

J. L. Justo

Catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones,
Universidad de Sevilla

J. Saura

Profesor titular de Estructuras, Universidad de Sevilla

A. Jaramillo

Profesor adjunto interino de Mecánica del Suelo y
Cimentaciones, Universidad de Sevilla

A. Delgado

Arquitecto becario, Universidad de Sevilla

P. Gentil

Arquitecto, Universidad de Sevilla

PREDICCIÓN Y COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS ANTE MOVIMIENTOS DE HINCHAMIENTO- RETRACCIÓN ESTACIONALES

RESUMEN

Se han medido movimientos estacionales de edificios y perfiles de hinchamiento-retracción del suelo desde 1976. Se propone un método de elementos finitos no lineal para predecir las tensiones y movimientos de la cimentación.

INTRODUCCION

En un pueblo cerca de Sevilla (El Arahál), diez bloques con pórticos de hormigón armado de cuatro plantas de altura, construidos en 1965, sufrieron daños producidos por retracción de la arcilla durante el período de sequía 1973-1975 (Justo, 1980). Algunos pilares llegaron a fisurarse por tracción y un bloque tuvo que ser evacuado para repararlo.

Veintisiete señales de nivelación han sido colocadas en los bloques. Ocho señales han sido situadas en el exterior sobre el terreno.

Diez señales de nivelación han sido colocadas en la cámara de aire bajo el edificio. Nueve indicadores de levantamiento del terreno han sido colocados a profundidades de 3 y 5 m. Las señales de referencia se han colocado a una profundidad de 7,5 m.

Se están realizando nivelaciones de precisión desde septiembre de 1976.

Este artículo recoge los resultados de las nivelaciones y los movimientos calculados por el método de elementos finitos descrito por Justo et al. (1984 b).

CLIMA

Sevilla tiene un clima mediterráneo. El índice de humedad de Thornthwaite cerca de El Arahál tiene un valor medio de -18 .

La precipitación media anual en Sevilla desde 1876 a 1983 es de 546,5 mm. (Justo, 1983). Cerca de El Arahál este valor puede ser de 581,4 mm. (de 1956 a 1983).

La figura 1 muestra la evolución anual de sucesos. La construcción tuvo lugar después del conocido período húmedo de cuatro años de lluvia (1960-1963), durante el año muy seco de 1965. Disponemos de datos desde 1871 en adelante. Por otra parte, los daños aparecieron durante el período bianual seco 1973-74.

SUELO

El terreno de cimentación es una arcilla perteneciente al Mioceno (Tortonense).

Se han estudiado en el laboratorio muestras de la arcilla, compactadas e inalteradas, tomadas en diferentes épocas (Justo,

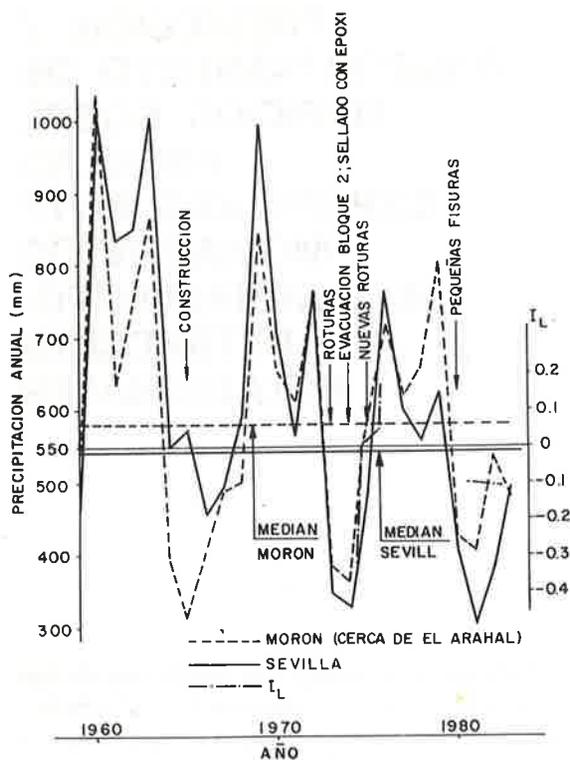


Fig. 1.—Precipitación desde 1959 en adelante y desarrollo de sucesos.

1980; Justo et al., 1984 a). Los valores de los límites de Atterberg de las muestras ensayadas son:

$$w_L = 39 - 75 \quad w_P = 17 - 33$$

$$I_P = 18 - 45 \quad w_s = 18 - 30$$

Las muestras fueron tomadas en seis fechas diferentes y presentamos un resumen de los resultados en la tabla I.

Hay una correlación entre la precipitación media anual y el índice de liquidez (fig. 1) y un tiempo de retraso entre la precipitación mensual y el índice de fluidez. La regresión entre la succión del laboratorio y el índice de fluidez es:

$$u_a - u_w \text{ (kPa)} = 600 - 3.500 I_L \quad (1)$$

Para esta arcilla, la relación entre la resistencia a compresión de la muestra inalterada y la resistencia a tracción de la misma muestra puede estar alrededor de 7,4. La relación entre resistencia a tracción de muestras compactadas e inalteradas, para la misma densidad seca y contenido de

TABLA I

Ensayos sobre muestras tomadas en cinco fechas

Muestreo	Fecha	q_u kPa	Tipo de muestra	I_L	Profundidad m	Bloque	Succión kPa	q_t kPa	N golpes 30 cm
1	Nov. 74	350-390 (370)	Tubo	-0,52 - -0,07 (-0,32)	3-6	2		(50)*	
2	Ene. 75	360-390 (380)	»	-0,02-0,05 (0,00)	3-12	2		(50)*	
3	Feb. 76	140-2000 (1100)	Bloque	-0,45-0,45 (-0,03)	1-3	2-3-3		20-270* (150)*	
3	Feb. 76	1200-2000 (1600)	»	-0,06-0,22 (0,05)	1-3	2		160*-270* (220)*	
4	Abr. 76	10-320 (180)	Tubo	-0,20-0,37 (0,12)	1-7,5	2-3-5		1*-40* (25)*	21-44 (29)
4	Abr. 76	210-320 (260)	»	0,06-0,35 (0,17)	4-7	2		28*-45* (35)*	29-44 (37)
5	Dic. 80		Bloque	-0,10		2			
6	Dic. 82	73	»	0,15	0	2	15	10	
			»	-0,18 - -0,01 (0,11)	2-3	2	1100-1300 (1200)	40*-80* (60)*	
			»	-0,04	1,5	2in	30	20*	
7	Abr. 84	57-161 (97)	»		1-1,5	2			

* Calculado.
() Valor medio.
 q_t = Resistencia a tracción.

humedad, puede ser 1,5. De estas cifras y la resistencia a compresión medida en muestras inalteradas, o resistencia a tracción del ensayo brasileño en muestras compactadas, encontramos la resistencia a tracción para muestras inalteradas indicada en la tabla I.

Se han realizado ensayos de hinchamiento en suelos correspondientes a la tercera muestra, extraída en febrero de 1976 (ensayo de simple edómetro, con la simplificación de Ralph y Nagar; v. Jennings et al., 1973; Justo, 1980), las muestras 5 y 6 tienen densidad e índice de fluidez más bajos. El hinchamiento bajo presiones bajas fue más alto en muestras compactadas, pero la presión de hinchamiento fue más alta en muestras inalteradas.

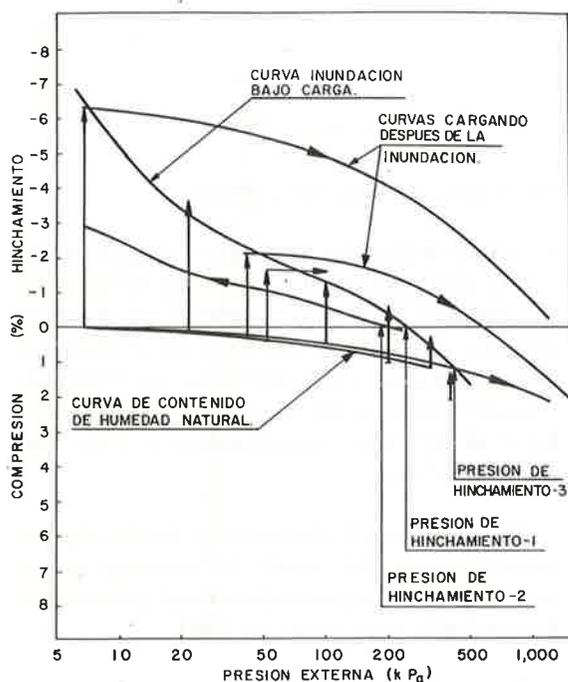


Fig. 2.—Ensayos de inundación sobre muestras alteradas de El Arahah.

La ecuación de la curva de inundación bajo carga (v. Justo et al., 1984 a) es:

$$\epsilon = 19,11 + 23,58 \log p - 11,51 \log^2 p + 2,09 \log^3 p \quad (2)$$

donde:

p = presión externa
 ϵ = deformación del suelo (%). Positiva para compresión y negativa para hinchamiento.

El módulo de deformación obtenido de ensayos de placa de carga es 44 MPa (profundidad de 1,5 a 3 m.) y disminuye ligeramente cuando se incrementa la carga.

CIMENTACION

Los pozos de cimentación alcanzaron una profundidad de 1,7 a 1,9 m. Existe una cámara de aire separando el forjado del suelo.

NIVELACIONES

Las señales de nivelación fueron construidas como las estaciones de nivelación diseñadas por Cheney (1974). Los indicadores de levantamiento del terreno y los datos de nivelación eran como los indicadores y niveladores, diseñados por el mismo autor. La situación de las señales se realizó según lo indicado por Justo (1980).

La figura 3 muestra las siguientes nivelaciones en función del tiempo:

1. La media de los niveles de las señales localizadas en fachadas orientadas al oeste en los siete bloques con más movimiento (FW1). Idem para la señal con oscilación mayor (F27).
2. Igual que lo indicado en 1, para las fachadas orientadas al Este (FE1).
3. Idem para la fachada oeste del bloque 2 (FII).
4. Idem para señales superficiales (S). Idem para la señal de superficie con mayor oscilación (S2).
5. Idem para las señales en superficie cercanas al bloque 2 con orientación Oeste (SII).
6. La media para todas las señales situadas a 3 m. de profundidad en el terreno (R3). La señal de nivelación a 3 m. con mayor oscilación (RT2).
7. Idem para las señales situadas a 5 m. de profundidad (R5).

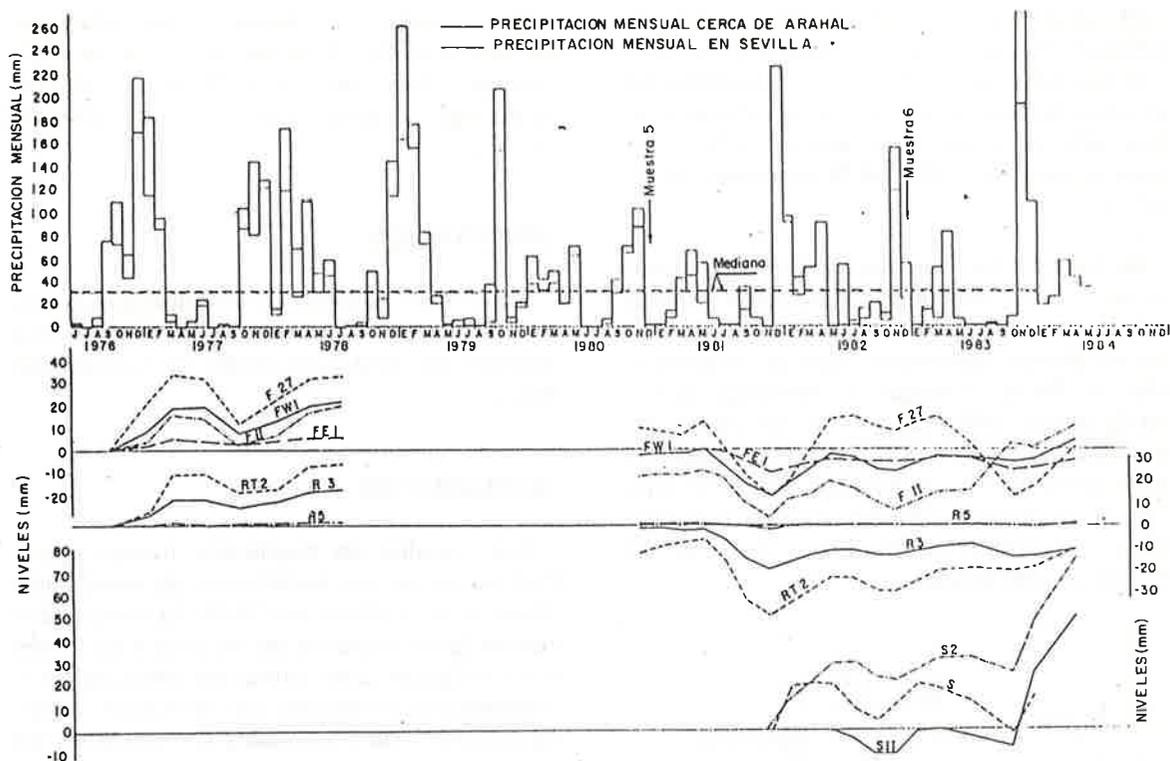


Fig. 3.—Precipitación mensual y variación de precipitaciones con el tiempo.

Se han sacado las siguientes conclusiones:

a) La fachada Oeste se mueve mucho más que la Este, aunque esta diferencia no está tan clara en las señales situadas sobre o dentro del terreno. El hinchamiento de muestras tomadas cerca de la fachada Oeste no es mayor de los obtenidos en muestras de la fachada Este.

b) Los máximos y mínimos relativos coinciden en el tiempo para todas las señales, excepto quizás las señales de nivelación más interiores del terreno, afectadas por vías de agua del alcantarillado roto. Las señales en superficie más exteriores están influenciadas por la lluvia inmediata.

Los máximos coinciden con el final de la estación de lluvia, y los mínimos, con el de la estación seca. La oscilación anual es del mismo orden, año a año, pero el periodo de sequía 80-83 produjo una disminución de los niveles medios.

c) Las oscilaciones máximas se producen en superficie (77 mm. en dos años y medio en el exterior del edificio y 61 mm.

en año y medio en el interior), seguidas de los indicadores en el interior del terreno a 3 m. (69 mm. en 7 años, 29 mm. en 3 años), señales de fachada (55 mm. en 7 años, 36 mm. en 3 años), y finalmente los indicadores en el interior del terreno a 5 m. (6 mm. en 7 años). Los movimientos a 7 m. son despreciables.

d) La figura 4 muestra la media de los movimientos del perfil del terreno en su profundidad, empezando a final de noviembre del año muy seco de 1981.

Como resumen, la respuesta de la superficie del terreno a lluvia y sequía es muy rápida y la respuesta del suelo a 3 m. de profundidad es más lenta, con un retraso en el tiempo como se indica en el apartado b).

Los movimientos a 3 m. son muy importantes (v. también figura 3), a 5 m. son significativos y a 7,5 m. son despreciables. De esta manera, la llamada «capa activa» oscila entre 5 y 7,5 m.

Es interesante hacer constar que el hinchamiento máximo medido a una profundidad de 4 m. es del 1,3 por 100, y el

hinchamiento correspondiente calculado de la figura 2 es del 2 por 100. χ

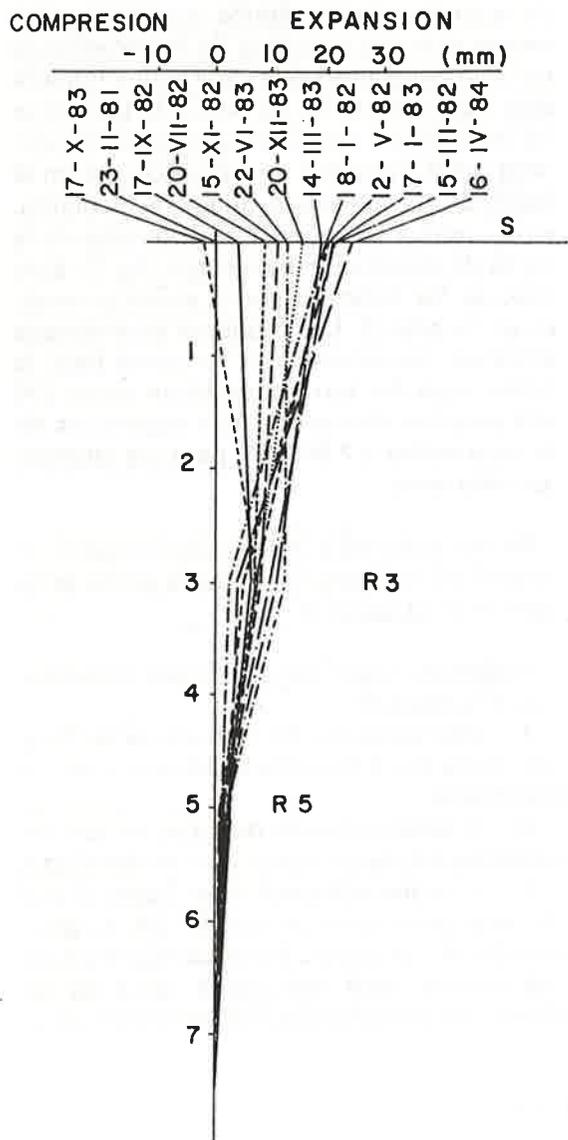


Fig. 4.—Movimiento del perfil del suelo desde septiembre de 1976 hasta abril de 1984.

APLICACION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS AL CODIGO DE MOVIMIENTOS DE EDIFICIOS

Los fundamentos del método han sido expuestos por Justo et al. (1983) y Justo et al. (1984 b). Se ha seguido la trayectoria de tensiones simplificada indicada en el último artículo.

En este caso, el dato es el cambio de volumen correspondiente a la presión de la sobrecarga del terreno, que no es la calculada según se indica en ese artículo, sino la medida.

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

Los movimientos desde septiembre de 1976 a julio de 1978 corresponden a la máxima oscilación de este bloque que ha sido estudiada.

En este período, ninguna nivelación de señales de superficie se había realizado aún. Los movimientos del interior del terreno a 3 y 5 m. se interpretaron como si hubiese una variación lineal de la deformación unitaria desde el fondo de la capa activa a la superficie. Esto dio una profundidad de la capa activa de 5,8 m., y deformaciones unitarias en superficie de 4,1 por 100, en la esquina SW, y el 3 por 100 en la esquina NE. Se asume una variación lineal del movimiento entre estos puntos.

El plano exacto de la cimentación ha sido ligeramente cambiado para disminuir el número de elementos y conseguir la simetría.

De las muestras tomadas en febrero de 1976 sólo se han realizado ensayos de simple edómetro con la simplificación de Ralph & Nagar.

Los módulos edométricos (Eoed) se calcularon de estas curvas usando dos hipótesis de carga:

1. El módulo tangente en la presión debida á la sobrecarga del terreno.
2. El módulo secante entre la presión de la sobrecarga del terreno y la presión de cimentación aproximada.

La variación de Eoed con la carga y la profundidad fue relativamente pequeña: se tomó un valor medio de 12.000 kPa para el cuadrante SW, 8.800 para el cuadrante NE y 10.400 kPa para los otros dos cuadrantes.

Una relación más detallada de los resultados se da por Justo et al. (1985).

La figura 5 muestra los movimientos de la superficie del terreno y de la cimentación.

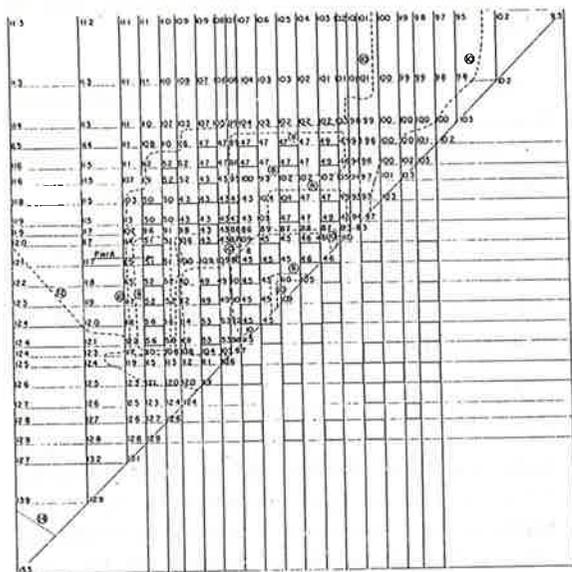


Fig. 5.—Levantamiento vertical de la cimentación y de la superficie del suelo, planta simétrica, discretización 5.

La tabla II muestra un resumen de los resultados.

En 1978 el movimiento medio fue de 2 cm. para la fachada Oeste y 0,9 cm. para la Este.

Comparando con los valores de la tabla II vemos que el orden de magnitud de los movimientos se han estimado bien, pero los movimientos calculados son mayores que los medidos. Una de las razones puede

ser la suposición de una variación lineal del hinchamiento unitario entre el fondo de la capa activa y la superficie del terreno.

Cuando se ha dispuesto de nivelaciones de superficie, nos damos cuenta, actualmente, que una hipótesis de levantamiento unitario constante en la capa activa hubiera sido más realista (v. fig. 4). En la tabla II se ha incluido un caso con hinchamiento unitario del 4,3 por 100 en superficie y 0 en el fondo de la capa activa, uniforme en planta, y con módulos edométricos obtenidos de la curva de inundación bajo carga (fig. 2). Este caso se ha indicado como «hinchamiento 2» en la tabla II. Los módulos edométricos iniciales, tomados como tangente bajo la sobrecarga del terreno variaban entre 300 kPa para los elementos más superiores de la capa activa y 7.900 kPa para los elementos inferiores.

Se ha calculado independientemente el pozo A de la figura 5 (indicado como pozo simple en la tabla I).

Podemos hacer los siguientes comentarios a la tabla II:

1. Una variación del coeficiente de Poisson entre 0 y 0,3 no tiene influencia en los resultados.
2. El levantamiento del pozo es casi inversamente proporcional a su profundidad.
3. Una discretización más tupida (2 y 3) da una predicción aceptable del levantamiento de los pozos. Pero cuando elementos anchos están colocados cerca de los pozos de cimentación, las tensiones en el

TABLA II

Hipótesis	Profundidad pozo	Hinchamiento	ν	Discretización	Máximo levantamiento pozo	σ_{\min} (kPa)		τ_{\max} kPa	τ_s kPa
						suelo	hormigón		
Pozo aislado	3	1	0	1	4,7	-180	-870	480	380
»	3	1	0	2	3,8	-75	-2.900	220	
»	3	1	0,3	1	4,5	-140	-830	440	
»	3	1	0,3	2	3,7	-110	-3.400	180	
»	2	1	0	2	5,7	-150	-3.500	210	
»	2	1	0,3	2	5,4	-100	-3.400	170	360
Cimentación total	2	1	0	3	5,0 (4,3)	-25 (38)	-1.900 (-1.900)	180	
»	2	1	0,3	3	5,1 (4,4)	-60 (35)	-2.300 (-2.300)	150	
Plano de simetría	2	1	0,3	4	5,5 (4,9)	-150 (36)	-2.200 (-2.200)	160	
»	2	1	0,3	5	5,6 (5,1)	-600 (-16)	-1.600 (-770)	180	
»	2	2	0,3	5	3,9 (3)	9,2 (20)	-170 (26,7)	23	

Entre paréntesis, levantamiento del pozo A.
 τ_{\max} = máxima tensión cortante en el terreno.
 τ_s = máxima tensión cortante en el pozo.

terreno y el hormigón son sobrestimadas en gran manera.

4. En algunos casos es conveniente estudiar algunos pozos de la cimentación como pozos simples, para tener una discretización más tupida para estimar las tensiones en el suelo y en el hormigón.

5. Las tensiones en el hormigón deben ser analizadas, y los pozos, armados, cuando sea necesario.

6. Comparando con los valores de la tabla I, los esfuerzos de tracción y cortante son admisibles. Debe tenerse en cuenta que los esfuerzos en la tabla II son incrementos correspondientes a un período de levantamiento y no tensiones absolutas en el terreno.

CONCLUSIONES

El método de elementos finitos propuesto en este artículo parece ser una herramienta adecuada para predecir movimientos y tensiones de una cimentación en terreno expansivo-colapsable, aunque es necesaria una mayor investigación para una mejor aproximación.

REFERENCIAS

CHENEY, J. E.: *Techniques and equipment using the surveyors level for accurate measurement of building movement*. Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. London, Butterworths, 1974.

1974.

JENNINGS, J. E.; FIRTH, R. A.; RALPH, T. K., y NAGAR, N.: *An Improved method for predicting heave using oedometer test*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, (2), 149-154, Haifa, 1973.

JUSTO, J. L.: *Estudio geotécnico sobre los daños ocasionados por los movimientos del terreno al grupo de viviendas La Paz, El Arahal, Sevilla*. Informe no publicado. Sevilla, 1980.

JUSTO, J. L.: *Diario ABC de Sevilla*, 18 mayo, págs. 4-9, 1983.

JUSTO, J. L.; SAURA, J., y DELGADO, A.: *Aplicación del método de E. F. al estudio de cimentaciones sobre arcillas expansivas*. «Anales de Ingeniería Mecánica», 1, 1, 104-109, Madrid, 1983.

JUSTO, J. L.; DELGADO, A., y RUIZ, J.: *The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory*. Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, 67-71, Adelaida, 1984 a.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; RODRIGUEZ, J. E., DELGADO, A., y JARAMILLO, A.: *A finite element method to design and calculate pier foundations in expansive-collapsing soils*. Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, 119-123, Adelaida, 1984 b.

JUSTO, J. L.; SAURA, J.; JARAMILLO, A., y GENTIL, P.: *Interpretation of field measurements of seasonal swelling-shrinkage of 10 blocks on expansive clay by a finite element method*. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya (Japón). Aceptado para su publicación. 1985.