

# Comportamiento de un muro anclado de 22 m de altura

E. ALONSO (\*)  
J. CASANOVAS (\*)  
R. AMADO (\*\*)  
LL. DOMENECH (\*\*)  
R. DOMENECH (\*\*)

**RESUMEN.** Un muro anclado de 22 m de altura fue construido en terreno margoso según el método «ascendente-descendente», excavando el terreno correspondiente a la porción inferior y rellenando el trasdós con material compactado procedente de la propia excavación. Se constató que la estructura había perdido su margen de seguridad por lo que se recomendaron algunas medidas correctoras y de control de movimientos. Se midió un movimiento continuo en cabeza de unos 2 mm por mes. Se instaló un nuevo conjunto de anclajes de tipo genuinamente permanente en la porción de muro que se encontraba en las condiciones más críticas. Los motivos para la existencia de un mal comportamiento del muro se concretaron en: a) el proceso constructivo se varió sustancialmente respecto a lo inicialmente previsto; b) la «longitud libre» de los anclajes fue eliminada tras el tensado de los cables, y c) efectos térmicos indujeron movimientos normales a la directriz del muro debido a la planta curva del mismo.

## THE BEHAVIOUR OF A 22 m HIGH ANCHORED WALL

**ABSTRACT.** A 22 m high anchored wall designed as fully excavated in marls was built by the «ascendent-descendent» method, excavating the lower part and backfilling the upper part with compacted debris from the excavation. It was realized that the structure had lost most of its safety margin and some remedial and monitoring measures were. A sustained rate of horizontal displacement of 2 mm/month measured. A new set of high quality permanent anchors were installed in the most critical section of the wall. Reason for the unsatisfactory performance were: a) construction departed noticeably from the design provisions, b) the free length anchors was eliminated, and c) temperature induced out of plane movements due to the curved shape of the wall.

## 1. INTRODUCCION

Al comienzo de la década de los 80 las administraciones locales y autonómicas pusieron en marcha un importante plan urbanístico para transformar el antiguo y socialmente deprimido barrio de El Canyeret de la ciudad de Lleida. Este barrio ocupa, en parte, las primeras cuestas del cerro que domina la ciudad donde se yerguen la catedral, su claustro y el castillo. Otro de los objetivos del plan fue el incremento de superficie de suelo urbano que permitiera la construcción de nuevos edificios administrativos y comerciales.

Los arquitectos autores del plan definieron una gran plataforma horizontal de 50 m de anchura y unos 500 m de longitud. La materialización de esta plataforma exigía la excavación de unos 250.000 m<sup>3</sup> de terreno y la

construcción de un gran muro de 20 m de altura media. En la figura 1 se ha reproducido una sección transversal representativa del proyecto. El área fue reconocida geotécnicamente mediante diferentes campañas de sondeos realizadas en 1969, 1981, 1986 y 1987. Se comprobó la existencia de rellenos modernos de baja calidad, en situación de estabilidad precaria, vertidos sobre un coluvión de poco espesor que a su vez recubría los bancos oligocenos de areniscas y margas. La zona de El Canyeret era conocida en la ciudad por los riesgos de coladas de barro inesperadas cuando se producían lluvias intensas.

Los estratos oligocenos buzaban suavemente hacia el Oeste. Los testigos de marga recién extraídos exhibían resistencia a compresión apreciables ( $q_n = 3\text{MPa}$ ), pero la marga se degradaba rápidamente cuando era expuesta al ambiente atmosférico. Los paquetes de arenisca estaban débilmente cementados y eran poco alterables. Su resistencia media a la compresión, medida en varios tes-

(\*) Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona.

(\*\*) Arquitectos. Barcelona.

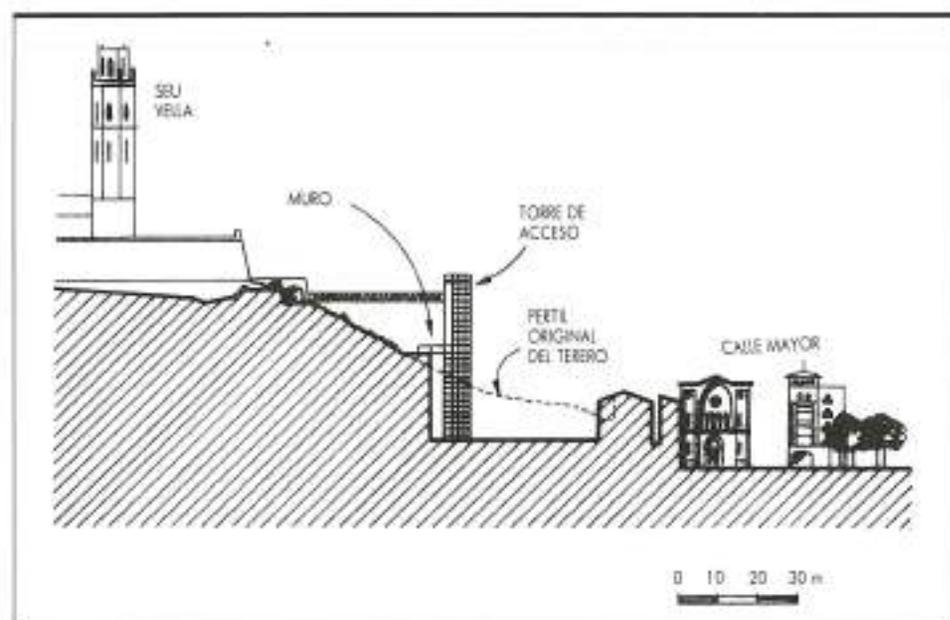


FIGURA 1. Sección transversal típica del Proyecto El Conyarot.

tigos extraídos, era de 8,6 MPa. La formación rocosa en su conjunto estaba moderadamente fisurada y ello permitía en principio la posibilidad de infiltración del agua. Aunque las condiciones hidrogeológicas del emplazamiento no se han estudiado en detalle, se piensa que el agua que circulaba por las fisuras tenía dos orígenes: lluvia (que alcanza una intensidad media anual de 500 mm, intensidad que suele concentrarse en un pequeño número de aguaceros de gran intensidad) y pérdidas de los viejos depósitos municipales de abastecimiento de agua a la ciudad, situados en la cima de la colina, a cota muy por encima de la coronación del muro. Se debe indicar, sin embargo, que durante la ejecución de los sondeos no se detectó presencia alguna de niveles de agua ni de flujo a través de fisuras. De hecho en el primer informe geotécnico se afirmaba que no existía flujo de agua debido a la casi inexistente cuenca receptora y a la permeabilidad de los estratos subhorizontales de margas que impedían el acceso del agua hacia los niveles agrietados de arenisca.

Un aspecto que mereció una atención especial tras la finalización del muro fue el alto contenido en ion cloruro del agua que manaba a través de los mechinales y cabezas de anclaje en la parte inferior del muro. Esta comprobación permitió establecer una conexión entre las aguas cloradas perdidas por los depósitos de abastecimiento y el agua que se infiltraba por las fisuras de margas y areniscas hacia las cotas inferiores del cerro.

## 2. EL PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL MURO

Debido a limitaciones presupuestarias el muro fue dividido en cuatro «fases». La figura 2 muestra la posición de las fases 1 y 2.

La altura del muro aumenta ligeramente desde la fase 1 hasta la fase 2, donde alcanza una altura variable entre 21 y 22 m que fue mantenida, aproximadamente, en el resto del proyecto. Este artículo se refiere esencialmente a las fases 1 y 2. En la figura 2 se aprecia asimismo una característica importante del proyecto: el muro sigue, en planta, la topografía de la ladera adaptándose a las curvas de nivel. Este diseño conduce a formas cóncavas y convexas, cuyos radios mínimos de curvatura son del orden de 25 a 30 m.

En la fase de proyecto el muro fue concebido como una pared anclada contra el terreno natural y el procedimiento constructivo previsto puede ser descrito como un método descendente, de forma que la fila superior de damas del muro que constituían la coronación se hormigonaba y anclaba en primer lugar. Cada dama o elemento es una losa de hormigón de  $3,50 \times 3,50$  m y 50 cm de espesor hormigonada «in situ» contra el terreno inmediatamente después de la excavación. Estas losas individuales se estabilizaban con un anclaje en posición central. La construcción prosigue en sentido descendente a medida que avanza la excavación. De acuerdo con esta concepción no se pensó inicialmente en rellenos de trasdós excepto en la fila superior, donde se especificaba un relleno compactado con densidad correspondiente a la Proctor Normal.

Con el fin de drenar el trasdós, se proyectaron e instalaron tubos porosos situados a dos alturas en el contacto muro-roca (figura 3 a). Las cargas de los anclajes se proyectaron de acuerdo con las curvas de distribución de presiones «Tipo II» propuestas por Peek a partir de medidas en muros anclados excavados en arcilla. Dada la naturaleza del terreno era muy probable que los empujes reales fueran muy inferiores a los pro-

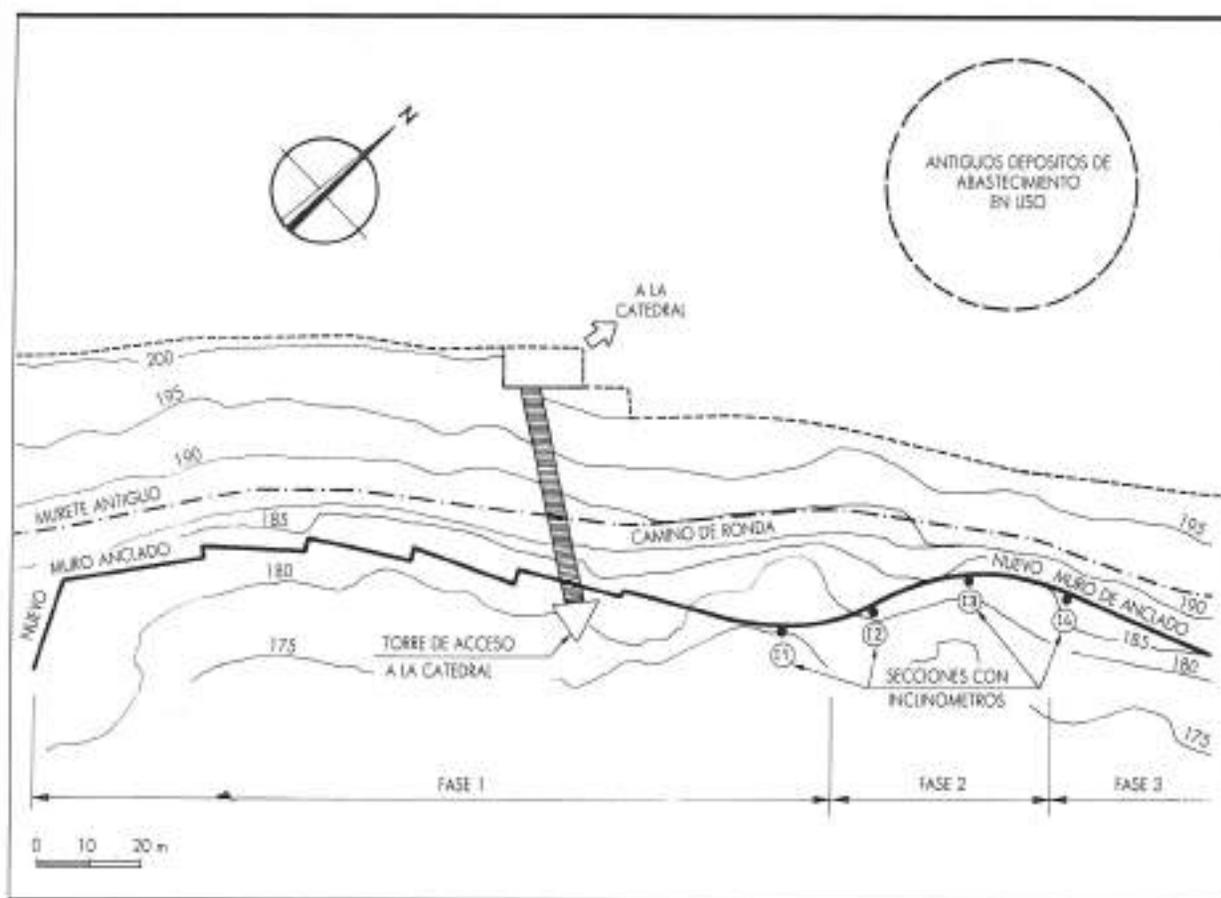


FIGURA 2. Planta y alzado de las fases 1 y 2 del Proyecto.

vistos en el método de Peck. No se consideraron presiones de agua en todo el muro.

La construcción de la fase 2 y la última parte de la fase 1 fue notablemente diferente a lo previsto en proyecto. Únicamente la mitad inferior y, en algunos tramos, el tercio inferior del muro fue hormigonado directamente contra el terreno natural. El resto del muro se hormigonó a doble cara. Las razones para ello fueron de

dos tipos: 1) En algunas zonas se encontraron extensos rellenos de baja calidad, y 2) Existía un interés económico, por parte del contratista, para construir el muro como una estructura exenta, lo que facilitaba el ritmo de construcción y las operaciones de hormigonado. Como consecuencia de ello, la construcción de los primeros elementos hormigonados directamente contra las margas y areniscas oligocenas fue precedida por una

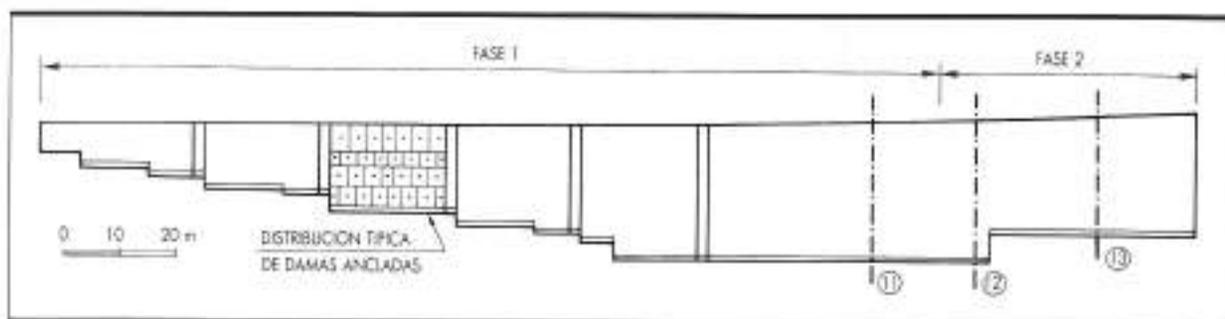


FIGURA 2. (Continuación). Planta y alzado de las Fases 1 y 2 del Proyecto.

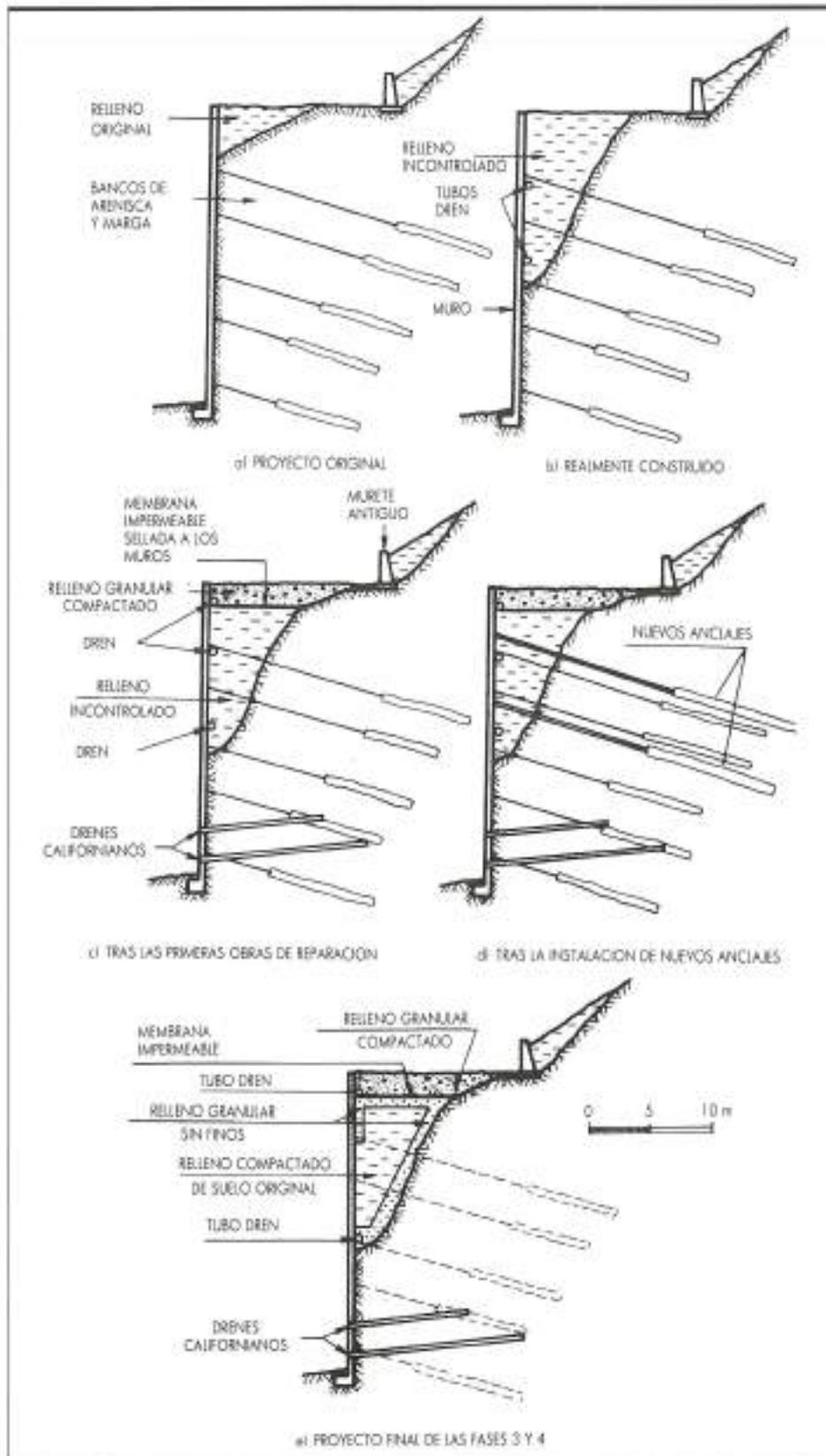


FIGURA 3. Sección transversal típica de la Fase 2.

excavación relativamente grande y estable debido a las favorables condiciones geomecánicas, a corto plazo, de los estratos oligocenos. Esta fila inicial de damas quedó situada a media altura (e incluso más abajo en algún tramo) y por ello el método constructivo se transformó en un método «ascendente-descendente».

El volumen vacío que aparecía en el trasdós de la parte ascendente del muro fue rellenado con materiales directamente tomados de la excavación de los estratos oligocenos y compactado en alguna medida, sin que se dieran especificaciones para ello (fig. 3 b). Se cree, sin embargo, que el relleno debió quedar débilmente compactado. Las cargas de anclaje y el drenaje se mantuvieron, sin embargo, de acuerdo con el proyecto original.

Se instalaron anclajes convencionales. El bulbo fue inyectado con la técnica del tubo manguito. Las longitudes libres variaban entre 4 y 14 m y fueron protegidas por un tubo de PVC. Los cables de los tendones tenían un diámetro de 1/2".

### 3. COMPORTAMIENTO DEL MURO. ESTIMACION DE LA SEGURIDAD

Poco tiempo después de la terminación de las fases 1 y 2 se observaron filtraciones de agua a través de algunos mechinales en el tercio inferior del muro. Más preocupante fue comprobar que algunos anclajes actuaban como drenes, lo que originó una visible corrosión en sus cabezas. Esta inesperada presencia del agua fue el hecho que condujo a una reevaluación de las condiciones de seguridad del muro.

Se examinó en primer lugar el posible efecto del agua en el relleno de trasdós de la parte superior. Se eligió, para los cálculos de estabilidad, una sección transversal donde el relleno no controlado había alcanzado el máximo espesor (16 m). Las condiciones del flujo en este relleno eran algo inciertas. En el cálculo se adoptaron las siguientes hipótesis:

- Contornos impermeables en los contactos relleno-muro y relleno-terreno natural.
- Drenaje impedido en la base del muro.
- Funcionamiento correcto con drenes perfectos de los tubos porosos instalados.
- Se alcanza un flujo estacionario como consecuencia de infiltración por la parte superior del relleno.

En la figura 4 se ha dibujado la red de flujo que resulta de estas hipótesis y las fuerzas que actúan sobre la cuña de relleno. Si se suponen ángulos de fricción movilizados de 27,5° en el contacto relleno-terreno natural y 10° en el contacto terreno-muro, el factor de seguridad frente a rotura de anclajes era de 1,2, valor que se juzgó inaceptable teniendo en cuenta, sobre todo, que se trata de una estructura permanente. En los cálculos se supuso que la pantalla de hormigón estaba simplemente apoyada en su base. Bajo determinadas circunstancias las condiciones descritas podían empeorar: era posible que el relleno se saturara por infiltra-

ción desde las fracturas del macizo rocoso y, por otra parte, la redistribución de cargas entre anclajes podía sobrecargar algunos de ellos.

El relleno de trasdós de un muro anclado no es fácilmente reemplazable sin proceder al desmantelamiento de los anclajes existentes y a la instalación de unos nuevos. Con el propósito de mantener los costes de la intervención a realizar en un nivel razonable se propusieron inicialmente dos actuaciones (fig 3 c):

- a) Excavación de la parte superior del relleno hasta una profundidad que garantizara la reacción pasiva de la fila superior de anclajes (se mantuvieron 0,50 m de relleno sobre las cabezas de anclaje) e instalación de una membrana impermeable y un relleno granular permeable por encima de ella. Se perforó un generoso tubo de desagüe en el muro con el fin de evacuar las aguas de lluvia o escorrentía recogidas en superficie.
- b) Instalación de drenes horizontales profundos en el tercio inferior del muro.

Estas medidas tendían a impedir la infiltración de aguas superficiales en el relleno y a recoger, a una cota baja, las aguas de filtración dentro del terreno natural a fin de dificultar la saturación del relleno y a evitar el drenaje a través de los anclajes. Las cabezas de los anclajes se protegieron también mediante inyecciones locales de lechada a través de perforaciones realizadas en el muro. Todo ello permitió controlar el agua en el trasdós del mismo. En poco tiempo el flujo de agua hacia el exterior del muro se canalizó por los drenes subhorizontales. Algunos transductores de presión instalados posteriormente en el tubo de salida de algún dren mostraron presiones despreciables.

Otro aspecto abordado fue la comprobación de las cargas reales de anclaje dos años después de su instalación. Preocupaba también la posibilidad de una corrosión rápida de los cables situados en ambiente agresivo. En efecto, los análisis químicos mostraban siempre valores altos del contenido en cloro del agua de filtración. Además, los anclajes no podían considerarse permanentes ya que la única barrera entre los tendones del bulbo y el exterior era la lechada inyectada.

Se seleccionaron seis anclajes, a diferentes niveles, para realizar pruebas de tensado. Alguno de ellos había experimentado también episodios de filtración a través de sus cabezas. Los ensayos de despegue mostraron cargas próximas y siempre por encima de la carga de bloqueo tras su instalación (la máxima desviación fue +9,5 %). Sin embargo, el alargamiento medido fue muy pequeño (prácticamente inmedible) en todos los casos. Se conoció entonces que la longitud libre fue realmente inyectada durante la construcción con el objetivo de mejorar la protección del anclaje. Desgraciadamente esta «protección» había convertido al muro anclado en una estructura rígida y frágil muy sensible a cargas o deformaciones no previstas.

Se instaló entonces un conjunto de inclinómetros adosados al paramento exterior del muro con objeto de

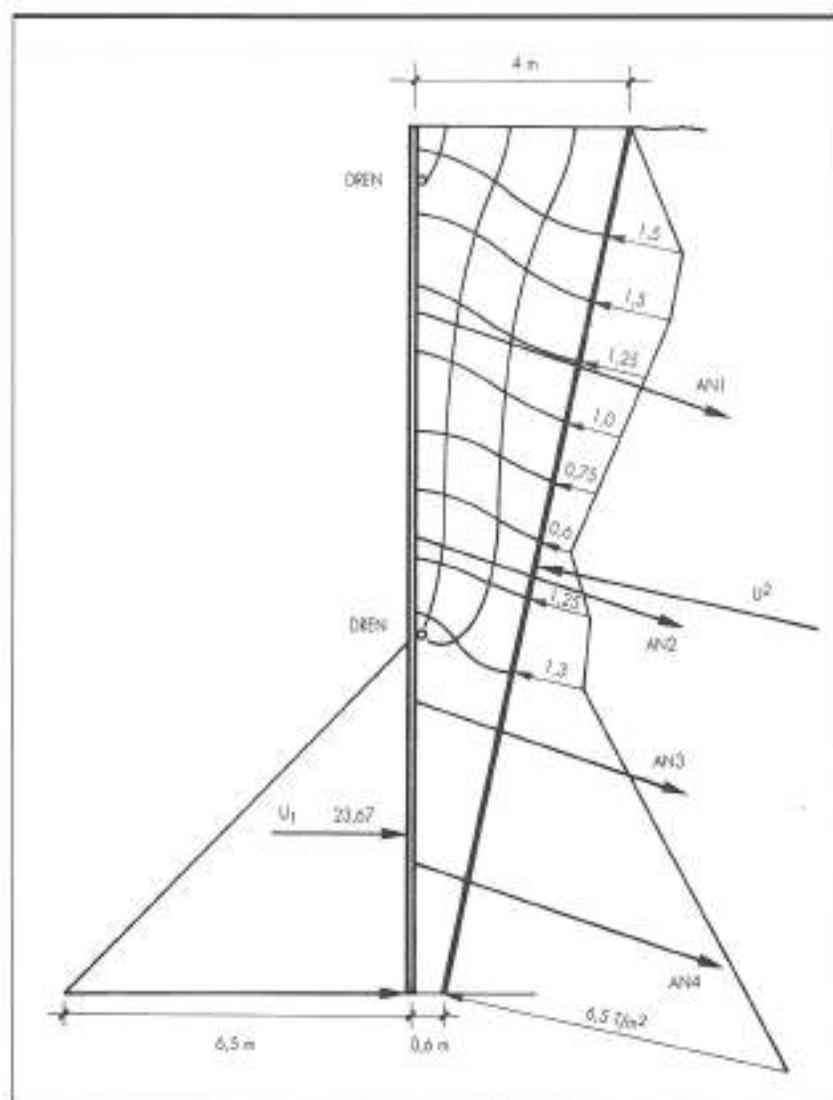


FIGURA 4. Efecto del flujo de agua en la estabilidad de la cuña de relleno superior.

medir directamente sus movimientos. Los tubos inclinométricos se introdujeron dentro de tubos de PVC y el espacio anular fue inyectado. Los tubos de PVC se anclaron firmemente al paramento del muro. Se instalaron cinco inclinómetros: I1 e I2 en la Fase 1, I3 en la Fase 2, e I4 e I5 en la Fase 3 del muro (fig. 2). Dada la disposición del relleno de baja calidad se estimó «a priori» que las secciones más críticas estarían en las proximidades de los inclinómetros I1 e I2.

En la figura 5 se ha representado la historia de desplazamientos medida en el inclinómetro I2 desde septiembre/87 a julio/88 (10 meses). Las lecturas en el inclinómetro I4 pueden servir de referencia, ya que la Fase 3 se construyó con especificaciones muy mejoradas. El inclinómetro I2 mostró una acumulación sistemática de movimiento hacia el exterior. La velocidad media de los desplazamientos en cabeza llegó a ser de

2 mm/mes. Este movimiento pareció inaceptable y se adoptaron nuevas medidas de corrección.

#### 4. MEDIDAS CORRECTORAS ADICIONALES. COMENTARIOS FINALES

Pareció evidente, a la vista de las lecturas inclinométricas y de la inspección de la forma de los agrietamientos de la parte superior del muro en las inmediaciones de los inclinómetros I1 e I2, que el muro se había aproximado a condiciones críticas. Se decidió la instalación de nuevos anclajes permanentes de 100 Tm de carga de trabajo en la parte superior (fig. 3 c). Las lecturas de los inclinómetros I1 e I2 reaccionaron inmediatamente a esta sobrecarga externa. El movimiento de I1 se invirtió y no se observó ninguna tendencia a retomar sus desplazamientos irreversibles hacia el exterior. En la figu-

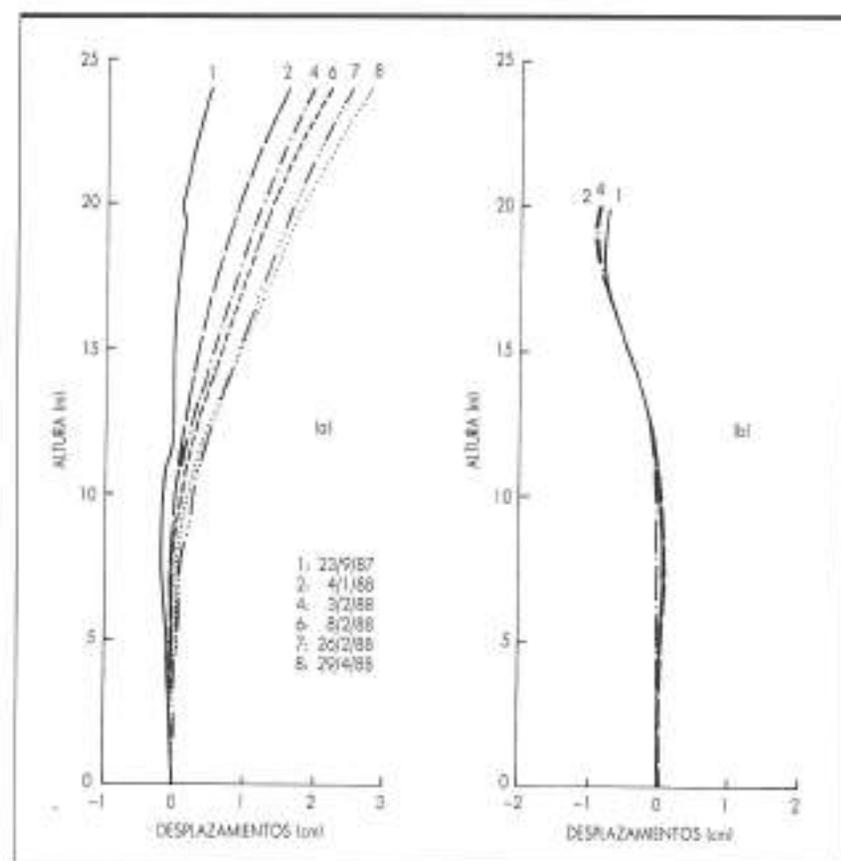


FIGURA 5. Historia de desplazamientos de muro medidos en los inclinómetros 12 (a) e 14 (b).

ra 6 se representa la variación de desplazamientos en el inclinómetro I2 después de instalar los nuevos anclajes.

Las razones para el comportamiento descrito del muro no han podido ser claramente identificadas. Se plantearon un conjunto de hipótesis:

- Relleno expansivo, capaz de inducir deformaciones crecientes con el tiempo.
- Efectos de cambios de temperatura probablemente más importantes en este caso debido a la forma curva del muro.
- Colapso del relleno, acelerado en los episodios de imbibición del mismo. Estas deformaciones han podido dañar la longitud libre inyectada de los anclajes.

Todos estos fenómenos pueden producir deformaciones longitudinales en los anclajes que motiven su rotura dada la frágil situación creada.

Ensayos edométricos llevados a cabo en muestras de la marga expuesta y de testigos de sondeo no mostraron potencial de hinchamiento alguno. Por contra los fenómenos de cambio de temperatura han podido jugar un papel importante. En efecto, la forma curva del muro implica que, frente a cambios de temperatura, el muro reacciona con movimientos fuera de su plano. Para ilustrar este efecto, se analizó mediante elementos

finitos una rebanada horizontal del muro. La curva resultante se supuso empotrada en sus extremos y fue sometida a cambios de temperatura de distribución uniforme o lineal a lo largo del canto de la viga. En la figura 7 se han representado los movimientos calculados. Estos movimientos son, en la estructura real, trasladados a los anclajes cuya escasísima longitud libre es incapaz de alargarse sin imponer cargas muy altas a los cables en la proximidad de las cabezas de anclaje. El análisis, sin embargo, no se prosiguió para reproducir de forma más realista la compleja interacción entre muro curvo, relleno y anclajes en las condiciones tridimensionales que prevalecen en este caso.

Debe añadirse también que el importante relleno vertido en las fases 1 y 2 del muro permaneció desprotegido frente a la entrada de agua durante más de dos años tras su construcción. Un simple cálculo demuestra que los anclajes instalados son incapaces de resistir condiciones hidrostáticas. Aumentos puntuales de las presiones de agua han podido inducir cargas en los anclajes mayores que las nominales de rotura.

Un examen de la superficie del relleno de trasdós reveló que se habían producido asentamientos de cierta magnitud, probablemente como consecuencia del colapso del relleno parcialmente saturado y poco compactado. Estos

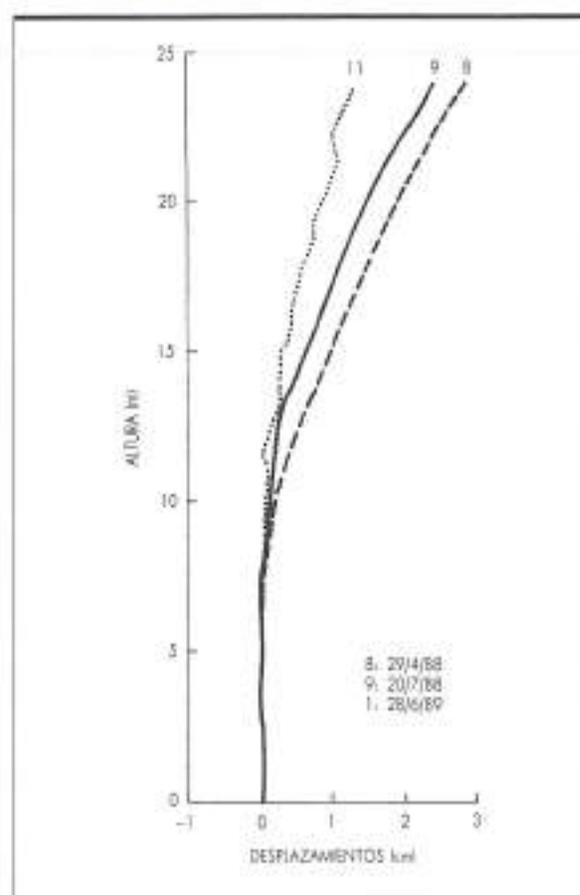


FIGURA 6. Efecto de los nuevos anclajes en los desplazamientos medidos en el inclinómetro I2.

asientos han provocado, probablemente, flexiones en la longitud libre de los anclajes y habrán traccionado adicionalmente las cabezas de los anclajes.

Se supone que este conjunto de fenómenos han podido romper algunos anclajes en las proximidades del inclinómetro I2.

Este caso pone de manifiesto algunos errores y permite destacar las consecuencias de prácticas constructivas de mediana calidad. Sin embargo, las razones fundamentales que explican los problemas surgidos hay que buscarlas en el inapropiado reconocimiento de algunos conceptos básicos. Se pueden destacar tres:

- La noción de que un cambio importante del proyecto, durante la construcción, requiere una modificación sustancial del propio proyecto pues sus hipótesis básicas han podido alterarse. Este comentario se refiere a la transformación del supuesto método de construcción «descendente» a uno «ascendente-descendente» con la aparición de un importante relleno cuyas condiciones de compactación y drenaje eran críticas para la estabilidad del muro.
- La inusual forma curva del muro, que puede implicar movimientos fuera de su superficie cuando cambia la temperatura.
- El papel de la longitud libre de los anclajes, que proporciona ductilidad a la estructura soportada. Se puede destacar a este respecto que un sistema deformable permite que la instrumentación detecte anomalías a tiempo de tomar decisiones de corrección. En un sistema frágil el riesgo de verse superado por los acontecimientos es mayor.

En este proyecto se prestó inicialmente una atención escasa a los aspectos geotécnicos. Únicamente cuando aparecieron síntomas de comportamiento incorrecto se sintió la necesidad de realizar un análisis geotécnico más detallado. Esta situación no es una excepción y pone de manifiesto los riesgos de ciertas prácticas profesionales en Arquitectura e Ingeniería. La parte más positiva del caso es el reconocimiento de la gran ayuda prestada por las medidas «in situ» para adoptar medidas de protección.

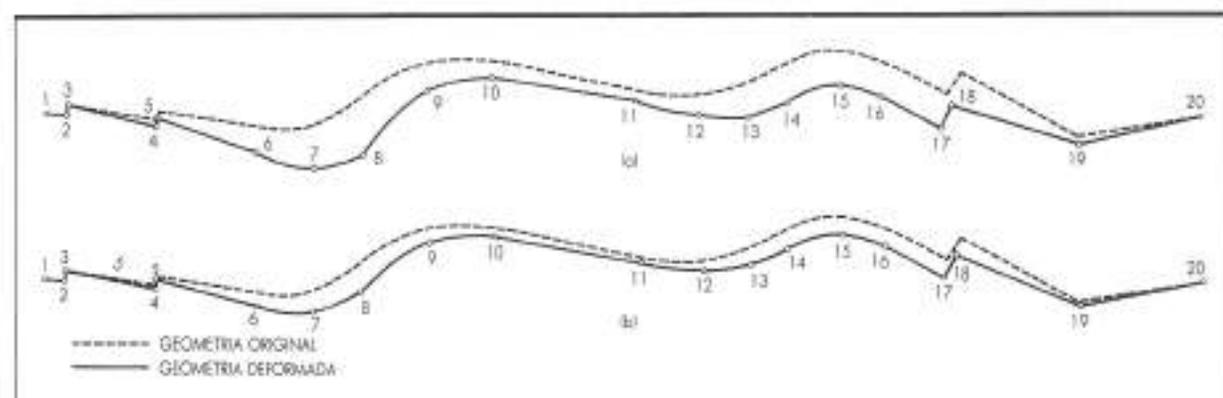


FIGURA 7. Deformaciones del muro inducidas por cambios de temperatura. a) Cambio uniforme de temperatura (-10 °C). b) Variación lineal de la temperatura desde -10 °C a 0 °C a través del espesor del muro.

# F I C O P

FERIA DE MAQUINARIA PARA  
CONSTRUCCION, OBRAS PUBLICAS,  
MINERIA Y MANUTENCION.

MADRID 15-19  
JUNIO 1993

## EN EL MOMENTO OPORTUNO

### Un sector industrial:

El de Construcción, Obras Públicas, Minería y Mantenimiento, que continúa siendo el motor de desarrollo para el esperado relanzamiento económico en 1993. La creación de nuevas infraestructuras es un irrenunciable objetivo.

### Un ámbito sectorial:

Que hace posible un amplio y desarrollado estudio y comparación de las diferentes alternativas técnicas y comerciales.

### Una exposición:

FICOP'93. Que abrirá sus puertas del 15 al 19 de Junio, con unas perspectivas de superar ampliamente los resultados alcanzados en la edición de 1991, en la cual 765 expositores ocuparon 65.000 m<sup>2</sup> y que se ha confirmado como una formidable plataforma de negocios, según encuesta a expositores y visitantes.

PATROCINA: ORGANIZA:



IFEMA  
Feria de Madrid

Parque Ferial Juan Carlos I.  
28067 Madrid. ESPAÑA  
Tel. 722 50 00. Fax. 722 57 91.  
Telex 44025-41674 IFEMA-E

# LA GARANTIA DE SU CALIDAD

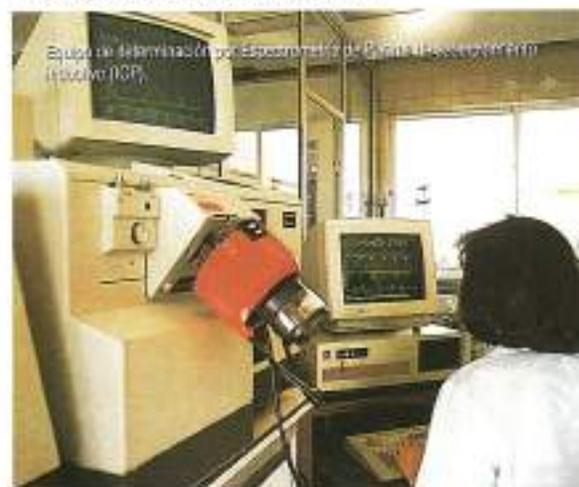
**CIMENTACIONES/LABORATORIO**

Corrosión en alambres de pretensado en viguetas construidas con cemento aluminoso.



## FORJADOS CONSTRUIDOS CON CEMENTO ALUMINOSO

- **INSPECCION VISUAL**
- **AUSCULTACION**
  - Análisis químico por espectrometría de plasma
  - Medida de la velocidad de corrosión de armaduras
  - Ensayos estructurales
- **DIAGNOSIS**
- **REHABILITACION ESTRUCTURAL**



Equipo de determinación por Espectrometría de Plasma (ICP-AES) con sistema DCP.



Medida de velocidad de corrosión en una vigueta de forjado.



**GEOCISA**  
GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A.

### MADRID

Los Llanos de Jares, 10 y 12  
28820 Coslada (Madrid)  
Tel.: 91 53 00 00 - Fax: 91 64 80

### SEVILLA

Carretera del Copero, s/n.<sup>o</sup>  
Apdo. 1.140 - 41090 Sevilla  
Tel.: (95) 461 48 22 - Fax: (95) 462 88 65

### VALENCIA

Dolores Miralles, 10  
46020 Valencia  
Tel.: 96 1 360 07 90 - Fax: (96) 360 74 84

### ZARAGOZA

Polígono Industrial Europa II, Muro, 15  
Autovía Zaragoza-Lagrofo P.K. 7.800  
50071 Zaragoza  
Tel.: (976) 33 13 30 - Fax: (976) 52 32 94

### VALLADOLID

Ctra. Adameiro-Gijón km. 156  
47610 Zanateón (Valladolid)