



Received: 12-07-2015
Accepted: 28-07-2015

Caso real de colapso de muro pantalla en fase de ejecución, influencia geotécnica de las variables del entorno y de estudio en el criterio de diseño y dimensionado: acciones ejecutadas. Real case screen wall collapse in phase execution, geotecnic influence of study and environment variables in design criteria and sizing: actions performed.

Francisco Fiol^a, Juan Manuel Manso^b, Carmelo Muñoz^c, José Antonio de la Fuente^d

^a Universidad de Burgos (España, ffiol@ubu.es), ^b Universidad de Burgos (España, jmmanso@ubu.es), ^c Universidad de Burgos (España, cmruip@ubu.es), ^d Universidad de Burgos (España, jafuente@ubu.es)

Resumen— El colapso de un muro pantalla durante su ejecución representa un impacto a gran escala tanto en el aspecto económico como en el técnico. En este documento describimos las lesiones del muro real tanto los días antes del colapso como durante el colapso. Cuando ocurre un incidente de este tipo el objetivo principal es averiguar las causas para ser capaces de evitar su repetición en el futuro. La metodología se basa en el análisis cronológico de los parámetros referentes al dimensionamiento y a la propia ejecución del muro pantalla. Los parámetros principales que se han extraído del estudio geotécnico original, aunque escasos, son optimistas. A partir de estos datos el ingeniero debe analizar y sopesar la importancia de estos parámetros en diseños y dimensionados de estructura posteriores. El estudio geotécnico recoge los valores medios de los parámetros geotécnicos, por esto, de todos ellos el ingeniero debe, o considerar los valores verdaderamente característicos, o puede aplicar ponderaciones. Esta decisión repercutirá, de una forma muy importante, en la entrada de datos al software utilizado. El diseño de la estructura (revestimiento, número de anclajes provisionales, etc.) es esencial para incrementar su seguridad aumentando la probabilidad de colapso en el caso de que las decisiones tomadas en el proceso de diseño no fueran las apropiadas. Los resultados obtenidos muestran que considerando los parámetros geotécnicos característicos en lugar de los valores medios y aplicando coeficientes de seguridad suficientes se habría evitado el colapso. La solución técnica a un siniestro es muy compleja y laboriosa, implica igualmente un coste económico elevado por la modificación de la solución estructural original además de producir variaciones en las características del terreno medidas para el diseño original.

Palabras clave— Patología; Muro pantalla; plan de intervención; evaluación estructural.

Abstract— The collapse of a wall display during the execution of the economic and technical means a large-scale impact. In this paper we present the description of the lesions affected the days before the collapse and throughout the collapse. As of that incident corresponds primary objective the assessment of the causes that gave rise to be able to contribute to the non-attendance of these new times. The methodology to be applicable, in chronological analysis of the parameters involved in the calculation of the dimensioning and execution diaphragm wall are derived manner. The parameters that influence mostly are extracted from the original geotechnical and in this case were scarce and optimistic. From this it is derived that the designer must analyze and properly weigh the intervention of these parameters in later design and calculation of the structure. The geotechnical study reflects average values of the geotechnical parameters, but the designer must consider the characteristic values well or apply rebates. The latter greatly influences the data entry software. The design of the structure that is, encasing, number of provisional anchors, etc. It is essential to increase safety reserve structure and if this is not successful, makes the probability of collapse increases. The results obtained show that you have considered characteristic geotechnical parameters instead of mean values in the calculations, the safety factors have been sufficient and would have prevented the collapse. The technical solution to a casualty is complex and laborious high economic cost as well as alters other structural solutions already defined as the foundation, due to the alteration of the surrounding terrain.

Index Terms— Pathology; Wall screen; Intervention plans; Structural evaluation.

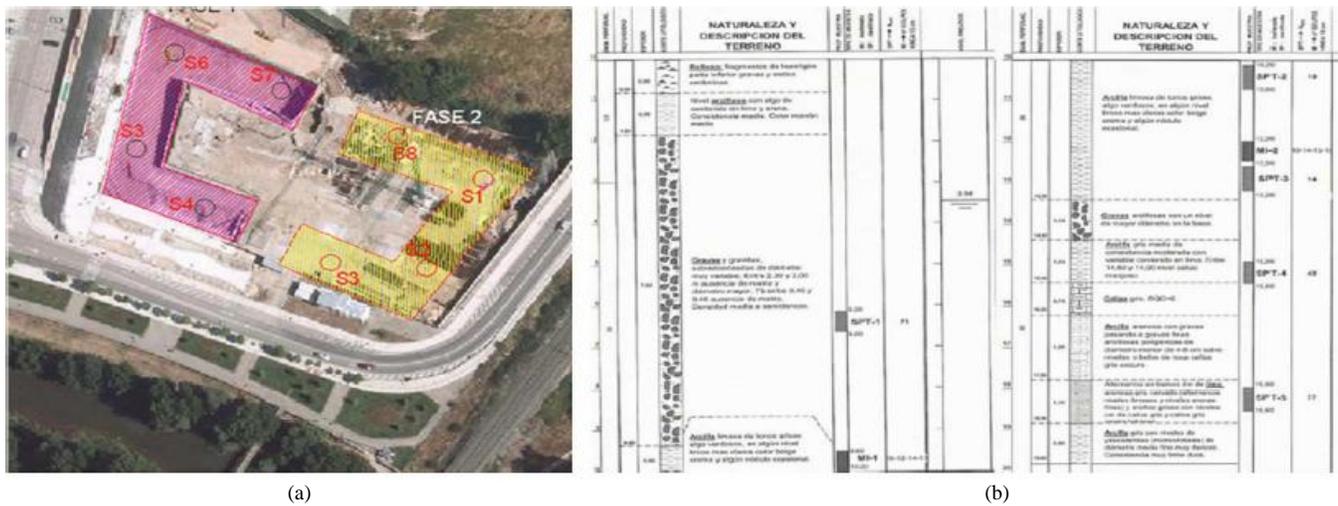


Fig. 1. Plano situación con FASE 1 color rojo (a) y estratigrafía terreno según E. Geotécnico (b).

I. INTRODUCCIÓN

EN EDIFICACIÓN el empleo de sistemas de contención previos a la excavación, como los muros pantallas, son habituales sobre todo cuando tenemos medianerías y cuando incorporamos varios sótanos bajo rasante. El caso actual supone un edificio en el área de actuación Capiscol parcela 53.01" INDASA" de Burgos. El edificio está destinado a viviendas (6 alturas), bajos comerciales (planta baja) y tres sótanos de garajes bajo rasante. La parcela se destina a dos promociones de viviendas en forma de "U" divididas en dos fases (FASE 1 y FASE 2) y están situadas cerca del cauce del río Arlanzón.

La estructura de los sótanos está compuesta de pórticos de hormigón armado con forjados unidireccionales formados por forjado semirresistente y bovedilla.

Los forjados de las plantas de pisos y cubierta se componen de placas apoyadas sobre soportes aislados aligeradas con casetón perdido (forjado reticular). La cimentación de dichos módulos es superficial, mediante losa de hormigón armado tal y como recomienda el estudio geotécnico. En parcelas cercanas se construyen edificios con disposiciones similares.

II. ESTUDIO GEOTÉCNICO ELABORADO Y ANTECEDENTES

La elaboración del estudio geotécnico supone la primera de las deficiencias. El diseño de las actuaciones a realizar, que si bien en la elaboración del proyecto no suponía la aplicación del CTE-C, si en la ejecución propiamente dicha.

J. Garabito López, A. Rodríguez Sáiz y C. Junco Petrement son profesores del Departamento de Construcciones Arquitectónicas e Ingeniería de la Construcción y del Terreno de la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Burgos. Calle Villadiego s/n, 09003, Burgos, España.

J.C. Garabito López es profesor del Departamento de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Burgos. Calle Villadiego s/n, 09003, Burgos, España.

El estudio geotécnico realizado se llevó a cabo para la globalidad de las dos promociones (divididas en dos fases) situadas en la parcela y consistieron en ocho sondeos de los cuales cuatro corresponden a la FASE 1 (promoción en litigio). El corte estratigráfico reflejaba una gran potencia de gravas de 9.40 metros y a continuación varios estratos de arcillas limosas de tonos grises de consistencia media a blanda. El diseño de proyecto prevé un muro pantalla con un empotramiento de 3 metros y una sola fila de anclajes, ya que el informe geotécnico reflejaba el nivel freático a una profundidad de 3.0 m. y recomendaba no atravesar con el empotramiento de la pantalla, para no comunicar el nivel freático con estratos de arenas más profundos (Fomento, 2006).

III. COLAPSO DEL MURO

En los días anteriores al siniestro, el jefe de obra advirtió de la gran cantidad de agua que fluía entre las juntas de algunos batches así como en los orificios practicados para alojar los anclajes correspondientes.

El derrumbe o colapso del muro sucedió a primera hora de la mañana produciendo los efectos que se pueden observar en las imágenes de la figura 2.

La secuencia del colapso se puede apreciar en las secciones esquematizadas de la figura 3, produciéndose en la hipótesis más desfavorable correspondiente al vaciado de los tres sótanos, sin haber ejecutado todavía la losa de cimentación.

El estudio geotécnico realizado se llevó a cabo para la globalidad de las dos promociones (divididas en dos fases) situadas en la parcela y consistieron en ocho sondeos de los cuales cuatro corresponden a la FASE 1 (promoción en litigio). El corte estratigráfico reflejaba una gran potencia de gravas de 9.40 metros y a continuación varios estratos de arcillas limosas de tonos grises de consistencia media a blanda. El diseño de proyecto prevé un muro pantalla con un



Fig. 2. Imágenes tomadas el día del colapso.

empotramiento de 3 metros y una sola fila de anclajes, ya que el informe geotécnico reflejaba el nivel freático a una profundidad de 3.0 m. y recomendaba no atravesar con el empotramiento de la pantalla, para no comunicar el nivel freático con estratos de arenas más profundos (Fomento, 2006).

IV. COLAPSO DEL MURO

En los días anteriores al siniestro, el jefe de obra advirtió de la gran cantidad de agua que fluía entre las juntas de algunos bataches así como en los orificios practicados para alojar los anclajes correspondientes.

El derrumbe o colapso del muro sucedió a primera hora de la mañana produciendo los efectos que se pueden observar en las imágenes de la figura 2.

La secuencia del colapso se puede apreciar en las secciones esquematizadas de la figura 3, produciéndose en la hipótesis más desfavorable correspondiente al vaciado de los tres sótanos, sin haber ejecutado todavía la losa de cimentación.

V. ANÁLISIS DE LOS ORÍGENES Y CAUSAS DEL COLAPSO

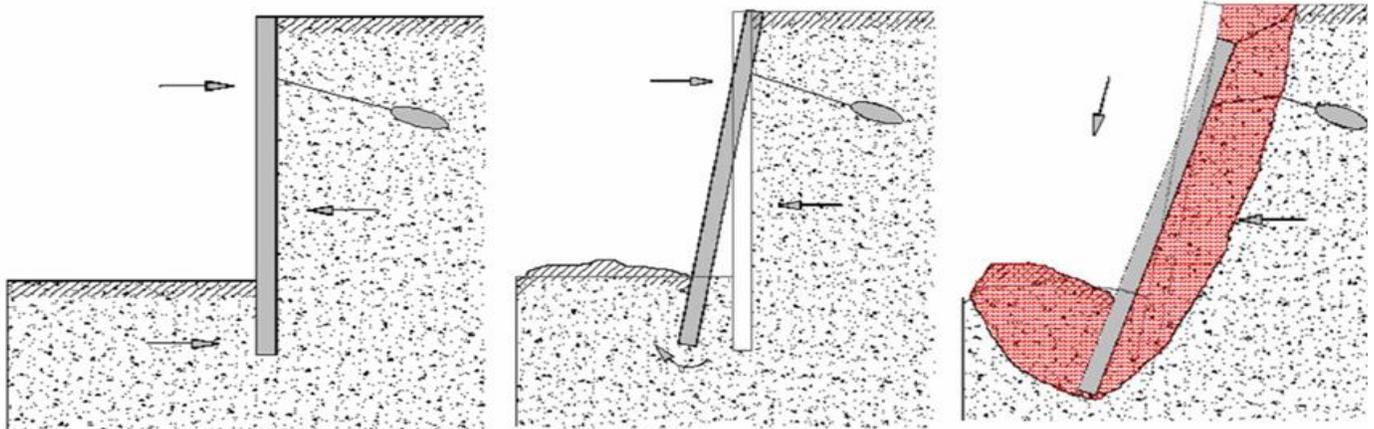


Fig. 3. Esquema del colapso del muro pantalla.

TABLA I
RESUMEN DE PUNTOS DE INSPECCIÓN

Autor/Norma	Nº puntos inspección	Calificación
Estudio geotecnico realizado	4	REALIZADO
Bibliografía Básica	7	insuficiente
Norma Tecnológica NTE-C	10	insuficiente
CTE:DB SE-Cimentaciones	7-8	insuficiente

A. Examen y análisis del informe geotécnico

Dentro de la promoción del que es motivo el presente artículo, ni el número mínimo de sondeos, ni la profundidad, ni el número de ensayos realizados fueron suficientes a tenor del actual CTE-C (Fomento, 2006).

Los informe geotécnicos elaborados en relación a otros solares suponen cierta disparidad para el mismo terreno. Realizando un análisis recurriendo a los siguientes autores y Normativas (A+C, 1984), (García, 1990), (Jiménez, 1981),

TABLA II
RESULTADOS DE ENSAYOS COMPRESIÓN SIMPLE CORRESPONDIENTES A LA FASE I

ENSAYOS COMPRESION SIMPLE	RESULTADOS q_u (Kp/cm ²)	RESULTADOS q_u (Mpa)
Sondeo 4	No existen ensayos	No existen ensayos
Sondeo 5	1.90-1.05	0.19-0.105
Sondeo 6	0.27	0.027
Sondeo 7	0.35	0.035

(Maña, 1978), (Schneebeli, 1974), el número de sondeos, (incluso la profundidad de estos), debiera haber sido mayor, como el doble de los realizados (vease la Tabla I).

Pero la principal deficiencia encontrada fue, sin duda, el parámetro de cohesión “c”, deducidos de los ensayos de compresión simple “qu”, parámetro que influirá posteriormente en los cálculos sobre todo en los valores de empuje pasivo, que participan en la estabilización del empotramiento de la pantalla, esto es:

$$c = q_u/2 \tag{1}$$

y que se resumen en la Tabla II.

Sin embargo, el valor de la cohesión reflejado en las conclusiones del informe geotécnico resulta ser el valor medio de los ensayos realizados en el total de las dos fases de la parcela (8 sondeos) y no en la promoción en cuestión y además de la fuerte dispersión, en el sondeo 4 cercano al colapso, no existen ensayos de compresión simple que posibiliten un mejor conocimiento del terreno.

También se analizaron valores de cohesión de estudios geotécnicos realizados en parcelas contiguas de otras promociones, resultando valores medios inferiores para el mismo terreno, lo cual manifiesta una gran dispersión en los resultados.

B. Examen y análisis de los calculos realizados

Evidentemente para el análisis de cualquier estructura es primordial el diseño y la valoración de la seguridad en la hipótesis mas desfavorable. El diseño de la pantalla con una sola fila de anclajes y un empotramiento reducido supone una estructura isostática.

Para los cálculos realizados y las comprobaciones, primero hemos de determinar qué métodos se utilizarán y que parámetros serán necesarios. Los métodos se relacionan a continuación:

1. Métodos clásicos, basados en las condiciones de equilibrio límite del terreno (ver figura 4).
2. Métodos semiempíricos, deducidos de estudios experimentales o mediciones en casos reales.
3. Métodos de interacción pantalla-terreno (o de viga flotante, ver figura 5).
4. Método de cálculo numérico mediante elementos finitos.

Otra de las premisas fundamentales a la hora de calcular estructuras de contención es el manejo de los parámetros geotécnicos como rozamiento terreno, y cohesión que suponen los datos de partida a incorporar en el programa, hoja de cálculo, etc.

El tercer método fue el utilizado en los cálculos de proyecto, los parámetros fundamentales para el estudio son el ángulo de rozamiento, la cohesión deducida de la fórmula (1), y el coeficiente de balasto. El informe geotécnico no especifica el coeficiente de balasto y lo tenemos que deducir o extraer de bibliografía o de ábacos como el de Chadeisson (figura 3), donde introducimos como valores de partida la cohesión y el angulo de rozamiento del terreno (Chadeisson, 1995).

Para las comprobaciones realizadas hemos de plantear el estado de equilibrio límite, es decir, plantearemos las fuerzas que se derivan de los empujes activos e hidrostáticos, y las

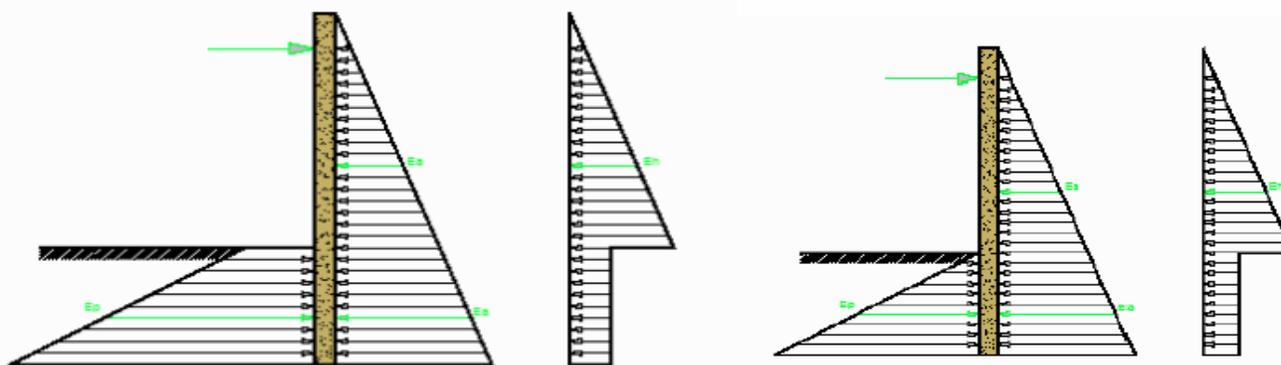


Fig. 4. Esquema izquierdo de equilibrio teniendo en cuenta la cohesión y diagrama derecho sin tener en cuenta la cohesión estrato impermeable.

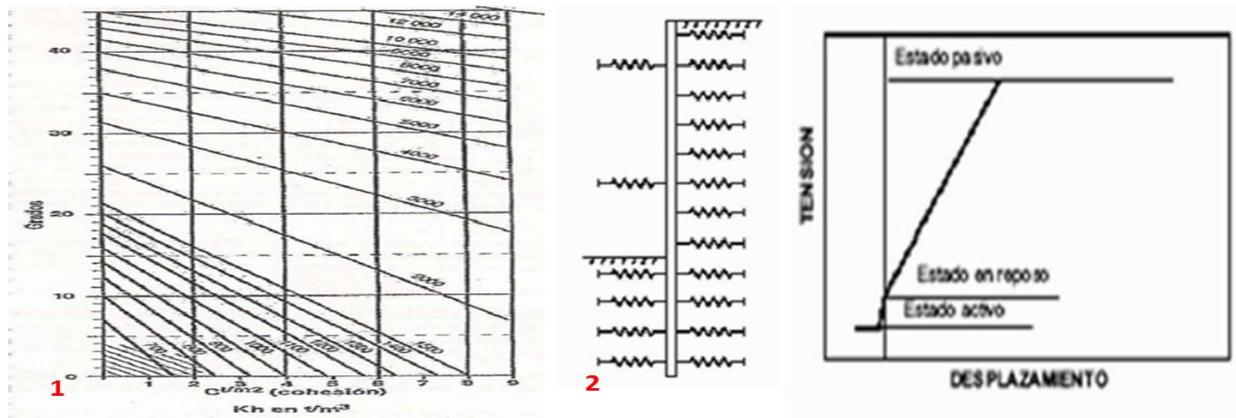


Fig. 5. Esquema izquierdo de equilibrio teniendo en cuenta la cohesión y diagrama derecho sin tener en cuenta la cohesión estrato impermeable.

fuerzas que equilibran el sistema, estas son, el empuje pasivo y anclaje al terreno (ver figura 5). Con todo ello los valores resultante de equilibrio límite nos aportaran la reserva de seguridad, que absorberá las posibles deficiencias e imprevistos que resulten de las condiciones de entorno. También consideramos como valor favorable el supuesto de la impermeabilidad de las arcillas correspondientes al estrato donde se empotra el muro pantalla, lo que origina un empuje hidrostático menor en dicha cota tal y como reflejado en la figura 4.

En cualquier caso para los métodos tradicionales, como para los métodos interactivos suelo-terreno la formulación empleada es la clásica, la cual se considera tanto en sus empujes activos y pasivos y donde influye notablemente el parámetro de cohesión de manera sustancial tal y como reflejamos en las siguientes fórmulas, cuyo empuje unitario activo σ_a y empuje unitario pasivo σ_p viene dado por:

$$\sigma_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} \quad (2)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (3)$$

siendo σ'_v tensión vertical correspondiente a la columna de terreno situada a una profundidad h.

Para el cálculo de los coeficientes K_A y K_p tendremos en cuenta la ley de Coulomb y la aplicación del rozamiento terreno muro (El DB-SE C en su artículo 6.2.3 plantea los siguientes valores $\delta \leq 2/3 \phi$ para encofrado contra el terreno, $\delta \leq 1/3 \phi$ muro encofrado a dos caras, $\delta = 0$ muro liso, encofrado con lodos tixotrópicos, para empuje pasivo $\delta \leq 1/3 \phi$). En buena lógica la hipótesis de rozamiento terreno muro debería ser cero, ya que suponemos la ejecución de los muros pantallas con lodos tixotrópicos. En los cálculos analizados por la empresa especializada parece ser que se tomaron valores menos conservadores ($\delta \leq 2/3 \phi$).

La antigua Normativa de Acciones de la Edificación, NBE-AE 88 no contempla el caso de las pantallas, ni contiene coeficientes de seguridad para las mismas. En los muros de contención tradicionales se consideraban coeficientes 1.8 y 1.5 para la seguridad al deslizamiento y vuelco. Para el análisis de las pantallas, en general se ha recurrido a los criterios expuestos en la bibliografía especializada, aplicándose los coeficientes sobre los parámetros del terreno. En el tratado de

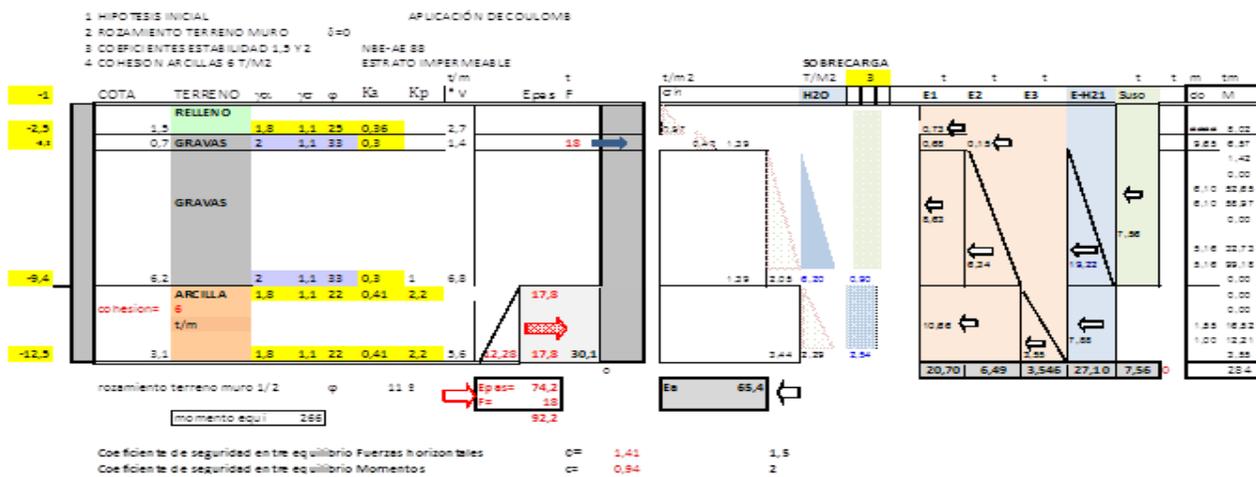


Fig. 6. Hoja cálculo Excel utilizada para las comprobaciones de estabilidad.

Geotecnia y cimientos de Jiménez Salas y otros (Jiménez y González, 1981) se establece lo siguiente:

“La introducción del coeficiente de seguridad puede hacerse dividiendo por él, la cohesión y la tangente del ángulo de rozamiento interno, así como la del rozamiento tierras-pantalla. Sin embargo se hace, a menudo, reduciendo los valores de los empujes pasivos, multiplicándolos por 1/2 o 2/3.”

El CTE-C (Fomento, 2006) adopta el criterio anteriormente expresado que contiene los coeficientes de seguridad se recoge el valor de 0,6 (aproximadamente 2/3) que afecta al empuje pasivo.

La incertidumbre de los datos y de la exploración, incluyendo errores de medición, inconsistencia y heterogeneidad de los parámetros, manipulación de los datos y errores de transcripción, e inadecuada representatividad del muestreo debido a limitaciones de tiempo y espacio. El coeficiente de variación δ representa una medida relativa (y adimensional) de la dispersión de un conjunto de datos y se ha utilizado ampliamente para describir la variación de las propiedades geotécnicas del suelo y así valorar los parámetros característicos del suelo (Duncan, 2000).

De acuerdo a los valores recopilados por Duncan, el coeficiente de la relación de la cohesión puede estimarse en un valor próximo al 25% y el del ángulo de rozamiento en 7,5%. Estos valores permiten calcular el valor característico de la cohesión (C_k) y del ángulo de rozamiento característico (Φ_k) a partir de los valores medios correspondientes (C_m , Φ_m), aplicando las expresiones anteriores, que particularizadas conducen a los siguientes resultados:

$$C_k = 0.588C_m \tag{4}$$

$$\Phi_k = 0.877\Phi_m \tag{5}$$

La inclusión de valores medios, añadido a la dispersión, supone una pérdida de equilibrio importante. Si determinamos estadísticamente los valores de cohesión y rozamiento, resultara que la reserva de seguridad será la que se deduzca para los niveles de confianza establecidos, tal y como indica el CTE-SE-C (Extraído del CTE-C artículo 2.3.3º apartado 2 “las características del terreno deben quedar representadas,

para cada situación de dimensionado y estado límite considerado, por una serie de valores característicos que normalmente se deducirán de la investigación geotécnica”).

Para obtener por lo tanto el valor característico se define como aquel, cuya probabilidad de que aparezca uno más favorable que suponga alcanzar el estado límite estudiado no sea superior al 95% ni inferior al 5% interviene la siguiente expresión:

$$C_k = C_m(1 - 1.64 \delta) \tag{6}$$

donde

C_k =Cohesión característica.

C_m =Cohesión media.

δ =Coeficiente de variación.

Es decir, para una población C_i de cohesión deducidas de los resultado de compresión simple del estudio geotécnico más el complementario que se realizó posteriormente en: (0.1-0.1-0.2-0.2-0.2-0.36-0.45-0.5-0.6-0.8-1.0, kPa).

Deducimos que su desviación típica σ será:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(C_i - C_m)^2}{N}} = 7.33 \tag{7}$$

Su coeficiente de variación resulta:

$$\delta = \frac{\sigma}{N} = 0.22 \tag{8}$$

y por lo tanto:

$$C_k = C_m(1 - 1.64 \delta) = 4.17(1 - 1.64 \times 0.22) = 2.62 \frac{t}{m^2} < 6 \frac{t}{m^2} \text{ valor medio} \tag{9}$$

Si analizamos estadísticamente el valor de la cohesión con los sondeos realizados más los complementarios obtenemos que el valor medio de 0.6 kPa (6 t/m²) se reduciría a efectos de cálculo a 0.26 kPa (2.62 t/m²) valores que añadido tanto al programa informático como a la hoja de cálculo manual resultarían valores de inestabilidad y por lo tanto redimensionado del muro.

C. Comprobación de la estabilidad de la pantalla

Para la comprobación de la estabilidad de la pantalla ejecutada, se ha realizado un comparativo mediante programa informático (Cype elementos de contención muros pantallas

TABLA III
RESUMEN DE COMPROBACIONES

	Hipotesis Ia	Hipotesis Ib	Hipotesis 2	Hipotesis 3
Cohesion (t/m2)	6	6	3.6	3.6
ϕ gravas (°)	30°	30°	30°	30°
ϕ arcillas (°)	22°	22°	19.8°	13°
Empuje pasivo	100%	100%	60%	60%
Nivel freatico	-3.20	-3.20	-3.20	-3.20
Arcillas impermeables	Si	Si	No	No
Roz terreno- muro	$\delta \leq 1/2 \phi$	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$\delta = 0$
Empuje pasivo menor	$\delta \leq 1/2 \phi$	$\delta = 0$	$\delta \leq 1/3 \phi$	$\delta \leq 1/3 \phi$

TABLA IV
RESUMEN DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

hipotesis		CASO I	CASO Ia	CASO II ¹	CASO III	Resultado
Hoja calculo	EQ-HOR	1.67 > 1.5	1.44 < 1.5	0.75 < 1	0.58 < 1	insuf
	EQ-MOM	1.13 < 2	0.9 < 2	0.72 < 1	0.67 < 1	insuf
Programa	EQ-HOR	1.77 > 1.5	1.44 > 1.5	1.03 > 1	0.9 > 0.55	insuf
	EQ-MOM	2.12 > 2	1.77 < 2	1.09 > 0.54	0.9 > 0.45	insuf

Versión 2012) cuyo método de cálculo supone la interacción suelo-terreno y mediante método de cálculo clásico basado en la condiciones de equilibrio límite, utilizando hoja de cálculo (Excel). Se han estudiado las siguientes hipótesis (Tabla III):

- Hipótesis Ia: con los parámetros de cálculo original con valores medios de cohesión y rozamiento: $c=6 \text{ t/m}^2$ y $\Phi=30^\circ$ (gravas) y $\Phi=24^\circ$ (arcillas).
- Hipótesis Ib: igual al anterior pero con rozamiento terreno muro cero: $\delta = 0$.
- Hipótesis II: Estimación de los coeficientes de minoración de Duncan (ecuaciones (4) y (5)).
- Hipótesis III: Estudio estadístico de los parámetros geotécnicos (ver ecuación (9)).

Para la obtención de los resultados, se han considerado los valores de los coeficientes incluidos en la tabla IV.

VI. CONCLUSIONES

Sobre el estudio geotécnico podemos decir que fue insuficiente y deficiente.

Sobre el diseño estructural, este es incorrecto de una manera clara, pues la excavación de tres sótanos implica dos líneas de anclajes, con el fin de resolver lo que habitualmente se realiza en casos similares y no una como se ha ejecutado, lo que compromete de manera importante la estabilidad ante cualquier variabilidad de las acciones o dispersión de los parámetros geotécnicos. El diseño obtenido (*con una sola línea de anclajes*) es excesivamente sensible a cualquier variabilidad o deficiencia no detectada. Esto último está avalado por la experiencia y más en este caso en el que se limita el empotramiento de la pantalla.

Sobre las comprobaciones de estabilidad hemos de decir que el excesivo optimismo de los cálculos favorecidos por el efecto favorable de considera rozamiento terreno-muro en ejecución con lodos tixotrópicos debe ser $\delta = 0$, y para el empuje pasivo no se debe sobrepasar el valor $\Phi/3$, considerar las arcillas impermeables cuando el terreno no se debería descartar la posible conexión entre acuíferos debido a lentejones de arena con el consiguiente aumento de la presión hidrostática, y sobre todo que el cálculo es marcadamente optimista, pues considera valores medios y debe ser criterio del especialista el tantear con un valor característico superior,

correspondiente al fráctil del 95%, y un valor característico inferior, correspondiente al fráctil 5%. O en su defecto recurrir a estimaciones como Duncan o estadísticas que se hallan recomendadas por los especialistas, produjeron la confluencia en el colapso de la estructura de contención.

REFERENCIAS

- A+C, N. (1984), Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones. Editor: MOPU, Madrid.
- Chadeisson, Monet (1995). Module de reaction coeficci de descompression, au sujet des parametres dans le method de calculo elastoplastique de soutènement. Franc de Geotech, France.
- Duncan, J.M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. J. of Geot. and Geoenv., vol. 126, nº 4, pp. 307-316.
- Fomento, M.D. (2006), RD 314/2006, del 17 de Marzo por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. Madrid.
- García Gamayo, A. (1990), Mecánica del suelo. Ed. F.E.D. Edificación, vol. 1, Madrid.
- Jiménez Salas, J.A, González, S. (1981). Geotecnia y cimientos, ed. E. Rueda.
- Maña, F. (1978), Cimentaciones superficiales, ed. Blume, vol. 1.
- Schneebeli (1974). Muros pantalla. Técnicas de realización. Métodos de cálculo. Ed. E.T. Asociados, Francia.