

PARÁMETROS PARA ANÁLISIS SIN DRENAJE EN SUELOS BLANDOS

PARAMETERS FOR UNDRAINED ANALYSIS IN SOFT SOIL

JOSÉ LUIS DE JUSTO ALPAÑÉS. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Catedrático del Área de Ingeniería del Terreno

CRISTINA SORIANO CUESTA. Arquitecto

Becaria de Formación de Personal Docente e Investigador, Área de Ingeniería del Terreno

PERCY DURAND NEYRA. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Profesor Asociado del Área de Ingeniería del Terreno

ENRIQUE JUSTO MOSCARDÓ. Ingeniero Industrial

Profesor Asociado del Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

MARÍA ROMERO MILLÁN. Arquitecto

Colaboradora de Investigación

Universidad de Sevilla. ETS de Arquitectura. Avda. Reina Mercedes, 2. 41012 Sevilla

RESUMEN: Durante el diseño y la construcción de tres terraplenes instrumentados, situados en terreno de marisma, se ha realizado una comparación entre diferentes tipos de medida de la resistencia sin drenaje: Así, se ha comparado la resistencia obtenida mediante ensayos in situ (sonda de molinete, piezoconos y dilatómetros de Marchetti) con la obtenida en los ensayos de laboratorio. Asimismo se han comparado los resultados obtenidos en el análisis sin drenaje, entre el método de elementos finitos y el método de equilibrio límite, en presiones totales y efectivas, y utilizando en el primer caso los modelos reológicos de Mohr-Coulomb y Soft Soil (suelo blando).

PALABRAS CLAVE: SUELO BLANDO, SIN DRENAJE, MOHR-COULOMB, ARCILLA DE CAMBRIDGE, PIEZOCONO, MOLINETE, GEOTEXTIL DE REFUERZO, DRENES DE BANDA

ABSTRACT: During the design and construction of three instrumented embankments on marsh land a comparison has been made between different ways of measuring the undrained strength: vane, piezocone and Marchetti dilatometer in situ tests have been compared with the strength obtained from laboratory tests. Undrained analyses performed with effective and total stresses, finite element and limit equilibrium methods, and Mohr-Coulomb and soft soil models, have been compared.

KEYWORDS: SOFT SOIL, UNDRAINED, MOHR-COULOMB, CAM-CLAY, PIEZOCONE, VANE, GEOTEXTIL REINFORCEMENT, BAND-SHAPED DRAIN

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto del tramo final del canal del Bajo Guadalquivir incluye una balsa de regulación de regadío, con una capacidad de 7.91 Hm³, cerrada por cuatro diques con una altura inicial sobre cimientos de 11,17, 6,19, 9,04 y 4,98 m, respectivamente. Los diques N^o 1, 2 y 3 están situados sobre terreno margoso. Esta balsa tiene como obras adicionales un canal de enlace de 595 m de longitud, una conducción de 1.070 m de longitud y el encauzamiento de un arroyo de 2727 m del cual se obtiene una parte de los materiales del terraplén.

INTRODUCTION

The design of the final stretch of the low Guadalquivir Canal includes an irrigation control pond, with a capacity of 7.91 Hm³, closed by four embankments with initial heights over foundation of 11.17, 6.19, 9.04 and 4.98 m. Dikes No. 1, 2 and 3 are placed on marsh land. Some additional works to the pond are a junction canal 595 m long, a 1070 m long pipe and the channelling of a 2727 m stream, that provided one part of the embankment materials.

The pond is placed at the south of the province of Seville in the municipal district of Lebrija. Figure 1

La Balsa está situada en el termino municipal de Lebrija, al sur de la provincia de Sevilla. La figura 1 muestra el diseño final del dique 1. Los cuatro diques son homogéneos y fueron inicialmente diseñados con un dren horizontal aguas abajo, taludes en la parte superior de 3,5H:1V aguas arriba y de 3H:1V aguas abajo, bermas de 2,5 m de anchura a la cota 6 m, a partir de los cuales el talud es 6H:1V a ambos lados. Los diques fueron cimentados a una profundidad de 1 m y en la zona del dentellón a 3 m (2,5 m en el dique No. 4).

Los cálculos preliminares de estabilidad fueron realizados basándose en la resistencia a compresión simple, utilizando la ecuación 6 y suponiendo que los diques podrían romper debido a la diferencia entre las rigideces entre el terraplén compactado y el suelo de marisma de cimentación (v. Nakase, 1970). Los resultados recogidos en la tabla I indican que los coeficientes de seguridad obtenidos eran aceptables en los diques 2 y 3, y en la parte final del dique 1 (secciones 0+140, 0+300 y 0+340 en la Figura 2) pero no en el tercio central de este dique (sección 0+240), en donde el factor de seguridad (0,29) era totalmente inadmisibles.

Los cálculos preliminares de asentamientos para cada uno de los estratos de la cimentación descritos en el apartado 2, correspondientes a los puntos M y N (fig. 1), están resumidos en la tabla I. Los asentamientos se calcularon de acuerdo con el método descrito por Justo y Justo (2002).

Los cálculos de estabilidad de la sección 0+240 (dique 1) se repitieron utilizando como parámetro la resistencia al esfuerzo cortante obtenida de ensayos de corte consolidados-sin drenaje bajo la presión efectiva del terreno. En ese caso se obtuvo un coeficiente de seguridad de 1,55. Dado que este

shows the final design of the closure dike 1. The four dikes are homogeneous and were initially designed with a horizontal downstream drain, upper slopes 3,5H:1V upstream and 3H:1V downstream, 2.5 m wide berms at level 6 m and from that level down with a slope 6H:1V at both sides. The dikes were founded at a depth of 1 m and at the place of the cut-off at 3 m (2.5 m at dike No. 4).

Preliminary stability calculations were carried out based upon the unconfined compressive strength (equation 6), assuming that the dikes might crack owing to the differences of rigidity between embankment and foundation (v. Nakase, 1970). The results collected in table I indicate that the factors of safety obtained were acceptable in dikes 2 and 3, and at the ends of dike No. 1 (sections 0+140, 0+300 and 0+340 in Figure 2) but not at the central third of this dike (section 0+240), where the factor of safety (0.29) was clearly non allowable.

The preliminary settlement calculations corresponding to points M and N (fig. 1) of every layer of the foundation described in §2, are collected also in table I. The settlements were calculated according to the method described by Justo and Justo (2002).

The stability calculation at section 0+240 (dike 1) was repeated using as a parameter the shear strength form consolidated undrained shear tests under the effective overburden pressure. Then a factor of safety of 1.55 was obtained. As the parameters obtained from this test are usually unsafe, due to the decrease of the

TABLA I. COEFICIENTES DE SEGURIDAD SIN DRENAJE (F) PRELIMINARES, OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE, Y ASIENTOS OBTENIDOS DE ENSAYOS EDOMÉTRICOS
TABLE I. PRELIMINARY UNDRAINED SAFETY FACTOR (SF) BASED UPON THE UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH AND SETTLEMENTS OBTAINED FROM OEDOMETER TESTS

Dique/Dike	1								2	3	1
PK	0+140		0+240		0+300		0+340				0+240
F	4.7		0.29		2.3		3.5		5.0	2.3	OCR
Punto/Point	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
S_B'						0.022				0.022	
s_B (m)	0.083	0.164	0.458	0.607	0.153	0.128	-		0.076	0.128	0.488
s_C (m)				0.079		0.160	0.143			0.036	
s_D (m)	0.070	0.068	0.050	0.043	0.019	0.060	0.012	0.009	0.019	0.060	0.045
s (m)	0.153	0.232	0.508	0.650	0.251	0.210	0.173	0.152	0.095	0.210	0.570

s_B = asiento de la capa B/settlement of layer B

s_D = asiento de la capa D/settlement of layer D

s_C = asiento de la capa C/settlement of layer C

s = asiento total/total settlement

OCR = cálculo realizado suponiendo una relación de sobreconsolidación constante en cada estrato/the calculation is carried out assuming a constant overconsolidation ratio in every stratum.

Figura 2. Perfil geotécnico a lo largo del eje del dique N° 1.

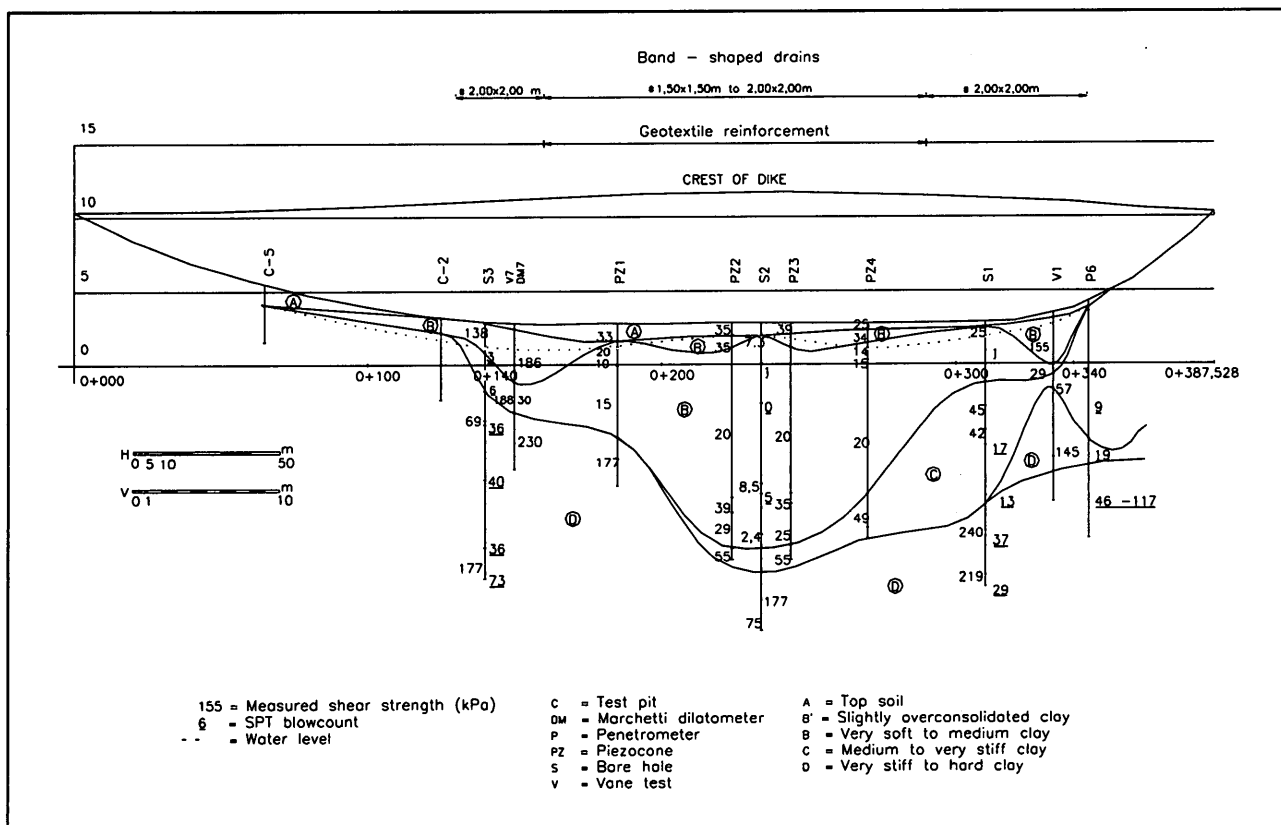
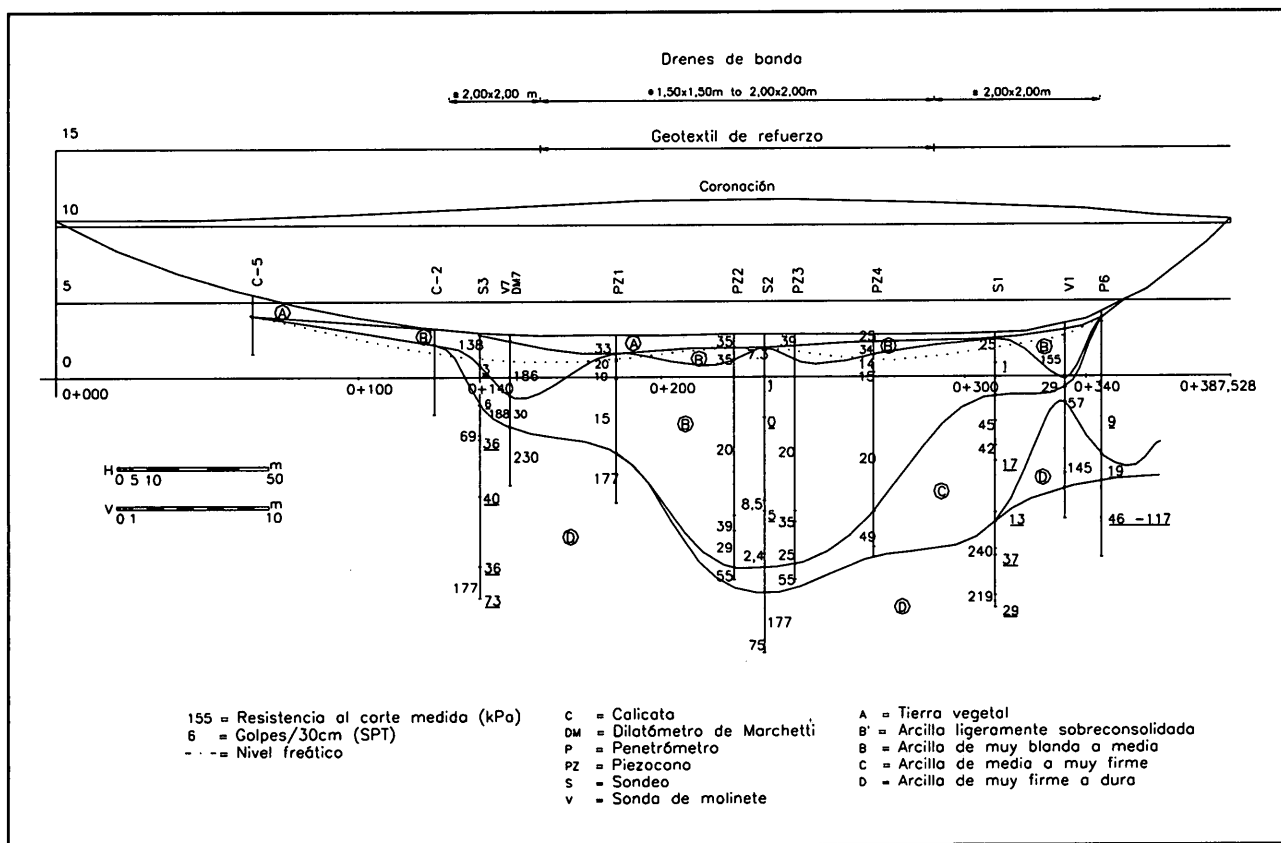


Figura 2. Geotechnical profile along centreline of dike No. 1.

ensayo deja del lado de la inseguridad, debido a la pérdida de humedad del suelo durante la recompresión a la que se ve sometido en la fase de consolidación, el factor de seguridad obtenido no se consideró suficiente. Por ello se decidió realizar una campaña de ensayos con piezocono, de los cuales se obtendría, entre otras cosas, la resistencia al corte sin drenaje y el coeficiente de consolidación bajo flujo horizontal.

2. PERFIL DEL TERRENO

De arriba abajo, se distinguen los siguientes tipos de suelo:

- A. Tierra vegetal
- B'. Arcillas y limos con materia orgánica, de alto límite líquido, ligeramente sobreconsolidados.
- B. Arcillas y limos con materia orgánica, de alto límite líquido, verde-azulados, de consistencia muy blanda a media.
- C. Arcilla de alto límite líquido, amarillenta, de consistencia media a muy firme.
- D. Arcilla margosa verdosa, de consistencia muy firme a dura.

Los valores medios de los parámetros se recogen en la tabla II, con la excepción de los obtenidos en los ensayos edométricos, incluidos en la tabla III. La Figura 2 muestra un perfil geotécnico longitudinal del dique 1.

3. MODELOS REOLÓGICOS, CÁLCULOS Y COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Para los cálculos se han utilizado tres modelos reológicos (v. Plaxis, 1995):

- 1. Rígido-plástico para el cálculo de estado de equilibrio límite.
- 2. Mohr-Coulomb. Modelo elasto-plástico con fluencia no asociada, para tener en cuenta el fenómeno de la dilatación.
- 3. Soft clay. Similar a cam-clay.

Se han llevado a cabo análisis sin drenaje en presiones totales y efectivas.

Para los análisis sin drenaje la ley de Hooke puede escribirse en términos de presiones totales y parámetros sin drenaje E_u y ν_u :

$$\{\dot{\epsilon}\}^e = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \{\dot{\sigma}\} \quad (1)$$

water content of the soil during recompression at the consolidation step, the factor of safety obtained was not considered safe, and it was decided to carry out a campaign of piezocone tests, that would provide, among other things, the undrained shear strength and the coefficient of consolidation under horizontal flow.

2. SOIL PROFILE

The following soil types appear from top to bottom:

- A. Top soil
- B'. Organic clay and silt, with high liquid limit, slightly overconsolidated
- B. High liquid limit blue organic clay and silt, very soft to medium
- C. Yellow high liquid limit clay, medium to very stiff
- D. Green marly clay, very stiff to hard

The average properties of the soils are collected in table II, with the exception of the parameters obtained from oedometer tests, included in table III. Figure 2 shows a geotechnical profile along the axis of dike 1.

3. RHEOLOGICAL MODELS, CALCULATIONS AND SAFETY FACTOR

Three rheological models have been used in the calculations (v. Plaxis, 1995).

- 1. Rigid-plastic for limit equilibrium calculations.
- 2. Mohr-Coulomb. Elasto-plastic model with a non-associated flow rule to take into account dilatancy.
- 3. Soft clay. Similar to cam-clay.

Undrained analyses have been carried out in total or effective stresses.

For undrained analysis Hooke's law may be written in terms of the total stress rates and the undrained parameters E_u and ν_u :

$$\{\dot{\epsilon}\}^e = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \{\dot{\sigma}\} \quad (1)$$

donde:

$$E_u = 2G(1+v_u) \quad (2)$$

Con el fin de evitar problemas numéricos, se ha considerado un v_u de 0,495. Por otro lado, el módulo volumétrico del agua, K_w , y el módulo de rigidez del suelo, K , están relacionados por la ecuación:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v)}{(1 - 2v_u)(1 + v)} K = 300 \frac{0.495 - v}{1 + v} K > 30K \quad (3)$$

Para obtener con el ordenador resultados más acordes con los medidos, K_w debe tener un valor elevado en comparación con K . Para que se cumpla la no igualdad final de la ecuación 3, se requiere que $v \leq 0,35$.

where:

$$E_u = 2G(1+v_u) \quad (2)$$

In order to avoid numerical problems, v_u is taken as 0.495. The bulk moduli of water, K_w , and the soil skeleton, K , are related by the equation:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v)}{(1 - 2v_u)(1 + v)} K = 300 \frac{0.495 - v}{1 + v} K > 30K \quad (3)$$

To ensure realistic computational results, K_w must be high compared with K . It is required that $v \leq 0,35$; then the inequality at the end of equation 3 is obtained.

TABLA II. PARAMETROS DE CÁLCULO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELO
TABLE II. PARAMETERS FOR CALCULATION IN DIFFERENT SOIL TYPES

Tipo de suelo Soil type	Corte directo Direct shear				Triaxial Triaxial		q_u kPa	T 80 μ %	w_L	I_p	I_L	N	N_B kg/m ³	ρ_d	γ kN/m ³	USCS
	c' kPa	ϕ'	c_{cu} kPa	ϕ_{cu}	c' kPa	ϕ'										
B'							196	86.0	75.3	40.7	0.04	9		1290	17.4	CH MH OH
B	12	16.1°	13	15.4°	5.4	23.8°	41	96.1	71.1	38.6	0.61	4	4	1100	16.6	CH MH
C			8.8	26.7°			84	90.5	66.2	45.5	0.47	15	12	1180	16.5	CH
D	41	18.1°	102	17.9°			21	91.9	65.2	27.7	-0.19	40	>38	1420	18.3	MH
D Arroyo derivado Channelled stream	23	14.7°	8.8	9.4°			10.2	97.7	60.3	29.7	-0.00			1440	18.3	

N_B = Número de golpes Borros (golpes/20 cm)/Borros blow count (blows/20 cm)

TABLA III. ENSAYOS EDOMÉTRICOS/TABLE III. OEDOMETER TESTS

Tipo de suelo/Soil type	C_c	C_s	E_o	σ'_p kPa	c_v 10 ⁻⁸ m ² /s
B'	0.168	0.047	0.949	127	4.7*
B	0.234	0.057	0.961	98	2.9*

* media geométrica/geometric mean



Figura 3. Obtención del coeficiente de seguridad.

La tasa de la presión intersticial en exceso se determina a partir de la tasa de deformación volumétrica, de acuerdo con:

$$\dot{u}_e = \frac{K_w}{n} \dot{\epsilon}_v \quad (4)$$

En los cálculos pueden utilizarse tanto parámetros con drenaje, c' y ϕ' , como sin drenaje, c_u y $\phi_u = 0$ (arcilla saturada).

Si se emplean parámetros sin drenaje, el análisis sin drenaje puede llevarse a cabo utilizando presiones totales, como recomienda el manual del Plaxis (1995). Con este fin se impide la generación de presiones intersticiales hidrostática y en exceso, anulando el peso específico del agua y estableciendo que el comportamiento del material sea con drenaje. En este caso para el cálculo del módulo se utiliza la ecuación 2.

Además del programa de elementos finitos (MEF) Plaxis, se ha utilizado el programa Geo-Slope para cálculos con el método de equilibrio límite.

El coeficiente de seguridad (F) en los cálculos por elementos finitos se obtiene reduciendo los parámetros de resistencia mediante un coeficiente. Se ha realizado un gráfico que representa este coeficiente en el eje de ordenadas y el desplazamiento de un nudo representativo en el eje de abscisas. El valor máximo de la curva obtenida es el factor de seguridad (Fig. 3).

Algunas veces, en lugar de tomar el valor máximo, se ha adoptado como coeficiente de seguridad el correspondiente a un desplazamiento menor.

4. ENSAYOS CON EL PIEZOCONO

La resistencia por punta del piezocono fue corregida de acuerdo con Baligh et al. (1981) y con Campanella et al. (1982).

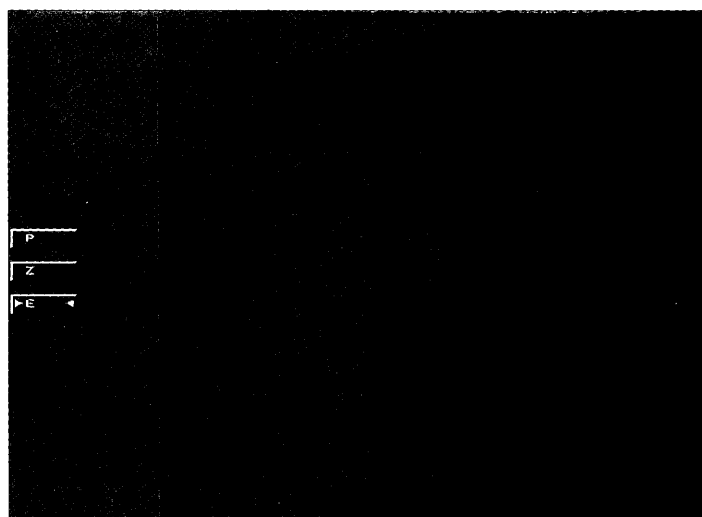


Figura 3. Safety factor by F/c reduction.

The rate of excess pore pressure is calculated from the (small) volumetric strain rate, according to:

$$\dot{u}_e = \frac{K_w}{n} \dot{\epsilon}_v \quad (4)$$

Either drained, c' and ϕ' , or undrained, c_u and $\phi_u = 0$ (saturated clay), parameters may be used.

If the undrained parameters are employed undrained analysis may also be carried out using total stresses as recommended in the Plaxis (1995) manual. To this end the generation of both steady and excess pore pressures are prevented, setting the water weight to zero and the material to drained behaviour. Equation 2 modulus is used.

Plaxis finite element (FE) program and the Geo-Slope for limit equilibrium calculations have been used throughout.

The safety factor (SF) in finite element calculations is obtained reducing the strength parameters by a coefficient. A plot is made representing this coefficient as ordinate and the displacement of a significant node as abscissa. The maximum of this plot is the safety factor. (Fig. 3)

Sometimes, instead of taking the maximum the factor for a certain smaller displacement has been adopted as the safety factor.

4. PIEZOCONO TESTS

The piezocone point resistance was corrected according to Baligh et al. (1981) and Campanella et al. (1982).

La resistencia al corte sin drenaje fue calculada de acuerdo con la ecuación:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (5)$$

siendo:

q_c = resistencia por punta del piezocono
 σ_v = presión vertical total en el nivel de la punta
 $N_k = 16$

Los valores obtenidos de acuerdo a la ecuación dada por Senneset et al. (1982) fueron mayores.

Las Figuras 1 y 2 muestran los valores medios de la resistencia al corte sin drenaje obtenidos de los piezoconos situados bajo el eje del dique N°1.

Estos valores son mayores que los obtenidos a partir del ensayo de compresión simple utilizando la ecuación:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (6)$$

pero confirman la baja resistencia de los suelos tipo B.

El valor medio del coeficiente de consolidación para flujo horizontal ($1.1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) obtenido con los piezoconos es, en la zona del dique N°1, sólo 3,7 veces mayor que el coeficiente de consolidación para flujo vertical obtenido de los ensayos edométricos.

Los valores de la relación c_u/σ'_o obtenidos con los piezoconos se han comparado con los valores sugeridos por Hansbo (1957) y Jiménez Salas et al. (1981):

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0,45 \frac{w_L}{100} \quad (7)$$

La razón de sobreconsolidación (OCR) ha sido obtenida de la siguiente relación:

$$\text{OCR} = \frac{c_u/\sigma'_o(\text{piezocone})}{c_u/\sigma'_o(\text{Hansbo})} \quad (8)$$

De este modo se determinó que el suelo tipo B tiene un OCR = 1,2 por encima de 5,25 m. de profundidad y por debajo es normalmente consolidado. El suelo tipo C tiene una razón de sobreconsolidación de 1,3. Los asentamientos calculados bajo estas hipótesis están incluidos en la última columna de la tabla I (v. Justo y Justo, 2002).

The undrained shear strength was calculated according to the equation:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (5)$$

where:

q_c = piezocone point resistance
 σ_v = total vertical stress at point level
 $N_k = 16$

The values obtained according to the equation given by Senneset et al. (1982) were larger.

Figures 1 and 2 show the average values of the undrained shear strength obtained from the piezocones located under the axis of dike n° 1.

These values are larger than those obtained from the unconfined compressive strength using the equation:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (6)$$

but they confirm the low strength of the type B soils.

The average value of the coefficient of consolidation for horizontal flow ($1.1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) obtained with the piezocones is, in the zone of dike 1, only 3.7 times larger than the coefficient of consolidation for vertical flow obtained from the oedometer tests.

The values of c_u/σ'_o obtained with the piezocone have been compared with those suggested by Hansbo (1957) and Jiménez Salas et al. (1981):

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0,45 \frac{w_L}{100} \quad (7)$$

The overconsolidation ratio (OCR) has been obtained as:

$$\text{OCR} = \frac{c_u/\sigma'_o(\text{piezocone})}{c_u/\sigma'_o(\text{Hansbo})} \quad (8)$$

In this way it was found that soil type B has an OCR = 1.2 up to 5.25 m depth and is normally consolidated below. Soil type C has an overconsolidation ratio of 1.3. With these assumptions the calculated settlements are included in the last column of table I (v. Justo and Justo, 2002).

El coeficiente de seguridad a corto plazo del dique 1, calculado suponiendo el agrietamiento del terraplén (Nakase, 1970), fue menor que 1. También se llevó a cabo un cálculo por elementos finitos (MEF) utilizando presiones efectivas y el modelo reológico Mohr-Coulomb. Con el método de elementos finitos se obtuvo un coeficiente de seguridad de 1,29 (suponiendo que el terraplén no resiste a tracción), y de 1,38 con el método de Bishop modificado (MB) (Justo, 2000). A efectos de la estabilidad del dique estos valores se consideraron insuficientes.

5. MODIFICACIONES PRELIMINARES EN EL DIQUE

La baja resistencia de la arcilla B, muy plástica, hizo necesaria la modificación del diseño inicial del dique. Así, se introdujeron las siguientes modificaciones (v. fig. 1 y 2):

1. En la base del terraplén del dique N°1 se colocó un geotextil con una rigidez de 8333 kN/m y una resistencia a tracción de 1000 kN/m.
2. En el dique N°1 se introdujeron drenes de banda espaciados 1,50x1,50 m y una capa de arena en la parte superior.
3. En los diques N°1 y N°3 el dren horizontal aguas abajo fue transformado en un dren chimenea.
4. En los diques N°1, 2 y 3, se colocaron placas de asiento, piezómetros e inclinómetros.
5. Debido a los grandes asientos previstos, la máxima altura sobre cimiento fue aumentada, hasta 11,892, 7,245 y 9,22 m para los diques N° 1, 2 y 3 respectivamente.

Los cálculos de estabilidad fueron realizados mediante el Plaxis (MEF), utilizando presiones totales y efectivas. El análisis sin drenaje en presiones efectivas incluyendo un geotextil de rigidez 3333 kN/m incrementó el factor de seguridad hasta 1,38.

El cálculo se repitió utilizando el modelo *soft clay*. En ese caso los asientos calculados sin drenaje al final de la construcción aumentaron hasta 3,08 m y la tensión en el geotextil superó su resistencia. Con la aplicación de la carga de agua, el cálculo indicó que se producía la rotura del dique.

Cuando se incrementa la rigidez del geotextil, las deformaciones plásticas sin drenaje disminuyen considerablemente. Si la rigidez del geotextil se aumenta hasta los 8333 kN/m, el factor de seguridad sin drenaje, utilizando el modelo Mohr-Coulomb, aumenta hasta 1,5 en presiones totales y efectivas.

Se eligió un geotextil de rigidez 8333 kN/m, pero el factor de seguridad de 1,5 alcanzado con el modelo Mohr-Coulomb fue considerado insuficiente, debido a que al utilizar el modelo *soft clay* en condiciones sin drenaje y bajo la carga del agua no se alcanzó el equilibrio. Por ello, se especificó un ritmo de construcción que fue considerado excesivamente lento por los responsables del regadío, debido a la urgente necesidad de agua.

The short term factor of safety of dike 1, calculated assuming cracking of the embankment (Nakase, 1970), was below 1. An undrained FE calculation was also carried out using effective stresses and a Mohr-Coulomb model. A factor of safety of 1.29 was obtained with the FE method (assuming no tension strength in the embankment), and 1.38 with modified Bishop (MB) method (Justo, 2000). These safety factor were considered insufficient.

5. PRELIMINARY MODIFICATIONS IN THE DIKE

The low strength of the highly plastic clay B compelled to change the initial design. The following modifications were introduced (v. fig. 1 and 2):

1. *A geotextile reinforcement with a stiffness of 8333 kN/m and a strength of 1000 kN/m was placed at the base of the embankment in dike No. 1.*
2. *Band-shaped drains spaced at 1.50x1.50 m and upper sand blankets were introduced in dike No. 1..*
3. *The horizontal downstream drain was transformed into a chimney drain in dikes 1 and 3.*
4. *Settlement plates, piezometers and inclinometers were introduced into dikes No. 1, 2 and 3.*
5. *Owing to the large foreseen settlements, the maxima heights over foundation were increased to 11.892, 7.245 and 9.22 m for dikes 1, 2 and 3 respectively.*

Stability calculations were carried out with Plaxis FE method using total and effective stresses. A geotextile with a stiffness of 3333 kN/m increased the factor of safety in effective stress undrained analysis up to 1.38.

The calculation was repeated using a soft clay model. Then the undrained settlement increased up to 3.08 m at the end of construction and the geotextile stress exceeded its resistance. Upon application of the water load the dike failed.

When the geotextile stiffness increases, the undrained plastic settlements strongly decrease. If the stiffness of the geotextile increases up to 8333 kN/m the factor of safety in an undrained calculations, using a Mohr-Coulomb model increases up to 1.5 in total and effective stresses.

A geotextile with a stiffness of 8333 kN/m was adopted, but the factor of safety of 1.5 attained with

6. ENSAYO CON SONDA DE MOLINETE Y POSTERIORES MODIFICACIONES

Debido a la alarma producida por el bajo factor de seguridad obtenido en los cálculos preliminares, se llevó a cabo una campaña de ensayos con sonda de molinete, con molinetes autoperforantes, y en el interior del sondeo. Se utilizó un tomamuestras de pistón para la obtención de testigos inalterados, y así obtener valores más exactos de c' y ϕ' mediante ensayos triaxiales.

La figura 1 muestra la resistencia al corte sin drenaje obtenida para ese mismo perfil con los ensayos de sonda de molinete y piezoconos (ec. 1). Aunque no son ensayos tan similares como para poder realizar una comparación directa, se puede decir que en ambos casos se obtienen valores del mismo orden de magnitud. Lo mismo se puede decir sobre el dilatómetro de Marchetti (v. Justo, 2001).

Muchos autores indican que el coeficiente de seguridad al deslizamiento a corto plazo cuando la resistencia sin drenaje se obtiene a partir de ensayos de sonda de molinete puede ser alrededor de 1, y que el coeficiente de seguridad calculado aumenta con el índice de plasticidad. (Jiménez Salas et al., 1981; Lade, 2001). Así que la resistencia del ensayo de molinete se dividió por un factor mayor que uno, que aumenta con el índice de plasticidad.

Debido a esta minoración y a la presencia de nuevos datos, el coeficiente de seguridad en presiones totales obtenido mediante el MEF para la sección 0+240 (dique N° 1), disminuyó hasta el valor 1,01. Por otro lado, el coeficiente de seguridad en presiones efectivas obtenido fue 2,03. En el dique N° 3, donde no se había colocado geotextil, el valor de F obtenido por el método Bishop modificado osciló entre 1,37 y 1,47. Teniendo en cuenta los drenes de banda, en la zona en donde éstos se sitúan, el F calculado en la sección 0+240 aumentó hasta 2,03. No obstante, se consideró que no había seguridad de que esto ocurriera durante el proceso de construcción, por lo cual se decidió modificar los diques N° 1 y 3 mediante:

1. La construcción de nuevos drenes de banda en los diques N° 1 (Figuras 1 y 2) y N° 3.
2. La ampliación de la berma hasta una anchura de 12,5 m en el dique N° 1. (Figura 1).

7. CÁLCULOS

Para el análisis sin drenaje se utilizaron los siguientes modelos, de acuerdo al apartado 6:

- a. *Soft clay*, en presiones efectivas y utilizando parámetros con drenaje.

the Mohr-Coulomb model was considered insufficient because with the soft clay model the equilibrium was not reached in undrained conditions under the water load. So, a construction schedule was specified that was considered too slow for the pressing water need.

6. VANE TESTS AND FURTHER MODIFICATIONS

Owing to the alarm produced by the low factor of safety obtained in the preliminary calculations, a campaign of vane tests was carried out with self-boring vanes and inside boreholes. Piston samples were taken out to obtain more exact c' and ϕ' values in triaxial tests.

Figure 1 shows together the undrained shear strengths obtained in the same profile in vane and piezocone tests (eq. 1). Although they are not so near to allow a direct comparison, it may be said that both tests produce values of the same order. The same may be said about Marchetti dilatometer (v. Justo, 2001)

Many authors have indicated that the factor of safety in short term slides when the undrained strength is obtained from vane tests may be above one, and the calculated factor of safety increases with the plasticity index (Jiménez Salas et al., 1981; Lade, 2001). So the vane strength was divided by a factor larger than one increasing with plasticity index.

Owing to this reduction and to the presence of new data, the total stress FE/SF in section 0+240 (dike No. 1) decreased up to 1.01. On the other hand the effective stress SF was 2.03.

In dike No. 3, where no geotextile had been placed the SF obtained by MB method ranged from 1.37 up to 1.47. If it was assumed that the zone occupied by the band-shaped drains became drained, then the SF in section 0+240 increased up to 2.03, but it was not sure that this happened during construction, and it was decided to modify dikes 1 and 3 anew:

- 1. New band-shaped drains were constructed in dikes No. 1 (Figures 1 and 2) and 3.*
- 2. The berm width was extended up to 12.5 m (Figure 1).*

7. CALCULATIONS

According to §6 the following models have been chosen for undrained analysis:

- b. *Mohr-Coulomb*, en presiones efectivas y utilizando parámetros con drenaje
- c. *Mohr-Coulomb*, en presiones efectivas y utilizando parámetros sin drenaje
- d. *Mohr-Coulomb*, en presiones totales y utilizando parámetros sin drenaje

Se considera que el modelo *a* es el más indicado para el cálculo de asentamientos, pero no permite el cálculo del coeficiente de seguridad. Con el fin de obtener asentamientos similares, se utilizó la siguiente ecuación para el valor del módulo de elasticidad en los modelos *b*, *c* y *d*:

$$E = \alpha c_u \quad (9)$$

Donde $\alpha = 165$ para el modelo *b*, 390 para el *c* y 300 para el *d*.

Por otra parte, las presiones intersticiales obtenidas con los modelos *a*, *b* y *c* son bastante similares. En los cuatro modelos, las tensiones obtenidas en el geotextil no son muy diferentes.

La construcción se ha llevado a cabo durante un periodo de un año. Al final de la misma, las medidas de presión intersticial en la sección 0+240 del dique N° 1 indican un valor medio del grado de consolidación de 62.6% en la zona de los drenes de banda, y de 29,7% en el resto. En las secciones 0+140 y 0+340 del mismo dique, el grado de consolidación es del 100%.

El coeficiente de seguridad, en presiones totales o efectivas, es semejante utilizando parámetros sin drenaje.

8. CONCLUSIONES

- Utilizando el método de elementos finitos con el modelo *soft clay*, se obtienen valores similares de la resistencia al corte sin drenaje a la conseguida mediante ensayos de sonda de molinete, piezoconos (ec. 5) o dilatómetro de Marchetti.
- El uso de la resistencia a compresión simple y de la ecuación 6 en los cálculos puede llevar a valores muy bajos de la resistencia al corte en arcilla de consistencia muy blanda a media, a no ser que las muestras sean de excelente calidad. Debido a ello, este método no es recomendable.
- Si se utilizan los parámetros del ensayo de corte con consolidación sin drenaje para corregir la resistencia al corte, esta resistencia se sobreestima por un factor de 1,6.
- En los análisis sin drenaje realizados con parámetros sin drenaje y presiones totales se obtienen asien-

- a. *Soft clay model using effective stresses and drained parameters*
- b. *Mohr-Coulomb model using effective stresses and drained parameters*
- c. *Mohr-Coulomb model using effective stresses and undrained parameters*
- d. *Mohr-Coulomb model using total stresses and undrained parameters*

It is assumed that model a is the best for settlement calculations, but it does not allow SF analysis. In order to reach similar undrained settlements the following equation has been adopted for the Elasticity modulus in models b to d:

$$E = \alpha c_u \quad (9)$$

Where $\alpha = 165$ for model *b*, 390 for model *c* and 300 for model *d*.

On the other hand the pore water pressures obtained with models *a*, *b* and *c* are quite similar. The stresses in the geotextile are not very different in the four models.

Construction has been carried out along one year. At the end of construction, the pore pressure measurements indicate an average degree of consolidation of 62.6% in the zone occupied by the band-shaped drains and 29,7% where there are no drains in section 0+240 (dike No. 1). In sections 0+140 or 0+340 of the same dike the degree of consolidation is 100%.

The SF using total or effective stresses, but undrained parameters is similar.

8. CONCLUSIONS

- In *soft clay*, similar values of the undrained shear strength are obtained using vane tests, piezocone tests (eq. 5) or the Marchetti dilatometer.
- The use of the unconfined compressive strength and equation 6 may lead to very low values of the shear strength in very soft to medium clay unless the samples are of excellent quality. Owing to that the method is not recommended.
- If the parameters of the consolidated-undrained shear test are used to correct the shear strength, this strength is overestimated by a factor of 1.6.

tos aceptables utilizando en la ecuación 9 un coeficiente α comprendido entre 350 y 400.

- Se puede llevar a cabo un análisis sin drenaje utilizando los parámetros en presiones efectivas c' y ϕ' , obtenidos de ensayos triaxiales.

- El modelo reológico con el que se obtienen resultados más ajustados a los asientos medidos es el soft clay (similar al cam-clay). Para conseguir con el modelo Mohr-Coulomb resultados similares se debe tomar un valor de $\alpha = 165$ en la ecuación 9.

- Todos los modelos utilizados predicen bien las presiones intersticiales.

- Los coeficientes de seguridad obtenidos con el método de elementos finitos son semejantes a los obtenidos con el método de estado límite de equilibrio.

- En las secciones en las que se incluyó el geotextil de refuerzo, con el MEF se obtiene mejor el coeficiente de seguridad. En ocasiones, cuando se utilizan elementos muy delgados, en el cálculo del coeficiente de seguridad por el MEF pueden producirse inestabilidades numéricas. ■

- *Undrained analysis using undrained parameters and total stresses will reach acceptable settlement values using an α coefficient 300 in equation 9.*

- *An undrained analysis may be carried out using the effective stress parameters, c' and ϕ' , obtained from triaxial tests.*

- *The rheological model that better predicts the measured settlements is the soft clay model (similar to cam-clay). In order to reach similar results with the Mohr-Coulomb model, an α value of 165 in equation 9 may be used.*

- *The pore pressures are well predicted with all the models.*

- *The SF obtained with the FE and limit equilibrium methods are alike. In the sections in which a reinforcement geotextile is included the SF is better obtained with the FE method. Sometimes instabilities are produced in the calculation of the SF with the FE method when very thin elements are used. ■*

BIBLIOGRAFÍA

–Baligh, M.M., Azzous, A.S., Wissa, A.Z., Martin, R.T., Morris on, M.J. (1981). The piezocone penetrometer. *Symp. on CPT and Exper.*, ASCE.

–Campanella, G., Gillespie, D., Robertson, P.K. (1982). Pore pressure during cone penetration testing. *Proc. ESOPT II*. Amsterdam.

–Hansbo, S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. *Swedish Geotech. Inst. Proc.* 14.

–Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II*, Rueda, Madrid.

–Justo, J.L. (2000). Dictamen sobre la estabilidad del dique de Lebrija. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe no publicado. *Unpublished Report*.

–Justo, J.L., (2001). Dictamen sobre la modificación del dique de Lebrija. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe no publicado.

–Justo, J.L., Justo, E. (2002). El asiento de una capa finita según el método edométrico. *Ingeniería Civil*, Madrid. En prensa.

–Lade, P.V. (2001). Engineering Properties of Soils and Typical Correlations. *Capítulo 3, Geotechnical and Environmental Engineering Handbook*, Kluwer, 43-62.

–Nakase, A. (1970). Stability of low embankment on cohesive soil stratum. *Soils and Foundations* 10(4): 39-64.

–Plaxis (1995). Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. *Balkema*, Rotterdam.

–Senneset, K., Janbu, N., Svan, G., (1982). Strength and deformation parameters from cone penetration tests. *Proc. ESOPT II*. Amsterdam.