexaédrico como el definido por Wilson (5) en su programa SOLID SAP.

Este programa presenta diferencias importantes respecto a otros similares como el SOLID SAP o el SAP IV, como son:

1. Admite elementos que no resisten a tracción.

2. Se definen elementos tipo, y para cada uno de ellos se calcula su matriz de rigidez y la de redistribución de tracciones, almacenándose en ficheros de acceso directo. Se reduce considerablemente el tiempo de ejecución. Cada elemento tipo se diferencia en las características geométricas o en las -

constantes de los materiales (E , ν o ϵ_0).

3. La discretización puede aumentar o disminuir el número de nodos y de elementos para fases sucesivas, modificando solamente la matriz de rigidez global de la estructura. Estas modificaciones de los materiales pueden realizarse manteniendo las tensiones y deformaciones de fases anteriores o bien igualándolas a cero. De esta manera conseguimos simular procesos de excavación o recrecido, crecimiento por tongadas o cambio de características de materiales (hormigonado).

4. En una primera fase del trabajo el programa tenía las variables en REAL*4, lo cual daba los resultados con 6 ó 7 cifras significativas. Posteriormente se ha realizado otra versión en REAL*8 y se ha comprobado que para la cimentación de El Arahal no difieren los resultados. A pesar de esto, actualmente estamos realizando una nueva versión en cuádruple precisión, para su aplicación a otros problemas de elementos finitos.

SALIDAS GRAFICAS

Uno de los inconvenientes de los programas de elementos finitos es que, para grandes estructuras, se hace difícil la comprobación de errores en la discretización y obtención de resultados.

Un error en las coordenadas de algún nodo o definición de elementos es difícil de detectar, para lo cual se han añadido una serie de subrutinas al programa que dibujan las distintas capas de nodos y elementos y a cada tipo de material le asignan un color. Estas subrutinas están realizadas para una pantalla gráfica TEKTRONIX, y permiten comprobar rápidamente las distintas discretizaciones.

Los resultados se han dibujado además mediante un plotter que permite mejor definición que la pantalla. Se pueden obtener así curvas de igual desplazamiento y de igual tensión del conjunto.

APLICACION DEL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Este programa de elementos finitos se ha aplicado ya a cimentaciones por pozo en arcilla expansiva en Camas y en El Arahal (1,2,3). Sin embargo, la aplicación a El Arahal ha sido muy incompleta y utilizando sólo datos preliminares, por lo cual vamos a insistir en ello en esta comunicación.

CIMENTACION POR POZOS EN ARCILLA EXPANSIVA EN EL ARAHAL

Tanto la cimentación, como el terreno y la problemática -

del caso han sido descritas por Justo et al. (3), por lo cual sólo vamos a presentar aquí un breve resumen.

En el pueblo de El Arahál (Sevilla), diez bloques de estructura reticulada, de hormigón armado, de 4 plantas, construidos en 1965, sufrieron daños producidos por la retracción de la arcilla durante el período de sequía 1973-75. Algunos pilares se fisuraron a tracción, y un bloque tuvo que ser evacuado para su reparación.

Se colocaron 27 señales de nivelación en los bloques, 8 sobre la superficie del terreno en el exterior de éstos y 10 en el espacio que queda entre el forjado de planta baja y el terreno. Se situaron 9 indicadores de hinchamiento a profundidades de 3 y 5 m. Se colocaron dos bases de nivelación a profundidades de 7,5 m. Se han tomado nivelaciones de precisión desde septiembre de 1976.

El terreno de cimentación es una arcilla del mioceno, cuyo límite líquido oscila entre 39 y 75, y cuyo índice de plasticidad oscila entre 18 y 45.

La profundidad media de cimentación es de 1,8 m.

TRANSFORMACION DE LA PLANTA DEL EDIFICIO

La figura 1 muestra la planta de cimentación de un bloque. La utilización de la planta real hubiera necesitado un excesivo número de elementos y hubiera complicado la preparación de datos.

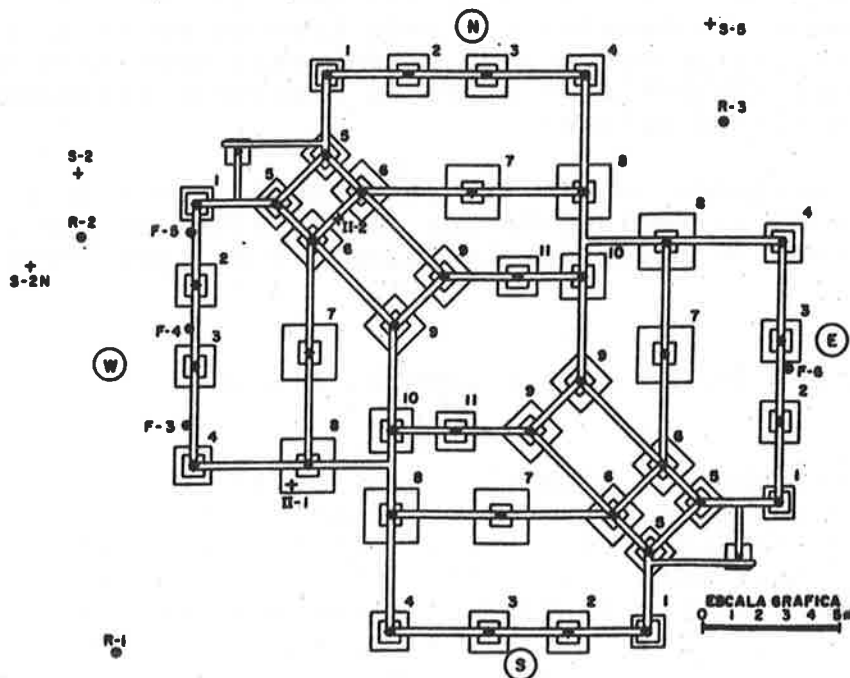
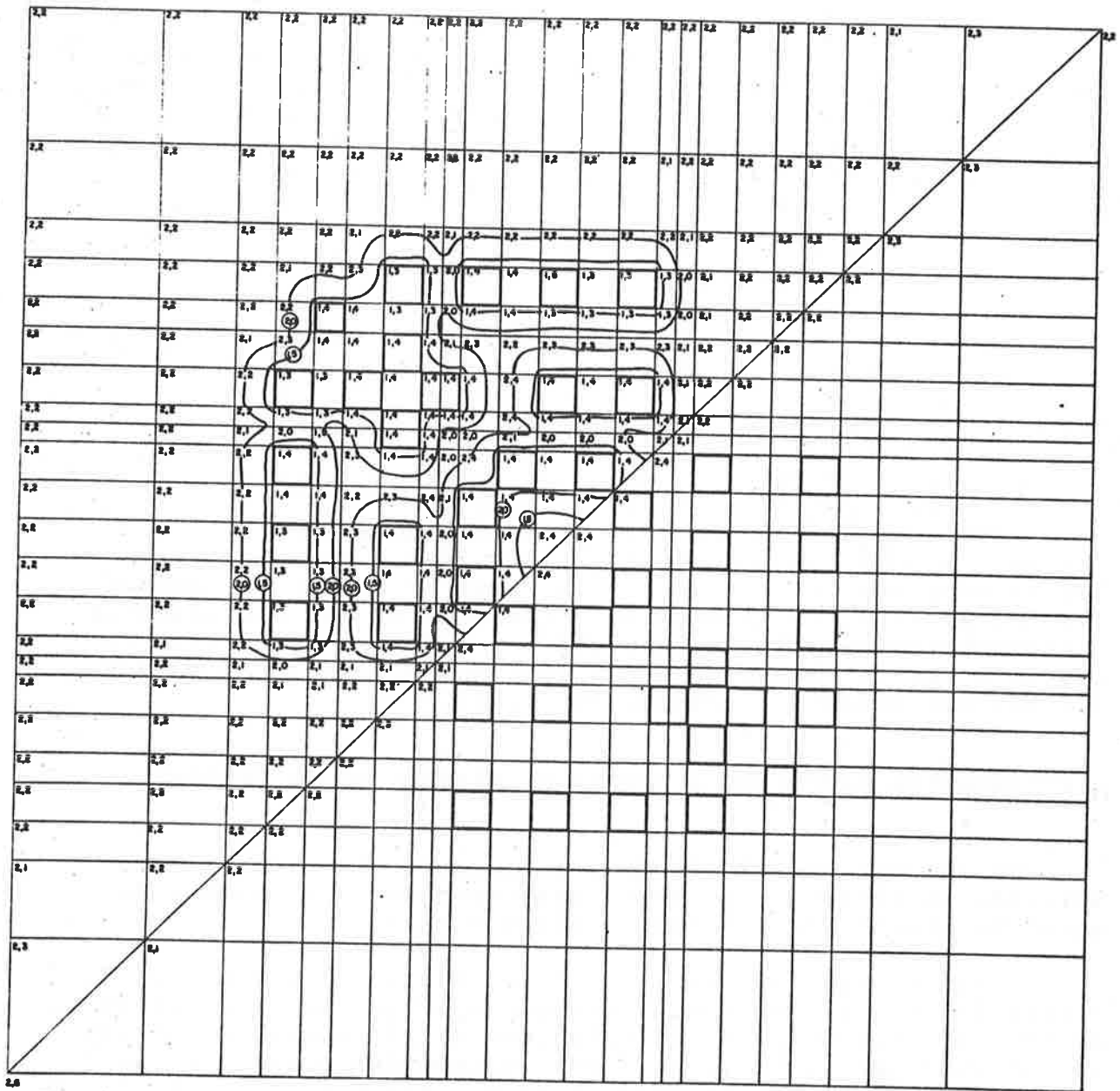


Fig. 1.- Planta real de cimientos

Por este motivo se han hecho sucesivas modificaciones de la planta, girando los pozos cuyos lados están a 45° con el perímetro del bloque y cambiando ligeramente su posición y dimensiones hasta llegar a la planta de la figura 2, que presenta una doble simetría.



ESCALA GRAFICA
0 1 2 3 4 5 m

Fig. 2.- Planta transformada de cimientos mostrando los levantamientos del terreno y los pozos.

Con ello han cambiado las dimensiones de algunos de los

pozos, sobre todo los números 1,8 y 12. Se han barajado dos hipótesis: mantener la carga total por pozo o mantener la presión total en la base (carga total dividida por el área de la base). La diferencia en la carga total del edificio es sólo de un 4,5%. Se ha preferido mantener la primera hipótesis.

TRAYECTORIA DE LAS TENSIONES SEGUIDA

Justo et al. (1 y 2) han realizado una detallada exposición sobre las posibles trayectorias de las tensiones a considerar en el cálculo de una cimentación sobre suelo expansivo--colapsable por el método de los elementos finitos. En los casos presentados en esta comunicación se ha seguido la trayectoria de las tensiones simplificada (2 y 3).

Con referencia a la figura 3, la trayectoria in situ es la 01f, y la simplificada de cálculo la 03f.

Por lo que respecta al cálculo de ordenador, la adopción de dicha trayectoria se refleja en dos pasadas. La primera -- (01) nos va a dar los asentos del terreno antes de que se produzca ningún cambio de humedad en éste; no se introducen cambios de volumen iniciales y el módulo de elasticidad se calcula a partir del edométrico obtenido de la curva de humedad natural. En la segunda pasada se introduce el hinchamiento inicial (03) que corresponde a la presión inicial de las tierras (estado 0), con los módulos de elasticidad correspondientes a los estados inicial y final de la curva de cambio de humedad bajo carga (3f). La diferencia algebraica de los corrimientos correspondientes a la segunda (03f) y a la primera pasada (01) nos dará los corrimientos producidos por el cambio de humedad del terreno (cambio de estado de 1 a f).

HINCHAMIENTOS OBTENIDOS A PARTIR DE MEDIDAS EN EL TERRENO

Hasta ahora el método de los elementos finitos ha sido aplicado al bloque 2; el mejor instrumentado y el bloque de cuya cimentación se han tomado más muestras.

Justo et al. (3) han aplicado el método al máximo hinchamiento de este bloque, que corresponde al período septiembre de 1976 a julio de 1978. En este caso el hinchamiento calculado fue superior al medido por dos razones fundamentales. La primera es que para este período no existen nivelaciones de señales colocadas sobre la superficie del terreno; se hizo una hipótesis de variación lineal del hinchamiento unitario en la capa activa desde cero en el fondo hasta un valor máximo en su superficie, y más adelante se comprobó que una hipótesis de hinchamiento unitario constante hubiese sido más lógica. Por otro lado, el módulo edométrico utilizado en dicha comunicación se obtuvo por procedimientos insuficientemente realistas.

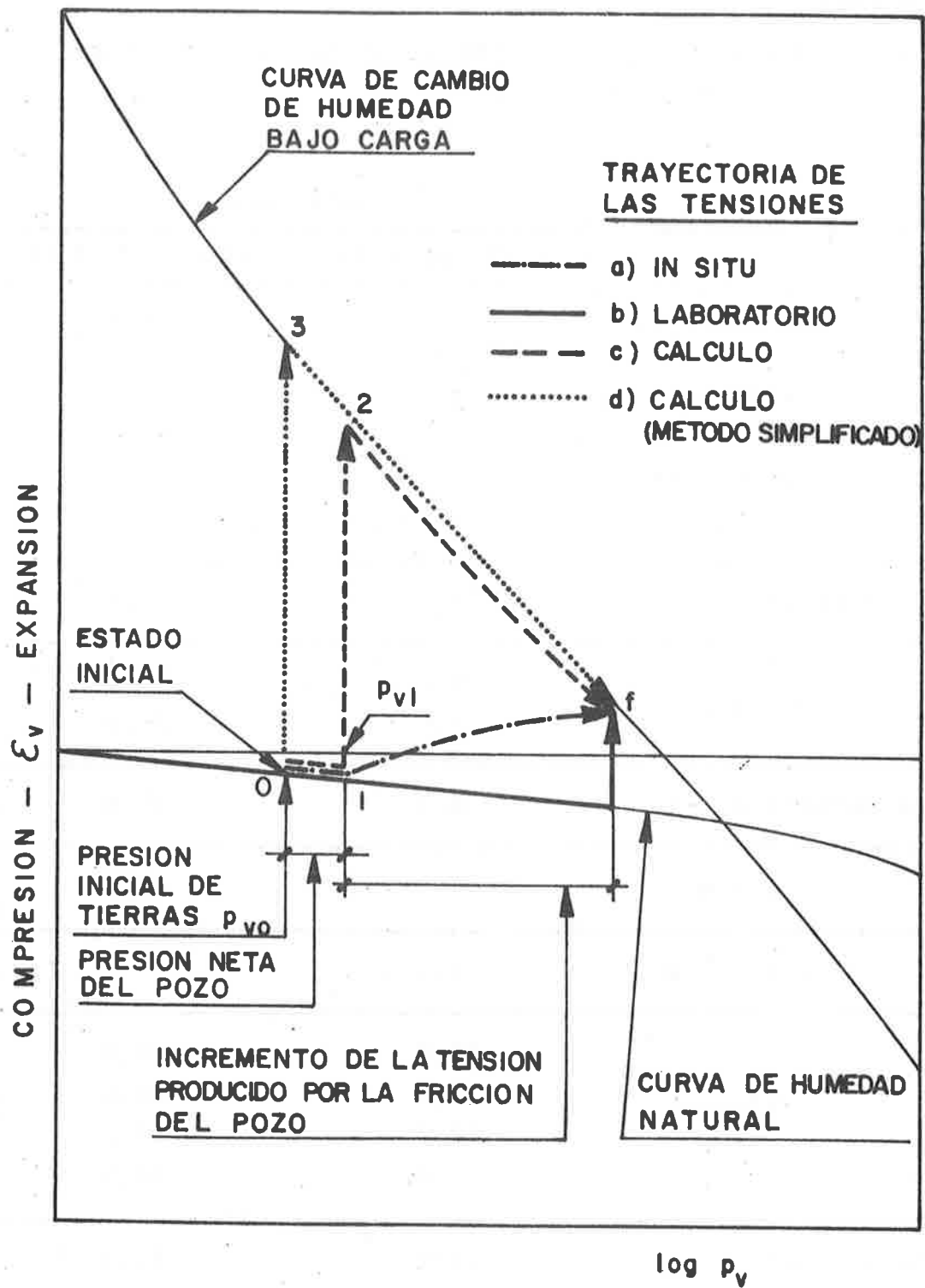


Fig. 3.- Trayectoria de las tensiones

La figura 1 muestra la posición de las señales colocadas en el bloque 2.

Tabla 1.- Movimiento de las señales de nivelación en dos intervalos de tiempo, en mm.

Señal	Posición	Intervalo	
		XI-82 al X-83	XI-81 al IV-84
S 2	superficial	3,7	77,4
S 2 N	exterior	2,0	
S 5		9,5	
II-1	superficial	31,8	
II-2	interior	61,3	
Media superficiales		21,7	77,4
R 2	a 3 m	9,2	29,6
R 3		7,6	24,3
Media señales a 3 m		8,4	27,0
R 1	a 5 m	0	2,3
B 1	a 7,5 m	0,1	
F 3	bloques	26,8	35,9
F 4		29,5	40,6
F 5		29,2	43,2
F 6		1,8	14,1
Media bloques		21,8	33,5

La tabla 1 indica los movimientos de estas señales en dos intervalos de tiempo.

El primero (XI-82 al X-83) se ha escogido por ser el de movimiento más amplio en el que han estado colocadas todas las

señales. Puede observarse la enorme variación de las señales - superficiales y, en los bloques, entre la fachada W y la E. -- Con los valores medios de los hinchamientos medidos en el terreno se ha trazado el hinchamiento del perfil libre del terreno en la figura 4, que corresponde a un hinchamiento constante del 0,43% en una capa activa de 5 m.

El segundo intervalo de tiempo (XI-81 al IV-84) corresponde al mayor hinchamiento superficial medido (v. Justo et al. (3)). Puede observarse, de nuevo, la fuerte variación entre -- las fachadas W y E del bloque. Con los valores medios de los hinchamientos medidos en el terreno se ha trazado el hinchamiento del perfil libre del terreno en la figura 5, que corresponde a un hinchamiento constante del 1,3% en una capa activa de 5,3 m.

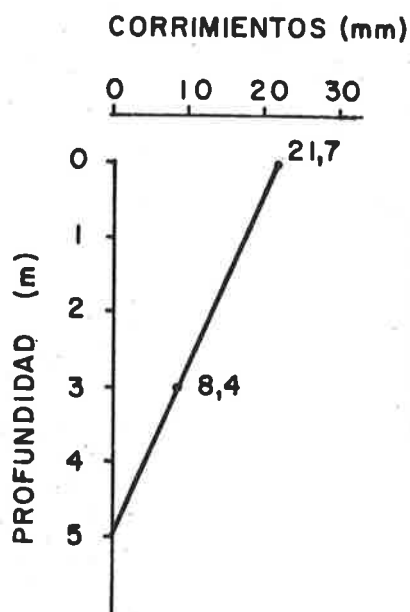


Fig. 4.- Hinchamiento medio del perfil libre del terreno en el intervalo XI-82 al X-83 en el bloque 2.

DISCRETIZACION

La discretización utilizada en los casos estudiados en esta comunicación es la designada por Justo et al. (3) como discretización n° 5 (fig. 2).

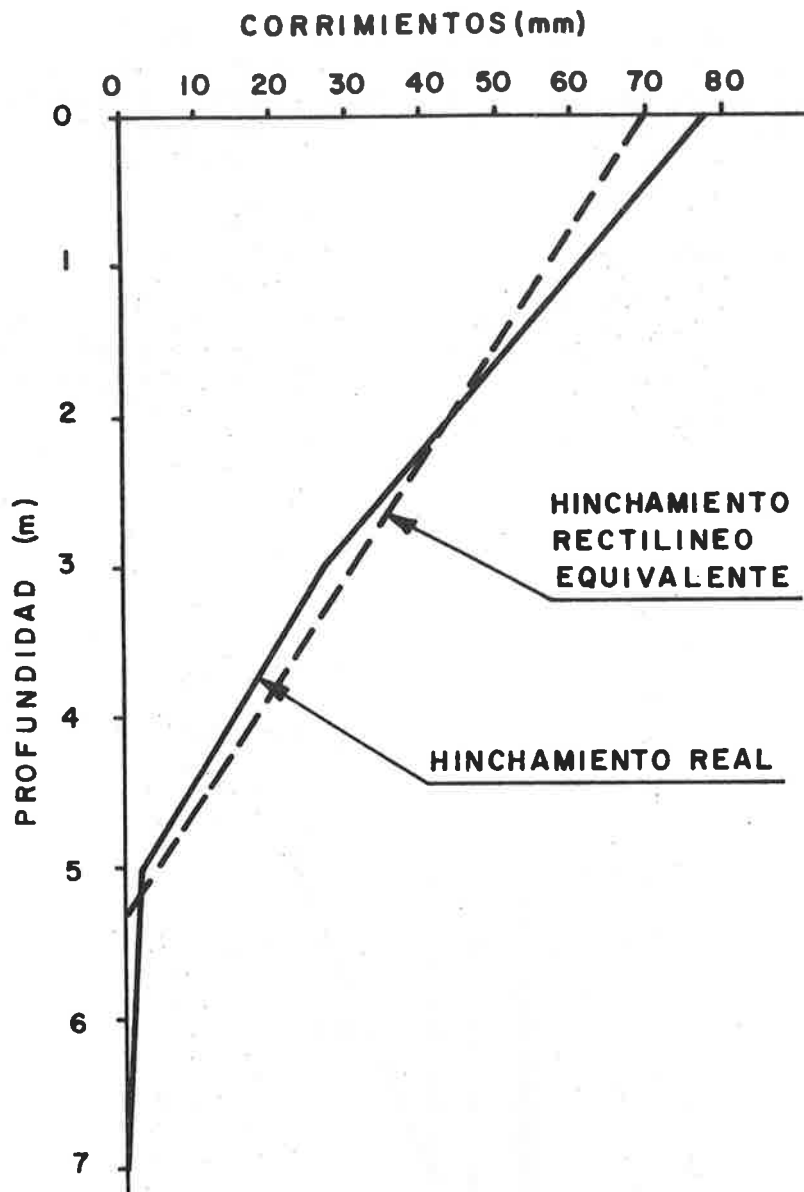


Fig. 5.- Hinchamiento medio del perfil libre del terreno en el intervalo XI-81 al IV-84, en el bloque 2.

Utiliza sólo una de las simetrías de la planta para admitir la posibilidad de hinchamientos y módulos de elasticidad distintos en planta.

Tiene 5 capas de elementos, con 276 elementos por capa y 300 nodos en cada plano horizontal, con un total de 1380 elementos y 1800 nodos; el nivel de cimentación se sitúa en la tercera capa horizontal. Los espesores de las capas varían de un caso a otro según los espesores de la capa activa medidos. En todos los casos se ha considerado $\nu = 0,3$.

RESULTADOS

Corresponden a tres casos estudiados y se indican en la tabla II. Vamos a analizar cada uno de estos tres casos detenidamente.

CASO 1

Corresponde, como ya se ha señalado anteriormente, al intervalo XI-82 al X-83.

La profundidad de cimentación utilizada es de 2 m.

Las variantes que aparecen en la tabla II corresponden a diferentes módulos de elasticidad.

En el caso 1a se ha calculado, a partir de ensayos de carga realizados in situ, un valor de $E = 4300 \text{ t/m}^2$, constante en las dos pasadas del cálculo.

En las demás variantes el módulo de elasticidad se obtiene a partir del edométrico mediante la fórmula:

$$E = E_{\text{oed}} \frac{1 - \nu - 2 \nu^2}{1 - \nu}$$

A su vez el módulo edométrico se calcula a partir de ensayos de laboratorio.

Durante la aplicación de la presión neta del pozo (trayectoria de las tensiones 01, fig. 3), el módulo de elasticidad es 1200 t/m^2 en las variantes 1b a 1f, obtenido a partir de la curva de humedad natural (valor medio).

Durante la parte 3f de la trayectoria de las tensiones (fig. 3), los módulos de elasticidad se han obtenido según se indica a continuación.

En la variante 1b: $E = 1200 \text{ t/m}^2$, igual al empleado durante la aplicación de la presión neta.

En la variante 1c: E se obtiene gráficamente a partir del módulo edométrico tangente de la curva de inundación bajo carga (fig. 6), para las presiones iniciales de tierras en el centro de cada capa. Resultan así valores que aumentan desde $E = 20 \text{ t/m}^2$ en la primera capa a 650 en la quinta.

El cálculo a partir de la curva de inundación bajo carga implica el suponer que la situación final es ésta, lo cual no es cierto ya que la succión no se anula, y además no se corresponde con los valores medidos del hinchamiento y utilizados en el cálculo. Por ello en las restantes variantes se ha supuesto un valor de la succión superior a cero. Para el cálculo del módulo edométrico trazamos a estima las curvas de succión distinta de cero para el hinchamiento medido del 0,43% (fig. 6), des

Tabla II.- Resultados

Nº	Características	Hinchamiento	E kg/cm ²	Profundidad cimentación	Profundidad capa activa	Hinchamiento máximo en suelo	Hinchamiento máximo en zapatas	Hinchamiento mínimo en zapatas	σ_{min} suelo	σ_{min} hornigón	σ_{max} suelo
		1		m	m	cm	cm	cm	t/m ²	t/m ²	t/m ²
1a	E calculado a partir de ensayo de placa de carga	0,43	430	2,0	5,0	2,17	1,47	1,39	-6,7	-85	10
1b	F _{oed} igual en seco y en inundación	0,43	120	2,0	5,0	2,17	1,46	1,39	-0,81	-17	3,7
1c	F _{oed} tangente a curva de inundación bajo carga; cálculo gráfico	0,43	2 60	2,0	5,0	2,17	0,94	-1,25	0,79	0,18	2,0
1d	F _{oed} tangente a curvas de succión no nula; cálculo analítico	0,43	103 109	2,0	5,0	2,17	1,38	1,25	-0,61	-14	3,6
1e	F _{oed} tangente a curvas de succión no nula; cálculo gráfico	0,43	34 116	2,0	5,0	2,17	1,36	1,07	0,63	-5,1	2,1
1f	Idem, segunda iteración	0,43	34 140	2,0	5,0	2,17	1,40	1,33	0,51	-9,3	2,1
2	F _{oed} tangente a curvas de succión no nula; cálculo gráfico	1,31	34 116	1,8	5,3	6,89	4,22	3,91	-0,44	-37	6,3
3a	E variable por cuadrantes	*	88 120	1,8	5,8	11,89	6,46	5,18	-9,0	-160	20
3b	Idem, con doble precisión	*	88 120	1,8	5,8	11,89	6,46	5,18	-9,0	-160	20
3c	Idem, con movimientos horizontales	*	88 120	1,8	5,8	11,89	6,88	4,71	-7,9	-150	19
3d	Idem, con capas de arena alrededor de algunas zapatas	*	88 120	1,8	5,8	11,89	6,46	5,09	-3,6	-140	16

* hinchamiento variable linealmente en superficie y en profundidad
 E en fase de humectación
 Superficie: esquina SW 4,11; esquina NE 3,06; 5,8 m profundidad 04

de el punto correspondiente al peso del terreno en cada capa.- De este modo (variante 1e) E resulta comprendido entre 340 t/m² en la capa de arriba y 1160 t/m² en la de abajo.

El cálculo se ha hecho también analíticamente interpolando entre los valores del módulo tangente correspondiente a las curvas de humedad natural e inundación (variante 1d). E varía así entre 1030 y 1090 t/m².

Los levantamientos máximos de zapatas así obtenidos son semejantes, siendo menor en el caso 1c, evidentemente menos exacto.

Los levantamientos mínimos son también semejantes, aunque las diferencias son mayores que en los máximos. En el caso 1c resulta un asiento de 1,25 cm, debido a que los módulos de elasticidad de esta variante obtenidos de la curva de inundación bajo carga son muy bajos; esta variante no debe usarse.

Comparando ahora los levantamientos de zapatas calculados con los medidos que figuran en la tabla I, vemos que aquéllos son del orden de un 36% inferiores. Si se tiene en cuenta la enorme variación entre los valores del hinchamiento superficial medido, y que el cálculo se ha hecho con un valor medio se puede decir que el cálculo nos permite predecir el orden de magnitud del levantamiento de los pozos.

Las máximas tracciones en hormigón y terreno crecen al aumentar el módulo de elasticidad del terreno, como ya indican -- Justo et al. (1).

En los cálculos que podemos considerar más exactos (1e y 1f) no aparecen tracciones en el suelo, y las tracciones en el hormigón son admisibles.

La variante 1f es una segunda iteración de la 1e. Para ello se parte de las tensiones verticales obtenidas en la variante 1e, que en general son distintas a las iniciales debidas al peso propio, y con ellas como tensiones finales se calculan los nuevos módulos de elasticidad. Como se observa en la tabla II los resultados de la primera y segunda iteración son prácticamente coincidentes salvo un ligero aumento del hinchamiento mínimo en zapatas, y algo más apreciable, de la máxima tracción en el hormigón.

CASO 2

Corresponde, como ya se ha señalado anteriormente, al intervalo XI-81 al IV-84.

Los módulos de elasticidad se han calculado como en la variante 1e.

Comparando este caso y el 1, puede verse que el levantamiento de las zapatas es directamente proporcional al hinchamiento. También aumentan las máximas tracciones en el hormigón.

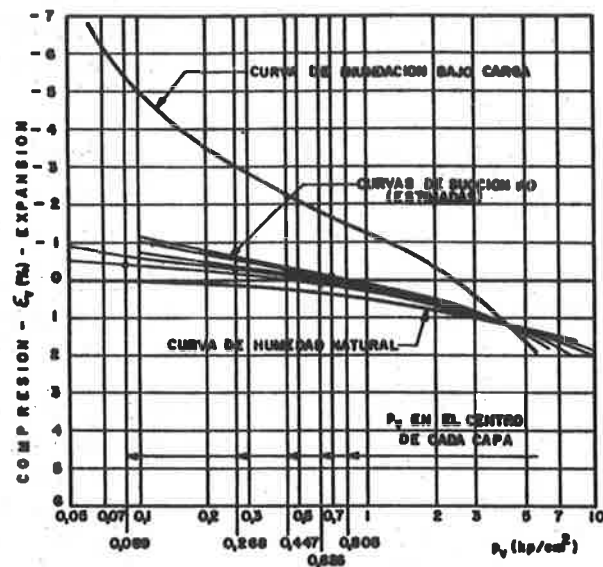


Fig. 6.- Ensayos de laboratorio en muestras inalteradas de El Arahal.

Con las salvedades hechas en el caso anterior, la comparación del hinchamiento medio calculado en los bloques (tabla I) y el medido (tabla II) es razonable.

Tanto en este caso como en el anterior los máximos cortantes en el suelo quedan muy por debajo de los de rotura, por lo que es admisible el cálculo elástico realizado.

CASO 3

Está formado por un conjunto de variantes de los casos descritos ya por Justo et al. (3).

El módulo de elasticidad es 1200 t/m^2 para la fase de aplicación de la presión neta del pozo y variable por cuadrantes para la fase de humectación, según indican Justo et al. (3).

La variante básica de este caso es la 3a.

En la variante 3b se ha utilizado doble precisión en el cálculo en ordenador. Los valores obtenidos coinciden exactamente con los anteriores.

En los casos y variantes anteriores se han coaccionado horizontalmente los nodos. En la variante 3c se permiten movimientos horizontales, salvo en los planos verticales límites de la discretización y en el límite inferior de la capa activa. Las máximas tracciones, tanto en el suelo como en el hormigón, disminuyen muy ligeramente, como ya encontraron Justo et al. (1), y aumenta algo el campo de variación de los corrimientos verticales, pero de cualquier forma las variaciones respecto a la variante 3a son muy pequeñas.

Recientemente se han realizado obras de reparaciones en el bloque 2 de la barriada La Paz de El Arahá. Una de las medidas adoptadas, a modo experimental, ha sido el colocar una capa de arena alrededor de las zapatas de las fachadas E, S y W. El espesor es variable entre 0,5 y 0,7 m, y la profundidad es de 1 m (la profundidad real de las zapatas es de 1,8 m).

La variante 3d estudia la influencia de estas medidas constructivas. Para simular las capas de arena ha sido necesaria una nueva discretización, con un total de 1890 elementos y 2436 nudos. La situación y características de las zapatas, y los datos de entrada han sido los mismos que los de las demás variantes del caso 3. Los elementos de arena tienen hinchamiento nulo y módulo de elasticidad de 1200 t/m².

Puede observarse en la tabla II que esta variante tiene los hinchamientos en zapatas prácticamente coincidentes con la variante básica 3a. Las tracciones máximas en cambio sufren una disminución, proporcionalmente mayor en el suelo que en el hormigón, aunque esta disminución no es muy grande.

Los elementos de arena tienen unos hinchamientos considerablemente menores que los elementos de tierra situados en su lugar en las demás variantes.

En resumen, del análisis realizado con el método de elementos finitos se concluye que la medida constructiva adoptada de rodear de arena algunas zapatas no tiene resultados prácticos notables. Ello se debe con toda certeza a la concurrencia de tres causas. La primera, el gran espesor de la capa activa (5,8 m) en relación a la profundidad de la zapata (1,8 m). La segunda, que la profundidad de la arena introducida (1 m) cubre sólo parcialmente los laterales de la zapata (de 1,8 m de profundidad). La tercera, que la arena es un material inerte pero de elasticidad apreciable.

REFERENCIAS

1. Justo Alpañés, J.L. et al. "Aplicación del Método de E.F. al Estudio de Cimentaciones sobre Arcillas Expansivas". An. Ingeniería Mecánica, Vol. 1, pág. 104-109, Diciembre 1983.
2. Justo Alpañés, J.L. et al. "A Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundations in Expansive-collapsing Soils". 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide, pág. 119-123, May 1984.
3. Justo Alpañés, J.L. et al, "Prediction and Performance for Seasonal Swelling-shrinkage of Buildings on Expansive Clay". XI ICSMFE, San Francisco. En prensa, 1985.
4. Justo Alpañés, J.L. et al. "The Influence of Stress-path in the Collapse-swelling of Soils at the Labora-

tory". 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaida, pág. 67-71, May 1984.

5. Wilson, E. "SOLID SAP, a static analysis program for three-dimensional solid structures". University of - California, Berkeley, 1972.