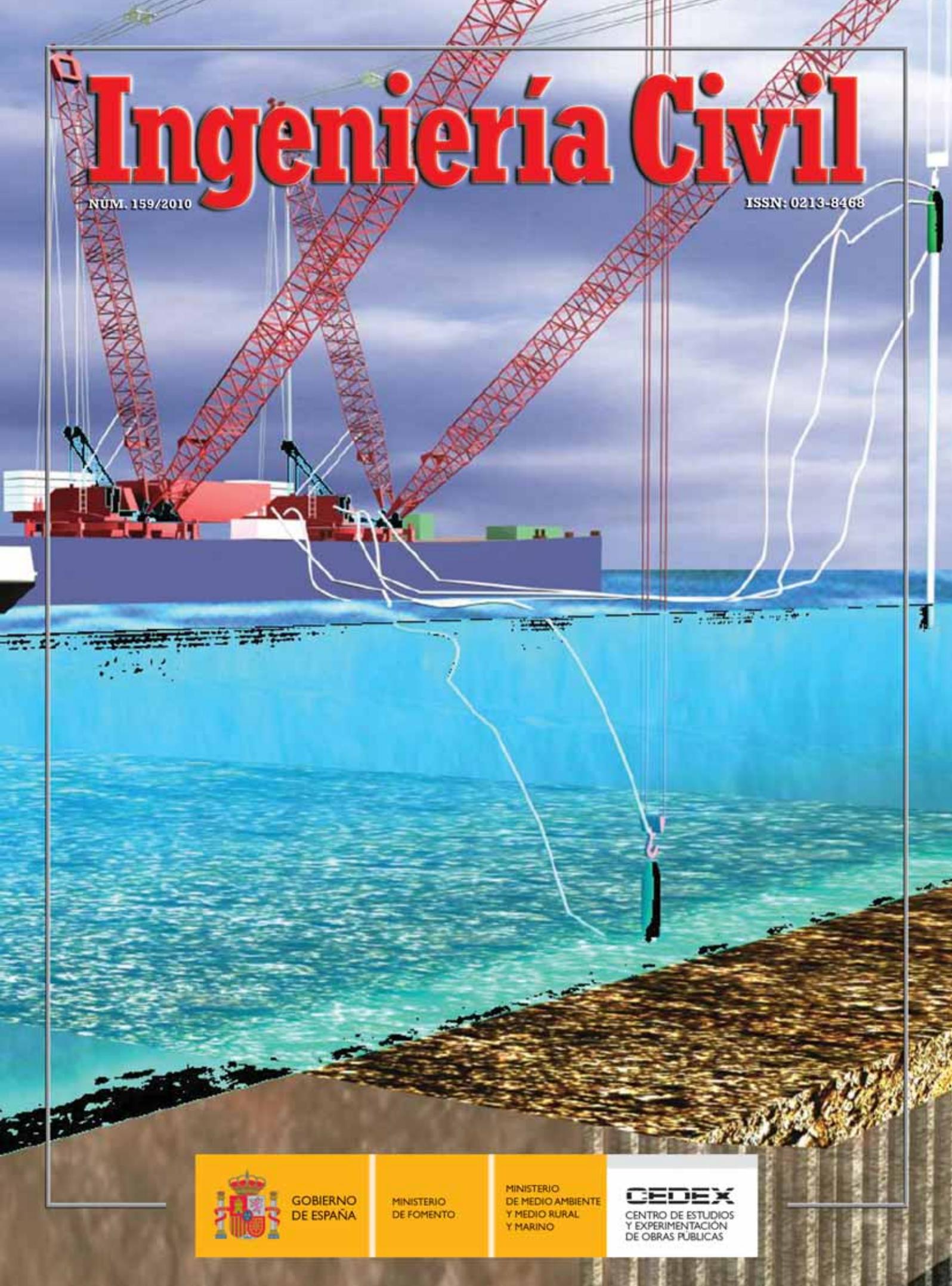


Ingeniería Civil

NUM. 159/2010

ISSN: 0213-8468



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE
Y MEDIO RURAL
Y MARINO

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS



Nuestro compromiso con las normas es firme

Cumpliendo estrictamente con la norma de hormigón estructural (EHE), ofrecemos productos de calidad duradera.

Holcim Hormigones



Contenido de cemento según clases de exposición

El seguimiento estricto de los requisitos de la EHE sobre el contenido de cemento por clase de exposición y tipo de hormigón, garantiza la durabilidad de nuestro producto.



Volúmenes fiables

1 m³ son 1.000 litros de hormigón.



Uso garantizado de cemento resistente a los sulfatos (SR) cuando sea solicitado

Al pedir hormigones sometidos a fuerte ataque químico (clase de exposición Q_c), tienen la certeza de una fabricación con cemento SR.



Relación agua/cemento

Cumplir con las indicaciones de la norma sobre máximo de relación A/C, nos permite reducir la permeabilidad del hormigón. En ningún caso añadimos agua en obra.



Cero reutilización

Nunca recuperamos hormigones para volver a entregarlos, lo que asegura el respeto del tiempo límite de uso marcado por la instrucción.

En su próxima contratación, elija un proveedor de hormigón de confianza y exija el cumplimiento de las normas.

Construyendo un Futuro Sostenible





COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Antonio Sánchez Trujillano

Secretario

Tomás Moreno Sanz

Vocales

Enrique Dapena García

Víctor Elviro García

Miguel González Portal

Antonio Lechuga Alvaro

M^a Angeles de Pablo Sanmartín

Amparo Precioso de Murga

Francisco Javier Sainz de Cueto Torres

Francisco Sinis Fernández

Isabel Vilches Dueñas

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid - Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49
e-mail: ingcivil@cedex.es

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD

Manuel Pombo Martínez

PUBLICIDAD

Oronse, 6 - Telfs.: 915 55 36 93 - Fax: 915 56 40 60 - 28020 Madrid
e-mail: revistacivil@terra.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-10-012-8
Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD



NUESTRA PORTADA: Cimentaciones especiales de los cajones del Muelle Este. Puerto de Valencia. Modelo en tres dimensiones.

SUMARIO

CIMENTACIONES ESPECIALES DE LOS CAJONES DEL MUELLE ESTE. PUERTO DE VALENCIA. Pedro Miguel Gama Costa	3
MODELIZACIÓN, ANÁLISIS RETROSPECTIVO Y ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL TÚNEL NORTE DEL BYPASS SUR DE LA M-30 (MADRID). Miguel Fe Marqués y Javier Lorenzo Romero	19
CIMENTACIÓN Y MUROS DEL NUEVO HOSPITAL DE BURGOS. José Ramón Bombín Saiz y Manuel Alpañes Ramos	33
EL POLIETILENO EN LA IMPERMEABILIZACIÓN DE BALSAS. Manuel Blanco, Escolástico Aguiar, Juan Carlos de Cea, Francisca Castillo y Jesús Soriano	57
DECONSTRUCCIÓN DE LA CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO DEL MERCADO CENTRAL DE ABASTOS DE ALICANTE. DIFICULTADES EN LA APLICACIÓN PRÁCTICA DEL RD 396/2006 (TRABAJOS CON RIESGO DE EXPOSICIÓN AL AMIANTO). César Daniel Sirvent Pérez	65
EL DRAGADO EN EL PUERTO DE SANTANDER EN LOS ÚLTIMOS SETENTA AÑOS. Roberto Vidal Martín	75
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE HORMIGÓN PRETENSADO AFECTADO POR UNA REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE. Ismael Carpintero García y Miguel Ángel Bermúdez Odriozola	89
ECUACIONES DE LA FLEXIÓN EN PIEZAS CON INERCIA VARIABLE. Carlos Méndez Esteban	103
METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE LOS DOCUMENTOS DE SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE LAS INSTALACIONES DESALADORAS DE AGUA MARINA. Sarah Ruiz Arriaga, Fernando Orozco Conti, Gabriela M. Ubaldi Freda, Francisco Garau Hernández, Juan Salguero Martínez y Manuel García Sánchez-Colomer	115
VÍAS ROMANAS. IDENTIFICACIÓN POR LA TÉCNICA CONSTRUCTIVA. Isaac Moreno Gallo	127

En nuestra página web www.cedex.es
encontrará las normas para la publicación de artículos



POR UN TRANSPORTE MARÍTIMO
MAS SEGURO Y SOSTENIBLE

APOSTAMOS POR LA INNOVACIÓN

Puertos del Estado es pionero en el análisis y prospección del medio físico marino. Con modernas redes de medida y previsión de parámetros climáticos, correntímetros, y un extenso elenco de recomendaciones para obras marítimas, podemos satisfacer todos los requerimientos de calidad y seguridad que exige la planificación y la logística del transporte marítimo y sus infraestructuras.

En www.puertos.es podrá ampliar la información que necesite para su actividad comercial en nuestros puertos y sobre las 28 Autoridades Portuarias que los gestionan.



Puertos del Estado

www.puertos.es



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

ACORTAMOS DISTANCIAS. ACERCAMOS PERSONAS.

www.fomento.es

Cimentaciones especiales de los cajones del Muelle Este. Puerto de Valencia

PEDRO MIGUEL GAMA COSTA (*)

RESUMEN En el presente artículo se describe el proceso de ejecución de una cimentación mediante cajones de hormigón armado cimentados sobre banqueta de escollera. Para la realización correcta de los trabajos fue necesario desarrollar una solución con dragado mínimo y un tratamiento de mejora de los terrenos de cimentación de los cajones del muelle. El método de mejora del terreno de cimentación elegido fue el de columnas de gravas, puesto que era el más adecuado para terrenos con gran porcentaje de finos como era el del presente proyecto. El proceso de ejecución de columnas de grava se llevó a cabo mediante el método de alimentación por fondo en el que se emplearon 2 procedimientos: el método del tanque superior de grava y el método de bomba de grava.

SPECIAL FOUNDATION BY MEANS OF REINFORCED-CONCRETE CAISSON IN VALENCIA PORT

ABSTRACT *This paper describes the process to construct a foundation by means of reinforced-concrete caisson on breakwaters. The project required to develop minimal dredging solutions as well as to improve the foundation areas of the wharf caissons. The improvement technique applied to the foundation area was based on gravel columns, since this solution was the most suitable for areas with high fine fraction contents, as it was the case. Gravel columns were executed following a bottom-feed method, and two different techniques: gravel tank top-feeding and gravel pumping.*

Palabras clave: Cajones de hormigón armado, Columnas de grava, Dragado, Escollera.

Keywords: Reinforced-concrete caisson, Gravel columns, Dredging, Breakwater.

1.1. ANTECEDENTES

El incremento del tráfico de mercancías en el puerto de Valencia originó la necesidad de aumentar las superficies disponibles con el fin de poder satisfacer la actual demanda y es en este contexto en el que se enmarcó el presente proyecto.

Con fecha 2 de Abril de 2004 la Secretaría General de Medio Ambiente (BOE 8889/2004) eximió de la necesidad de someter el proyecto al procedimiento de evaluación de impacto ambiental argumentando la inexistencia de impactos ambientales significativos.

Asimismo, dentro de la misma resolución, se indicó la necesidad de realizar una caracterización de los materiales a dragar de acuerdo con lo dispuesto en las "Recomendaciones para la Gestión del Material de Dragado en los Puertos Españoles". La citada caracterización se remitió a la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental antes del inicio de las obras.

Por último, también se elaboró un programa de vigilancia para que durante las operaciones de dragado se garantizase la calidad del agua en las proximidades del Lugar de Importancia Comunitaria "Albufera de Valencia". Para la realización del seguimiento, se estableció una estación de muestreo

en un punto situado entre la bocana del puerto y el citado LIC y una estación de referencia situada en un punto representativo de las condiciones de la zona tomándose medidas con una frecuencia semanal.

1.2. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Dentro del estudio de alternativas se analizaron tanto alternativas de cimentación profunda (tablestacas, pilotes, etc) como soluciones de gravedad viendo las ventajas y los inconvenientes de cada una de ellas. Las soluciones de tablestacas se desecharon por razones de poca robustez y problemas de mantenimiento durante la vida de la obra. Las soluciones de pilotes que desde el punto de vista del terreno de cimentación parecían a priori las más adecuadas, presentaban problemas de estabilidad de taludes a corto plazo, así como problemas de rozamiento negativo y esfuerzos laterales sobre los pilotes durante la fase de servicio que conllevaban unas dimensiones muy importantes de la sección de los pilotes y consiguientemente problemas serios en el manejo e hincada o perforación de los mismos.

Por todo ello se adoptó por una solución de gravedad y, dentro de las diferentes soluciones para las mismas, se eligió una solución de cajones de hormigón armado cimentados sobre banqueta de escollera.

Dada la baja capacidad portante de los niveles superficiales del terreno natural para la cimentación dentro de la solución tipológica elegida resultaba necesario un dragado

(*) Jefe de Obra - Somague, Grupo SyV. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

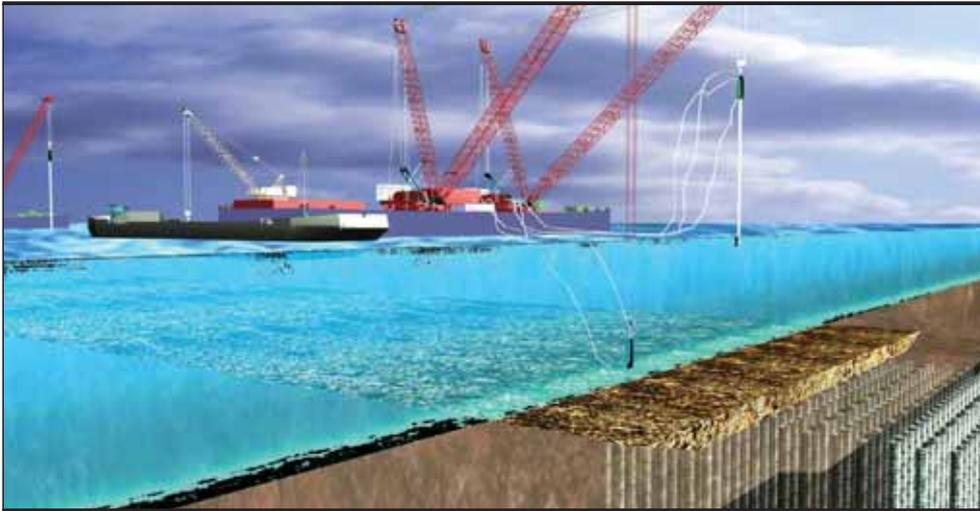


FIGURA 1. Modelo en 3 dimensiones.

previo en zanja para transmitir los esfuerzos a las capas de terreno más resistentes.

Con estas premisas se estudiaron dos alternativas, una con dragado máximo hasta una cota media de -30 donde se alcanza la capa de gravas y arenas (nivel B) y otra con un dragado parcial de los terrenos menos competentes (nivel A1 fangos) hasta la cota -21 y tratamiento posterior de los niveles arcillosos A2 y A3 para mejora de sus parámetros geotécnicos con objeto de garantizar la estabilidad de la sección del muelle.

El condicionante más importante que motivó la elección de una u otra solución fue la necesidad de reutilizar los productos de dragado en la propia obra como rellenos de la explanada. Además dado que los productos de dragado previstos estaban compuestos por materiales de baja calidad, resultaba necesario aportar en la zona de rellenos un cierto porcentaje de materiales de mejores características con objeto de garantizar una mejor consolidación de los mismos para soportar las cargas de servicio del muelle. La limitada capacidad del recinto creado en el trasdós del muelle junto con la necesidad de mezclar los productos de dragado con otros externos de mejor calidad provocaba que la alternativa de dragado máximo fuese prácticamente inviable dado el elevadísimo volumen de material que ya de por sí se precisaba retirar para su ejecución.

Por todo ello es por lo que finalmente se decidió acometer el desarrollo de una solución con dragado mínimo y tratamiento de mejora de los terrenos de cimentación de los cajones del muelle.

1.3. TRATAMIENTO DE MEJORA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Entre los diversos métodos de tratamiento de mejora del terreno de cimentación se tomó el de columnas de grava debido a que otros métodos como el jet-grouting ó la vibro-compactación, no eran los más adecuados para el tipo de terreno de cimentación existente. La vibro-compactación funciona bien en terrenos granulares que no es el caso y el jet-grouting no es lo más adecuado para terrenos con un gran porcentaje de finos como era el del presente proyecto.

Por este motivo se adoptó la alternativa de columnas de grava con un porcentaje de mejora del terreno del 20%, llevando la cota de las mismas 2 m por debajo del nivel superior de la capa de arenas y gravas (capa B). (Figura 1).

A _c /A	Ángulos de rozamiento a Corto Plazo (°)		Ángulos de rozamiento a Largo Plazo (°)	
	Niveles A2-A3		Niveles A2-A3	
(ρ)	Bajo Cajón	Fuera de Cajón	Bajo Cajón	Fuera de Cajón
0	0	0	25	25
0,1	13	5	30	27
0,2	22	10	33	28
0,3	29	14	36	30
0,4	34	19	37	32
0,5	36	23	38	33

TABLA 1. Parámetros geotécnicos.

Con este supuesto los parámetros geotécnicos de cálculo de los terrenos de las capas A2 y A3 (arcillas) pasan a ser los que se presentan en la tabla 1.

Por todo esto, es por lo que la alternativa de columnas de grava queda suficientemente justificada tanto por motivos de estabilidad de la sección como por motivos de optimización del balance entre los volúmenes de dragados y los volúmenes de rellenos.

1.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS

Las obras que comprendían el presente Proyecto se ubicaron en la Dársena del Este del Puerto de Valencia (figura 2), estando constituidas por un muelle de 1300 metros de longitud, su explanada adosada y un espigón de cierre en la zona sur que protege el conjunto de las obras proyectadas de la acción del oleaje y que incluye en su tramo final una rampa Ro-Ro.

La ejecución de la obra se realizó en dos fases.

En la primera se previó en primer lugar, la construcción del espigón de cierre y de un tramo de 850 metros de muelle a partir de éste último, para, posteriormente y con ayuda de una mota de cierre provisional, proceder al relleno del recinto creado entre ésta, el muelle, el espigón de cierre y el Dique del Este.

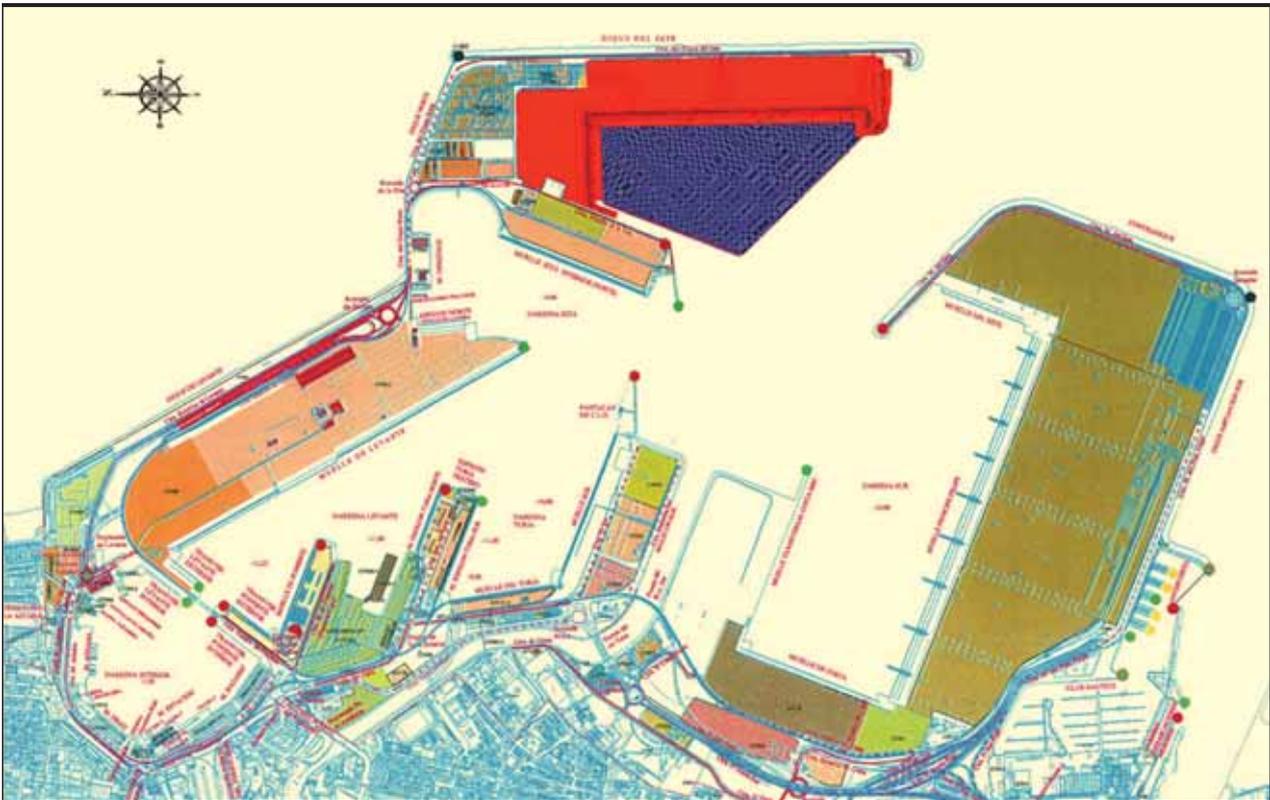


FIGURA 2. Dársena del Este del Puerto de Valencia.

En la segunda fase de la obra se completó la totalidad del muelle, el enlace con el muelle de la Xitá y el relleno del recinto para la formación de la explanada restante.

La solución propuesta que se proyectó presentaba las características básicas que se describen con más detalle a continuación:

1.4.1. Dragados para cimentación del muelle y del espigón

Con objeto de que el tiempo de consolidación y mejora del terreno no interfiriese en el desarrollo del resto de los trabajos, el dragado se inició en la zanja de cimentación del espigón.

La cota de dragado para la formación de la zanja del muelle era la $-21,00$ m. mientras que para el espigón era la $-20,00$ m., referidas ambas a la B.M.V.E. del Puerto de Valencia.

El talud de dragado estimado para la zanja era 3H:1V a excepción de la zona localizada junto al muelle de la Xitá, en la que se consideró un valor de 2H:1V por suponerse una mayor consolidación del terreno debido al efecto ejercido por la construcción existente.

Aunque estaba prevista la extracción en algunas zonas de productos arcillosos, el principal material dragado estaba formado por fangos.

El volumen extraído en la formación de las zanjas del espigón y del muelle se transportó y se vertió en el lugar que indicó la Dirección de Obra en un punto próximo a las obras en el interior del recinto portuario.

1.4.2. Mejora del terreno de cimentación

En las capas arcillosas A2 y A3, según la nomenclatura dada a las capas del terreno en el informe geotécnico realizado por INGEOTEC S.A., se proyectó un tratamiento de

mejora del terreno mediante columnas de grava que se extendían longitudinalmente desde la cota $-20,00$ m hasta penetrar 2 metros en el interior del estrato arenoso B, presentando una longitud media de 8,45 m.

Durante la ejecución de las columnas de grava se procedió al estudio de alternativas técnicas para la mejora de los terrenos bajo la cimentación de los cajones. Dicho estudio arrojó nuevos valores de disposición de las mallas y granulometría de la grava manteniendo un grado de sustitución del terreno del 20%.

Finalmente, se llevó a cabo la ejecución de las columnas de grava con dos mallas diferentes, la primera la que marcaba el proyecto inicial con columna de diámetro 1 metro, disponiéndose en malla triangular de 2,13 m de base y 1,84 m de altura (4 m^2) y la segunda con columna de diámetro 1 metro y malla triangular de 2,63 m de base y 2,28 m de altura (6 m^2). En cuanto al tamaño del árido, las columnas de grava se ejecutaron con tamaños comprendidos entre 12 y 40 mm., frente a los previstos en proyecto de 8-32 mm. (Figura 3).

1.4.3. Muelle

Los 1300 metros que constituían la longitud total del nuevo muelle se encontraban divididos en dos alineaciones.

La alineación más larga contaba con 1000 metros de longitud según una orientación N-S distando, el borde del cantil del muelle de la línea del espaldón del Dique del Este, 220 metros.

La segunda intersectaba perpendicularmente a la anterior según una alineación E-O situándose a una distancia de 263 metros entre el borde de mar existente adosado al Dique del Norte y la línea del cantil del nuevo muelle.

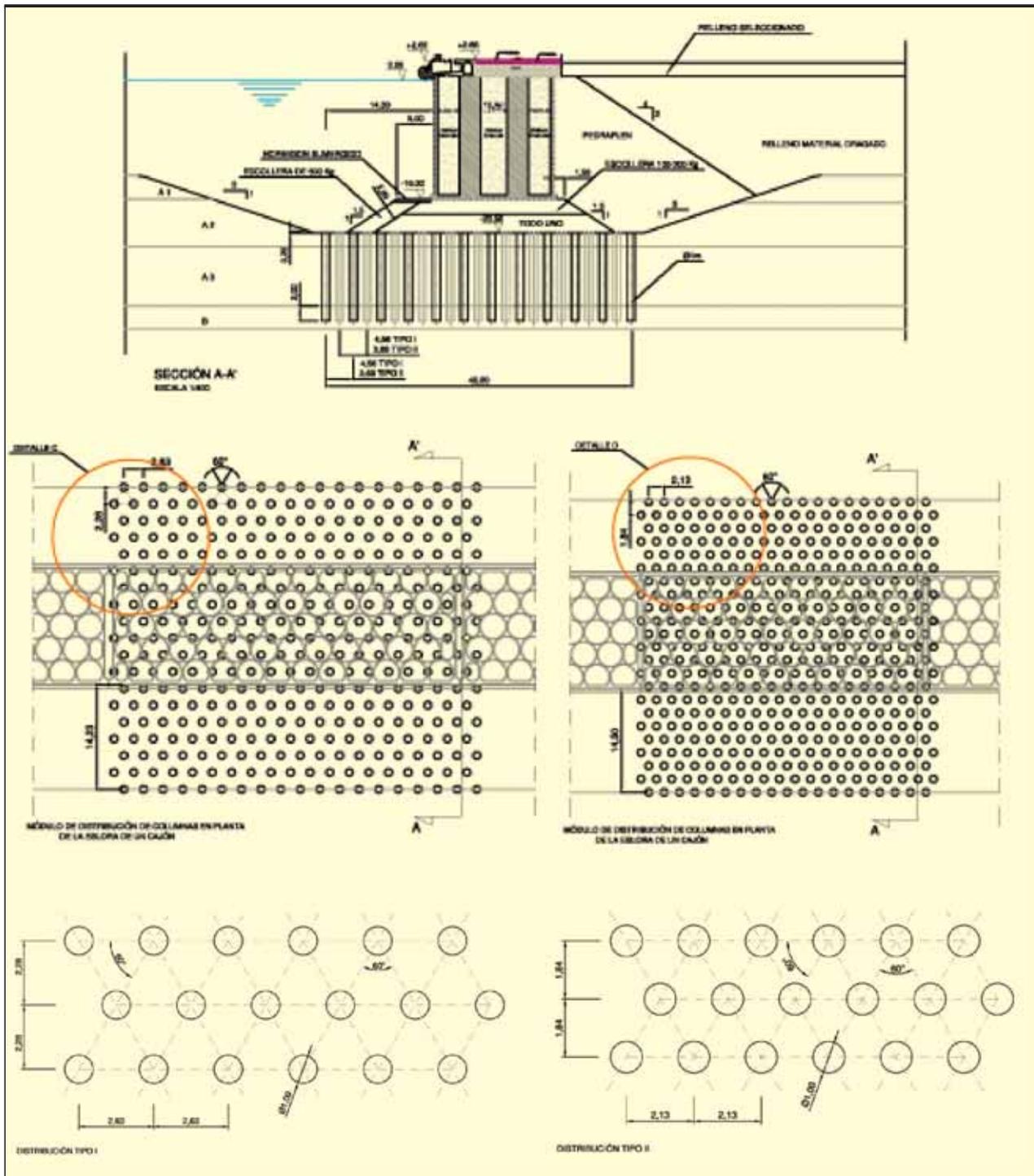


FIGURA 3. Detalles de la columnas de grava.

La protección del nuevo muelle contra la acción del oleaje que penetraba a través de la bocana del puerto se llevó a cabo mediante un espigón de cierre en talud de 257 metros.

La estructura del muelle estaba formada por 34 cajones de hormigón armado que lo cubrían en toda su longitud. (Figura 4).

Previo dragado en zanja a la cota $-21,00$ m y posterior ejecución del tratamiento de mejora del terreno siguiendo lo es-

pecificado anteriormente, los cajones se fondearon a la cota $-16,00$ m sobre una banqueta de $5,00$ m de espesor, formada por todo uno y escollera, debidamente enrasada con grava de menor tamaño.

La coronación de la banqueta está formada por una capa de 2 m. de espesor de escollera de peso $100-200$ kg, con el objeto de mejorar las características resistentes de la banqueta en su conjunto. En la parte de la banqueta que quedaba por

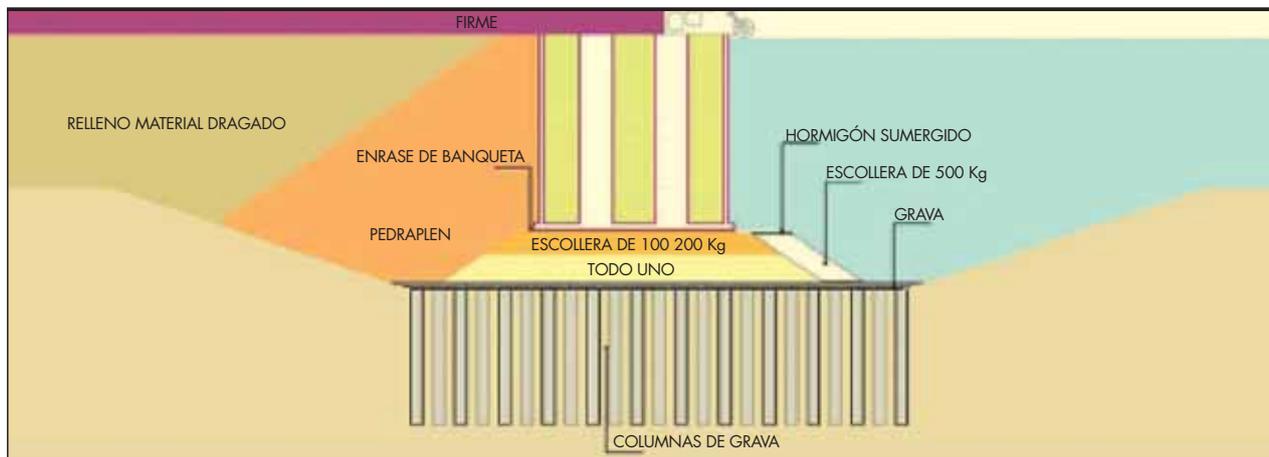


FIGURA 4. Composición del muelle.

delante del cajón, la escollera se proyectó con un peso de 500 kg. con el fin de evitar el movimiento de las piedras a causa de eventuales turbulencias producidas por las hélices de los buques más desfavorables que pudieran hacer uso del muelle durante la vida útil del mismo. Finalmente se protegió la berma por delante del cajón con una capa de 30 cm. de hormigón sumergido.

Se proyectaron cajones de 47'075, 32'475, y 25'175 metros de eslora que se distribuyeron a lo largo de la traza del muelle con una separación entre ellos de 10 cm.

Los cajones se aligeraron interiormente por cinco filas de celdas circulares de 3,50 m de diámetro combinadas con una ovoidal por fila, rellenas con material granular adecuado. La manga de los tres tipos de cajones descritos en su fuste fue de 15,798 m. Las celdas de las filas exteriores se achaflanaron para conseguir una anchura mínima de pared de 40 cm, tratando al mismo tiempo de favorecer en lo posible las condiciones de flotación de los cajones.

La solera de los cajones fue de 0,60 m de espesor, con zapatas del mismo espesor que sobresalían 0,50 m a cada lado del fuste con objeto de mejorar la estabilidad del cajón y de disminuir las tensiones sobre el terreno de cimentación. En las dos esquinas existentes en el muelle en uno de los dos cajones se eliminó parte de la zapata del lado de mar con el fin de permitir una correcta ejecución de las juntas.

Todos los cajones coronan a la cota +0,50 m y fueron navalmente estables con el correspondiente lastre de agua, tanto en el proceso de botadura como durante su transporte flotando hasta su lugar de fondeo.

Las juntas entre cajones se rellenaron con material granular adecuado y se sellaron con tubos de PVC rellenos de hormigón, exceptuando las dos que se encontraban en los cambios de alineación cuyo relleno se proyectó de hormigón.

La superestructura del muelle sobre el cajón venía definida por una viga cantil.

Esta tipología de superestructura se extendió a lo largo de toda la alineación N-S del muelle y de la E-O hasta el punto donde acababa la estructura de cajones.

La estructura del cantil estaba constituida por una gran viga de hormigón de 5,90 m. de anchura a partir del cantil, con 2,15 m de altura, coronando a la cota +2,65 m, y volando 0,50 m por delante del fuste de los cajones.

La viga se ejecutó con un faldón de 0,35 m cayendo desde la coronación de cajones que discurría a lo largo de todo el muelle y con una cota inferior de +0,15 m que favorecía la re-

gularización de cajones una vez fondeados así como el correcto apoyo de las defensas propuestas.

Se dispuso una galería de tipo visitable, con una altura máxima de 1,60 m y una anchura en su base de hormigón de 1,20 m., y contó con pozos de registro y acceso cada 50 m. La galería se remató con una parte superior de hormigón armado de 0,30 m de espesor.

La viga se dispuso con un cajetín para el alojamiento del carril de la pata delantera de la grúa cuyo eje, quedará situado a 2 metros del borde del cantil.

El dimensionamiento de esta parte de la superestructura se ha realizado teniendo en cuenta las condiciones de trabajo de la grúa portacontenedores en su posición más desfavorable durante el proceso de carga y descarga de los buques.

En el lado del muelle de la alineación del espigón de cierre la superestructura está constituida por una rampa para tráfico Ro-Ro de 16,5 metros de largo y 43 de ancho con una pendiente del 6%. La rampa se diseñó de hormigón armado con la armadura mínima que establece la EHE. Los seis primeros metros de la misma, partiendo desde el mar, están protegidos en su cara superior por perfiles UPN-80 separados entre ellos un metro.

Sobre el cantil del muelle se dispusieron defensas de 3 metros de longitud del tipo C 1600 Ø - 800 Ø, sujetas mediante anclajes, con una separación de 19,36 m.

Asimismo la superestructura lleva alojados bolardos de 150 t de tiro nominal, dispuestos cada 26,23 m, sujetos mediante anclajes, y con los correspondientes tapones de hormigón armado en las dos celdas contiguas cuya colaboración estructural se hace necesaria por la ubicación extrema del bolardo en el cajón.

A lo largo de todo el cantil, para protección del mismo, se dispuso una cantonera metálica de acero galvanizado, con sus anclajes correspondientes.

Tanto los registros de la galería de servicios como las arquetas de agua potable y de acometida eléctrica, quedaron acabadas con sus correspondientes marcos y tapas de fundición.

1.4.4. Espigón de Cierre

La protección del nuevo muelle frente al oleaje entrante a través de la bocana del puerto se realizó mediante un dique en talud de 257 metros de longitud según una orientación E-O partiendo desde el Dique del Este.

Dado el carácter flexible de esta parte de la obra para su cimentación no se proyectó ningún tratamiento de mejora del

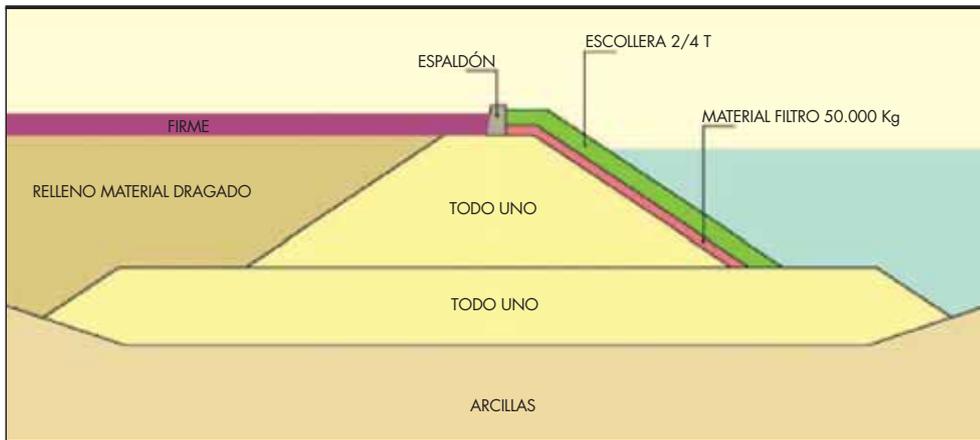


FIGURA 5. Espigón de cierre.

terreno considerándose únicamente, el dragado para la retirada de la capa de fangos.

En la estructura del núcleo del espigón se distinguieron dos partes, estando ambas construidas de todo uno de cantera. (Figura 5).

La parte inferior se extendió horizontalmente en todo el ancho de la zanja de cimentación hasta una altura respecto al fondo de la misma de 8 metros.

La parte superior se situó centrada respecto al eje de simetría del espigón, presentado una anchura en coronación de 9 metros a la cota +1,50 m que vertiendo según un talud 1,5 H:1V hasta la parte inferior dejando dos bermas iguales ambos lados de 13 metros de longitud.

Por motivos de estabilidad global frente al deslizamiento profundo a corto plazo se precisó dejar un tiempo de consolidación de unos 3 meses entre la finalización de la primera fase hasta el inicio de la segunda con el fin de conseguir una mejora por precarga de los terrenos de cimentación hasta los valores que permitían completar la sección hasta que se cumplieren los coeficientes de estabilidad que marcaba la ROM 05-94 para situaciones de corto plazo.

La protección del núcleo del espigón se realizó mediante una primera capa intermedia de 1 metro espesor de escolleras con peso > 50-250 Kg. y una segunda capa de protección de 2 metros de espesor de escolleras con peso entre 2 y 4 TN que se extendió desde la coronación del mismo hasta la el punto de contacto con la berma en el lado de mar.

Sobre el talud se proyectó un espaldón de hormigón en masa y sección trapezoidal con base de 2 metros y coronación a la cota +4,5 m.

1.4.5. Motas de cierre

A lo largo del proceso constructivo de la obra, el confinamiento de los distintos recintos que iban formándose entre el muelle, el espigón y el Dique del Este se realizó mediante unas motas provisionales de cierre con estructura en talud formada por material procedente del Puerto de Sagunto.

Al igual que en el caso del espigón, su construcción se realizó en dos partes, base y coronación, separadas en el tiempo tres meses y ejecutadas con medios marítimos la primera y con una combinación de marítimos y terrestres la segunda.

1.4.6. Enlace con muelle de la Xitá

La unión del nuevo muelle con el de la Xitá se ejecutó, finalmente, mediante un dique en talud con núcleo de todo uno de cantera y ancho en coronación 5 metros a la cota +2.00.

Posteriormente, se llevó a cabo el vertido del manto principal formado por cantos de entre 2 y 4 Tn de 2 m de espesor sobre otra capa de filtro de 1 m de espesor y cantos de peso entre 50 y 250 Kg.

La cota de coronación del manto de protección se proyectó 1 metro por encima de la rasante definitiva de la explanada.

1.4.7. Rellenos

El trasdós de los cajones se protegió por un manto de pedraplén con ángulo de rozamiento mínimo de 35°, según contemplaban las secciones tipo. Este material se coronó hasta la cota +1,5 m. con una capa de relleno seleccionado de 1,00 metro de espesor que posteriormente –una vez vertido el relleno general– se prolongó hacia atrás en todo el trasdós, como coronación de explanada.

Para el resto del relleno, relleno general, se utilizó una mezcla de material procedente de préstamo y de aportación exterior proveniente del Puerto de Sagunto.

Sobre el relleno general, cuya coronación se encuentra a la cota +0,5 m., se dispuso una capa de relleno seleccionado de 1,00 m que servirá de soporte a las futuras capas de pavimento cuyo diseño quedaba fuera del alcance del presente proyecto.

2. PROCESOS DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA

2.1. INTRODUCCIÓN

El presente apartado trata de describir los diferentes procedimientos empleados para la ejecución de las columnas de grava.

En el proyecto que nos ocupa, el proceso de ejecución de columnas de grava se llevó a cabo mediante el método de alimentación por fondo, donde se distinguen los dos procedimientos empleados:

- Método del tanque superior de grava
- Método de la bomba de grava

2.2. MÉTODO DEL TANQUE SUPERIOR DE GRAVA

El objeto de estos trabajos era lograr el grado de mejora / refuerzo del terreno de cimentación del muelle de cajones previsto en proyecto. El sistema para poder penetrar la grava en el terreno fue mediante un tubo conectado con un vibrador en su parte final. El vibrador iba penetrando en el terreno hasta la profundidad que se consideró conveniente dependiendo de las características del terreno. Una vez al-



FIGURA 6. Tolva.

canzada dicha profundidad, la grava se introducía por dentro del tubo hasta salir por la punta del vibrador, extremo este, la alimentación por el fondo, que era la base de los sistemas aceptables. A medida que se iba expulsando la grava, el vibrador y el tubo se elevaban hasta completar la columna.

2.2.1. Dimensionamiento y descripción del equipo.

Se diseñó una tolva especial que cubicase el volumen total de grava de la columna, la cual se colocaba sobre el vibrador, fijo. En cada columna se llenaba la tolva. (Figura 6)

La alimentación de la grava a la tolva del vibrador, se realizaba desde otra pontona, utilizando dos retroexcavadoras,

una en cada pontona, (Figura 7), las cuales realizaban el proceso completo de carga (figura 8) desde la pontona auxiliar, descarga en pontona principal y acopio (retroexcavadora pontona auxiliar), carga desde pontona principal y descarga sobre la tolva de alimentación (retroexcavadora pontona principal).

El diámetro del vibrador era menor que 400 milímetros. Para la entrada de grava se utilizó un sistema que garantizase que la presión en la grava que salía por la punta del vibrador se mantuviese siempre más alta que la presión del agua del fondo. Esto se lograba por el peso de la propia columna de grava, en el tubo y tolva especial de alimentación. Los tubos de alimentación eran de la suficiente longitud para alcanzar las profundidades descritas en el proyecto.



FIGURA 7. Vista de las pontonas con las 2 retroexcavadoras.



FIGURA 8. Proceso de carga.

2.2.2. Criterio de compactación

Al inicio de los trabajos se realizaron unas columnas de prueba, con objeto de registrar en diferentes posiciones de la obra, las presiones que se alcanzaban en la perforación, y durante la compactación de la grava, registrando las admisiones de material para los volúmenes teóricos de columna de 1.000 mm.

Asimismo se verificó si se alcanza o no el diámetro teórico medio.

Se estableció el criterio de compactación a seguir durante la ejecución de la obra en cada una de las zonas diferenciadas, que se iban comprobando para cada sondeo que se efectuó en fase de estudio.

Las columnas de prueba permitieron relacionar los valores de presión en bares, y volumen de grava por columna, durante la etapa de ejecución de las columnas de grava a partir de la profundidad máxima alcanzada, hacia arriba. El criterio de compactación se estableció alcanzándose en las compactaciones de la grava incrementos de presión respecto a los registrados durante la fase de perforación. Se estableció como tope 300 bares de presión máxima de perforación.

Se elaboró un parte de control de las columnas de prueba. Este parte tenía como fin último el control de la correcta puesta en obra de las columnas de grava, de manera que se verificasen las hipótesis de cálculo del tratamiento.

Se eligieron a lo largo de la obra, discretizando ésta en varios tajos, una serie de zonas de prueba, próximas a los reconocimientos realizados en el estudio geotécnico, y tratando de minimizar para esto los cambios de posicionamiento de la barcaza. Se trataba con esto de contrastar unas columnas de prueba con los datos de sondeos y CPTU, y establecer en cada una de las zonas elegidas un criterio para el tratamiento.

Se rellenaba un parte por cada columna de prueba, registrándose los datos siguientes:

- Fecha
- Nº de columna
- Coordenada en X
- Coordenada en Y
- Coordenada Zo
- Cota relativa de empotramiento

- Admisión (orientativa, si fuese posible determinarla por inspección del fondo mediante buzos)
- Hora inicio
- Hora final

A su vez se llevaba a cabo un registro de ejecución de la columna de prueba, anotándose cada 2 m de profundidad:

- Presión de perforación (bares).
- Presión de compactación (bares).
- Tiempo de compactación necesario si fuese posible (segundos).

Se perforaba hasta llegar a la máxima presión que daba el equipo, estimada entre 250 y 300 bar, registrándose en ese momento la profundidad y la presión máxima, mantenida en las columnas de prueba al menos durante 1 minuto.

Alcanzada la profundidad de rechazo se iniciaba la ejecución de la columna, levantando el vibrador en escalones de 0,5 a 1 m, dejando caer por peso propio la grava y compactándola de nuevo con el vibrador. Se anotaba la presión que se alcanzaba en la compactación de la grava en las mismas profundidades en las que se anotaron las presiones de perforación, así como los tiempos necesarios para conseguirlos (si esto no era posible registrarlos durante la ejecución en el parte se podían analizar con posterioridad los gráficos de las columnas).

Asimismo se medía la admisión de material en la columna, contrastándolo con el teórico para identificar cada una de las zonas de trabajo.

Según estos valores se marcaba finalmente el criterio de compactación para ejecutar el resto de columnas de grava de la obra.

2.2.3. Replanteo

El posicionamiento de la punta del vibrador se llevó a cabo mediante cruce de señales láser desde unas vigas laterales que sobresalían de la barcaza, y desde el propio frontal de la misma (cruce perpendicular), de modo que ambas señales luminosas se cruzaban sobre el vibrador colgado sobre el punto a tratar. Se garantizaba el correcto posicionamiento, al conocer la posición de la barcaza con un sistema de DOBLE DGPS, de ésta manera la posición de cada columna de grava se ubicaba en un sistema relativo referido a la embarcación.

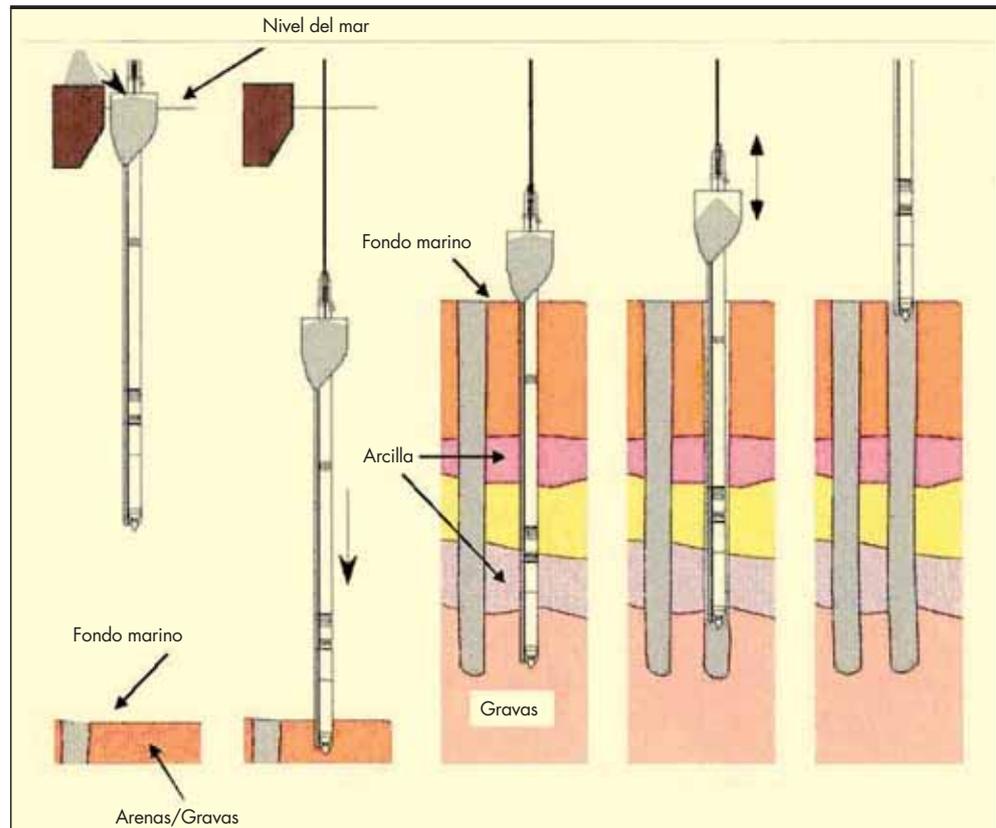


FIGURA 9. Esquema de ejecución de las columnas.

2.2.4. Ejecución de las columnas

La penetración de la punta del vibrador en la tierra se realizaba mediante el efecto de las vibraciones, con la ayuda de un chorro de agua. (Figura 9).

Las mediciones digitales registradas por el equipo debían estar visibles en la cabina del operador.

El método aseguraba suficiente presión por dentro de la tubería de alimentación y en el extremo para conseguir una descarga ininterrumpida de grava. De acuerdo con esto, el vertido de grava se realizó de tal manera que cada columna terminada era continua en toda su longitud.

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se colocaba la grava en tongadas levantando el vibrador en intervalos de 0.5 a 1 m de longitud. Cada una de estas tongadas se re-penetraba el número suficiente de veces hasta conseguir una lectura de presión, en bares, superior a la presión registrada en la perforación, conforme al criterio de compactación establecido.

2.2.5. Registros. Partes diarios

Durante la construcción se entregaba a la Dirección Facultativa una copia semanal de los informes sobre la marcha de los trabajos diarios detallados de la siguiente manera:

- La columna de grava ejecutada identificada con un número.
- La fecha y el tiempo de ejecución de la columna (perforación y compactación).
- La profundidad de cada columna deducida de la longitud de cable en cada caso.
- La admisión de grava en cada columna de manera continua.

- Los valores de presión del fluido hidráulico del vibrador al perforar, y al compactar la grava.
- Los gráficos continuos por columna, obtenidos a partir de los registros electrónicos del equipo, de profundidad y presión.
- Detalles y obstrucciones, retrasos y cualquier contradicción inusual del terreno sobre lo previsto.

Se muestra un modelo de gráfico de una columna de grava en medio marino. (Figura 10).

Se llevó a cabo un seguimiento de las inspecciones de control de calidad, tal como se establecía en los Programas de Puntos de Inspección.

2.2.6. Condicionantes marítimos

En principio, a partir de una altura de ola de 1,00 m y con el fin de hacer prevalecer la seguridad de las grúas y la precisión en el replanteo de las columnas, se suspendían los trabajos. No obstante, este valor límite se verificaba en obra, porque sobre el mismo influían distintas variables, entre las cuales destacaban las dimensiones de la pontona utilizada y el período de las olas. En cualquier caso era responsabilidad del patrón de la embarcación el decidir cuando era necesario suspender los trabajos por motivos de seguridad.

2.2.7. Control de ejecución

Para comprobar la buena ejecución de las columnas de grava tanto el jefe de obra de tratamiento como el encargado de obra realizaban inspecciones visuales, en forma continua, para comprobar que el procedimiento de ejecución de las columnas de grava, en todas las áreas previstas en el proyecto, se ajustaba a lo expresado en los apartados anteriores. Asi-

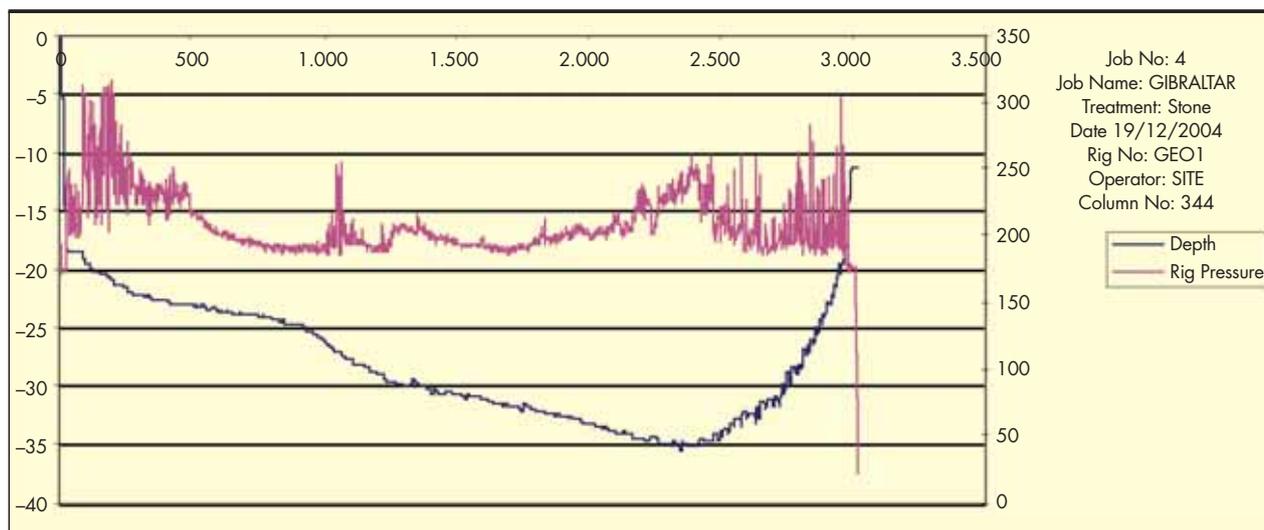


FIGURA 10. Modelo gráfico de una columna de grava en medio marino.

mismo, se verificaba que en todo momento los resultados obtenidos se correspondían con los de las columnas de prueba iniciales.

Una segunda actuación consistía en la comprobación de la profundidad alcanzada por cada columna, las presiones en el vibrador durante las fases de penetración y de densificación de la grava y los volúmenes de grava colocados en función de la profundidad.

Para comprobar la profundidad alcanzada en cada columna se medía sobre los cables de la grúa, mediante señales situadas a tal efecto en el mismo.

La comprobación de las admisiones de grava en cada columna se obtenía a partir del material aportado a la tolva de alimentación por fondo.

Se anotaban las presiones alcanzadas en el parte diario para verificar el criterio de compactación.

En algunos casos, el diámetro variaba levemente de una columna a otra, o dentro de una columna. Esto era aceptable, dentro de ciertos márgenes, puesto que las columnas de grava son un sistema del refuerzo del terreno que permite asegurar una homogeneización máxima del terreno al variar su diámetro en función de la resistencia de las diferentes capas de suelo que las rodean. De este modo, durante el proceso se formaban columnas más gruesas en capas débiles y columnas más delgadas en capas más competentes, manteniendo el factor de reemplazo constante, aproximadamente.

2.2.8. Análisis del tratamiento

Finalizado el tratamiento se analizaba el mismo atendiendo a dos parámetros, la presión y los volúmenes de grava consumidos.

Respecto a las presiones se contaba con el registro continuo en cada columna de la misma en función de la profundidad, en el que se debía comprobar que se alcanzaba la profundidad de rechazo (300 bar), y que la compactación de la grava había sido suficiente a lo largo de toda la columna.

En cuanto a los volúmenes de grava, obtenidos al final de los trabajos por diferencias de las batimetrías, se establecía como criterio general que el diámetro medio de las columnas debía estar en torno a los 1000 mm (se debía considerar el error en el cálculo de volúmenes).

Como criterio local, para áreas inferiores a 1/4 de la superficie de apoyo del cajón prefabricado, se admitía un diámetro

mínimo de 90 cm, supuesto en el que se cumplía el criterio general del tratamiento antes indicado.

Se elaboraba un plano con los parámetros más relevantes del tratamiento al final de la obra (profundidad de rechazo, criterio de presiones y volúmenes).

Al final del tratamiento si en algún área no se cumplían los criterios establecidos respecto a presiones, volúmenes, y profundidades de rechazo alcanzadas, se decidía si era preciso o no realizar nuevas columnas de grava en los baricentros de la malla inicial, con objeto de conseguir los parámetros indicados en el diseño.

2.3. MÉTODO DE LA BOMBA DE GRAVA

2.3.1. Descripción del proceso de ejecución

El método de la bomba de grava para la ejecución de columnas de grava mediante alimentación por fondo empleaba un vibrador dotado de un tubo alimentador de grava que permitía su descarga en la parte inferior de dicho vibrador ("bottom feed"). (Figura 11).

Este equipo, perfeccionamiento de la técnica de vibro-sustitución, hacía posible la mejora de terrenos arcillosos, limosos o depósitos mixtos de limos/arcilla/arena que no podían ser mejorados con las técnicas convencionales de vibro-compactación por la incapacidad de los estratos de responder a la vibración.

El sistema permitía garantizar la continuidad y la integridad de las columnas de grava ejecutadas a mayores profundidades (hasta 50 m) que los equipos compactos estándares que alcanzaban profundidades máximas, variables según la versión del equipo, de 12 a 20 m.

Para la instalación de las columnas de grava hacía falta utilizar una plataforma de trabajo flotante. Para ello se había previsto la utilización de una pontona desde la que se iban a instalar los equipos previstos. El elemento principal para la ejecución de los trabajos, debido a las restricciones de movilidad en una plataforma pequeña que se encontraba flotando, era una grúa desde la que se iba a enganchar el sistema descrito anteriormente. El posicionamiento general de la herramienta se lograba movilizand la pontona una vez que se habían alcanzado todas las posiciones posibles desde la grúa. El posicionamiento de precisión se lograba mediante la instala-



FIGURA 11. Sistema para método de bomba de agua.

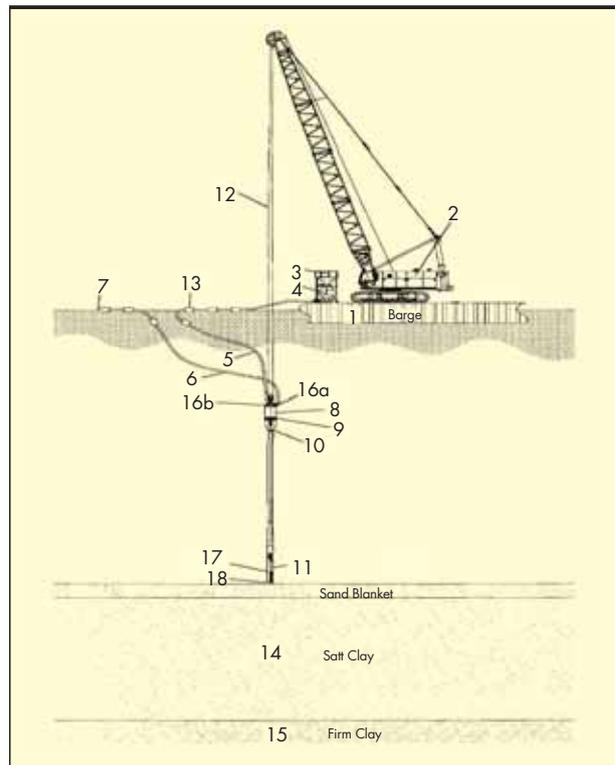


FIGURA 12. Esquema de proceso de ejecución.

1. Pontona. 2. Grúa principal. 3. Tolva de bomba de grava. 4. Bomba de grava. 5. Manguera de impulsión de grava. 6. Manguera de salida de aire. 7. Boya. Punto de salida de aire. 8. Tanque de recepción de grava. 9. Cierre entre tanques. 10. Tanque de presión. 11. Tubería adunta al vibrador. Expulsión de grava. 13. Boyas. 16. Cierres entre tanques. 17. Vibrador. 18. Punta del vibrador. Salida de grava.

ción de un GPS Diferencial (Global Positioning System) con un receptor en la punta de la pluma de la grúa que sostenía el vibrador.

En esta configuración, con el vibrador colgado de la grúa, la penetración, a la profundidad de proyecto o de rechazo, se lograba mediante el peso propio de la herramienta y las vibraciones. La grava era transportada por una bomba de grava "Gravel Jet" utilizando el agua como fluido de transporte desde la tolva de alimentación hasta el depósito de almacenaje situado en la parte superior del sistema de doble cámara. Desde este último depósito, una vez descargada el agua de transporte, se trasapaba el material de aportación a la cámara inferior y desde allí a la punta del vibrador que se había introducido en el terreno utilizando aire comprimido para su transporte. Hay que señalar que el sistema de doble cámara estaba siempre cerrado y mantenido a presión mediante un complejo diseño válvulas. (Figura 12).

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto o rechazo, el vibrador efectuaba pasadas verticales de 1 a 2 m, dependiendo del terreno, dejándose caer mediante una lanza de aire comprimido la grava hasta llenar la cavidad existente.

De este modo, el proceso de ejecución de una columna de grava era continuo desde el inicio de la compactación del terreno natural, hasta la finalización de la compactación del material de aportación a la cota prevista de la cimentación. Se iban registrando para cada una de las columnas los parámetros de ejecución, lo que permitía controlar la integridad y continuidad de las columnas.

Finalizado este proceso, el resultado era una serie de columnas de grava muy bien compactadas, a una profundidad controlada, con una matriz de suelo adyacente densificado. El terreno y las columnas de grava formaban un sistema integrado con unas nuevas propiedades mejoradas de deformabilidad y resistencia al corte relativamente uniformes. Otro aspecto importante a destacar para el terreno descrito en el informe geotécnico era la confección de vías preferenciales para la disipación de presiones de poros, actuando las columnas de grava como drenes verticales, reduciéndose los asentamientos del terreno natural y acelerando el proceso de consolidación en comparación con un terreno no tratado.

El grado de mejora, reducción de los asentamientos y mejora de la resistencia al corte, logrado a través del proceso de vibro-sustitución dependía del terreno que se trataba, el diámetro de las columnas de grava, la profundidad y separación de las columnas.

2.3.2. Procedimiento para la ejecución de columnas de grava

La ejecución de columnas de grava bajo agua con descarga inferior requería de un procedimiento cuidadoso y de unos equipos específicos, que permitiese una continuidad en los trabajos, así como un producto final con las características de proyecto que pudiera soportar las cargas a las que iba a ser sometido y cumpliera con los requisitos de deformabilidad esperados.

Era imprescindible la experiencia previa en este tipo de trabajos para conseguir los objetivos de plazo y calidad de ejecución esperados.

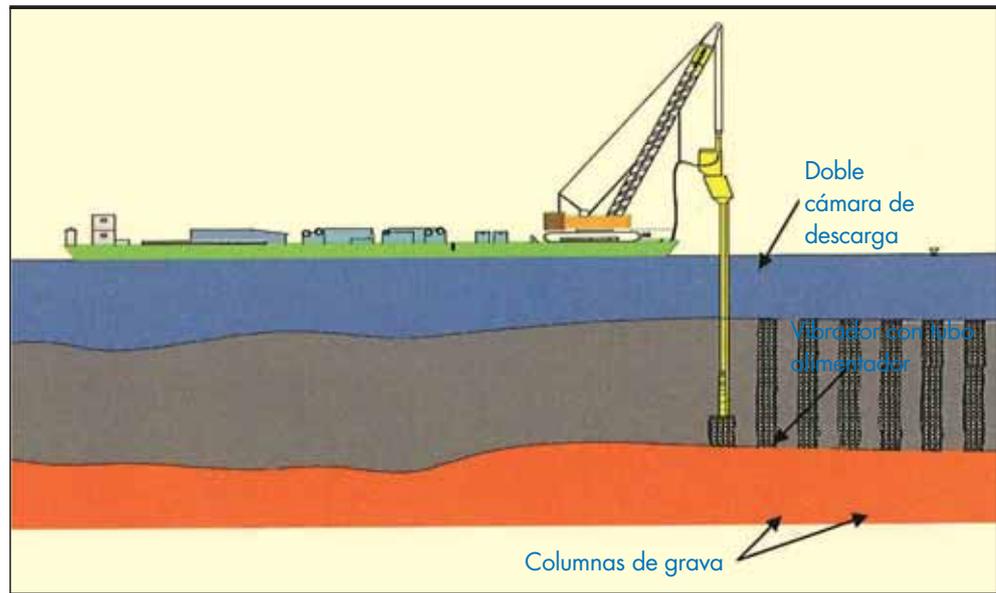


FIGURA 13.

A modo de explicación general se detalla el procedimiento general, teniendo en cuenta que cada caso requiere un estudio específico que determine elementos como: tipo de vibrador, rendimientos posibles, tipo de grava y su suministro, etc.

- Se requiere un equipo especial de ejecución en el que es determinante la herramienta compuesta por el vibrador y el circuito de descarga de la grava para que ésta pueda efectuarse por el interior y en punta del vibrador. (Figura 13).
- Para obtener la profundidad de proyecto que incluye la longitud de la columna y la diferencia de cotas entre la superficie y el fondo marino, la longitud total del equipo que se suspende de una grúa con orugas puede ser hasta de 50 metros.
- La alimentación de la grava hasta la punta del vibrador se realiza mediante un sistema de bombeo de grava

(Gravel Jet), una tolva de alimentación y una doble cámara de descarga. La grava se transporta desde la tolva hasta el vibrador utilizando una manguera flexible y con la ayuda de agua y aire a presión.

- La alimentación continua de la grava en los tubos presurizados acoplados al vibrador se consigue mediante un sistema automático de alimentación con doble válvula en el extremo superior del vibrador.
- Todos los parámetros necesarios para un correcto control de la ejecución son monitorizados por el operador de la grúa principal y grabados en el software.
- Es necesario emplear una pontona auxiliar con una grúa para el suministro de grava, que consiga la alimentación continua de grava a la cámara de carga de la pontona principal. (Figura 14).



FIGURA 14.

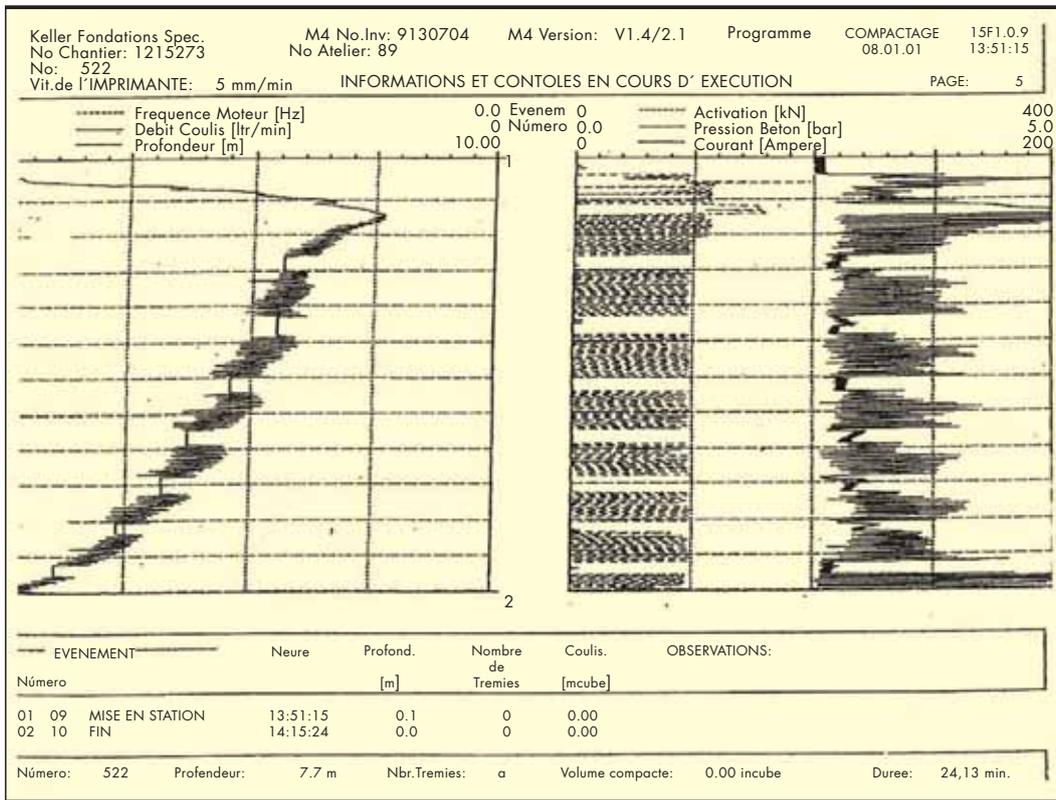


FIGURA 15. Gráfico con los parámetros registrados.

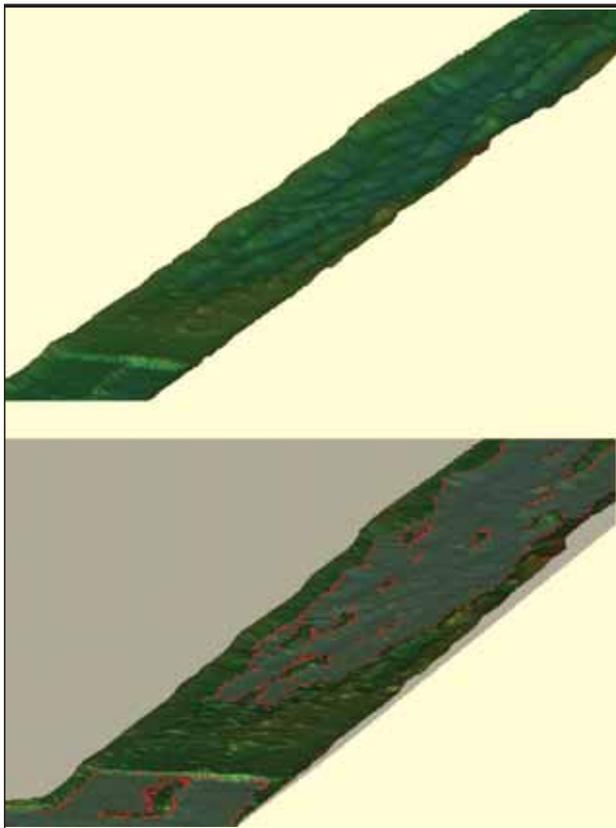


FIGURA 16 (IZQUIERDA). Terreno antes de columnas de grava.

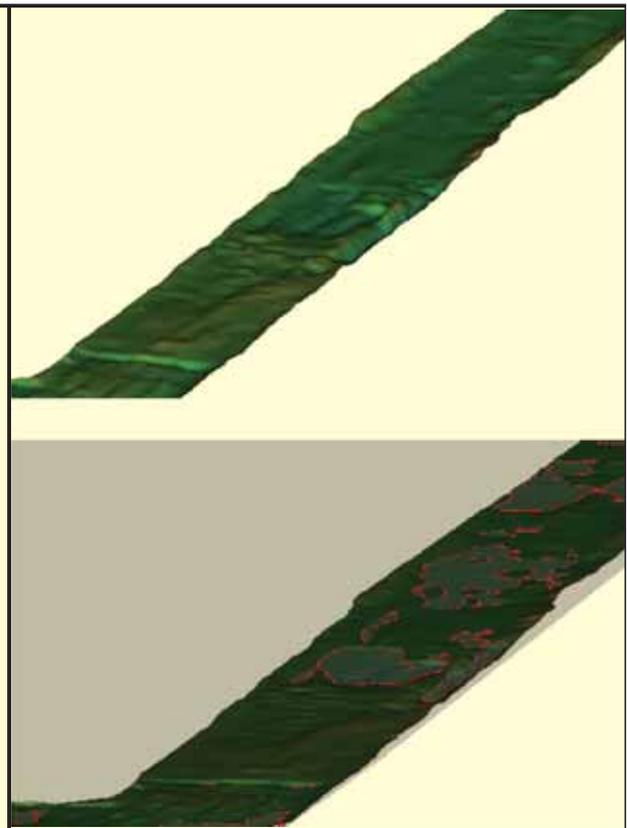


FIGURA 17 (DERECHA). Terreno después de columnas de grava.

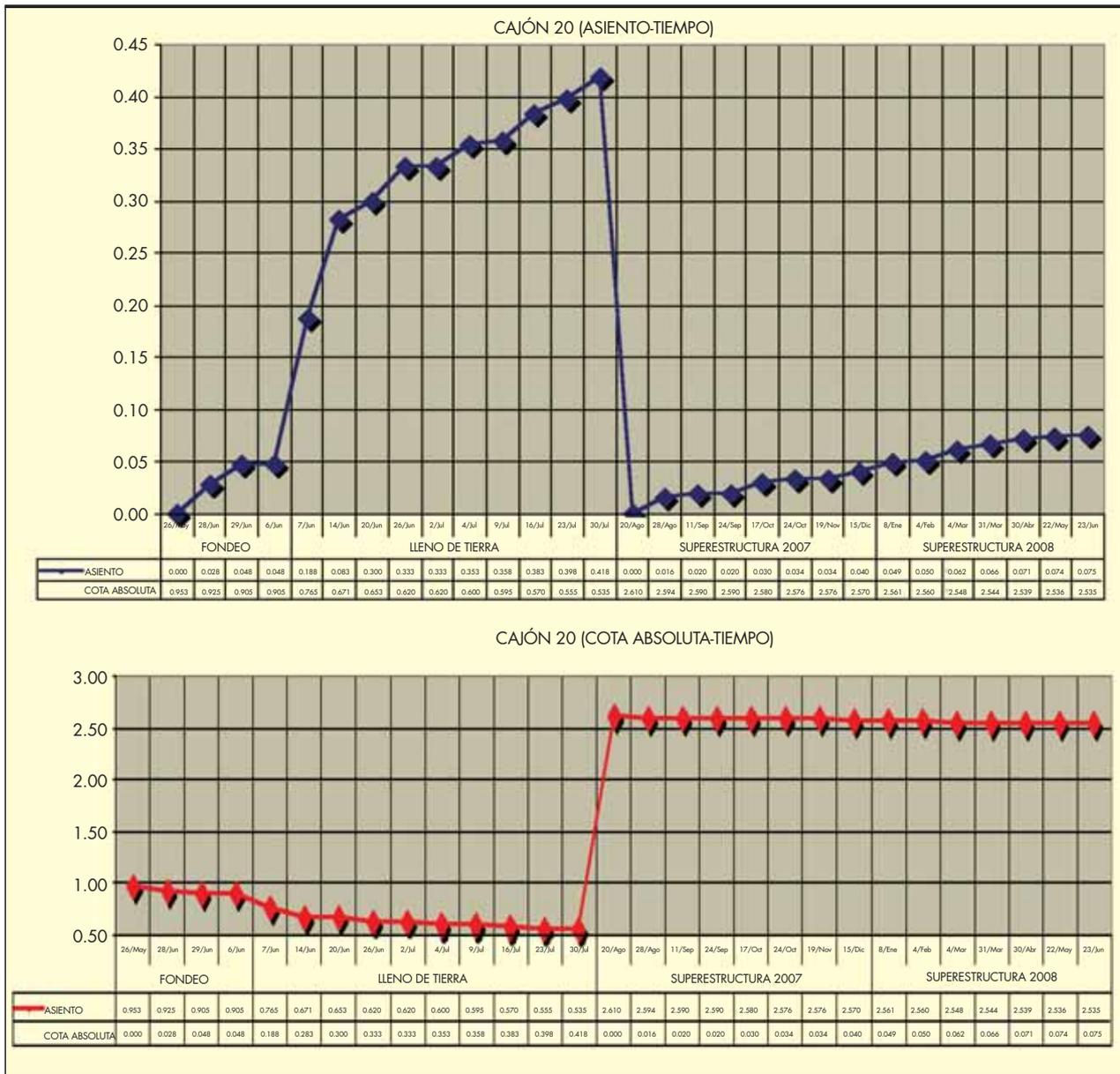


FIGURA 18. Control de asientos Método de tanque superior de grava.

- El replanteo de la malla de columnas de grava se consigue mediante un sistema guiado por GPS, instalado en la parte superior de la pluma de la grúa principal.
- Una vez ejecutado un número determinado de filas de columnas de grava dentro del alcance de la grúa, se debe mover la pontona mediante el sistema de sujeción a la nueva localización. Para movimientos mayores es necesario mover las anclas del sistema de fijación mediante un barco auxiliar, que permanece durante todo el proceso de ejecución cerca de las pontonas para garantizar la conexión entre ambas y tierra.

2.3.3. Procedimiento de control

El control de cada columna de grava se realizaba mediante el uso de un sistema automático de registro de parámetros. Este

instrumento apuntaba los detalles del proceso de instalación de forma gráfica y continua, dibujando cada uno de los parámetros en función de la profundidad vs tiempo y frecuencia de vibración y presión de aire vs tiempo.

La información disponible debía incluir:

- Número de referencia de la columna.
- Fecha de ejecución.
- Tiempo requerido para su ejecución.
- Energía eléctrica consumida en la perforación y compactación.
- Presión de perforación y compactación.
- Profundidad máxima.
- Consumo de grava.

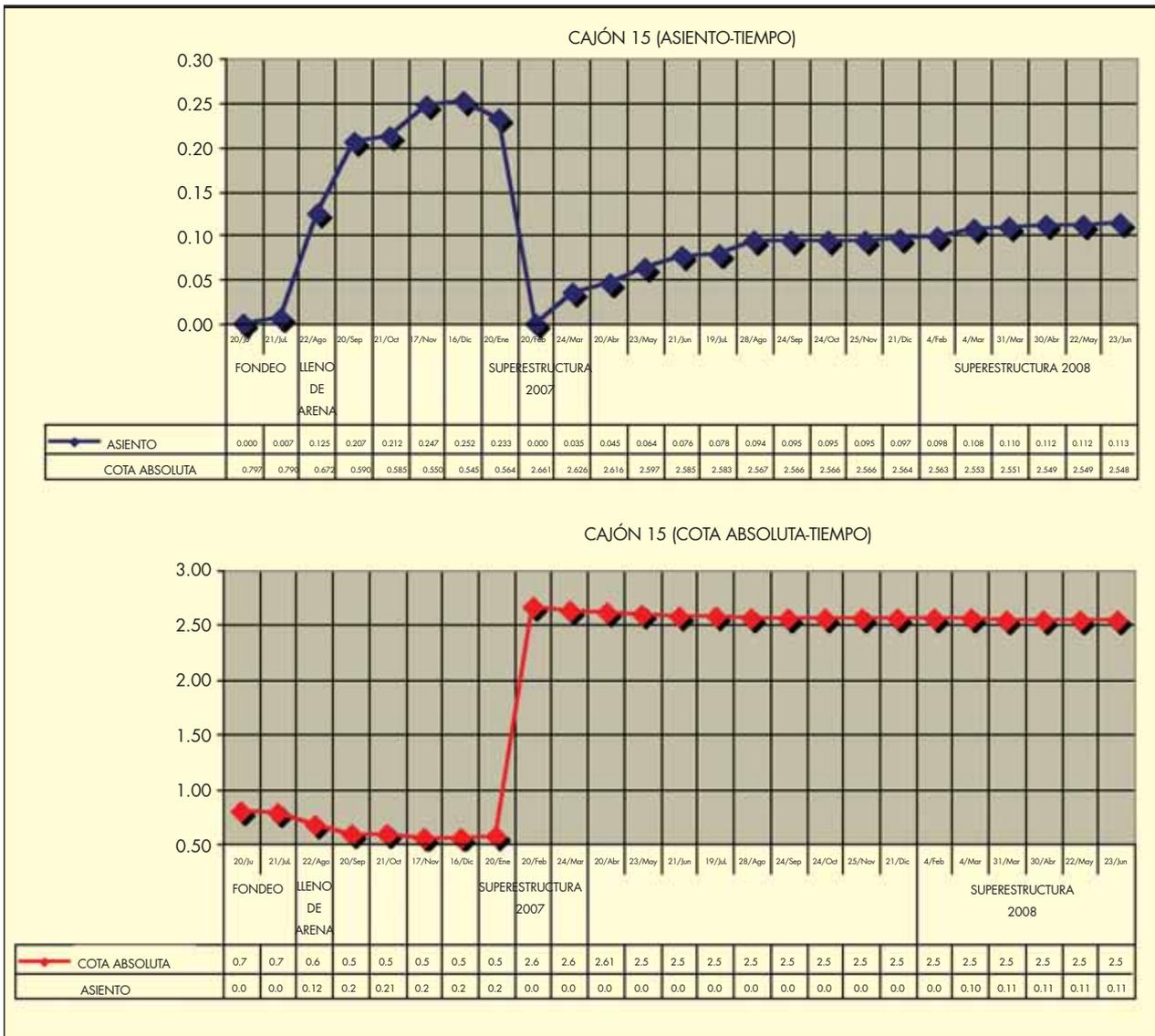


FIGURA 19. Control Asiento Método de la bomba de grava.

Igualmente, la medición digital de la profundidad, junto con el control de otros parámetros tales como el consumo eléctrico del vibrador debían de ser visibles en todo momento desde la cabina del operador del equipo.

Todos estos parámetros se registraban en un ordenador y se imprimían de forma gráfica y continua en el interior de la cabina del equipo, según la figura 15.

3. CONCLUSIONES

La ejecución de las columnas de grava, se realizó por 2 métodos diferentes mencionados con anterioridad.

Con el primero de ellos “Método del Tanque superior de grava”, el número de columnas realizadas fue de 9.216 unidades, con un rendimiento medio diario de 722 m.

En cambio con el segundo método “Método de la bomba de grava”, realizado para la mejora de terrenos arcillosos, limosos o depósitos mixtos de limos/arcillas/arenas, el número de columnas realizadas fue menor, unas 2.239 unidades y el rendimiento medio diario también fue menor, de unos 366 m.

La ejecución de las columnas de grava generó un rebose de material que conllevó en la segunda fase de dragado, a una sobre-excavación del material producido por la propia ejecución de las columnas. (Ver figuras 16 y 17).

Finalmente comentar que en el control de asentamientos llevado a cabo en los cajones de hormigón armado, tanto el asiento medio como el máximo fue mayor con el método del tanque superior que con el de la bomba de grava. (Ver figuras 18 y 19).



La Clave del Éxito reside en nuestra Capacidad de Superación

Adaptarnos a las nuevas exigencias del mercado, a las nuevas tecnologías constructivas, a las nuevas estrategias empresariales... nos permite superar los más exigentes requisitos de calidad, seguridad y respeto por el medio ambiente. Manteniendo nuestra responsabilidad con cada uno de nuestros clientes y cumpliendo más allá de nuestros compromisos. Es así como ALDESA se sitúa hoy entre los diez mayores grupos de construcción de España, consolidándose y proyectándose con éxito hacia el futuro.

OBRAS FERROVIARIAS - CARRETERAS Y AUTOVÍAS - AEROPUERTOS - OBRAS MARÍTIMAS E HIDRÁULICAS
URBANIZACIONES - EDIFICACIÓN - REHABILITACIONES Y REFORMAS



 **aldesa**

Modelización, análisis retrospectivo y análisis de sensibilidad del túnel Norte del Bypass Sur de la M-30 (Madrid)

MIGUEL FE MARQUÉS (*) y JAVIER LORENZO ROMERO (*)

RESUMEN Se ha modelizado con el programa FLAC3D, de diferencias finitas en tres dimensiones, la excavación y sostenimiento del túnel Norte del Bypass Sur de la M-30 (Madrid), de 15,15 m de diámetro, excavado en peñuelas y yesos con una tuneladora EPB, representando los huecos o gaps como huecos reales en la malla y el mortero de inyección aún no fraguado, como una presión hidrostática. Se ha realizado el análisis retrospectivo de 4 secciones, a partir de los datos obtenidos en la instrumentación, (fundamentalmente las subsidencias), con un buen ajuste entre medidas y cálculos para unos parámetros resistentes y deformativos del terreno, superiores a los habitualmente adoptados y similares a los obtenidos en ensayos de carga con placa en galerías (rama de carga). Se ha realizado además un análisis de sensibilidad de la influencia en las subsidencias de la velocidad de avance de la tuneladora y de la presión de inyección del mortero de trasdós, para una sección de túnel con un recubrimiento de peñuelas sobre clave de 1,25 veces el diámetro, obteniéndose un efecto muy pequeño por la variación de ambos parámetros.

MODELIZATION, BACK-ANALYSIS AND SENSITIVITY ANALYSIS OF THE NORTH TUNNEL OF THE M-30 SOUTH BYPASS (MADRID)

ABSTRACT Excavation and reinforcement of the 15 m diameter north tunnel of the M-30 South Bypass (Madrid) has been modeled using FLAC3D, three dimensional program with explicit finite difference formulation. The tunnel was excavated by an EPB TBM in "peñuelas" (hard and plastic clay) and gypsum. Gaps were represented in the model using actual hollows in the mesh. Mortar grout before hardening was modeled as a hydraulic pressure. A back-analysis of 4 sections has been made. This was based on the instrumentation data (mainly the subsidences) and showed a good correlation between measurements and results obtained with higher values than usual for ground deformational and resistant parameters, but similar to the ones obtained in plate bearing test made in gallery (load modulus). A sensitivity analysis of the effect of the TBM advance speed and the grouting pressure on the subsidences has been made for a tunnel section with a 1.25 diameter thick "peñuelas" soil cover over the crown. As a result, a very little effect on subsidences was obtained.

Palabras clave: Tuneladora, Gap, Inyección de mortero, Subsidencia, Modelización, Módulo de deformación.

Keywords: Tunnel Boring Machine, Gap, Mortar grout, Subsidence, Modeling, Modulus of deformation.

1. INTRODUCCIÓN

Los dos túneles del Bypass Sur de la M-30 (Madrid), de 15,15 m de diámetro exterior, fueron excavados con tuneladoras tipo EPB (earth pressure balance) entre 2005 y 2007.

En este artículo se describe la modelización realizada de la excavación y sostenimiento del túnel Norte con el programa FLAC3D, el análisis retrospectivo realizado a partir de los datos obtenidos en la instrumentación (fundamentalmente los asentamientos en superficie producidos por el túnel, o subsidencias) y el análisis de sensibilidad realizado para conocer la influencia en las subsidencias de los parámetros del mortero de inyección del trasdós de las dovelas.

El presente artículo se ha redactado a partir de los trabajos realizados por la empresa AEPO, S.A. (a partir de 2011, ACCIONA INGENIERÍA) para la Subtarea SP-9.1.2. "Modelización y análisis paramétrico de la excavación y sostenimiento de túneles mediante tuneladora", del Proyecto Científico-Tecnológico singular de carácter Estratégico "La Ciudad Multidimensional", con número de expediente PSE-380000-2008-5, llevado a cabo por un consorcio de empresas y organismos públicos, promovido por la Plataforma Tecnológica Española de la Construcción (PTEC) y que ha recibido financiación del Ministerio de Ciencia e Innovación, dentro del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica, y ha sido cofinanciado con FONDOS FEDER (Fondo Europeo de Desarrollo Regional).

(*) Departamento de Geotecnia de AEPO, S.A.



FIGURA 1. Vista frontal y sección longitudinal esquemática de la tuneladora "Dulcinea" (Sotelo, C., 2008).

2. PROGRAMA DE ORDENADOR EMPLEADO

La modelización se ha desarrollado mediante el programa de ordenador FLAC3D, versión 3.1, desarrollado por HClitasca. Este programa de ordenador es un código de cálculo explícito en diferencias finitas en tres dimensiones que simula el comportamiento elastoplástico del terreno y de materiales estructurales.

El programa está basado en el esquema de cálculo Languangiano que satisface la modelización de fenómenos no lineales que den lugar a grandes deformaciones. Si el material plastifica, la malla se deforma y desplaza con el material. Es una formulación explícita, que se resuelve por iteraciones, lo que permite seguir la evolución del problema hasta el equilibrio. Si no se alcanza el equilibrio, los cálculos con Elementos Finitos se abortan sin dar información alguna, mientras que los de las Diferencias Finitas ofrecen toda la historia hasta el colapso.

El programa permite introducir un gran número de modelos de comportamiento del terreno. En los cálculos realizados se ha supuesto para el terreno el modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb.

El programa permite simular superficies de contacto ("interfaces") entre dos o más zonas de la malla, en los cuales se pueden producir fenómenos de deslizamiento y/o separación de las superficies, pudiendo simularse la existencia de discontinuidades relevantes en distintas zonas de la malla, como fa-

llas, juntas, huecos o contornos de fricción, y obtenerse las tensiones actuantes sobre estas superficies.

Los cálculos se han realizado en el modo de "grandes deformaciones", en el cual en cada iteración se recalcula la malla, con la nueva posición de los nodos.

3. TÚNEL NORTE DEL BYPASS SUR DE LA M-30

El Bypass Sur de la M-30 consta de dos túneles gemelos unidireccionales (túnel Norte y túnel Sur) de 4.200 m de longitud, que unen de forma directa los nuevos túneles del río Manzanares con la M-30 a la altura de la Avenida del Mediterráneo.

El túnel Norte fue excavado en una longitud de 3.558 m con una tuneladora de presión de tierras (EPB, earth pressure balance) de 15,15 m de diámetro exterior, bautizada como "Dulcinea".

El principio fundamental de funcionamiento de las tuneladoras EPB es el de excavación con frente de avance contenido, con equilibrio de presión de tierras en el frente, gracias a la cámara de escombros situada en la parte delantera del escudo, a la vez que se realiza el revestimiento simultáneo de la excavación (revestimiento definitivo del túnel con anillos de dovelas) al paso de la cola del escudo.

En la figura 2 puede verse un croquis con la geometría de la tuneladora. En la tabla 1 se indican sus principales características. Su diseño presenta la particularidad de dos ruedas de corte concéntricas que giran con sentidos opuestos.

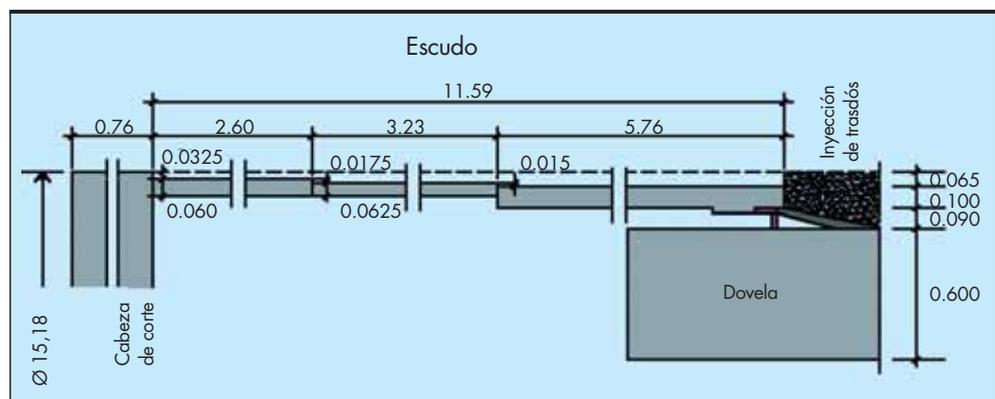


FIGURA 2. Geometría de la tuneladora (datos obtenidos del SECOIM).

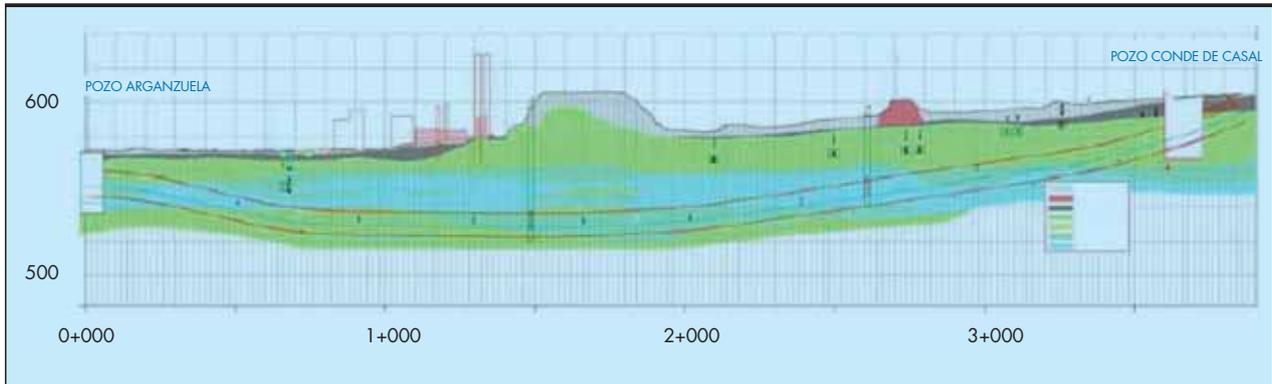


FIGURA 3. Perfil geológico longitudinal del túnel norte. En verde se representan las peñuelas, en azul los yesos y en gris los rellenos superiores (Sotelo, C., 2008).

En la figura 2 puede apreciarse que el “gap” u holgura total entre terreno y dovela se descompone en los siguientes sumandos:

- g_1 : gap terreno-escudo. De 0,0325 a 0,065 m. Al final del escudo: 0,065 m.
- g_2 : espesor chapa. De 0,0625 a 0,100. Al final del escudo: 0,100 m.
- g_3 : gap escudo-dovela. 0,090 m.
- $g = g_1 + g_2 + g_3 = 0,255$ m.

4. MODELIZACIÓN DE LA TUNELADORA EPB

4.1. MALLADO Y MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Se ha realizado una modelización que representa de la manera más fiel posible tanto la geometría del problema, como el proceso constructivo.

Los contornos de la malla se han situada a la suficiente distancia de los bordes de la excavación, como para que las tensiones producidas por el túnel no les afecten, y para que el ancho modelizado incluya la totalidad de la cubeta de asientos.

- Contornos laterales: > 3 diámetros.
- Contorno inferior: > 2,5 diámetros.
- Contorno por delante del frente: > 2 diámetros.
- Anchura de la malla: > 1,3 x profundidad túnel.

Se ha aprovechado la simetría del problema, por lo que el ancho realmente estudiado es el doble.

Los elementos de la malla presentan una dimensión máxima de 0,5 m en la tuneladora y su entorno, con dimensiones mínimas centimétricas para poder representar con exactitud su geometría. Tanto el escudo como las dovelas se han modelizado como un terreno.

Los modelos de comportamiento para cada elemento modelizado han sido:

- Terreno: Modelo elastoplástico Mohr-Coulomb.
- Escudo, cabeza de corte, dovelas y mortero de inyección fraguado: Modelo elástico.
- Gap terreno-escudo y mortero de inyección no fraguado: No es un terreno sino un hueco en la malla.

Se ha supuesto para el escudo y cabeza de corte un módulo de deformación muy alto, de manera que se comportan como elementos prácticamente indeformables. Para las dovelas se ha adoptado el módulo de deformación correspondiente al hormigón a los 28 días. Respecto al terreno, sus parámetros resistentes y deformacionales se analizan en el apartado 5.

4.2. ESQUEMA DE LA TUNELADORA Y FASES DE CÁLCULO

En la figura 4 puede verse un esquema general de la modelización. El mortero de inyección de trasdós de dovelas se modeliza inicialmente como un fluido. Para ello, el espacio entre terreno y dovela se representa como un hueco, sobre cuyas paredes actúa una presión hidrostática igual a la presión de inyección. A partir de cierta distancia de la tuneladora comienza el fraguado de la inyección, que pasa a considerarse un sólido con un módulo de deformación creciente (Medina y Melis, 2000).

Sobre el frente de excavación actúa la presión de tierras de la cámara de escombros de la tuneladora.

Las fases de cálculo son las siguientes:

- Fase 0: Estado inicial terreno.
- Fase 1: Excavación y avance completo de la tuneladora.
- Fase 2: Excavación y sostenimiento del tramo con inyección de mortero “no fraguado” (con presión).
- Fase 3 y siguientes: Excavación y sostenimiento. Cada fase corresponde al avance de 1 anillo de dovelas, hasta completar un total de 12 anillos (cada dovela corresponde a una longitud de 2,0 m).

ϕ excavación: 15,16 m	Par máximo: 125 MN.m (30-40%)	$V_{\text{máx}}$ penetración: 65 mm/min
Superficie abierta: 32%	Empuje máximo: 315.880 KN (10-20%)	$V_{\text{máx}}$ rotación: 2 rpm
Longitud escudo: 11,59 m	Potencia ruedas de corte: 14.000 kw	Peso escudo: 2.565 t
Longitud total: 110 m	50 motores hidráulicos, 57 gatos empuje	Peso back-up: 1.800 t

TABLA 1. Características de la tuneladora Dulcinea. Entre paréntesis, valores habituales durante la construcción del Bypass Sur (Sotelo, C., 2008).

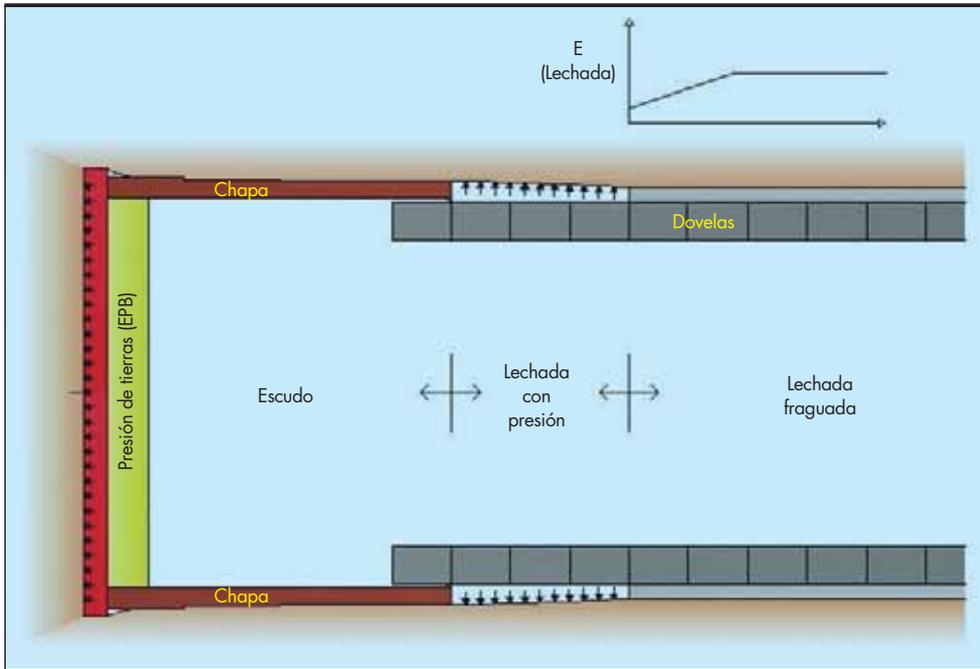


FIGURA 4. Esquema de la tuneladora modelizada.

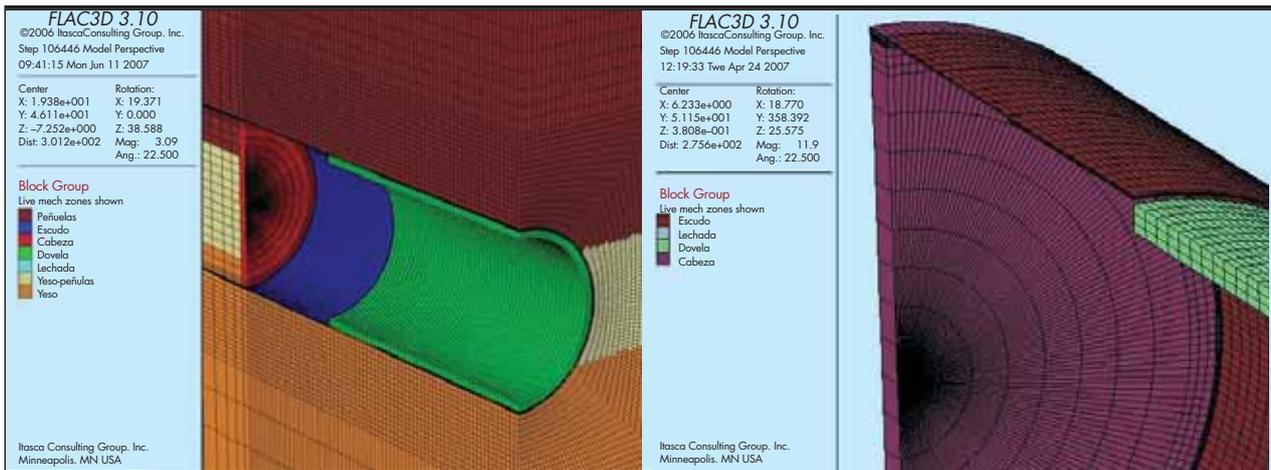


FIGURA 5. Mallado de la zona alrededor de la excavación y de la tuneladora y dovelas.

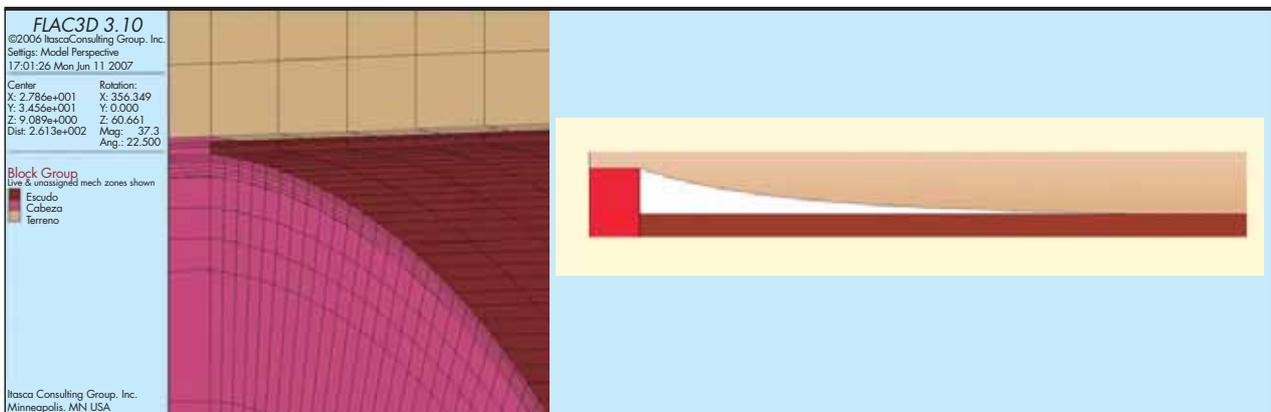


FIGURA 6. Modelización del hueco terreno-chapa, y deformación del terreno.

SECCIÓN	1+804	2+508	2+914	3+100
Anchura (m)	160	150	50	50
Longitud (m)	122	122	122	122
Altura (m)	120	91	85	82
Nº de prismas	615276	594216	561000	561000
Nº de puntos	629760	608030	574000	574000

TABLA 2. Mallas de los análisis retrospectivos.

4.3. GAP E INYECCIÓN DE TRASDÓS

El hueco o “gap” terreno-escudo y terreno-dovela se ha modelizado como un hueco real en la malla, en lugar de un terreno con un modelo de comportamiento “NULL”, opción disponible en el programa pero que no permite dar continuidad a la malla cuando las paredes del hueco entran en contacto. Para la simulación del hueco, el cálculo debe realizarse en estado de “grandes deformaciones”, con un recálculo de la malla cada pocas iteraciones y se requiere la colocación de un elemento superficial “interface” que simule la continuidad del modelo cuando la deformación del terreno sea igual que el gap. El acoplamiento entre el terreno y el escudo o dovela ha de realizarse de forma que se mantenga la continuidad de la malla. La modelización realizada permite que el terreno se deforme libremente hasta entrar en contacto con el escudo o la dovela.

Los parámetros requeridos para la modelización del mortero de inyección de trasdós (presión de inyección, módulo de deformación del mortero fraguado y longitud entre el final del escudo y el comienzo del fraguado) se analizan y definen en el apartado 5.5.

4.4. REQUERIMIENTOS INFORMÁTICOS

Las dimensiones de las mallas de los análisis retrospectivos realizados (ver apartado siguiente) son las indicadas en la tabla 2. Se ha aprovechado la simetría del problema, por lo que el ancho estudiado es, en realidad, el doble.

Los cálculos se han realizado con un ordenador Intel (R) Xeon(R) 2.50GHZ y 16 GB de RAM, necesitando cada cálculo unas 70.000 iteraciones, lo que ha tardado entre 5 y 6 días en ejecutarse. En el proceso de cálculo se requieren unos 1,9 GB de memoria RAM y cada archivo de resultados ocupa unos 1,1 GB.

5. ANÁLISIS RETROSPECTIVO

5.1. INTRODUCCIÓN

La información utilizada sobre las tuneladoras empleadas, los terrenos atravesados y los resultados de la instrumentación ha sido proporcionada por la Unidad de Seguimiento y Control de Infraestructuras Municipales (SECOIM), de la Sociedad Madrid Calle 30, gracias a la amabilidad de D. Manuel Melis Mainar, Coordinador General de Infraestructuras del Ayuntamiento de Madrid, y de D. Juan Miguel Alcaide Alonso y de D^a Susana Ballesteros Álvarez, del SECOIM.

Se ha obtenido información correspondiente a la definición geométrica completa de las tuneladoras, el perfil geológico longitudinal, los empujes de la tuneladora y asentamientos en superficie en varias secciones representativas, y ensayos de laboratorio e “in situ” de los terrenos atravesados.

5.2. SECCIONES DE CÁLCULO

Se han seleccionado cuatro secciones de cálculo, cuyas columnas de terreno se indican en la figura 7. Las secciones elegidas representan las condiciones de los siguientes tramos del túnel:

- Tramo 2+800 a 3+400. El túnel discurre a una profundidad de 35 – 45 m (respecto rasante). El terreno entre la clave del túnel y los suelos cuaternarios superiores está constituido por peñuelas (P), discurrendo el túnel por peñuelas (P) o peñuelas con intercalaciones de yesos (P-Y). Los asentamientos en el eje están comprendidos entre 10 y 20 mm. Se han elegido las secciones 2+914 (10 mm) y 3+100 (13 mm).
- Tramo 2+200 – 2+700. El túnel discurre a una profundidad de 45 – 50 m (respecto rasante). La parte superior del túnel atraviesa un potente paquete de yesos masivos de unos 20 m de espesor, cuyo límite superior se encuentra varios metros por encima de la clave, y que hace que los asentamientos resulten muy pequeños (< 2 mm). Se ha elegido la sección 2+508, con asiento de 1 mm.
- Tramo 1+500 – 1+850. Es el tramo de máxima profundidad (70 – 78 m respecto rasante). El túnel discurre por peñuelas con intercalaciones de yesos (P-Y), por debajo del paquete de yesos del tramo anterior, que pasa a ser aquí una alternancia de yesos (Y) y peñuelas con yesos (P-Y). Los asentamientos en el eje pasan a valores de 2 a 5 mm. Se ha elegido la sección 1+804 (5 mm).

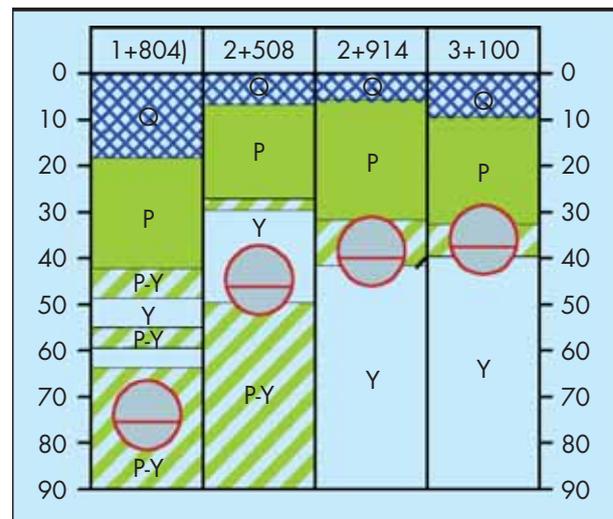


FIGURA 7. Columnas estratigráficas de los análisis retrospectivos. Q: suelos cuaternarios, P: peñuelas, Y: yesos, P-Y: peñuelas con yesos.

TERRENO	γ_{ap} (t/m ³)	c' (t/m ²)	ϕ' (°)	E (t/m ²)	ν
Rellenos antrópicos	1,8	0	28	800 – 1.000	0,35
Aluviales	2,0	0	32	1.000 – 1.500	0,32
Peñuelas verdes y grises	2,0	5,0 – 6,0	28	20.000	0,28
Peñuelas verdes y grises con yesos	2,1	5,0 – 8,0	30	25.000	0,27
Yesos	2,3	7,0 – 10,0	28	40.000	0,26

TABLA 3. Parámetros geotécnicos de suelos cuaternarios, peñuelas y yesos (Oteo, C., R. Ortiz, J. y Mendaña, F., 2003).

5.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO

Existe una gran cantidad de información sobre ensayos de laboratorio e “in situ” y una amplísima experiencia en el comportamiento real de los terrenos de Madrid. En la tabla 3 se incluyen los parámetros geotécnicos adoptados para la Ampliación del Metro de Madrid 1999 – 2003. Son parámetros razonablemente conservadores, y ampliamente sancionados por la práctica.

En la tabla 3, γ_{ap} es el peso específico aparente, c' es la cohesión efectiva, ϕ' es el ángulo de rozamiento interno efectivo, E es el módulo de deformación en descarga, y ν es el coeficiente de Poisson. Cuando se dan dos valores, el segundo es para niveles profundos (> 10 m) o más consolidados o cementados.

Se dispone de los resultados de ensayos triaxiales CU realizados por el SECOIM con muestras inalteradas de peñuelas verdes, talladas en bloque de pie cúbico en una galería de acceso a la cabeza de corte de la tuneladora, a 32 m de profundidad y a la altura del P.K. 3+300, cerca del cruce con la línea 1 de Metro. Se ensayaron 13 probetas, con las que se ha hecho una regresión lineal conjunta para obtener c' y ϕ' (Figura 8). Como puede apreciarse se trata de valores claramente superiores a los indicados en la tabla 3. La elevada resistencia obtenida está relacionada con el método de toma de muestras, que produce una muy escasa alteración del terreno, mucho menor que la correspondiente a muestras de sondeo.

Igualmente, el SECOIM ha realizado ensayos de carga con placa de 300 mm de diámetro, en la galería nº 2 de co-

nexión entre túneles, situada aproximadamente en el P.K. 0+600 del túnel Norte, a 43 m de profundidad, en un terreno constituido por peñuelas grises con esporádicas intercalaciones centimétricas de yesos. A partir del valor de la humedad natural del terreno (22,5%) puede estimarse una densidad seca en torno a 16 KN/m³. Se ensayó con carga vertical y con carga horizontal, alcanzándose los 15 MPa y obteniéndose los siguientes módulos de deformación en carga:

- Carga horizontal: E = 414 MPa.
- Carga vertical: E = 602 MPa.

Las placas se colocaron en zonas sin yesos, aunque en el caso de la carga vertical, es probable que el resultado haya venido condicionado por la presencia de intercalaciones horizontales de yeso situadas por debajo de la placa. Al haberse realizado los ensayos en galerías excavadas, y por tanto, en terreno previamente decomprimido, el valor a introducir en los cálculos de subsidencia, es el del módulo de deformación en carga.

Los valores de módulos de deformación introducidos inicialmente en el análisis retrospectivo eran similares a los provenientes de la bibliografía. En los cálculos posteriores se introdujeron valores superiores, más cercanos a los correspondientes a los ensayos, los cuales han proporcionado finalmente un resultado más ajustado al comportamiento real del terreno. En la tabla 4 se proporcionan los valores finales que han permitido reproducir fielmente el comportamiento del terreno.

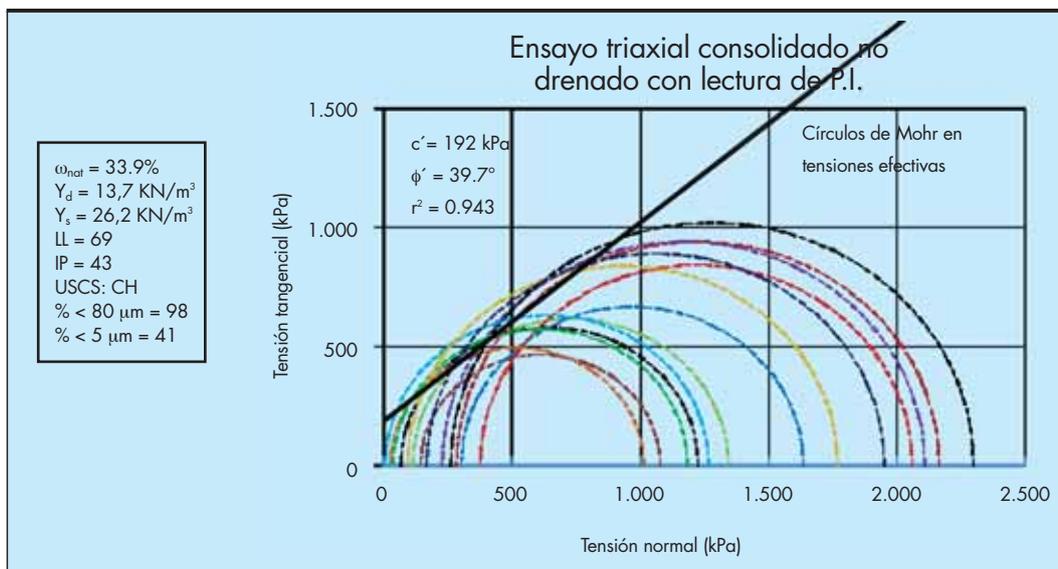


FIGURA 8. Ensayos en muestras inalteradas de pie cúbico de peñuelas verdes realizados por el SECOIM (P.K. 3+300).

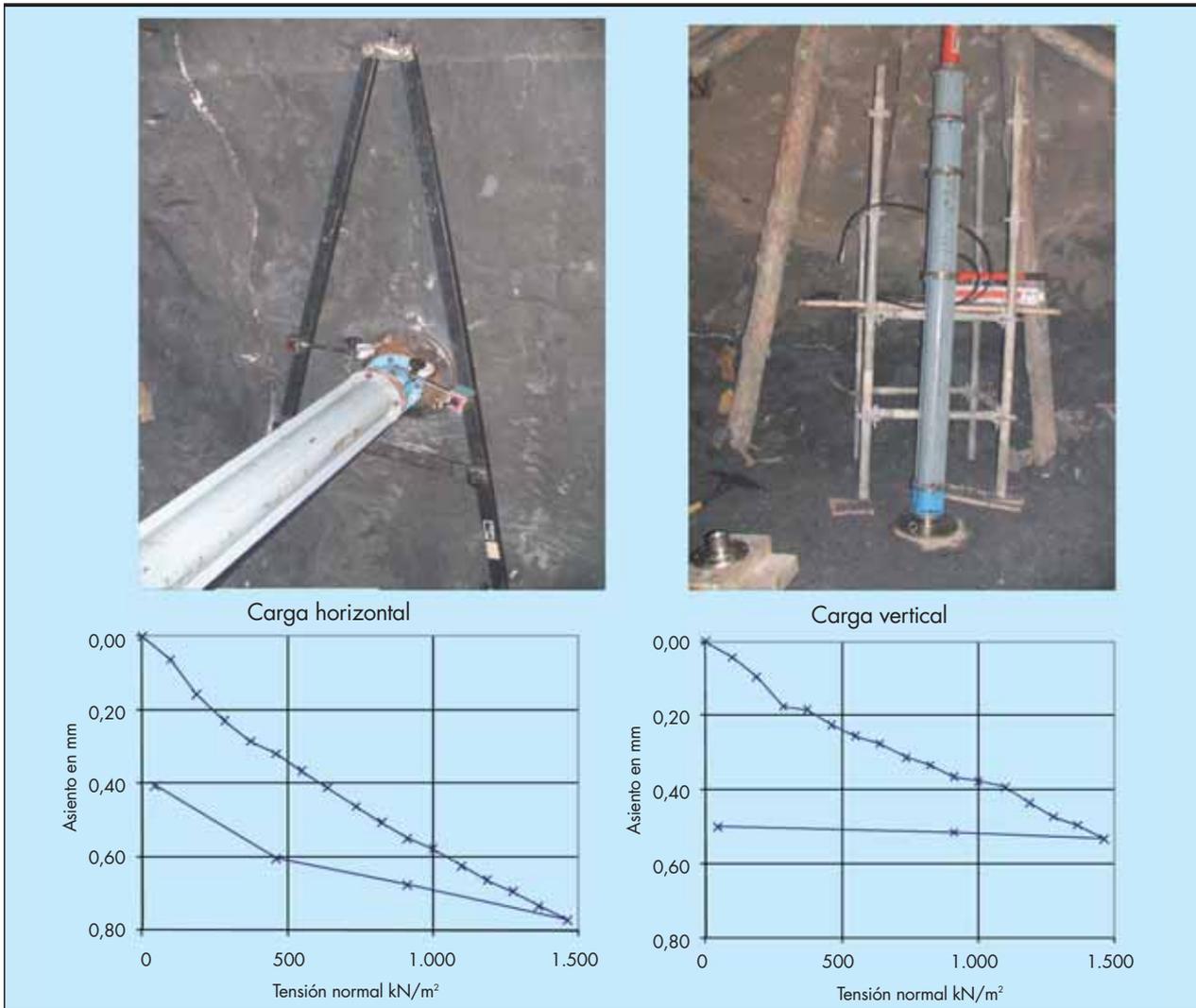


FIGURA 9. Ensayos de carga con placa en peñuelas grises, realizados por el SECOIM en la galería de conexión nº 2.

Los valores del módulo de deformación de peñuelas y peñuelas con yesos, son del orden de 2 a 3 veces superiores a los habitualmente adoptados para estos materiales, mientras que el valor correspondiente a los yesos es 10 veces superior a los valores que se les asignan habitualmente.

Puede observarse, por otro lado, que los módulos de deformación en los ensayos de carga con placa horizontal y vertical descritos en el apartado 5.2 resultan similares a los valores correspondientes a las peñuelas y a las peñuelas con yesos. El valor en el ensayo con carga vertical es intermedio entre los valores de los dos terrenos, mientras que el valor

del ensayo con carga horizontal es similar al valor correspondiente a las peñuelas.

Los valores de c' y φ' introducidos en el cálculo son inferiores a los muy elevados que se han obtenido en los ensayos con muestras talladas "in situ" (apartado 5.2), pero superiores a los adoptados habitualmente y recogidos en la tabla 3.

Se ha supuesto en todos los casos una resistencia a tracción del 10% de la cohesión. El resto de parámetros del terreno han sido los siguientes:

- Coeficiente de empuje al reposo: $k_0 = 0,75$.
- Ángulo de dilatación: $i = 8^\circ$.

TABLA 4. Parámetros del terreno finales en los análisis retrospectivos.

TERRENO	γ_{ap} (KN/m³)	c' (KPa)	φ' (°)	E (MPa)	ν
Suelos cuaternarios	19,0	5	30	15	0,30
Peñuelas	19,0	100	30	350	0,28
Peñuelas y yesos	20,5	150	30	900	0,27
Yesos masivos	22,0	200	30	5000	0,26

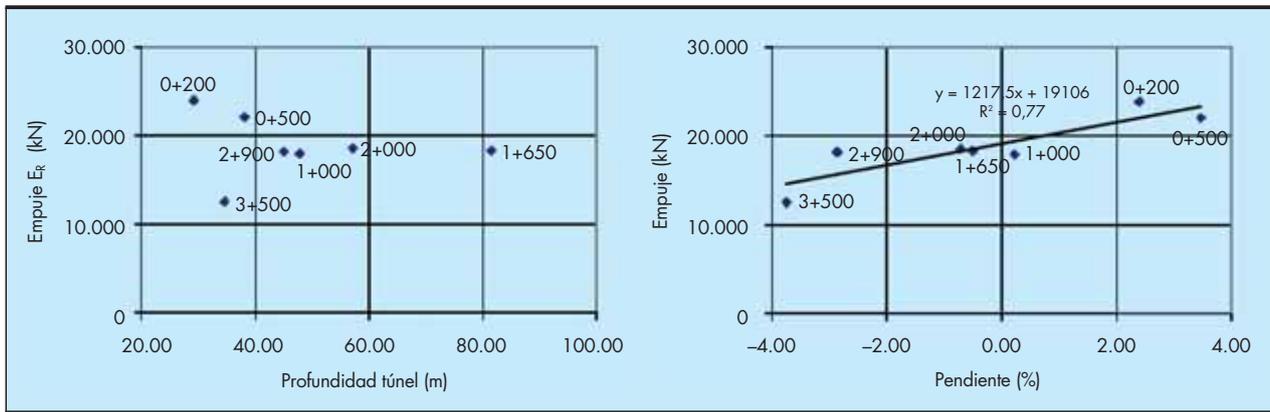


FIGURA 10. Variación del empuje, E_R , con la profundidad y con la pendiente del túnel (datos tomados del SECOIM).

5.4. EMPUJES EN LA TUNELADORA

El empuje total de los gatos, E_T está compuesto por:

- E_1 : Fuerza necesaria en la cabeza de corte para “romper” el terreno del frente de excavación. En este caso existen dos cabezas de corte concéntricas, por lo que:

$$E_1 = E_{1int} + E_{1ext}$$

- E_2 : Presión de tierras en la cabeza de la tuneladora.
- E_3 : Fuerza de arrastre del back-up y del escudo.
- E_4 : Fuerza para superar el rozamiento terreno-escudo.

Gracias a la cortesía del SECOIM se dispone de los empujes medidos en 7 secciones representativas del túnel N. Se dispone de los valores medios en tramos de 40 m (20 dovelas). Los datos corresponden al empuje total, E_T , al correspondiente a la presión de tierras, E_2 , y al aplicado en la cabeza interior, E_{1int} . Para cada una de las secciones se ha calculado el empuje resultante, E_R , definido de la siguiente manera:

$$E_R = E_T - (E_2 + E_{1int}) = E_{1ext} + E_3 + E_4 \quad (1)$$

Se ha representado en la figura 10 el empuje resultante, E_R , en función de la profundidad del túnel y de la pendiente del mismo. Se aprecia que el empuje en la tuneladora no varía de forma apreciable con la profundidad, mientras que sí existe una relación creciente con la pendiente.

De esto puede deducirse que el terreno no llega a deformarse lo suficiente para entrar en contacto con el escudo, pues en ese caso se produciría un empuje por rozamiento claramente creciente con la profundidad. La variación del empuje entre distintas secciones se debe principalmente a la necesidad de vencer distintos valores de la pendiente longitudinal, aparte de variaciones locales por una mayor o menor resistencia del terreno al arrancamiento.

Esto concuerda con los cálculos que se exponen en el subapartado siguiente, en los que se ha obtenido, en todos los casos, un valor nulo de la presión normal del terreno sobre la chapa.

Este hecho indica que la plastificación del terreno alrededor de la excavación es pequeña y tiene como consecuencia que los análisis retrospectivos realizados no sirvan para ajustar los valores de la resistencia del terreno, sino sólo para fijar una cota inferior de los mismos.

5.5. PRESIÓN EN LA CÁMARA DE TIERRAS

En la figura 11 se presenta la presión de tierras en la cabeza de la tuneladora en las 7 secciones de túnel indicadas en el subapartado anterior. Se presenta el valor medio y su varia-

ción en tramos de 40 m (20 dovelas). La presión de tierras es la correspondiente a la parte superior de la cámara, y aumenta linealmente dentro de la misma con la profundidad.

Puede apreciarse que la presión de tierras presenta en general valores en torno a 100 KPa.

5.6. PARÁMETROS DE LA INYECCIÓN DE MORTERO

Los parámetros requeridos para la modelización del mortero de inyección de trasdós son los siguientes:

- Longitud entre el final del escudo y el comienzo del fraguado del mortero (L_{cf}). Corresponde a la longitud de túnel en la que la inyección se representa como un hueco con presión hidrostática. Su valor es el siguiente:

$$L_{cf} = v_{at} \cdot t_{cf} \quad (2)$$

Donde v_{at} es la velocidad de avance de la tuneladora, en general entre 10 y 30 m/día, y t_{cf} es el tiempo de comienzo de fraguado, cuyo valor, según Fernández Martínez, R. (2009) suele estar comprendido entre 5 y 8 horas, y para el que, en el presente trabajo, se ha adoptado un valor de 6 horas. En lo que respecta a la velocidad de avance de la tuneladora, se ha tomado como valor representativo el valor medio en los 50 m de túnel siguientes al paso de la tuneladora bajo la sección de medida. En la sección 3+100 la velocidad de la tuneladora ha sido de aproximada-

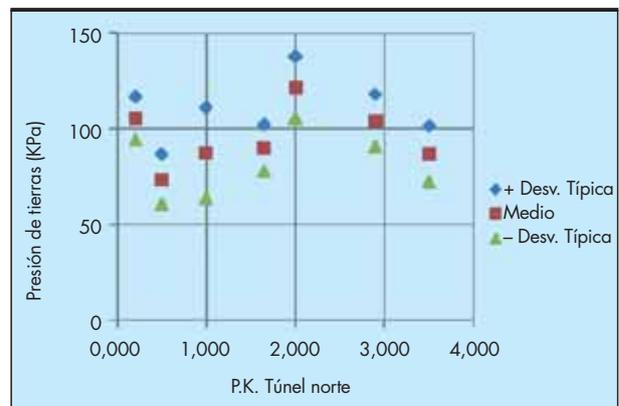


FIGURA 11. Presión P_c en la cámara de tierras de la cabeza de la tuneladora. Valor medio y desviación típica en tramos de 40 m (datos tomados del SECOIM).

Sección	v _{af} (m/h)	t _{cf} (h)	L _{cf} (m)	P _c (KPa)	P _i (KPa)	E ₂₈ (GPa)	E _{1m} (MPa)	E _{20m} (MPa)
3+100	0,5	6	3,0	100	150	1,0	8,3	277,5
1+804, 2+508, 2+914	1,0	6	6,0	100	150	1,0	4,2	150,0

TABLA 5. Parámetros de la inyección de mortero en los análisis retrospectivos.

mente 0,5 m/h (L_{cf} = 0,5 x 6 = 3 m), mientras que en el resto de secciones analizadas, la velocidad ha sido de aproximadamente 1,0 m/h (L_{cf} = 1,0 x 6 = 6 m).

- Presión de inyección (P_i). Suele presentar valores comprendidos entre 100 y 300 KPa. Su valor está relacionado con el de la presión en la zona superior de la cámara de tierras (P_c), debiéndose mantener por encima del mismo una cierta magnitud: entre 30 y 50 KPa según Fernández Martínez, R. (2009) y entre 50 y 150 KPa según Gutiérrez Manjón, J. (2008). Se ha supuesto en el presente estudio el valor intermedio de 50 KPa, por lo tanto:

$$P_i = P_c + 50 \text{ kPa} \quad (3)$$

- Módulo de deformación inicial del mortero después del comienzo de fraguado y aumento del mismo en las siguientes dovelas. Puede emplearse la siguiente expresi

sión (Rodríguez Ortiz, J., 2007), en la que E₂₈ es el módulo de deformación del mortero a 28 días (entre 1,0 y 2,5 GPa) y t₀ es el tiempo del inicio de fraguado (en días).

$$E = E_{28} (1 - e^{-0,2(t-t_0)}) \quad (4)$$

En la tabla 5 se indican los parámetros adoptados en los análisis realizados. E_{1m} y E_{20m} son los módulos de deformación del mortero a una distancia de 0,5 m y de 19,5 m del comienzo de fraguado, y cuyo valor se deduce de la fórmula anterior y de la velocidad de avance de la tuneladora.

5.7. SUBSIDENCIAS

Después de diversos tanteos se ha logrado reproducir con exactitud en los cálculos los valores medidos de los asentamientos. Los resultados se presentan en la tabla 6 y en la figura 12. Los parámetros del terreno correspondientes son los recogidos en la tabla 4.

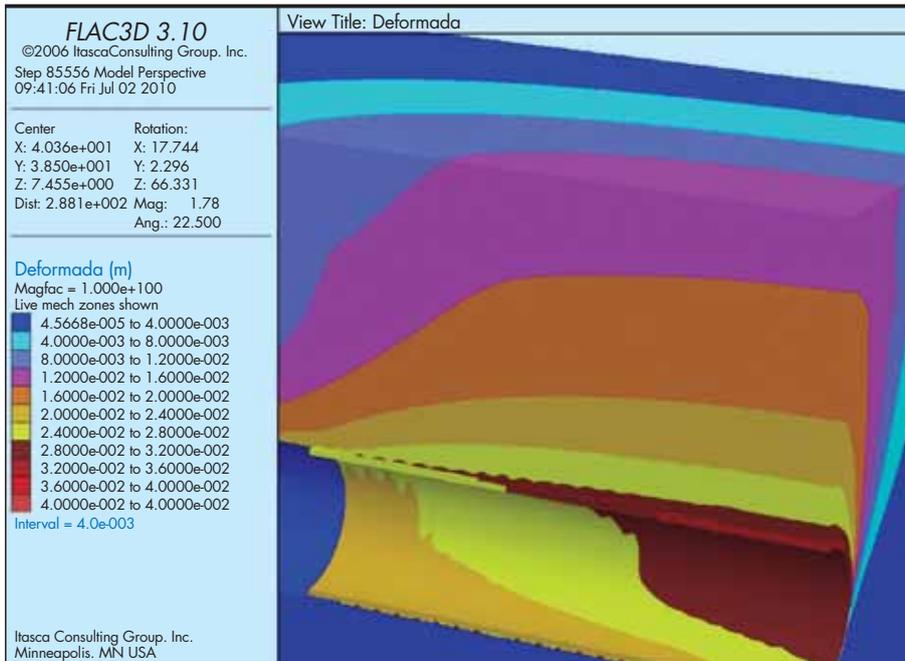


FIGURA 12. Movimientos verticales obtenidos en el cálculo de la sección 3+100.

TABLA 6. Comparación de resultados de asentamientos medidos y cálculos con FLAC3D.

SEC-CIÓN	Medidas δ _{max} (mm)	FLAC3D δ _{max} (mm)	i (m)	VL (%)	H/D	η
1+804	4,9	6,7	35,0	0,24	4,88	0,99
2+508	0,9	1,8	25,0	0,03	2,95	1,25
2+914	10,1	9,9	17,5	0,24	2,54	1,04
3+100	13,4	14,0	16,0	0,30	2,38	1,03

Los parámetros que aparecen en la tabla 6 son los siguientes:

- i : posición del punto de inflexión de la curva de asientos. Para obtenerlo se han aproximado los asientos obtenidos en los cálculos a la función de Gauss:

$$\delta(x) = \delta_{\max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (5)$$

- V_L : pérdida de terreno, igual al volumen de asientos, V_s , dividido entre el volumen de excavación, expresado en porcentaje. En la función de Gauss, el valor de V_s es:

$$V_s = \sqrt{2\pi} \delta_{\max} i \quad (6)$$

- η : parámetro de la ecuación aproximada de Oteo y Sagaseta (1996), en la que H es la profundidad del eje del túnel y D su diámetro de excavación:

$$\frac{i}{D} = \eta \left(0,52 \frac{H}{D} - 0,21 \right) \quad (7)$$

En la tabla 5, el valor de i es el correspondiente a la curva de asientos transversales obtenida en los cálculos con el programa FLAC3D, y el de V_L es el resultado de aplicar (6) con este valor de i y con el valor medido de δ_{\max} .

Para cada una de las secciones de cálculo, se dispone también de la variación del asiento a lo largo del tiempo. Dado que se conoce la distancia a la cabeza de la tuneladora en cada una de las fechas de medida, se ha representado, además del perfil transversal de asientos, un perfil longitudinal "equivalente", asignando a cada punto que dista una distancia longitudinal " x " de la sección de medida, el asiento correspondiente a la fecha en que la cabeza de la tuneladora se encontraba a la misma distancia " x " de la sección de medida. El perfil obtenido sería el real para unas condiciones totalmente uniformes de terreno y perforación a lo largo del eje longitudinal, y suponiendo que el asiento se produce de forma casi inmediata. Si no es así y el asiento tarda varios días en producirse, el asiento medido en cada posición de la tuneladora será sólo una parte del asiento total para dicha posición y la curva de asientos medidos estaría desplazada respecto la curva teórica de asientos.

Como puede apreciarse en la figura 13, se ha obtenido en las secciones 2+914 y 3+100, un ajuste muy bueno entre cálculos y medidas.

Respecto al resto de secciones, puede indicarse lo siguiente:

- En la sección 1+804, el valor del asiento máximo en los cálculos es similar aunque superior al que indican las medidas.
- En la sección 2+508, en la que el túnel discurre por un potente paquete de yesos masivos, y en la que las medidas han dado un asiento casi nulo, se ha obtenido en los cálculos un asiento superior al medido pero igualmente muy pequeño.
- En ambas secciones se ha incluido en la sección longitudinal de la figura 13, la curva de variación longitudinal del asiento, corregida por un coeficiente de forma que el asiento máximo coincida con el medido.

En las secciones 2+914 y 3+100 se obtiene un buen ajuste en el perfil longitudinal de asientos, lo que indica que los asientos se producen con rapidez, de forma casi instantánea, aunque en la sección 3+100 parece apreciarse un pequeño "retardo" del asiento producido. En la sección 1+804, se produce un claro desplazamiento entre la curva de asientos medida y la calculada, equivalente a un retardo de en torno a un día.

SECCIÓN	e_{p1} (m)	e_{p2} (m)
1+804	0,90	2,85
2+508	0,60	1,60
2+914	1,20	1,30
3+100	1,20	1,30

TABLA 7. Espesores medios de plastificación alrededor del túnel.

Esta diferencia de comportamiento está muy probablemente relacionada con la mayor profundidad del túnel, el doble que en las secciones 2+914 y 3+100.

Varios meses después de estabilizados los asientos, se han medido en algunos casos movimientos del terreno de varios milímetros, que se han interpretado como deformaciones estacionales de los rellenos antrópicos superiores.

5.8. PLASTIFICACIÓN

Los espesores medios de plastificación alrededor del túnel obtenidos en los análisis retrospectivos con el programa FLAC3D se presentan en la tabla 7. Se ha denominado e_{p1} , al espesor de terreno en estado plástico en la situación final del túnel, y e_{p2} al espesor de terreno que ha plastificado en algún momento del cálculo, aunque en la situación final pueda no estarlo. Puede apreciarse que en todos los casos se trata de valores pequeños en relación al diámetro del túnel (15,15 m).

6. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LOS PARÁMETROS DE LA INYECCIÓN DE MORTERO

En el apartado 5.6 se indican los parámetros que definen la inyección de mortero y la relación entre ellos. Se han elegido como parámetros más representativos la presión de inyección P_i , relacionada con la presión en la cámara P_c mediante (3), y la velocidad de avance de la tuneladora, v_{at} , la cual determina la longitud de comienzo de fraguado, L_{cf} , mediante la expresión (2).

Se ha obtenido el efecto que produce la variación de P_i y v_{at} , en los valores de asientos en superficie obtenidos en los cálculos con FLAC3D,

La presión de inyección P_i se ha hecho variar entre 75 y 300 KPa, mientras que para la velocidad de avance de la tuneladora, v_{at} , se han adoptado valores de 0,5 m/h y de 1,5 m/h, valor máximo de la velocidad media diaria a lo largo del túnel Norte.

La sección de cálculo elegida ha sido la correspondiente al P.K. 3+100. En la tabla 8 se muestran los valores de entrada de los cálculos realizados, y los resultados obtenidos. Se han mantenido constantes el tiempo de comienzo de fraguado, t_{cf} , y el módulo de deformación a 28 días del mortero, E_{28} .

Puede apreciarse que las variaciones son muy pequeñas. Para una velocidad de la tuneladora de 0,5 m/h, el valor de L_{cf} o longitud de túnel en la que actúa la presión de inyección es pequeño (3 m), por lo que la variación de P_i tiene un efecto insignificante en los asientos en superficie. Para los valores superiores de v_{at} y L_{cf} , la disminución del asiento producida por la mayor presión de inyección se compensa con la mayor deformación del mortero cuando deja de actuar dicha presión interior. Esto puede apreciarse en la figura 14 en la que se ha representado el descenso en la clave del túnel para distintos valores de P_i .

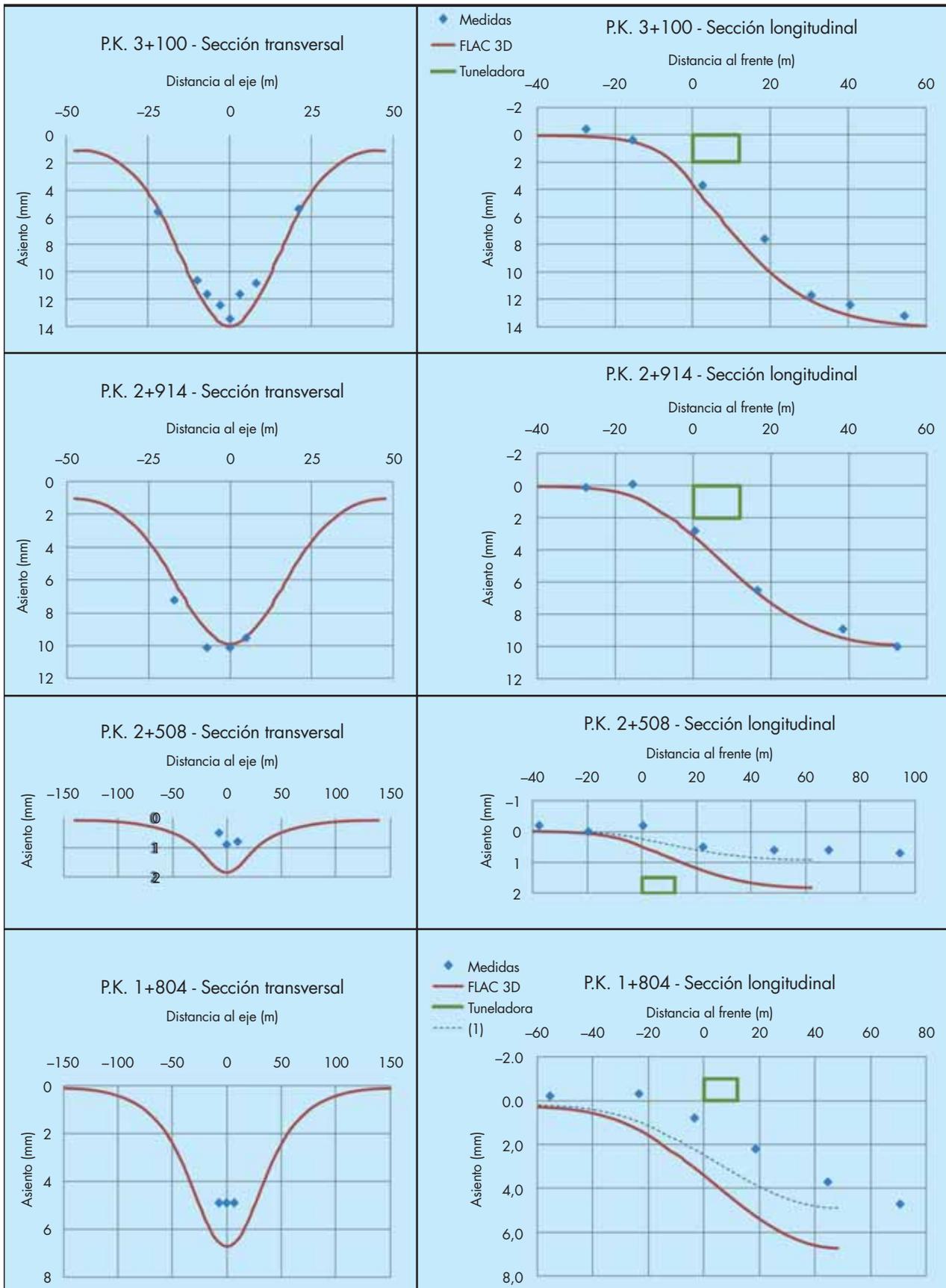


FIGURA 13. Asientos medidos y calculados. En la secciones longitudinales 1+804 y 2+508: (1) = $\text{FLAC 3D} \times \delta_{\text{max}} / \delta_{\text{max}} \text{FLAC 3D}$.

TABLA 8. Sección 3+100. Cálculos realizados para diferentes valores de los parámetros de la inyección de mortero. δ_0 es el valor correspondiente al análisis retrospectivo. En todos los casos $t_{cf} = 6$ h y $E_{28} = 1,0$ GPa.

v_{at} (m/h)	L_{cf} (m)	P_c (KPa)	P_i (KPa)	E_{1m} (MPa)	E_{20m} (MPa)	δ_{max} (mm)	δ_{max}/δ_0
0,5	3,0	25	75	8,3	277,5	14,00	1,001
0,5	3,0	100	150	8,3	277,5	13,99	1,000
0,5	3,0	250	300	8,3	277,5	13,95	0,997
1,5	9,0	25	75	2,8	102,7	13,86	0,991
1,5	9,0	100	150	2,8	102,7	13,81	0,987
1,5	9,0	250	300	2,8	102,7	13,75	0,983

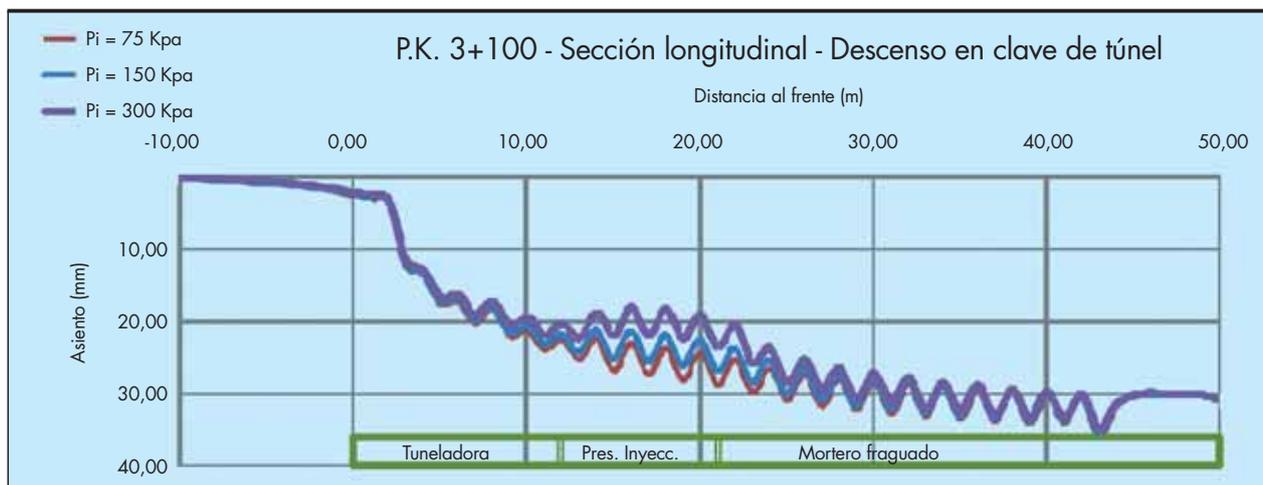


FIGURA 14. P.K. 3+100. $v_{at} = 1,5$ m/h. Descenso en la clave del túnel para diferentes valores de la presión de inyección de mortero, P_i .

7. CONCLUSIONES

Los análisis retrospectivos realizados con el programa FLAC3D de la excavación y sostenimiento de 4 secciones del túnel Norte del Bypass Sur de la M-30, de 15,15 m de diámetro, han logrado reproducir con una buena aproximación los asentamientos medidos. De los cálculos realizados se deducen las siguientes conclusiones:

- Se ha modelizado el hueco o “gap” terreno-escudo y terreno-dovela como un hueco real en la malla. El mortero de inyección aún no fraguado se ha representado como una presión hidrostática sobre las paredes del hueco. El ajuste entre medidas y cálculos obtenido con esta modelización ha sido satisfactorio.
- Los valores concordantes con las medidas de asentamientos (tabla 4), de los módulos de deformación de peñuelas y de peñuelas con yesos, son similares a los obtenidos en ensayos de carga con placa (rama de carga) realizados en galerías, y de 2 a 3 veces superiores a los valores usados habitualmente, y que se recogen en la tabla 3.
- El valor del módulo de deformación de los yesos masivos concordante con los asentamientos medidos (tabla 4) es al menos 10 veces superior a los valores usados habitualmente.
- En los ensayos triaxiales realizados con muestras intactas talladas “in situ” se obtienen valores de c' y φ' de las peñuelas, claramente superiores a los usados habitualmente (tabla 3). En los cálculos realizados (tabla 4) se han introducido valores de la cohesión de peñuelas y yesos en torno al doble de los valores de la tabla 3.

- Los asentamientos se producen de forma rápida. En los tramos de túnel de profundidad no superior a 40 m, el retardo entre los asentamientos medidos para una determinada posición de la tuneladora y el asentamiento que proporciona el cálculo para la misma posición, es claramente inferior a un día. Para una profundidad de 75 m, se ha obtenido un retardo de aproximadamente un día entre ambos valores de los asentamientos.
- En la sección 3+100, con un recubrimiento sobre clave de peñuelas de 1,25 diámetros de espesor, la variación de la velocidad de avance de la tuneladora de 0,5 a 1,5 m/h y de la presión de inyección de trasdós de 75 a 300 KPa, produce un efecto casi despreciable ($< 2\%$) sobre los asentamientos en superficie.

8. AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración prestada y la valiosa información proporcionada por D. Manuel Melis Mainar, Coordinador General de Infraestructuras del Ayuntamiento de Madrid durante el proyecto y construcción de los túneles de la M-30, y D. Juan Miguel Alcaide Alonso y D^a Susana Ballesteros Álvarez, del SECOIM. (Unidad de Seguimiento y Control de Infraestructuras Municipales de la Sociedad Madrid Calle 30).

Se agradece también la participación en la realización de los cálculos, de Alberto Jaén Toribio, Santiago Carrillo Alonso y Juan Ramón Barajas Íñigo, del Departamento de Geotecnia de AEPO, S.A.

9. REFERENCIAS

Fernández Martínez, R (2009). "Recomendaciones principales relativas a la operación y mantenimiento de los escudos de frente en presión de tierra" Aula Paymacotas. Ingeniería de Túneles. Jornada técnica: Operación y mantenimiento de escudos: presente y futuro. Barcelona.

Gutiérrez Manjón, J. y Plana, D. (2008). "Experiencias obtenidas en túneles con EPB. Modo de operación, movimientos de los anillos y asientos en superficie". Aula Paymacotas. Ingeniería de Túneles. Jornada técnica: Túneles con EPB, simulación y control de la tuneladora. Barcelona.

ITASCA (2006). "FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's Guide". Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, USA.

Medina, L. y Melis, M. (2000). "El modelo numérico de predicción de asientos para la ampliación del Metro de Madrid". Revista de Obras Públicas/Extraordinario-Diciembre 2000/Nº 3.405.

Medina, L. (2008). "Modelización de la excavación de túneles mediante EPB: diferencias finitas y elementos discretos". Aula Paymacotas. Ingeniería de Túneles. Jornada técnica: Túneles con EPB, simulación y control de la tuneladora. Barcelona.

Melis, M., Oteo, C. y Rodríguez Ortiz, J. (2000). "Estrategia aplicada a la ampliación del Metro de Madrid 1995 - 1999". Geotecnia en el año 2000. Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas. CEDEX.

Oteo, C. y Sagasetta, C. (1996). "Some Spanish experience on measurement and evaluation of ground displacement around urban tunnels". Proc. Int. Sym. Geotechnical.

Oteo, C., Arnaiz, M., Trabada, J. y Melis, M. (1999). "The Madrid Model. A semiempirical method for subsidence estimating". Proc. Word Tunnel Congress '99 Oslo, June, Vol. 2, pp 481-87.

Oteo, C., Rodríguez Ortiz, J. y Mendaña, F. (2003). "Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del Metro de Madrid". Revista de Obras Públicas/ Enero 2003 / Nº 3.429.

Presa, J. y Díaz Morán, J. (2007) "Bypass Sur". Madrid M-30. Un Proyecto de transformación Urbana. Ayuntamiento de Madrid.

Rodríguez Ortiz, J. (2007). "Ground deformations associated with urban tunnels". Proc. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Madrid. Vol 5. pp 355-363.

Sotelo, C. (2008): "Construcción Bypass Sur M-30". ACCIONA INFRAESTRUCTURAS. Ciclo de conferencias premio de proyectos. Universidade da Coruña.

Trabada, J., Glez. Jiménez, A., Díaz Retana, J., Rodríguez, V. y otros (2007) "El Plan de Ampliación del Metro de Madrid. 2003-2007. Tuneladoras, Auscultación e Instrumentación". MINTRA. Consejería de Transportes e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid.

Holcim España lanza una gama de cementos innovadores de tipo III



Holcim España, uno de los líderes nacionales en producción y comercialización de cemento, áridos, hormigón y mortero lanza una gama de cementos tipo III que son innovadores en cuanto a sus altas prestaciones y durabilidad.

En cuanto a la importancia de la durabilidad, la nueva EHE presta una especial atención al concepto de la durabilidad concretamente de la estructura. No se puede construir estructuras que no sean mecánicamente resistentes. Esta capacidad, además, debe mantenerse durante toda la vida útil de la misma.

El contenido en clínker con bajos contenidos en aluminatos junto con los altos contenidos de escoria de alto horno, hacen que los cementos tipo III sean especialmente durables frente a ambientes químicamente agresivos.

Es por ello por lo que su uso está siendo de total satisfacción incluso a temperaturas muy altas como las que se tienen en verano, ya que el largo desarrollo de las resistencias hacen que

las prestaciones de este cemento se mantengan durante más tiempo.

Holcim viene aplicando este cemento en obras de gran envergadura, como pueden ser el Puerto de Valencia, el Túnel de Sorbas en la línea de alta velocidad Almería-Murcia o el tramo "Pinos Puente-Granada" del AVE Murcia-Almería.

Holcim España es una compañía del **grupo Holcim Ltd**, uno de los líderes mundiales del sector. El **Grupo Holcim**, fundado en 1912, opera hoy en más de 70 países en todos los continentes y emplea aproximadamente a 85.000 personas: toda esta experiencia e infraestructura está al servicio de nuestro mercado en España para poder ofrecer las mejores soluciones a sus clientes.

Holcim España lleva años apostando por el respeto del medioambiente y la gestión sostenible de los recursos. Todas nuestras fábricas están certificadas por la norma ISO 14001, y nuestros cementos ecoeficientes se fabrican consumiendo menos recursos naturales, utilizando menos energía y generando menos emisiones de CO₂.



OBRAS DE ENVERGADURA

Tuneladora AVE MADRID-VALENCIA

Más de treinta años de especialización en obra civil le han permitido a Sando desarrollar una alta capacitación técnica para llevar a cabo cualquier tipo de infraestructura. Gracias a la confianza de Adif, Sando está presente en todas las líneas de Alta Velocidad que unen el país.



SANDO
CONSTRUCCIONES

www.sando.com

Cimentación y muros del Nuevo Hospital de Burgos

JOSÉ RAMÓN BOMBÍN SAIZ (*) y MANUEL ALPAÑES RAMOS (**)

RESUMEN En este artículo se resume el análisis de las cimentaciones realizadas para la construcción de un nuevo centro hospitalario en la ciudad de Burgos. En el diseño se han utilizado diferentes técnicas geotécnicas para adaptar el conjunto a las condiciones topográficas de la parcela. Ha sido necesaria la construcción de una pantalla de pilotes para contener la ladera. A pesar de situarse en una zona geotécnicamente conocida se han ejecutado varios tipos de cimentación. Principalmente se han cimentado los edificios mediante la ejecución de pilotes prefabricados, hincándolos en el substrato Terciario.

FOUNDATIONS AND WALLS OF THE NEW HOSPITAL OF BURGOS

ABSTRACT *This article summarizes the analysis of the foundations designed for the new hospital in the Spanish city of Burgos. Different geotechnical techniques have been employed to adapt the whole set to the topographical conditions of the plot, making it necessary to build a contiguous pile wall to support the slope. Despite being located in an area whose geotechnical conditions are well known, different types of foundations have been performed. Mainly buildings have been founded by means of precast piles driven into the Tertiary substrate.*

Palabras clave: Hospital, Cimentación, Pilote prefabricado, Pantalla de pilotes.

Keywords: Burgos, Hospital, Foundation, Precast piles driven, Pile wall.

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La construcción del Nuevo Hospital de Burgos fue adjudicada a la UTE "OHL-Urbanizaciones Burgalesas-Isolux Corsan" en febrero de 2006. Se trata de un complejo hospitalario de nueva construcción.

En estos momentos la obra se encuentra muy avanzada, habiéndose finalizado las fases de cimentación y estructura, realizándose en estos momentos las tareas de tabiquería, instalaciones, urbanización exterior...

Los terrenos donde se está construyendo se encuentran situados al Norte del centro urbano, en la salida de la N-623, de Burgos a Santander, en la ladera Sur de El Grajo, incluyendo el terreno que ocupa actualmente del Hospital Divino Valles. El terreno es alargado y está delimitado por la Calle de Islas Baleares, que parte de la rotonda donde confluye la Avda. Cantabria (N-623) y la zona de árboles existentes en la zona más alta del Grajo (964 m). La pendiente del terreno es pronunciada, suavizándose al acercarse a la Calle de Islas Baleares.

El hospital se encuentra distribuido en bloques de edificios conectados entre sí por dos grandes corredores que discurren de oeste a este, con patios intermedios, que dan lugar a gran

Superficie construida	236.000 m ²
Hospitalización	678 camas
	348 m ² /cama
Servicios Ambulatorios	119 consultas y locales
Hospitales de Día	78 puestos
Urgencias	85puestos
Obstetricia	2 paritorios
Quirófanos	25 quirófanos
Gabinetes de exploración	54 locales
Radiología y radioterapia	32 salas
Diálisis	38 puestos
Aparcamientos	1.582 plazas
Importe de edificación	162.000.000 €
Importe de equipamiento	47.000.000 €

TABLA 1. Datos del hospital.

(*) Ingeniero de Caminos. Departamento de Geotecnia. Oficina Técnica de OHL.

(**) Ingeniero de Caminos. Director de Oficina Técnica de OHL.



FIGURA 1.



FIGURA 2.



FIGURA 3.

Movimiento de tierras	900.000 m ³
Pantalla Norte	11.000 ml pilotes in situ
Cimentación	68.000 ml pilotes prefabricados
Hormigón	130.000 m hormigón in situ
	7.600 m ³ hormigón prefabricado
Acero	10.000.000Kg acero pasivo
	160 000 Kg. acero activo
	900.000 Kg. acero laminado
Fachadas	52.000 m ² fachadas ligera
	11.0000 m ² fachada pizarra
	7.500 m fachada muro cortina
	23.000 m ² carpintería exterior
Cubiertas	37.500 m ² planas
	16.500 m ² metálicas
Distribuciones	128.000 m ² tabiquería
Pavimentos y solados	60.000 m ² rígidos
	96.000 m ² PVC
Revestimientos Verticales	10.800 m ² gres
	200.000 m ² pinturas
	7 900 m ² vinílicos
Falsos techos	10.000 m ² PVC
	50.000 m ² continuos
Electricidad	80.800 m ² registrables
	100.000 puntos
	1 subestación y 4 centros de transformación
Climatización	4 grupos electrógenos de 1.500 Kva
	192 unidades tratamiento aire
	2.213 unidades terminales
Transporte	102.955 ml conductos
	58 aparatos elevadores
Control Centralizado	4 400 señales
Voz y Datos	27.000 puntos
Gases Medicinales	3 838 tomas
Detección Extinción	17.600 puntos
	546 BIEs
Extinción Automática	3 774 rociadores
	3.961 kg FM200

TABLA 2. Mediciones más importantes.

cantidad de fachadas, permitiendo el paso de luz directa a las distintas áreas de atención.

El Vestíbulo principal está situado en el extremo oeste, y de él parten los corredores de comunicación.

El edificio administrativo, cuya altura es de 10 plantas, se encuentra exento con contacto a nivel de planta con el resto de edificios en los niveles 2, 3 y 4.

El Bloque Técnico es el conjunto de edificios situados en la zona sur del hospital, niveles 0 a 3, en el que se encuentran las áreas de urgencias, UCI, hospitales de día, quirófanos, reanimación, esterilización, radiología (bloques que integran las áreas de atención sanitaria más específicas).

El bloque de Consultas es el conjunto de edificios situados en la zona norte, niveles 2 a 4, destinados casi en su totalidad a consultas y gabinetes de exploración. En estos bloques se encuentran también los laboratorios, vestuarios, y radio-terapia.

Separados en altura por dos plantas, ocupadas por un entramado de vigas "surco" formando un plano inclinado que cubre los bloques inferiores, surgen cuatro bloques independientes entre sí, en niveles 7 a 11, destinados a hospitalización

El Edificio Industrial se sitúa en la esquina oeste y retirado de los edificios destinados a uso hospitalario. Está destinado a central de energías, térmica y eléctrica, y cocina, partiendo de el existe una gran galería en nivel 2 que penetra hasta el gran corredor central del hospital en los niveles 1 y 0 a través de un gran núcleo de comunicaciones situado en el extremo suroeste de la plaza que da acceso al vestíbulo principal.

En la zona norte y zona sur se encuentran dos grandes aparcamientos, en varios niveles, semicubiertos.

2. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA

Como ya se ha descrito anteriormente, el tamaño de la parcela donde está ubicado el hospital es de un tamaño considerable (más de 200.000 m²) y el número de edificios y el volumen de los mismos también es significativo.

Por estas razones la investigación geotécnica realizada ha sido muy intensa. Una de las características de esta investigación ha sido que se ha ido adaptando a las condiciones geotécnicas y técnicas de cada uno de los edificios realizados, al haber realizado cambios de ubicaciones de los mismos durante el proceso de construcción.

En la tabla 3 se incluye un resumen de la investigación geotécnica realizada.

Las longitudes de los sondeos varían entre los 20 y los 30 metros.

Además con las muestras obtenidas en los sondeos se han realizado los ensayos de laboratorio habituales (granulometría, límites, resistencia a compresión simple, triaxiales, cortes directo, sulfatos...)

La figura 4 es un plano con la ubicación de la investigación realizada.

3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA PARCELA

3.1. GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA

La provincia de Burgos se localiza en el borde nororiental de la Cuenca del Duero, que ha sido rellenada por la deposición continental terciaria, constituyendo estos materiales detríticos unos de los dominios más representativos de la misma. Por otro lado, y representado fundamentalmente por las petrológicas aflorantes en la Sierra de la Demanda, aparece lo que podemos considerar el zócalo o basamento de la Cuenca de la zona.

Fecha	Nº de sondeos	Nº de penetrómetros	Nº de catas	Ubicación
Junio 2004	3	4	2	En toda la parcela
Enero 2005	10	-	-	En toda la parcela
Abril 2006	9	-	-	Zona del talud
Junio 2006	18	16	-	Toda la parcela
Junio 2007	-	53	-	Edf. Administrativo
Julio 2007	-	67	-	Edf. Administrativo, vestíbulo
Diciembre 2007	9	16	-	Edificio industrial, aparcamientos norte y sur
Total	49	153	2	

TABLA 3.



FIGURA 4.

En la ciudad de Burgos todos los materiales aflorantes corresponden al Mioceno y al Cuaternario. La zona investigada, en concreto, se emplaza exclusivamente sobre materiales terciarios, apareciendo en profundidad las facies correspondientes a materiales margosos alternando con yesos.

Por encima de éstos se observan otras facies primero arenosas y luego arcillosas con yesos dispersos. Por último, y hacia la parte más alta aparecen alternancias de arenas, limos y arcillas en los que no se observan presencia de yesos.

Estas facies están constituidas por niveles arenosos, arcillas y limos que, en la literatura geológica, se describe que incluso llegan a intercalar conglomerados poligénicos (Paleocanales). Las arcillas (Lutitas) pueden incluir ocasionalmente algunas capas de arenas finas de espesores centimétricos y de aspecto tabular, que corresponden a depósitos de desbordamiento de canales próximos. Desde el punto de vista mineralógico estas lutitas están constituidas por un 80% de illita, un 15% de caolinita y un 5% de interestratificados.

3.2. PERFIL GEOTÉCNICO DE LA PARCELA

El perfil geotécnico general de la zona se puede esquematizar como un nivel superior de arcilla y limos con algo de arena, relativamente blando, situado sobre un nivel de margas yesíferas. Este nivel de margas yesíferas se encuentra entre 15 a 20 metros por debajo del terreno natural, casi siempre de forma paralela a la cota del terreno natural antes de comenzar la excavación.

3.3. DESCRIPCIÓN DE LAS PRINCIPALES UNIDADES GEOLÓGICAS

A partir de los resultados de los sondeos, los ensayos de penetración y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio se han diferenciado 5 unidades geológicas, que a continuación se describen:

3.3.1. Unidad geológica I: Arcillas algo arenosas de baja plasticidad

Esta unidad aparece en la zona más alta de la parcela; se han detectado potencias máximas de 20 metros, estando generalmente localizado su muro por encima de la cota 895-900 m.

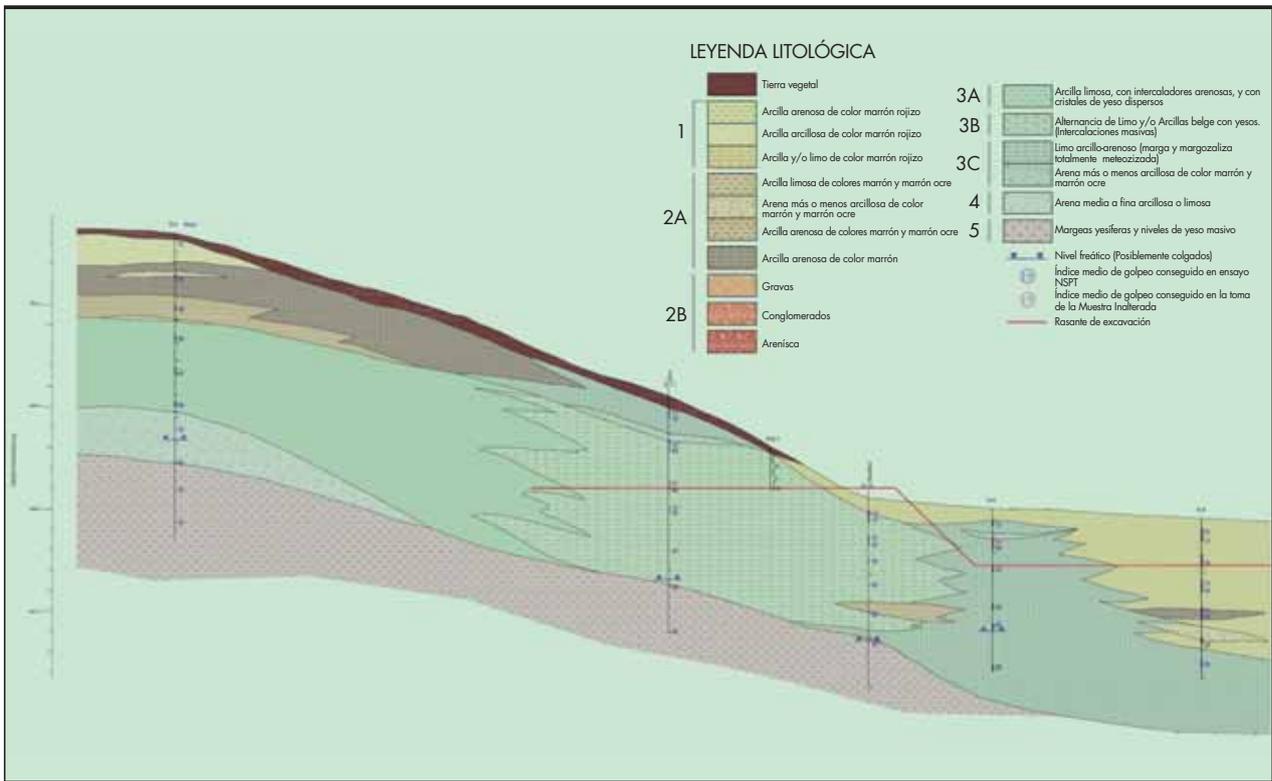


FIGURA 5.

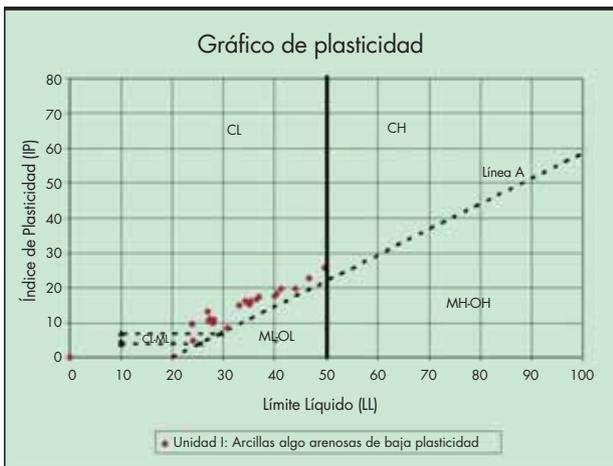
Se trata de un arcilla color marrón-rojiza (finos: 83%), con cantidades variables de arena (algunas muestras se han clasificado como SC), de plasticidad baja (LL=31; IP=13). La densidad seca de este material es alta ($\gamma_d=18.3 \text{ kN/m}^3$). No se han detectado yesos.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.54 MPa, valor que se corresponde razonablemente con los ensayos SPT realizados en los sondeos (N_{SPT} variable entre 11 y rechazo, con un valor medio de 33), por lo que puede calificarse la consistencia del material como muy firme a dura.

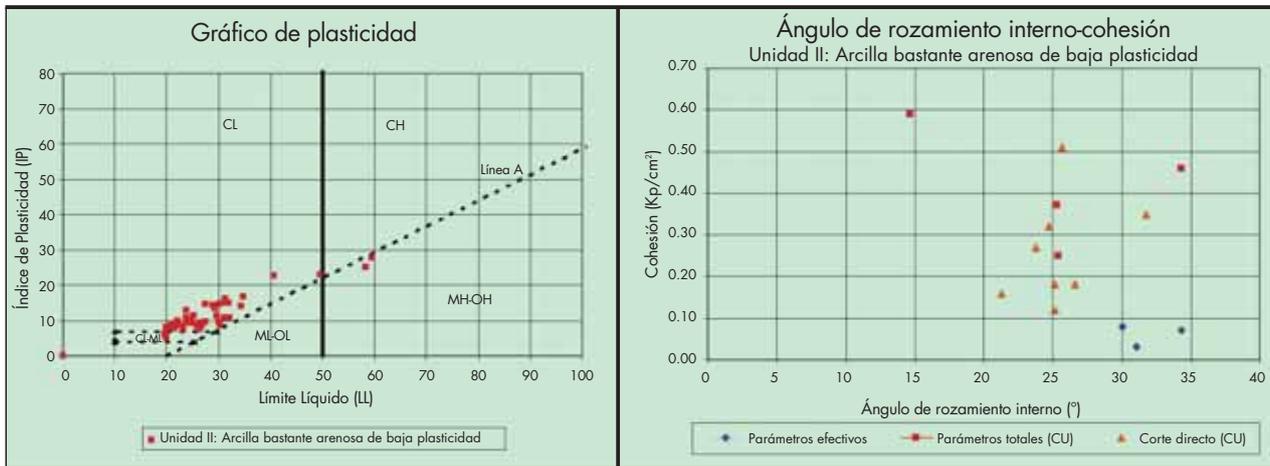
3.3.2. Unidad geológica II: Arcilla bastante arenosa, de baja plasticidad

Esta unidad aparece en la zona baja de la parcela. Su origen geológico podría ser deposiciones del río Vena. Se han detectado espesores de hasta 15 metros, situándose siempre por encima de la cota 865 y no habiéndose detectado por encima de cota 885.

Se trata de un arcilla color marrón-rojiza (finos 63%), con cantidades variables de arena (entre 80% y 4%, algunas muestras se han clasificado como SC) y de plasticidad



FIGURAS 6 y 7.



FIGURAS 8 y 9.

baja (LL=27; IP=11). La densidad seca de este material adopta un valor medio de $\gamma_d=17.9 \text{ kN/m}^3$. No se han detectado yesos.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.12 MPa, valor que puede correlacionarse razonablemente con los ensayos SPT realizados en los sondeos (N_{SPT} variable entre 7 y 24, con un valor medio de $N_{SPT}=13$ golpes/30cm.), por lo que puede calificarse la consistencia del material como firme a muy firme.

3.3.3. Unidad geológica III: Arcilla y limo de alta plasticidad algo arenosa

Esta unidad aparece en las zonas medias de la parcela, en contacto con la unidad anterior. Se trata de un material similar a la unidad geológica IV, aunque más alterada. Se han detectado espesores de hasta 20 metros, situándose generalmente por encima de la cota 860.

Se trata de un arcilla color beige ocre y gris verdoso (% finos= 78%), con cantidades variables de arena (11% de media), de plasticidad alta (LL=67; IP=36). La densidad seca de este material es baja ($\gamma_d=13.2 \text{ kN/m}^3$).

En los análisis de agresividad se ha detectado la presencia de yesos, aunque con valores menores a los mínimos que la

EHE considera para un suelo agresivo (% sulfatos ~ 1,500 mg/kg).

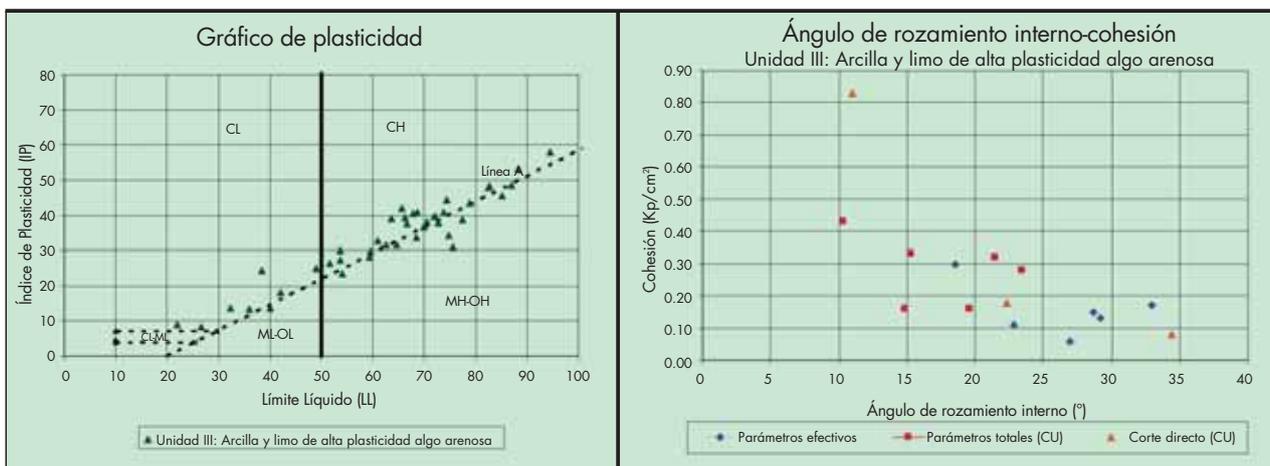
En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.11 MPa, correspondiendo a una consistencia firme. En los ensayos SPT realizados en los sondeos se han obtenido valores variables entre 3 y 25, con un valor medio de 13, por lo que según este valor, también puede calificarse la consistencia del material como firme.

3.3.4. Unidad geológica IV: Arcilla y limo de alta plasticidad bastante arenosa con yesos

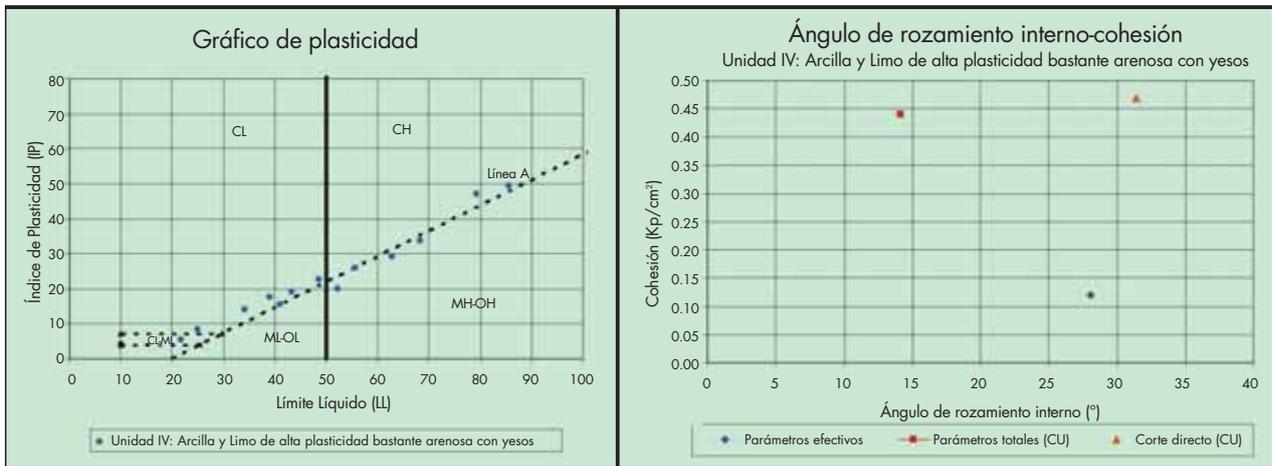
Esta unidad aparece en las zonas medias de la parcela. Es similar a la Unidad Geológica III, aunque menos alterada y con mayor presencia de yesos.

Se han detectado espesores de hasta 20 metros, situándose generalmente siempre por encima de la cota 870. Se sitúa bajo la unidad I.

Se trata de un arcilla color beige verdoso (% de finos= 66%), con cantidades variables de arena (valor medio de 21,6%), de plasticidad alta (LL=50,5; IP=24), aunque podría calificarse como media-alta, ya que el límite entre ambas categorías se sitúa en LL=50. La densidad seca de este material es de $\gamma_d=15.1 \text{ kN/m}^3$.



FIGURAS 10 y 11.



FIGURAS 12 y 13.

En los análisis de agresividad se ha detectado la presencia de yesos (en los sondeos se han encontrado intercalaciones de yesos masivos). Su grado de agresividad según la EHE puede considerarse "fuerte".

En los ensayos de resistencia a compresión simple se han obtenido valores dispares (0.07, 0.17, 0.24, 0.25 y 2.66 MPa), si bien el valor superior corresponde a un nivel de yeso cristalizado litificado, por lo que el valor medio obtenido sin considerar este último valor ronda los 0.2 MPa. En los ensayos SPT realizados en los sondeos, los resultados del valor N_{SPT} varía entre 7 y rechazo, si bien predominan los valores de más de 30 golpes/30 cm., por lo que se puede calificar su consistencia como dura, con algunas zonas intercaladas más alteradas de consistencia muy firme.

3.3.5. Unidad geológica V: Margas yesíferas y/o yesos masivos

Esta unidad corresponde a la base de las unidades anteriores. Se encuentra diferenciado del resto de los niveles por un contacto bastante neto.

Asimismo, también se ha detectado este nivel en los sondeos efectuados en la zona alta de la parcela a una cota variable entre la 880 y la 890, mientras que en los sondeos de la zona más baja no ha parecido hasta la cota 860-862. Esta di-

ferencia de cotas de aparición del nivel de margas indica que el techo del mismo es sensiblemente paralelo a la ladera.

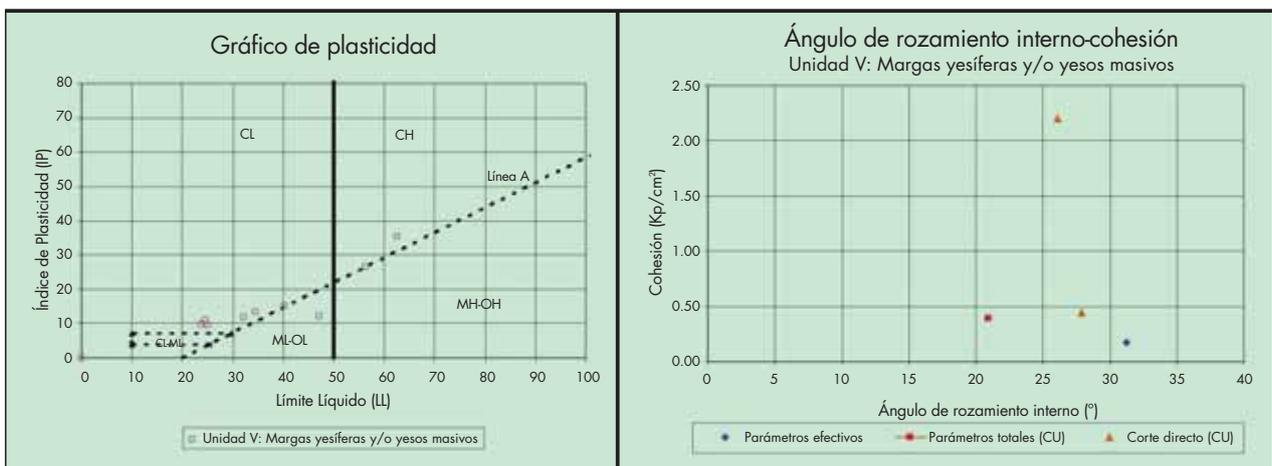
Este nivel está constituido por margas yesíferas de color gris oscuro, que alternan con niveles de yeso más o menos masivo, cristalizado o pulverulento. El porcentaje de finos es del 79 %, con cantidades variables de arena (entre 47 % y 0%, con un valor medio del 16%), de plasticidad media (LL=35; IP=14). La densidad seca de este material es de $\gamma_d=16.7$ kN/m³.

En los análisis de agresividad, al ser un material con importante presencia de yesos, resulta un grado de agresividad "fuerte" según la EHE.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se han obtenido valores variables entre 0.04 MPa y 2.5 MPa (valor medio de 0.68 MPa). Estos materiales han arrojado rechazo en la práctica totalidad de los ensayos de penetración estándar realizados, calificándose su consistencia por tanto como dura.

3.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Finalmente, como resumen de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geológicas consideradas, se muestra en la tabla 4.



FIGURAS 14 y 15.

Unidad	Denominación	N _{SPT}	N _{SPT} med	γ _{seca} (KN/m ³)	γ _{apar} (KN/m ³)	q _u (Kp/cm ²)	LL	IP	% Arena	% Finos	E _{edom} (MPa)	Parám. C.P.		Parám. L.P.	
												c _u (Kp/cm ²)	φ _u (°)	c' (Kp/cm ²)	φ' (°)
I	Arcillas algo arenosas de baja plasticidad	11-R	33	18,3	21,4	5,4	32	14	16	83	14	0,4	28	0,15	30
II	Arcilla bastante arenosa, de baja plasticidad	7-24	13	18	21	1,2	27	11	29	63	9	0,25	25	0,05	32
III	Arcilla y limo de alta plasticidad, algo arenosa	3-25	13	13,2	18	1,1	67	36	11	78	7	0,3	19	0,15	26
IV	Arcilla y limo de alta plasticidad, bastante arenosa, con yesos	7-R	>30	15,1	18,2	2	51	24	22	66	18	0,5	20	0,1	28
V	Margas yesíferas y/o yesos masivos	R	R	16,7	20,1	6,8	35	14	16	79	47	1,3	25	0,2	31

TABLA 4.

3.5. NIVEL PIEZOMÉTRICO

Durante la ejecución de los sondeos y la construcción de la obra se ha estado midiendo la situación del nivel freático en los diferentes sondeos realizados.

Con los datos obtenidos en los sondeos se estimó que el nivel freático se situaba por debajo de la cota de apoyo de las diferentes cimentaciones, de forma que no iban a afectar a la obra. Esto se ha comprobado durante la construcción, ya que la presencia de agua subterránea no ha afectado a la ejecución de las diferentes cimentaciones.

4. PANTALLA DE PILOTES

4.1. INTRODUCCIÓN

Como ya se ha descrito anteriormente, la parcela donde se ubica el hospital se sitúa en la ladera Sur de El Grajo. Debido a esto, para la construcción de la zona del hospital situada en la parte alta de la parcela era necesario realizar una excavación de más de 18 metros de altura, para llegar a la cota de la primera plataforma de cimentación.

Para poder alcanzar la cota de apoyo se diseñó en proyecto una excavación de más de 18 metros mediante el sistema de

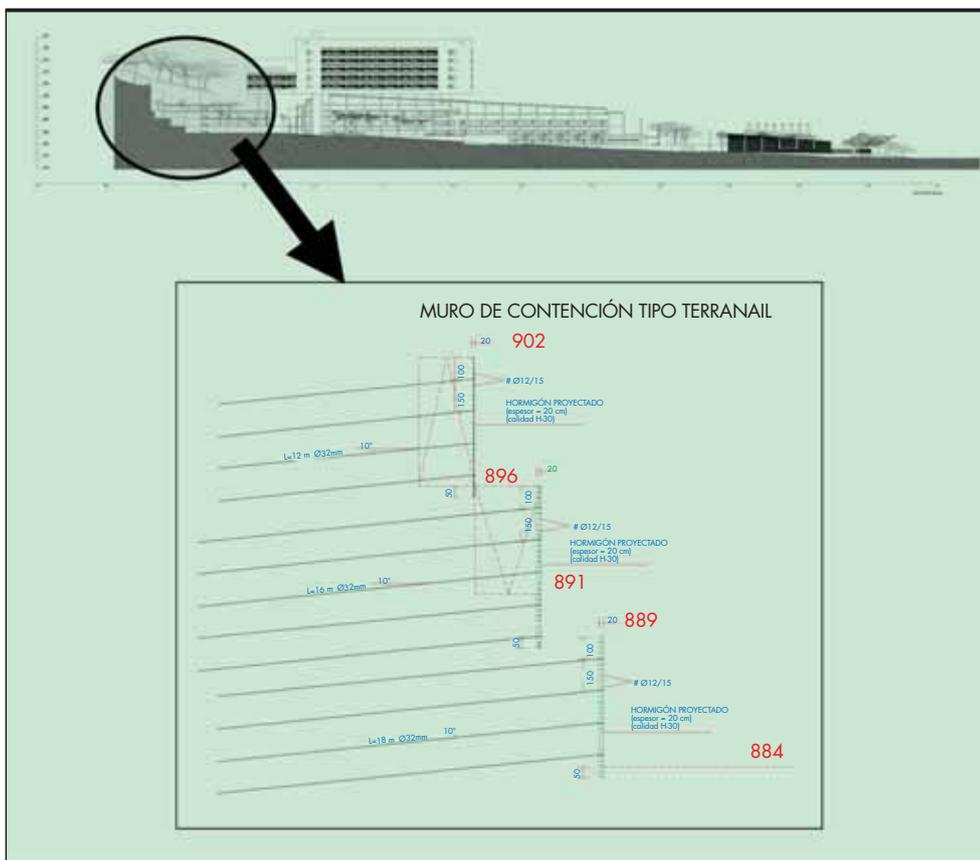


FIGURA 16.

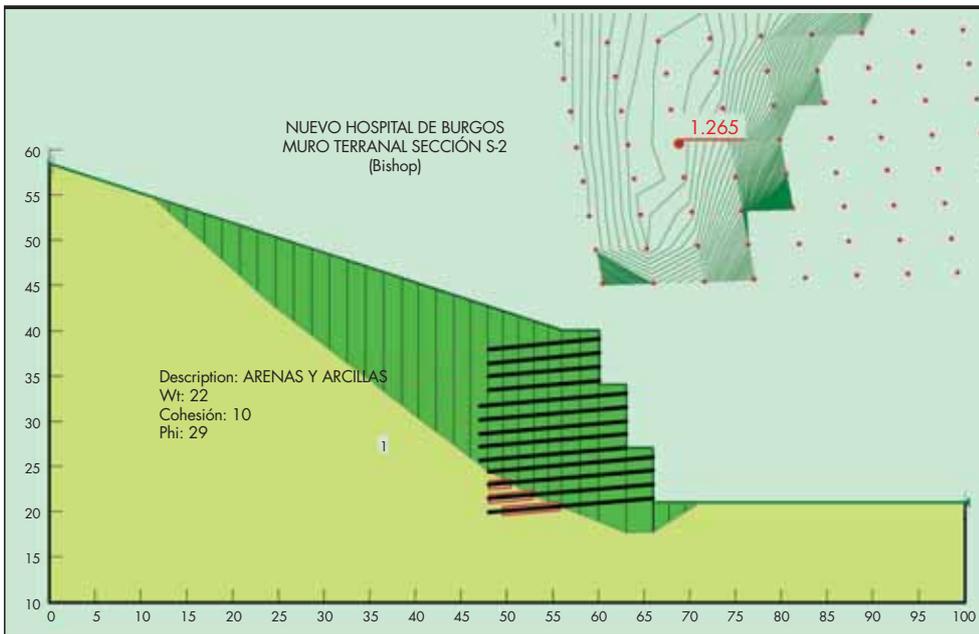


FIGURA 17.

ejecución tipo “TERRANAIL”. Este sistema de muros es una técnica de estabilización de desmontes, basada en la introducción de bulones pasivos a medida que se avanza en la excavación (talud clavado figura 16).

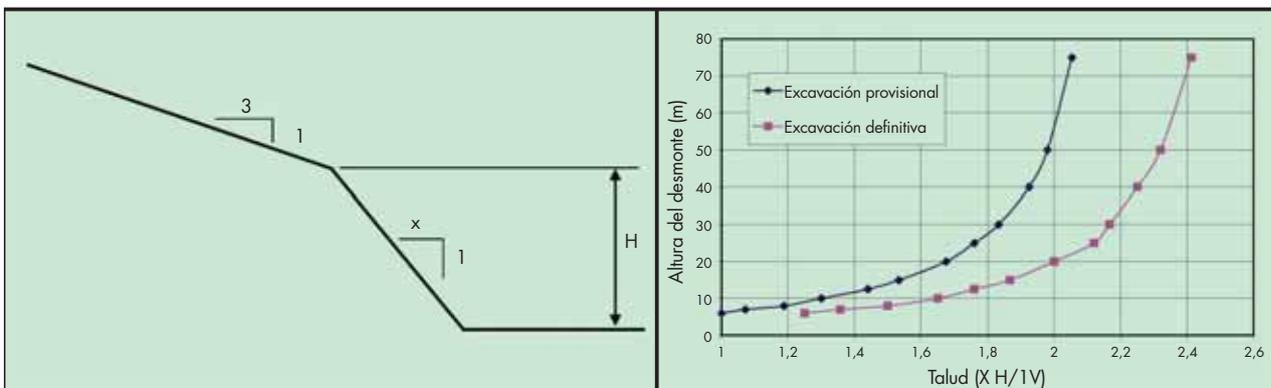
4.2. DISEÑO DE LA SOLUCIÓN

Tras la realización de la campaña geotécnica en la zona de ejecución de este muro se comprobó que los materiales que se habían localizado en esta campaña no eran los más adecuados para poder ejecutar este tipo de solución. Los materiales detectados eran suelos formados principalmente por arcillas y limos de consistencia firme. Se analizó la solución de proyecto, asignando a este nivel unos parámetros tenso-deformacionales acordes con su naturaleza.

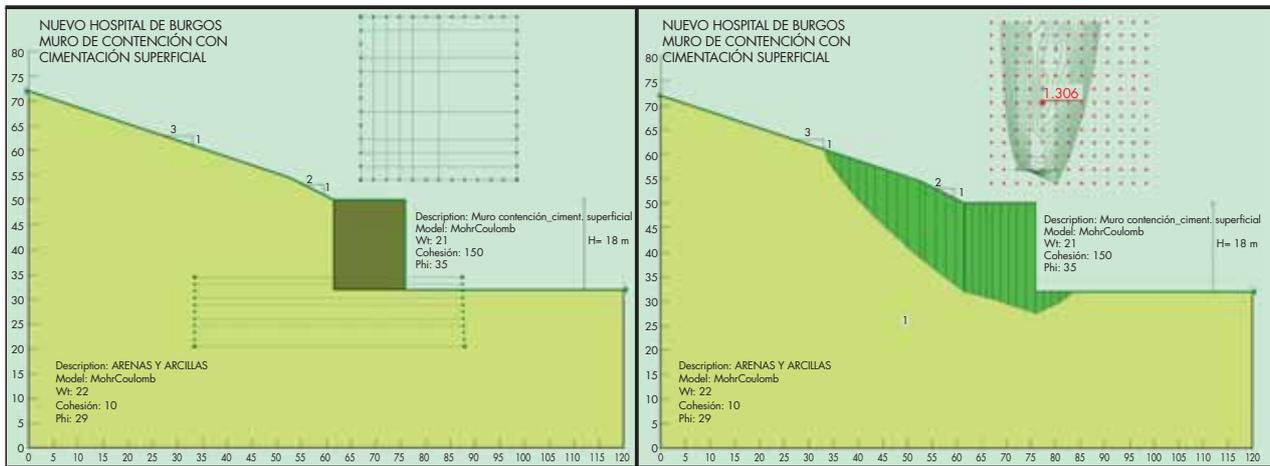
En el análisis se comprobó que la solución de proyecto no ofrecía un factor de seguridad suficiente para una obra de esta magnitud y que para conseguir un factor de seguridad adecuado era necesario reforzar sustancialmente la solución de proyecto, llegando a no ser viable esta solución (realización de mayor número de bulones y aumentar la longitud de estos). Figura 17.

Para poder alcanzar la cota de apoyo prevista en el proyecto se analizaron las diferentes posibles soluciones que podrían adecuarse a este caso:

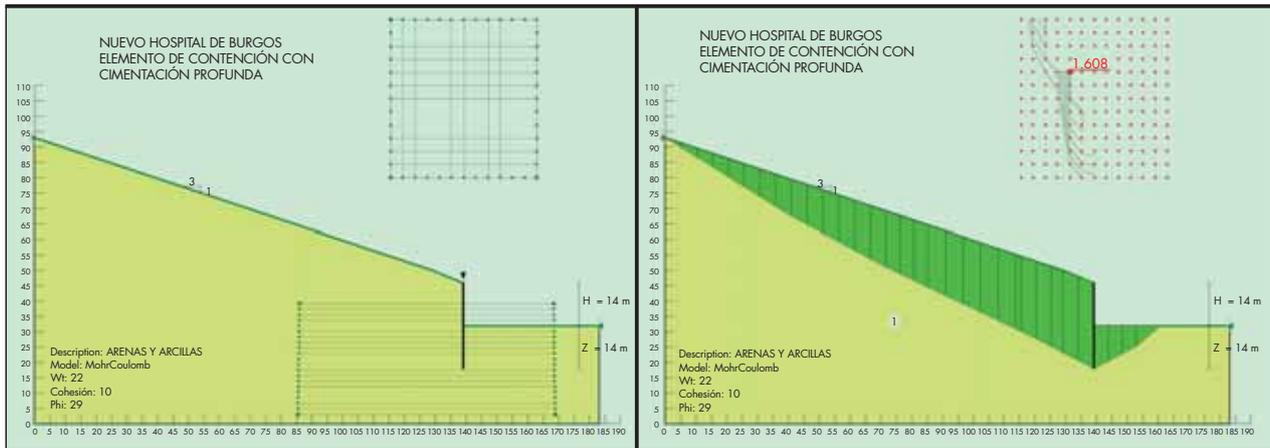
- Excavación con un talud definitivo: Se estudiaron los diferentes taludes a ejecutar en función de la altura máxima de excavación, tanto en situación definitiva como en fase de obra. En el gráfico siguiente se dibuja la variación de este talud con la altura. Figuras 18 y 19. Con esto se determinó que el talud estable para una situación definitiva y altura finales de excavación en el entorno de los 30 m (era necesario excavar algo más al estar la obra en ladera) era el 2.2H/1V. Esta inclinación de la pendiente no era compatible con el tamaño de la parcela, afectando a parte de la zona del alto de “El Grajo”. Además el volumen de excavación era muy importante.
- Excavación provisional y ejecución de un muro de gravedad: El factor de seguridad no era suficiente. Se producía una superficie de inestabilidad por debajo del cimiento. Figuras 20 y 21.



FIGURAS 18 y 19.



FIGURAS 20 y 21.



FIGURAS 22 y 23.

- Pantalla de pilotes: Necesidad de anclajes definitivos. Figuras 22 y 23.

Como se ve, cualquiera de estas soluciones y debido a la altura total, no permitía solucionar el problema con una seguridad suficiente; la solución que más se adecuaba era la ejecución de una pantalla de pilotes, pero la necesidad de anclajes definitivos obligaba a un mantenimiento continuo de éstos a lo largo de toda la vida del hospital.

En este punto, y tras un estudio de las necesidades del hospital, se analizó una posible reorganización de la posición en planta de los edificios, con el fin de alejarse de la ladera. Para ello era suficiente desplazar el complejo hospitalario unos 30 metros de la ladera, moviendo algunos edificios del complejo a otras zonas de la parcela, para de esta forma, sin modificar las cotas de apoyo de los diferentes edificios, reducir considerablemente la altura total de las excavaciones, y por lo tanto la necesidad de sostenimientos.

En este punto se volvieron a analizar las diferentes soluciones antes estudiadas, pero con una altura algo menor ($H_{max}=8$ m).

En este caso la solución que se eligió fue la realización de una pantalla discontinua de pilotes. En la elección de esta solución influyeron los siguientes puntos:

- Menor altura de excavación al ser una solución totalmente vertical.
- Facilidad para adaptar los diámetros del pilote y la longitud de empotramiento en cada caso, ya que las alturas de excavación eran muy variables.
- Este tipo de solución se diseñó de forma que no era necesaria la realización de anclajes, ni provisionales ni definitivos, que hubieran afectado al coste del mantenimiento de la solución.
- Los altos rendimientos estimados que pueden conseguirse en esta solución, debido a las características geotécnicas de la zona y la posibilidad de trabajo de varias máquinas.
- Seguridad durante la ejecución de esta solución, al no ser necesario realizar ninguna excavación provisional y que la excavación por delante la pantalla sólo se realiza tras la ejecución de los pilotes.

En este punto hay que comentar que durante la fase de excavación de la parcela, cuando se estaba acondicionando el terreno para alcanzar las diferentes plataformas de apoyo de los edificios, se produjo un deslizamiento en la zona noroeste de la parcela.



FIGURAS 24, 25 y 26.

El deslizamiento abarcaba una longitud aproximada de unos 50 metros y afectaba a una zona lateral de la parcela de aproximadamente otros 50 metros; éste se produjo tras una tormenta de agua. El talud tenía una altura aproximada de 15 metros y se estaba ejecutando con una pendiente 1H:1V y bermas de aproximadamente 1,5 metros de anchura dispuestas cada 4 metros de altura.

El deslizamiento fue probablemente causado por el reblandecimiento y la consiguiente disminución de la resistencia al corte de las capas de arcilla inferiores en contacto con niveles arenosos saturados de agua. Este deslizamiento tenía un escarpe superior de 2 a 2.5 metros y su dirección principal de movimiento era ligeramente oblicua a la excavación.

Como medidas de estilización provisionales se ejecutó al pie del deslizamiento un relleno y se procedió a descargar la zona superior del terreno original por encima del escarpe.

Se realizó un análisis retrospectivo del deslizamiento, con el que se obtuvieron los parámetros residuales del terreno. Con estos valores se procedió a diseñar un sostenimiento específico en la zona para evitar la reactivación del deslizamiento y poder proceder la excavación hasta la cota prevista.

El sostenimiento previsto en la zona fue el mismo que en el resto del talud (pantalla de pilotes) sólo que en esta zona aumentó la longitud de empotramiento. A continuación se incluye un gráfico con un alzado de la pantalla de pilotes diseñada en la zona del deslizamiento. Como se observa la longi-

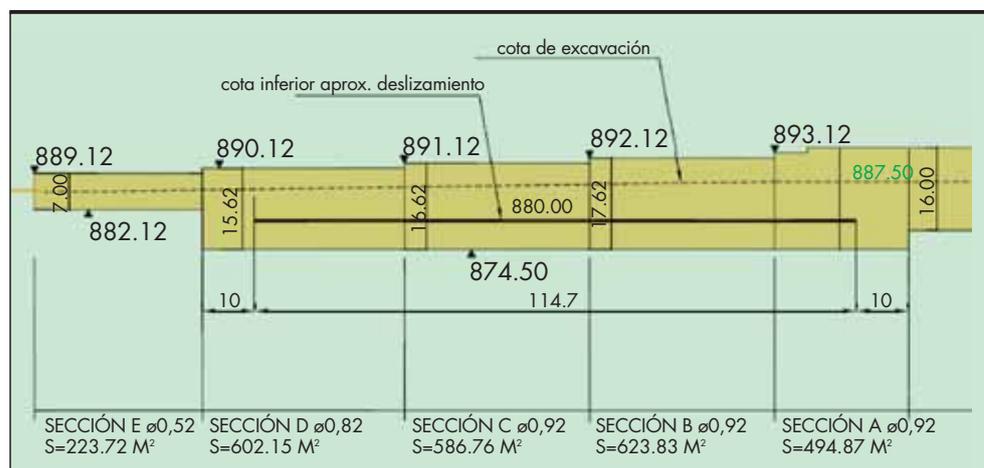


FIGURA 27.

tud de empotramiento y del diámetro de los pilotes es mucho mayor que en las zonas aledañas, con alturas de excavación similares. Figura 27.

La solución de la pantalla de sostenimiento se ha adaptado en cada caso a las situaciones de esta sección (altura de excavación máxima) optimizando la solución con diferentes diámetros de pilote y diferentes longitudes de empotramiento.

Un esquema de la solución elegida es el mostrado en la figura 28.

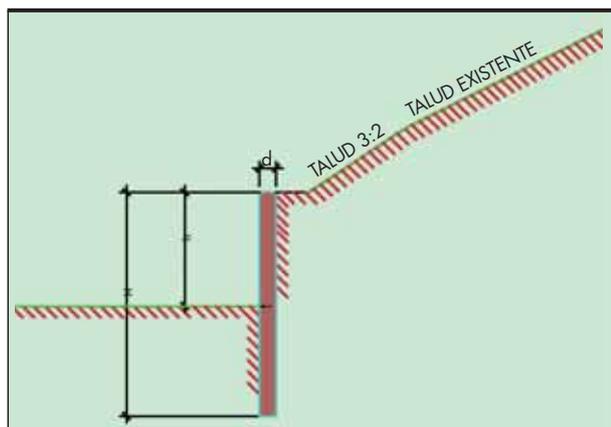


FIGURA 28.

Los criterios de diseño para cada una de las secciones fueron los siguientes:

- La flecha máxima en cabeza podría alcanzar hasta los 70 mm., al no existir edificios o infraestructuras que pudieran ser afectados por estos posibles desplazamientos.
- La capacidad del empuje pasivo utilizada no debía ser mayor del 65% del máximo.
- La separación entre caras de pilote no debía ser superior a 30 cm.
- El factor de seguridad mínimo respecto a la estabilidad global (deslizamiento por debajo del pie de la pantalla) debía ser mayor de 1,5.

Los parámetros de cálculo adoptados han sido los mostrados en la tabla 5.

Con estos criterios los diámetros utilizados han sido 0,52 m, 0,62 m, 0,82 y 0,92 m, llegando a longitudes de empotramiento de 1,5 veces el voladizo de la pantalla (zona de deslizamiento).

En las figuras 29 y 30 se incluyen algunas secciones ejecutadas.

4.3. EJECUCIÓN

La ejecución de la pantalla corrió a cargo de la empresa RODIO. Con las características geotécnicas de la zona, el tipo de pilote elegido fue el denominado RODIO-STAR. Se trata de

	Terreno sano	Zona deslizamiento
Ángulo de rozamiento interno (φ)	29°	26°
Cohesión (C)	10 KN/m ²	5 KN/m ²
Densidad aparente	20 KN/m ³	20 KN/m ³
Densidad	11 KN/m ³	11 KN/m ³
Rozamiento suelo-pantalla en zona activa	0,5 φ	0,5 φ
Rozamiento suelo-pantalla en zona pasiva	0	0
Módulo de balasto superior K ₀	10.000 KN/m ³	10.000 KN/m ³
Módulo de balasto superior K ₀	30.000 KN/m ³	30.000 KN/m ³

TABLA 5.

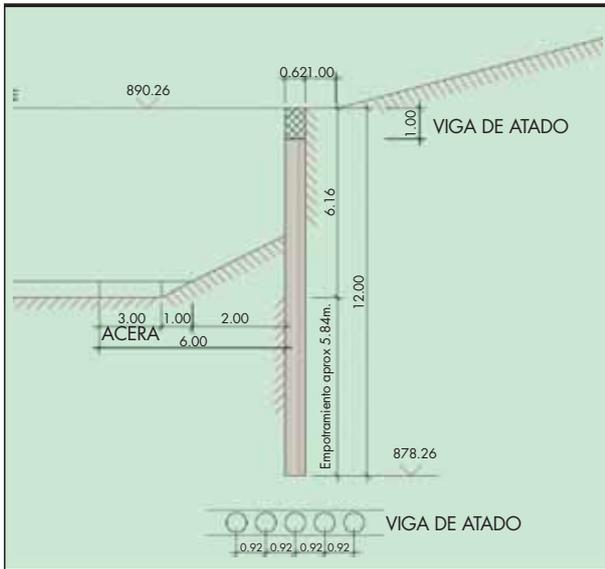


FIGURA 29.

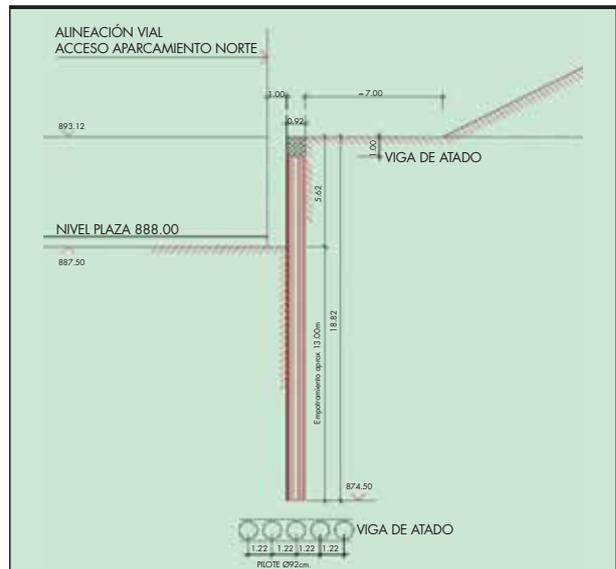


FIGURA 30.



FIGURA 31.

un pilote tipo CPI-8, aunque en este caso, al ser una pantalla en voladizo y trabajar a flexión en toda su longitud, la armadura (colocada tras el hormigonado) debía llegar hasta el pie de pilote. El proceso para la realización de estos pilotes es el siguiente:

1. Perforación. La barrena continua se introduce en el terreno a rotación en una sola operación. (Figura 31)
2. Alcanzada la profundidad requerida, se produce la extensión del tubo interior telescópico y el inicio del hormigonado.
3. Fase de hormigonado del pilote.
4. Una vez hormigonado el pilote se procede a la colocación de la armadura, equipada con separadores, mediante la ayuda de un vibrador hidráulico. Figuras 32, 33 y 34.



FIGURAS 32, 33 y 34.

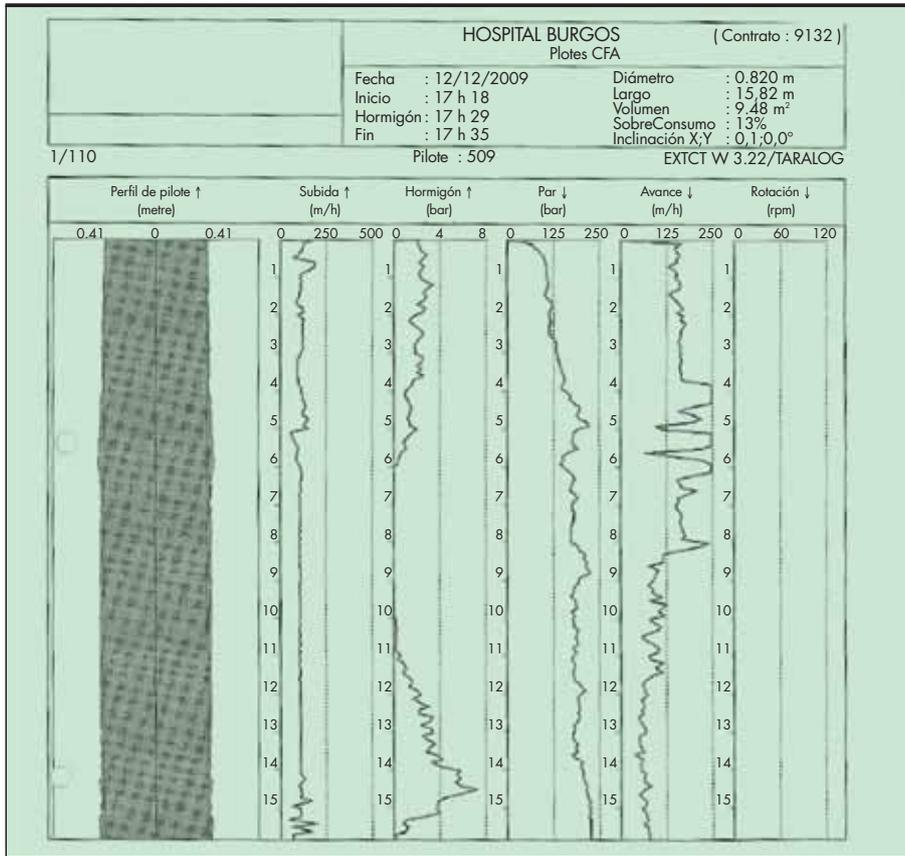


FIGURA 35.



FIGURAS 36, 37 y 38.



FIGURA 39.



FIGURA 40.

Estos pilotes se han ejecutado durante tres meses, utilizando hasta 3 máquinas simultáneamente. En conjunto los rendimientos obtenidos han sido de unos 200 ml/día por máquina.

Durante la ejecución de cada pilote se llevaba un control del mismo mediante los registros que presenta la empresa que los ejecutaba.

En estos gráficos se indican los siguientes datos:

- Volumen de hormigón por zonas, por lo que se obtiene una sección real del pilote realmente ejecutado.
- Energía (par de la máquina) necesario en cada punto para ejecutar la perforación. Así se obtiene las variaciones de resistencia del terreno donde se empotra el pilote.
- Velocidad de rotación durante la ejecución de la perforación. Figura 35.

En total se han realizado 10.000 ml de pilote, con longitudes variables entre 10-20 metros y con diámetros de 0.52 m., 0,62 m., 0,82 m., y 0.92 m.

Tras la ejecución de los pilotes se construyó una viga de atado en cabeza de los pilotes, procediéndose posteriormente a la realización de la excavación. Figuras 36, 37 y 38.

Como acabado a esta pantalla se realizó un recubrimiento con hormigón proyectado en toda la altura de la pantalla para evitar la meteorización del terreno. Figuras 39 y 40.

Durante la fase de excavación se planteó la necesidad de aumentar la altura de ésta, al necesitar el hospital construir una galería de comunicaciones a lo largo de todo el complejo, paralelamente a la situación de toda la pantalla.

En este punto se recalculó la estabilidad de la excavación con las secciones propuestas por la D.O. siendo necesario en algún caso separar algo más la galería con el fin de no afectar la estabilidad de los pilotes. Figura 41.

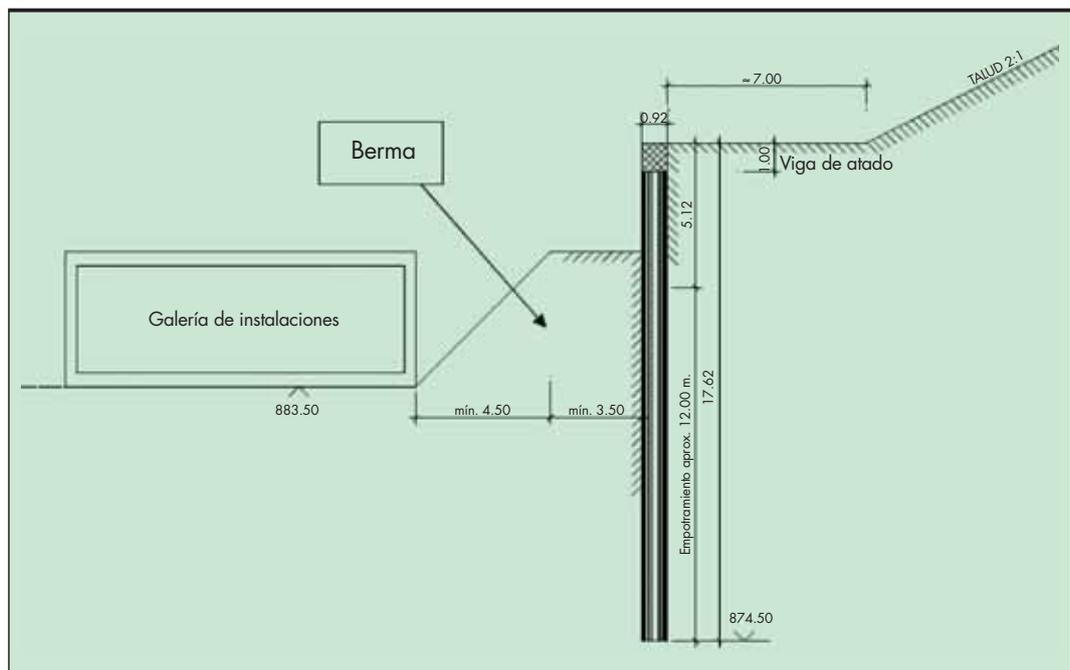


FIGURA 41.

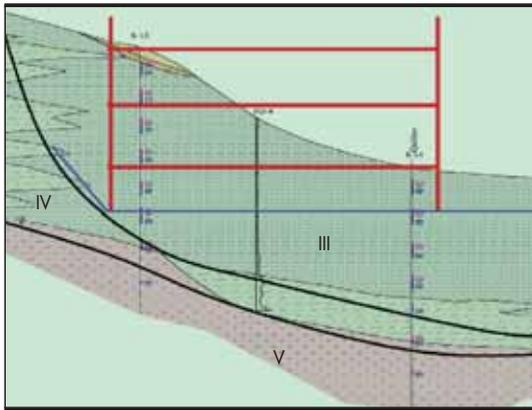


FIGURA 42.

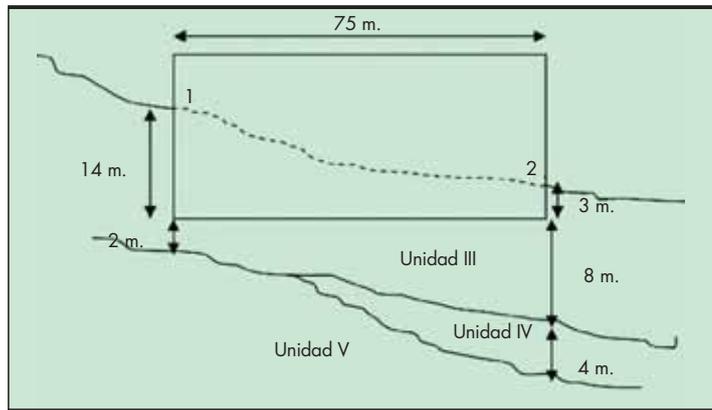


FIGURA 43.

5. CIMENTACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN: SOLUCIÓN DE PROYECTO

El conjunto de edificios del complejo hospitalario estaba apoyado en varias plataformas horizontales, siempre situadas bajo la cota del terreno natural; ningún edificio ni parte de él se situaba sobre rellenos estructurales.

Para alcanzar la cota de apoyo de los diferentes edificios no ha sido necesaria la ejecución de sostenimientos provisionales, si exceptuamos la pantalla de pilotes antes descrita. A partir de esta pantalla se realizaron las excavaciones para alcanzar la cota de apoyo.

El proyecto había diseñado una cimentación directa, mediante zapatas trabajando a una tensión admisible de 3 kg/cm^2 . Tras la realización de la campaña geotécnica, se comprobó que existía una gran heterogeneidad de los terrenos donde se situaban las diferentes zonas de apoyo de los edificios. Además al desplazar la posición en planta de los edificios, alejándonos de la zona alta de la parcela, las características geotécnicas del terreno a la cota de apoyo eran peores. Debido a esto era probable que los asentamientos diferenciales fueran importantes (mas de 3 cm), por lo que se procedió a redefinir la cimentación.

5.2. DISEÑO DE LAS DIFERENTES ZONAS

A la vista de los resultados de la campaña geotécnica realizada se procedió a redefinir la cimentación. Las soluciones analizadas para cimentación se fueron adoptando a cada una de las zonas y de los edificios del complejo hospitalario.

Una de las principales dificultades en el análisis de la cimentación es el tamaño en planta de cada uno de los edificios (bloques rectangulares de $75 \text{ m} \times 25 \text{ m}$) y la posición respecto a la ladera. En el diseño del hospital se situaron gran parte de los edificios (sobre todos los de mayor altura) de forma paralela a la línea de máxima pendiente de la ladera.

Esta posición ocasionaba, junto con la geología de la zona, que la parte del edificio que se situaba en la zona más cercana a la montaña se apoyaba en niveles prácticamente indeformables, y que en el otro lado del edificio existía un espesor importante de suelos más deformables. Esta configuración impedía realizar una cimentación directa (zapatas o losas) debido a la posibilidad de que se produjeran asentamientos diferenciales importantes. Figuras 42 y 43.

En las zonas de la parcela situadas en la zona alta de la misma las características geotécnicas eran más homogéneas. En esta zona el nivel de yesos indeformables se sitúa relativa-

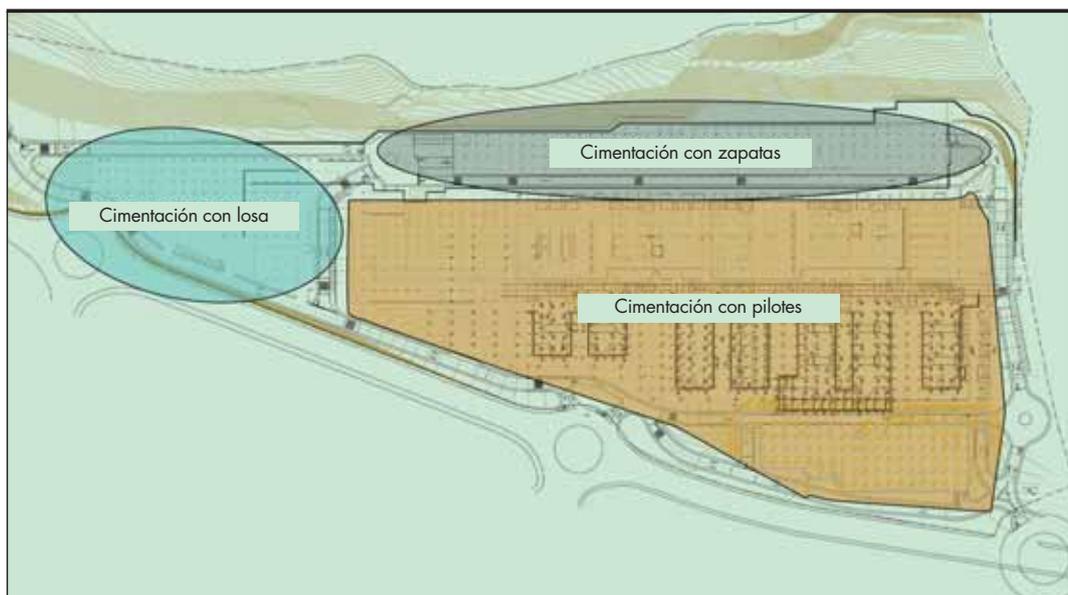


FIGURA 44.

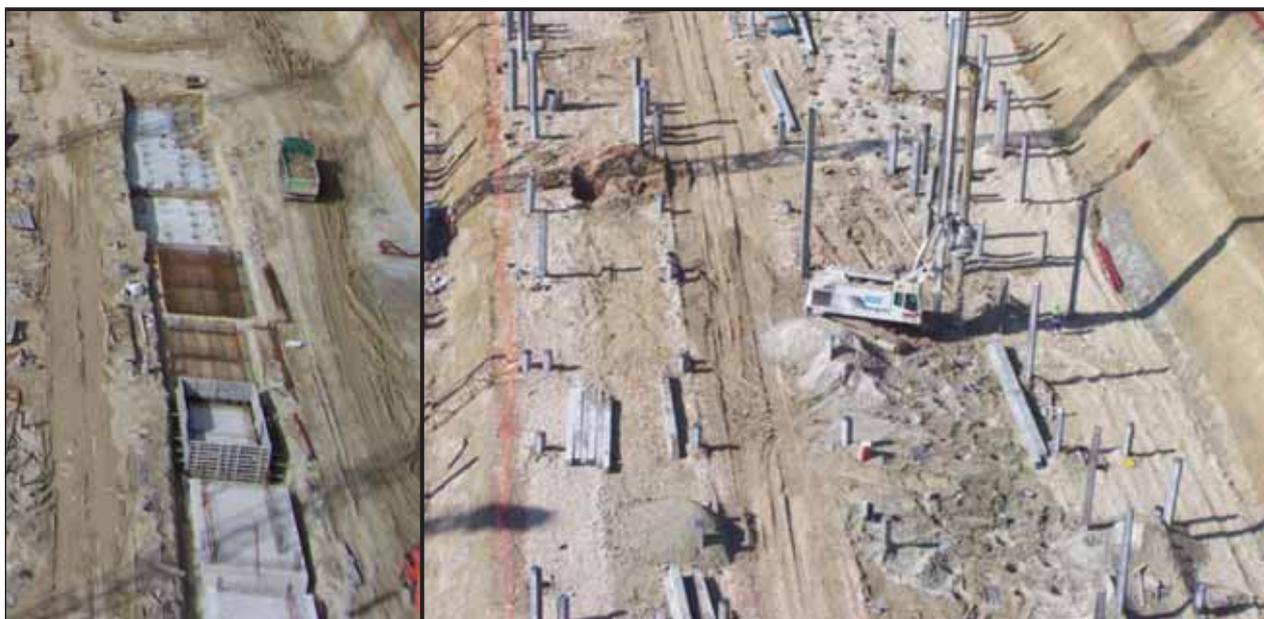


FIGURA 45 y 46.

mente cerca de la cota de apoyo de los edificios, por lo que es posible la realización de una cimentación directa, mediante zapatas o losas.

Con estos condicionantes las cimentaciones realizadas han sido las siguientes:

- Aparcamiento norte: Cimentación mediante zapatas: $\sigma_{adm}=4 \text{ kg/cm}^2$.
- Edificio industrial: Cimentación mediante losa: $\sigma_{adm}=1 \text{ kg/cm}^2$.
- Edificio administrativo: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Vestíbulo: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Zona de consultas: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Zona de hospitalización: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Bloque técnico: Cimentación mediante pilotes hincados.

5.3. CIMENTACIÓN PROFUNDA: PILOTES HINCADOS

La solución de pilotes hincados fue la elegida por varios motivos:

- a) Tipo de terreno: Un nivel superior de arcillas y arenas de compactidad/consistencia floja situado sobre un nivel de suelo duro o roca blanda (yesos) que permitían empotrar fácilmente los pilotes hasta una longitud suficiente y la posibilidad empotrar los pilotes en un nivel relativamente duro.
- b) Rapidez de ejecución.
- c) Facilidad de adaptación a los diferentes casos: Longitud, sección.
- d) Capacidad de carga de los pilotes hincados. En los pilotes hincados el tope estructural llega a 135 kg/cm^2 . En esta cimentación se han utilizado pilotes de 0.40 cm, 0.35 cm, 0.30 m. y 0.27 cm de lado.
- e) Limpieza de ejecución.

Los pilotes, con capacidad de 100 tn a 200 tn, se han ido agrupando en encepados de hasta 17 pilotes, con capacidad total de más de 1000 tn. Las zonas que transmitían más carga eran las pantallas de la zona de hospitalización (edificios de hasta 13 plantas).

Las longitudes medias hincadas en cada una de las zonas han sido las siguientes:

- a) Edificio administrativo, Vestíbulo, Zona de consultas y hospitalización: pilotes de 10 a 20 metros.
- b) Bloque técnico: pilotes de 16 m. a 18 metros.
- c) Aparcamiento sur: Pilotes de 10 a 12 m. En esta zona se han hincado pilotes de hasta 45 m.

En las zonas situadas en el borde superior de la parcela (la zona más cercana a la montaña) el nivel de yesos en muchos casos ya afloraba a la cota de apoyo de la cimentación. En estas zonas la longitud de pilote hincado iba a ser muy escasa (menos de 4 metros). Esta longitud de pilote hincado no permitía asegurar que el comportamiento del mismo pudiera considerarse un pilote, pudiendo ser considerado una cimentación tipo pozo. En este caso al transmitirse toda la carga del pilote por la punta, la tensión máxima en el terreno era superior a los 10 MPa. Este valor era superior a la tensión admisible en este nivel para una cimentación directa a menos de 4 m de profundidad.

Para evitar este problema se establecieron las siguientes condiciones durante el proceso de hincado de los pilotes:

- 1° Longitud mínima de pilote 7 metros.
- 2° En los casos en que existía la posibilidad de que el pilote no iba a alcanzar la longitud mínima, se procedía a realizar una perforación previa de 10 metros de longitud, con un diámetro algo menor que la diagonal del pilote, y posteriormente se hincaba el pilote. En las fotografías siguientes se observan dos pilotes hincados en un punto previamente perforado. Se ve como el diámetro de la perforación es algo menor que la diagonal del pilote. Figuras 47 y 48.



FIGURA 47.



FIGURA 48.

3º Todos los pilotes con longitudes comprendidas entre los 7 y los 10 metros se debían analizar con el analizador electrónico de hinca. Aquellos pilotes cuyo trabajo por punta fuera muy elevado, superior al 50% de la carga total, se debían reforzar con parejas de pilotes. Esta condición (50% de carga máxima por punta) se estableció al no poder confiar suficientemente en la capacidad por punta del terreno. En la figura 49 se incluye un detalle de los pilotes y encepados de una zona. Se ve como en algún caso se ha aumentado el número de pilotes en algún encepado al haberse ejecutado los dos primeros con longitudes inferiores a las establecidas.

5.4. EJECUCIÓN

La ejecución de los pilotes no tuvo grandes problemas. Se han realizado un total de 68.000 ml de pilotes hincados, con rendimientos medios de más de 200 ml de pilote por maquina y día.

La ejecución se ha realizado en dos fases, una primera en la que se hicieron los pilotes de toda la parcela excepto el aparcamiento sur, y una posterior de la zona de aparcamiento sur.

Las características técnicas de los pilotes utilizados son las mostradas en la tabla 6.

El empotramiento de los pilotes se ha definido según la fórmula holandesa de hinca:

$$R_d = \frac{M^2 \times H}{e \times A \times (P + M)}$$

Donde:

R_d = Resistencia dinámica en N/mm^2 .

M = Peso de la maza en N.

P = Peso del pilote en N.

e = Rechazo por golpe, en mm.

H = Altura de caída en maza en mm.

A = Área de la sección del pilote en mm^2 .

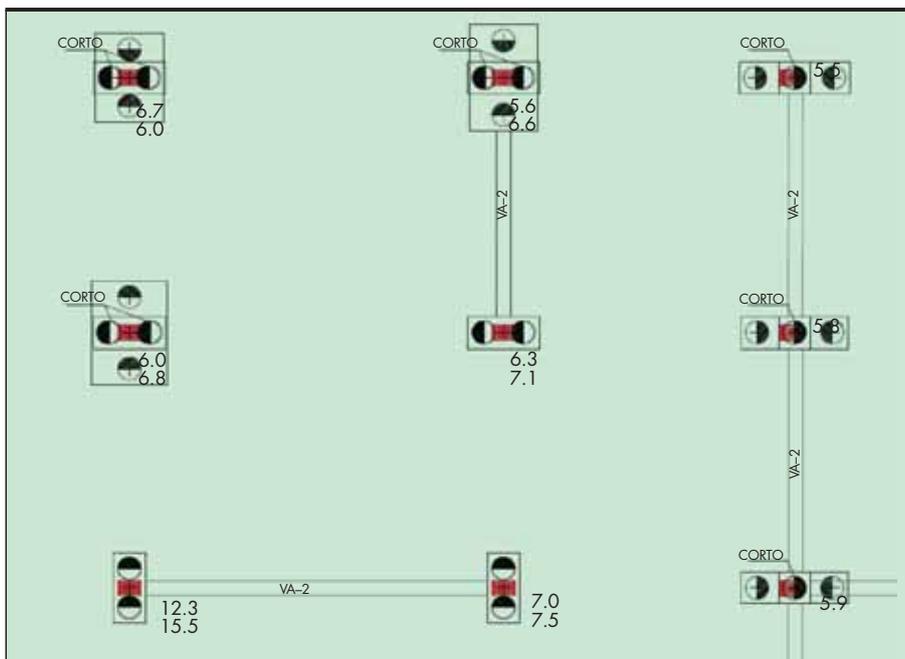


FIGURA 49.

Características	Símbolo	Tipo normalizado de pilote			
		CK-270	CK-300	CK-350	CK-400
Denominación de los pilotes		CK-270	CK-300	CK-350	CK-400
Sección aproximada	A (cm ²)	751,00	927,00	1262,00	1648,00
Volumen por metro lineal	V (m ³ /m)	0,0751	0,0927	0,1262	0,1648
Lado aproximado	A (m.)	0,270	0,300	0,350	0,400
Superficie lateral teórica por metro lineal	S (cm ² /m)	10.800	12.000	14.000	16.000
Momento de inercia mínimo	I _{xx} (cm ⁴)	44.286	67.500	125.052	213.333
Carga vertical admisible a compresión	N (kn)	1.010	1.250	1.700	2.225
Distancia normal entre ejes de pilotes	(m)	0,85	0,95	1,10	1,25

TABLA 6.

La “fórmula holandesa” se afecta habitualmente de un coeficiente de minoración de 6. Como ejemplo orientativo, se desarrolla a continuación el cálculo del rechazo necesario para un pilote CK-235 cargado a 10 N/mm², se considera un peso teórico de pilote de 1480 N/m, una longitud de 10 m y un peso de maza de 30 kN:

$R_d = 10 \text{ N/mm}^2$
 $M = 30.000 \text{ N}$
 $P = 10 \cdot 1480 = 14.800 \text{ N}$
 $H = 600 \text{ mm}$
 $A = 56900 \text{ mm}^2$

El valor de “e” que se obtiene después de aplicar el coeficiente de minoración de 6 es de 3,53 mm por golpe; por tanto, para garantizar una capacidad portante equivalente a 10 N/mm² (es decir, 569,0 kN para el CK-235), se precisa un rechazo de 35,3 mm en andanada de diez golpes.

La comprobación de los pilotes se ha realizado en tres direcciones diferentes:

- En algunos pilotes se hacía un ensayo de penetración durante la hincada. Este ensayo consiste, al igual que un ensayo tipo Borros, en obtener el número de golpes necesario para hincar tramos de 20 cm de pilote en toda su longitud, hasta llegar al rechazo del pilote.
- Tras la realización de los pilotes, dos días después de terminar el hincado se procedía a rehincar algunos pilotes para comprobar que en el proceso de hincado no se había producido un falso rechazo.
- Un porcentaje importante de los pilotes (~10 % del total), y principalmente los pilotes mas cortos, se han analizado a partir del analizador electrónico de hincada (P.D.A.).

El empleo del P.D.A. proporciona información de la integridad física del pilote (reducciones de impedancia mecánica) y características de la hincada (tensiones originadas en el pilote, energía transmitida por el martillo, etc). Además se consigue determinar la capacidad por punta y fuste de los pilotes ya ejecutados.

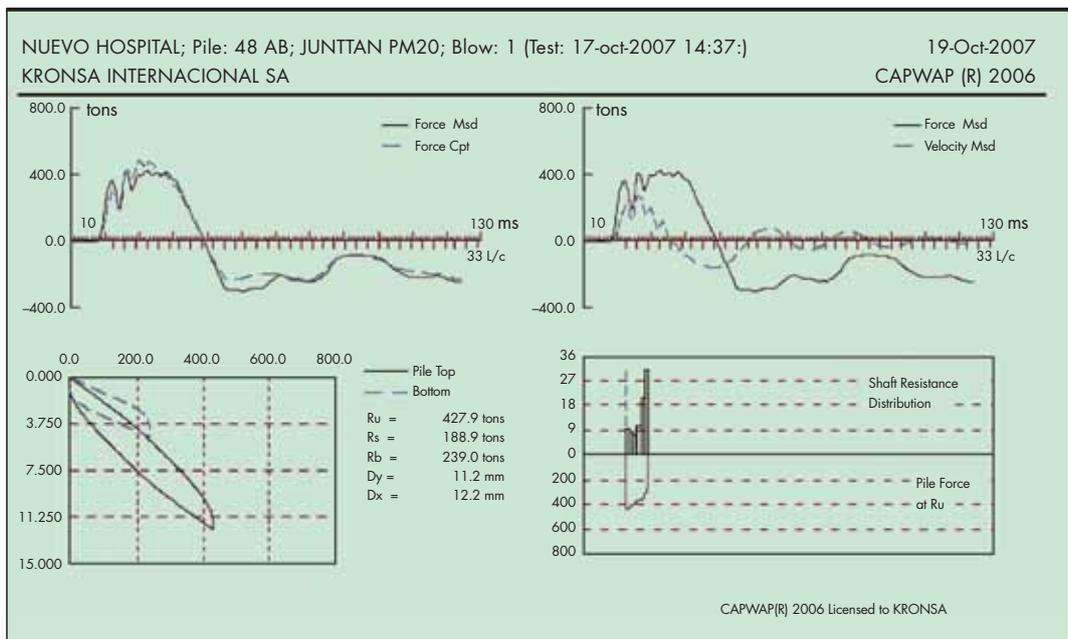


FIGURA 50.

No. Pilote	Tipo	Área [cm ²]	Long. Pilote (m) (bajos sensores)	CAPWAP			Coe wf. CAP T.E.
				Total [ton]	Fuste [ton]	Punta [ton]	
33A-A	400	1648	11.1	419.9	168.6	251.3	1.89
18aa	350	1262	8.1	595.0	106.9	488.1	3.5
8 A	350	1262	12.1	302.7	18.5	284.2	1.78
12AC	400	1648	12.1	450.0	162.3	287.7	2.02
18AB	400	1648	11.1	420.4	3.6	416.8	1.89
24AA	400	1648	7.2	627.8	252.9	375.0	2.82
27AA	400	1648	11.5	447.4	18.7	428.6	2.01
14AD	400	1648	11.3	483.2	346.3	136.9	2.17
24AE	400	1648	11.7	393.5	13.0	380.5	1.77
28AA	400	1648	11.5	416.2	86.7	329.5	1.87
38CDA	350	1262	11.1	373.4	198.4	175.0	2.19
39CDB	400	1648	10.8	498.4	146.9	351.5	2.24
46CD1	350	1262	10.1	354.9	105.9	249.0	2.09
48CD2	350	1262	9.6	336	173.3	162.8	1.98
VSA5F	350	1262	16.1	331.8	47.7	284.2	1.95
11 A-B	400	1648	11.4	391.9	70.8	321.1	1.76
13 A-C	400	1648	8.4	407.9	36.2	371.7	1.83
15 A C	350	1262	11.3	412.5	126.4	286.1	1.85
21 A-A	400	1648	11.9	517.3	18.8	498.5	2.32
21 A-E	400	1648	11.6	408.9	69.0	340.0	1.83
23 A-E	400	1648	11	414.8	74.7	340.1	1.86
25 A-A	350	1262	11.6	312.0	111.8	200.2	1.84
32 A-A	400	1648	7.4	517.6	312.1	205.5	2.33
34 A-B	400	1648	11.3	412.9	199.6	213.3	1.86

TABLA 7.

Este procedimiento, que puede aplicarse en todo tipo de suelos y para cualquier sistema de hinca, se desarrolla generalmente como sigue:

- En primer lugar el pilote que se iba a ensayar debía haber sido ejecutado unos 10-15 días antes de la prueba, tiempo suficiente durante el cual se puedan redistribuir las tensiones en las inmediaciones del pilote y se desarrolle la adherencia pilote-terreno
- Colocación de los sensores en el pilote, cerca de la cabeza.
- El pilote es golpeado por el martillo de hinca, registrándose las señales en un ordenador, donde se almacenan digitalmente.
- Cada prueba así realizada se analiza, lo cual puede hacerse “in situ” utilizando el método CASE.
- Posteriormente, en gabinete, pueden seleccionarse los registros deseados para ser analizados por medio del método CAPWAP.

- En la figura 50 se incluyen los resultados de un ensayo realizado.
- En los resultados se obtienen los siguientes parámetros:
 - Capacidad última del pilote.
 - Resistencia del pilote por punta.
 - Resistencia del pilote por fuste.

En la tabla 7 se incluye un resumen de los resultados obtenido en algunos de los pilotes analizados con el analizador electrónico de hinca. Se incluyen los siguientes datos:

- a) Tipo de pilote.
- b) Longitud por debajo del sensor. La longitud hincada real es 0.5 m menos.
- c) Capacidad por punta, fuste y total de cada pilote (ya se ha aplicado el coeficiente de seguridad de 6 antes descrito).
- d) Factor de seguridad adicional del pilote.



FIGURAS 51, 52 y 53.

Tras la ejecución de los pilotes se ha procedido a realizar el descabezado de los pilotes mediante un descabezador automático. Figuras 51, 52 y 53.

Posteriormente se ha procedido a la ejecución de los diferentes encepados. Figuras 54, 55 y 56.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El Nuevo Hospital de Nuevo se encuentra situado al norte de la ciudad de Burgos, en la ladera sur del alto de El Grajo. Se trata de un complejo hospitalario situado en una parcela de más de 150.000 m². El hospital está formado por varios edificios conectados entre sí, con una superficie de forjado de más de 230.000 m².

La parcela se sitúa, geológicamente, en materiales terciarios. En superficie aparecen niveles de arcillas, limos y arenas, apareciendo en profundidad las facies margosas y yesíferas.

Las principales actuaciones de interés geotécnico han consistido en la ejecución de un sostenimiento de la ladera para alcanzar la cota de cimentación y la cimentación de cada uno de los edificios del hospital.

El sostenimiento de la ladera se ha resuelto con la ejecución de una pantalla de pilotes en voladizo. Esta pantalla sostiene una excavación en vertical de 3 a 8 m de altura, reali-



FIGURA 54.



FIGURA 55 y 56.

zándose pilotes de longitudes totales de 10 a 20 m. En total se han realizado más de 11.000 ml. de pilote.

La cimentación de los edificios se ha adaptado a las condiciones de topográficas y geotécnicas de cada edificio. Aunque parte de la cimentación se ha resuelto mediante una cimentación directa (edificios más cercanos a la zona alta) en el grueso de las cimentaciones ha ejecutado mediante pilotes hincados. Se han hincado más de 60.000 ml de pilotes, con longitudes medias comprendidas entre 10 y 25 m. Los rendimientos obtenidos han sido de más de 200 ml de pilote hincado al día por máquina.

Las conclusiones que se extraen de esta obra pueden ser las siguientes:

- La realización de una investigación geotécnica extensa en una primera fase de obra permite adelantar las posi-

bles soluciones de cimentación, sobre todo en terrenos geotécnicamente heterogéneos.

- Es necesario continuar con la investigación durante la ejecución de las obras, sobre todo en las zonas en que las excavaciones son importantes.
- La realización de muros pantalla para contención de excavaciones definitivas es una buena solución siempre que no sea necesario la instalación de anclajes definitivos.
- La ejecución de pilotes hincados puede ser una alternativa válida a los pilotes perforados en obras de edificación sin esfuerzos horizontales importantes y con cargas verticales altas.



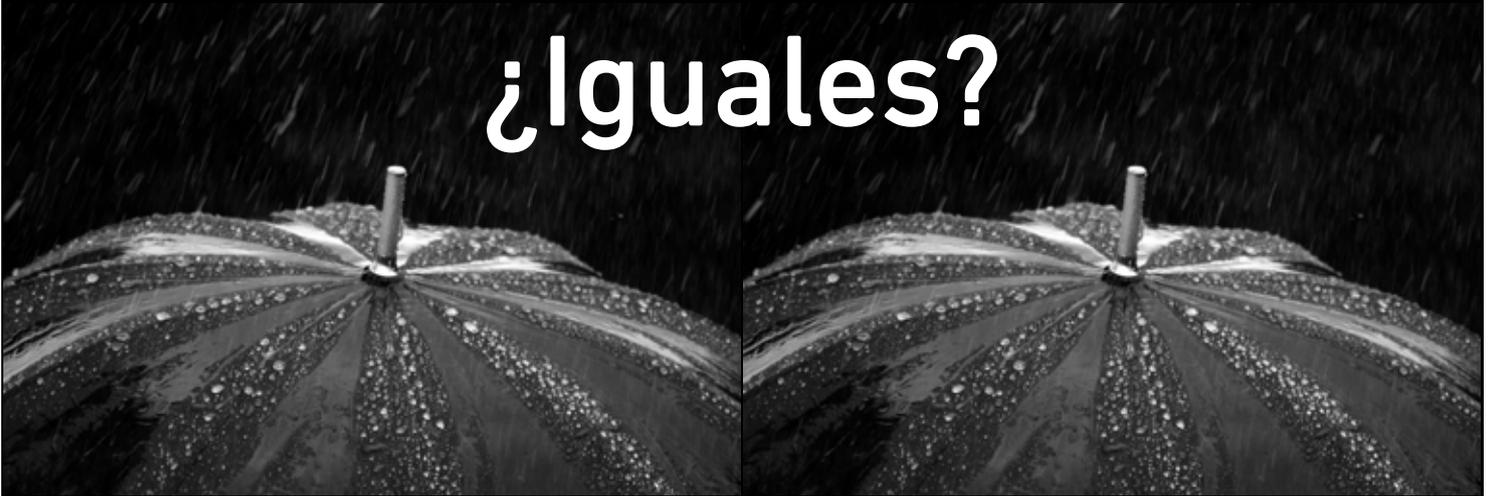
BETÚN MEJORADO CON CAUCHO: UNA APUESTA TECNOLÓGICA DE PROAS EN SU COMPROMISO CON LA CALIDAD Y EL RESPETO POR EL MEDIO AMBIENTE.

Cincuenta años de innovación dentro del sector del betún dan para muchos logros. Pero, aunque estamos muy orgullosos de todos ellos, nada nos satisface tanto como ser la primera compañía española en suministrar industrialmente betún mejorado con polvo de caucho, procedente de neumáticos fuera de uso (NFUs). El resultado, un betún estable de la más alta calidad y con un claro beneficio para el medio ambiente. Con ello, no sólo conseguimos estar al servicio del cliente, sino también nos ponemos al servicio de la naturaleza. **Y eso nos hace aún más líderes.**

paraguas.

1. m. Utensilio portátil para resguardarse de la lluvia, compuesto de un eje y un varillaje cubierto de tela que puede extenderse o plegarse.

¿Iguales?



Vida útil:

Días

Necesidad de ser reemplazado
(supone un nuevo gasto)

Eliminación:

Inmediata

Genera residuos

Vida útil:

Años

Durabilidad garantizada
(supone un **ahorro**)

Eliminación:

No requerida

No genera **residuos**

La diferencia está en la CALIDAD

En **ATARFIL** trabajamos convencidos de que **Calidad** es sinónimo de **Sostenibilidad**:

- ✓ Contribuyendo a generar menos desperdicio
- ✓ Optimizando recursos escasos
- ✓ Colaborando con personas

Nuestra pequeña contribución a un futuro más grande

**ATARFIL**®

Calidad y Respeto por el Medio Ambiente



www.atarfil.com

☎ 902 439 200

El polietileno en la impermeabilización de balsas⁽¹⁾

BLANCO, MANUEL (*); AGUIAR, ESCOLÁSTICO (**); CEA, JUAN CARLOS DE (***);
CASTILLO, FRANCISCA (*) y SORIANO, JESÚS (*)

RESUMEN En este trabajo se contempla el comportamiento de láminas de distintos tipos de polietilenos utilizadas como barreras geosintéticas poliméricas en el campo de la impermeabilización de balsas.

Se presentan los resultados relativos a sus propiedades más importantes desde el punto de vista de su evolución en el tiempo que hacen referencia a resistencia a la tracción, alargamiento en rotura, resistencia al desgarro, resistencia al punzonamiento estático, doblado a bajas temperaturas, resistencia mecánica a la percusión, resistencia de la soldadura, contenido y dispersión de negro de humo, microscopia óptica de reflexión y microscopia electrónica de barrido.

POLYETHYLENE IN WATERPROOFING OF RESERVOIRS

ABSTRACT *This paper provides to show the performance of sheets based on different types of polyethylene used as polymeric geosynthetic barriers in the waterproofing of reservoirs.*

The most important characteristics were evaluated in function of time once applied in reservoirs and they were the following ones: tensile properties, tear resistance, impact resistance, static perforation, low temperature folding, joint strength, joint peel resistance, carbon black, content and dispersion, optic microscopy and electron microscopy "scanner".

Palabras clave: Polietileno, Impermeabilización, Geomembranas.

Keywords: Polyethylene, Waterproofing, Geomembranes.

1. INTRODUCCIÓN

El polietileno es una poliolefina que se emplea en el campo de la impermeabilización en formas diferentes. Se puede decir que el polietileno de baja densidad (PEBD) ha sido la primera lámina sintética que se utilizó en España, incluso antes que el caucho butilo; si bien el polietileno de baja densidad se emplea enterrado o protegido y con espesores muy bajos por lo que más que de lámina debería hablarse de "film" o película. Un recorrido por la geografía de las balsas españolas permite encontrar casos con ejemplos de utilización de esta poliolefina con una duración superior a los treinta años, tal es la balsa de El Fraile en el sur de la isla de Tenerife.

Tras el empleo de lo que podríamos considerar como primera geomembrana sintética que era el termoestable caucho butilo (IIR) se empezó a utilizar como lámina impermeable el poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P) que en esta época tenía cierta vigencia en el campo de la impermeabilización en la Edificación (1). Posteriormente, el polietileno de alta densidad no

tarda en entrar en el mercado como fuerte competidor del mencionado material vinílico, siendo quizás la zona de la Comunidad Autónoma de Castilla y León, donde tiene lugar una mayor utilización del mismo como en las balsas de Villalar de los Comuneros, El Barco de Ávila, Hoyo de Pinares y las ubicadas en las comarcas leonesas del Páramo Bajo y de los Payuelos; pronto su uso se hará extensivo a todo el territorio nacional.

A nivel internacional la primera presa impermeabilizada con PEAD la data la Comisión Internacional de Grandes Presas en Insalu (Nigeria) en 1986. Los primeros embalses impermeabilizados con este material se realizaron en Estados Unidos en el año 1987, se trata de San Justo y Stillwater (2).

El CEDEX está realizando un amplio trabajo de investigación para la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino, Balsas de Tenerife (BALTEN) y el Cabildo Insular de La Palma. Las balsas cuyo seguimiento se está llevando a cabo sobrepasan el centenar. Estas investigaciones con extracciones periódicas han permitido un mejor conocimiento del comportamiento en obra de geomembranas de distinta naturaleza (3-10).

En este trabajo nos referiremos, únicamente, al comportamiento, en el tiempo, de cuatro tipos de polietilenos empleados en el sistema de impermeabilización de otras tantas balsas: polietileno de alta densidad, PEAD (Los Cabezos), polietileno de media densidad, PEMD (El Saltadero), polietileno de muy baja densidad, PEMBD (El Cerrillo del Libro) y polietileno de baja densidad, PEBD (Plá Mateos).

(*) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX).

(**) Balsas de Tenerife (BALTEN).

(***) Dirección General del Agua. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.

(1) Parte de este artículo constituyó una comunicación al III Simposio Nacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas a celebrar en el ámbito del III Congreso Nacional de Impermeabilización (Barcelona, 2010).

2. POLIETILENOS

El polietileno (PE) es la poliolefina más sencilla. Su macromolécula es lineal, por tanto al no contener en su cadena carbonos terciarios, su oxidación es bastante difícil. No obstante, en ocasiones esa cadena puede tener algún carbono terciario, procedente de procesos secundarios de polimerización (homopolímero) o por el material llevar incorporado otro monómero, casos del n-hexeno, n-octeno o n-buteno (copolímero) (11-13). Esto explica, que casi siempre se incorpore al proceso de fabricación una pequeña cantidad de antioxidantes (14), entre otros aditivos, para evitar la degradación ya sea durante el periodo de fabricación, ya sea una vez instalada la geomembrana en obra.

Como poliolefina presenta en sus cadenas, exclusivamente, enlaces "tipo *sigma*", es decir uniones muy fuertes entre los átomos que las constituyen, por lo que la durabilidad de las mismas es elevada. Esa gran resistencia desde el punto de vista químico, como consecuencia de su estructura de parafina, se debe a que no puede formar parte de reacciones heterolíticas y solamente, en casos extremos, podría reaccionar homolíticamente, vía radicales libres.

El producto no deja de ser un material orgánico y, como toda sustancia orgánica, tiende a envejecer y, por tanto, a desaparecer. Por este motivo, se le añaden una serie de aditivos para lograr una larga vida útil. De todos ellos, los más importantes son los absorbentes de luz UV y entre estos, cabe destacar el negro de humo que se incorpora a la resina en una proporción comprendida entre el 2 y el 3%. Cantidades inferiores serían insuficientes para evitar la degradación por las radiaciones solares. Proporciones mayores conllevarían una cierta pérdida de propiedades, sobre todo mecánicas, ya que estaríamos sustituyendo sustancias muy nobles como son las resinas por productos poco nobles como las cargas. La utilización como absorbente de luz UV del negro de humo o negro de carbono se debe a sus costes, relativamente bajos. Si es importante el contenido en negro de humo correcto, lo es más aún su adecuada dispersión. El aditivo debe estar repartido de una forma homogénea a lo largo de la lámina, pues de lo contrario las características pueden variar notablemente de unos puntos a otros y producirse fallos mecánicos y ataques por ra-

diaciones solares; los primeros en los lugares donde haya altas concentraciones de negro de carbono, los segundos donde haya escasez del mismo.

A efectos de su aplicación en este campo de la Ingeniería Civil se puede utilizar polietileno de baja densidad (PEBD) que presenta un número elevado de ramificaciones y por ello baja cristalinidad; polietileno lineal de baja densidad (PELBD) con un grado de ramificación no tan elevada como el anterior y con presencia de alfa-olefinas en su macromolécula y que a efectos de este artículo denominaremos polietileno de media densidad (PEMD); polietileno de muy baja densidad (PEMBD) considerado como una especialización del PELBD en el que se incrementan las cadenas cortas y el número de ramificaciones y, por ello, no cristalino y, por último, polietileno de alta densidad (PEAD) donde, apenas existen ramificaciones en la cadena principal y por ello presenta un alto grado de cristalinidad con un punto de fluencia bien definido, por lo cual sus características mecánicas deben referirse tanto a él como al punto de rotura (15).

En la actualidad en España, el polietileno de alta densidad (PEAD) se puede considerar el material más utilizado para la impermeabilización de balsas o pequeños embalses. En este trabajo haremos referencia a este material constituyente de la barrera geosintética polimérica (GBR-P) procedente de la balsa de Los Cabezos, situada en Villena, provincia de Alicante y estudiaremos sus propiedades iniciales y su evolución a lo largo de ocho años de su instalación en obra, estableciendo una comparación con láminas confeccionadas con otros tipos de polietilenos como el de media densidad (PEMD) procedente del campo experimental que el CEDEX y BALTEN tienen instalado en el municipio de Granadilla de Abona, en el recinto del embalse cubierto de El Saltadero, al sur de la isla de Tenerife, así como con la geomembrana de polietileno de muy baja densidad (PEMBD) colocada en la balsa de El Cerrillo del Libro en el ayuntamiento de El Ejido (Almería) y el "film" de polietileno de baja densidad (PEBD) que enterrado constituye la barrera impermeable del embalse de Plá Mateos, en el municipio de Alicante. En la tabla 1 se presentan las características de las balsas donde se instalaron láminas de polietileno como pantalla impermeabilizante. En la figura 1 se presenta la balsa almeriense de El Cerrillo del Libro.

Característica	Balsa			
	Los Cabezos	El Cerrillo del Libro	Plá Mateos	El Saltadero
Ubicación:				
Municipio	Villena	El Ejido	Alicante	Granadilla de Abona
Provincia	Alicante	Almería	Alicante	Tenerife
Capacidad, m ³	640.000	110.000	500.000	458.000
Altura, m	10	11	13	21
Cota, m	532	277	-	112
Pendiente de taludes	3/1	1,28/1	4/1	1,75/1
Perímetro de coronación, m	1.111	440	1.323	699
Tipo de PE empleado	PEAD	PEMBD	PEBD	PEMD
Espesor, m	2,0	1,8	0,3	1,5
Material utilizado, m ²	176.000	15.000	131.544	*
Año de instalación	1.999	1.998	1.995	1.997

TABLA 1.
Características de las balsas evaluadas.
(* Paños instalados en el campo experimental.



FIGURA 1. Balsa de El Cerrillo del Libro (El Éjido-Almería) impermeabilizada con polietileno de muy baja densidad.

3. EXPERIMENTAL

En primer lugar, se comprobaron las características de los materiales iniciales y que sirvieron de base para su posterior seguimiento. A continuación, y después de su instalación se realizó un control periódico del material. La metodología experimental empleada se encuentra ampliamente detallada en la bibliografía científica (16-17). Las pruebas a realizar durante el mencionado control periódico son las siguientes:

- Espesores
- Características de tracción
- Resistencia al desgarro
- Doblado a bajas temperaturas
- Resistencia mecánica a la percusión (Impacto dinámico)
- Resistencia a la perforación (Impacto estático)
- Resistencia de la soldadura por tracción
- Resistencia de la soldadura por pelado
- Contenido y dispersión del negro de humo
- Microscopía óptica
- Microscopía electrónica de barrido

3.1. RESISTENCIA AL DESGARRO

En la tabla 2 se presenta la evolución de la resistencia al desgarro de los polietilenos a los ocho años de su puesta en obra. En la figura 2 se muestra un aspecto de la balsa de Los Cabezos, ubicada en el municipio de Villena en la provincia de Alicante, impermeabilizada con polietileno de alta densidad.

3.2. RESISTENCIA AL IMPACTO DINAMICO Y ESTATICO

A excepción del material procedente de Plá Mateos, las muestras del resto de polietilenos sometidas a ensayo y extraídas al cabo de los ocho años de su instalación superan la prueba de resistencia mecánica a la percusión, ya que al lanzar el percutor normalizado desde una altura de 500 mm no se aprecia perforación en la zona de contacto, como se comprobó al llevar a cabo un ensayo de estanquidad una vez efectuada dicha percusión. El motivo de no superar la prueba el polietileno de baja densidad es debido a su bajo espesor (0,3 mm).

La tabla 3 presenta los valores de resistencia a la perforación y recorrido del pistón antes del punzonamiento para las muestras de los materiales impermeabilizantes considerados.

Balsa	Sentido	Resistencia al desgarro, N/mm				
		Tiempo de instalación, años				
		0	3	5	6	8
Los Cabezos (PEAD)	Longitudinal	162	179	179	162	167
	Transversal	154	174	167	161	167
El Cerrillo del Libro (PEMBD)	Longitudinal	103	100	93	97	96
	Transversal	98	97	93	95	94
Plá Mateos (PEBD)	Longitudinal	92	99	87	96	84
	Transversal	84	95	80	78	79
El Saltadero (PEMD)	Longitudinal	99	106	109	106	105
	Transversal	99	103	103	101	103

TABLA 2. Resistencia al desgarro de los materiales evaluados en función del tiempo de instalación.



FIGURA 2. Balsa de Los Cabezos (Villena-Alicante) cuya pantalla impermeabilizante está constituida por polietileno de alta densidad.

Balsa (Material)	Característica	Tiempo de instalación, años									
		0		3		5		6		8	
		E*	I	E	I	E	I	E	I	E	I
Los Cabezos (PEAD)	Resistencia al punzonamiento, N/mm	540	510	740	575	627	521	663	601	677	585
	Recorrido, mm	11	12	12	14	11	13	12	14	12	14
El Cerrillo del Libro (PEMBD)	Resistencia al punzonamiento, N/mm	583	562	557	543	494	472	579	513	577	506
	Recorrido, mm	51	51	51	50	50	50	52	48	52	46
Plá Mateos (PEBD)	Resistencia al punzonamiento, N/mm	596	577	574	414	588	552	676	500	703	660
	Recorrido, mm	13	13	17	11	13	13	21	14	21	20
El Saltadero (PEMD)	Resistencia al punzonamiento, N/mm	534	498	490	476	480	417	584	545	595	605
	Recorrido, mm	20	18	15	15	13	12	21	20	20	20

TABLA 3. Resistencia al punzonamiento estático y recorrido del punzón antes de la perforación. (*) E representa cara externa e I cara interna.

3.3. DOBLADO A BAJAS TEMPERATURAS

Las probetas de las geomembranas se sometieron a una prueba de flexión a bajas temperaturas, para ello se doblaron las probetas sobre si mismas un ángulo de 180°, después de permanecer 5 h en una cámara frigorífica a una temperatura de -75°C. Luego se comprobó si aparecían síntomas de agrietamiento, roturas u otras imperfecciones superficiales. Tanto inicialmente como en el tiempo de evaluación los materiales superaron las exigencias del ensayo. En la figura 3 se presenta la balsa de Plá Mateos impermeabilizada con PEBD.

3.4. CARACTERÍSTICAS DE TRACCIÓN

En la tabla 4 se presentan los datos de la resistencia a la tracción y el alargamiento en rotura. La tabla 5 muestra el es-

fuerzo y el alargamiento en el punto de fluencia (%) a los 8 años de la colocación para los polietilenos de alta y media densidad. El punto de fluencia no es perceptible en los polietilenos de baja y muy baja densidad.

3.5. RESISTENCIA DE LA SOLDADURA

Por las características especiales de su escaso espesor las uniones entre láminas de PEBD se han realizado con poli(cloruro de vinilo) autoadhesivo. En los otros casos se ha procedido a la mencionada unión entre paños por los métodos tradicionales, es decir, vía térmica. En la totalidad de las soldaduras ensayadas, la resistencia determinada por el procedimiento de tracción ha conducido a resultados correctos, rompiendo las muestras en el borde o



FIGURA 3. Balsa de Plá Mateos (Alicante) cuya impermeabilización se realizó con polietileno de baja densidad.

Balsa (Material)	Característica	Tiempo de instalación, años									
		0		3		5		6		8	
		L*	T	L	T	L	T	L	T	L	T
Los Cabezos (PEAD)	Resistencia a la tracción, MPa	36,0	31,0	28,0	23,0	31,3	28,5	27,6	29,8	32,3	31,4
	Alargamiento, %	923	705	869	690	808	646	743	601	747	794
El Cerrillo del Libro (PEMBD)	Resistencia a la tracción, MPa	43,3	40,6	37,2	32,5	34,6	34,4	32,3	31,8	32,8	30,2
	Alargamiento, %	756	837	744	892	888	894	824	874	756	895
Plá Mateos (PEBD)	Resistencia a la tracción, MPa	25,5	26,5	21,9	19,6	25,7	15,6	16,4	14,7	16,9	14,5
	Alargamiento, %	484	646	466	590	441	537	404	481	312	586
El Saltadero (PEMD)	Resistencia a la tracción, MPa	24,6	23,3	22,8	19,7	23,1	21,6	20,7	20,2	21,9	21,7
	Alargamiento, %	747	717	688	660	738	649	708	660	718	664

TABLA 4. Evolución de la resistencia a la tracción y alargamiento en rotura en función del tiempo. (*) L representa sentido longitudinal y T transversal.

Balsa (Material)	Característica	Tiempo de instalación, años									
		0		3		5		6		8	
		L*	T	L	T	L	T	L	T	L	T
Los Cabezos (PEAD)	Esfuerzo en el punto de fluencia, MPa	22,0	23,0	22,1	23,0	24,2	23,1	27,6	27,1	23,4	22,8
	Alargamiento en el punto de fluencia, %	13	14	15	14	13	14	13	13	14	14
El Saltadero (PEMD)	Esfuerzo en el punto de fluencia, MPa	9,9	9,9	10,8	10,5	11,3	10,9	10,1	10,4	11,0	10,6
	Alargamiento en el punto de fluencia, %	20	19	18	19	18	20	25	22	61	73

TABLA 5. Evolución del esfuerzo y el alargamiento en el punto de fluencia. (*) L representa sentido longitudinal y T transversal.

Balsa (Material)	Tiempo de instalación, años			
	3	5	6	8
Los Cabezos (PEAD)	1293	1450	1453	1440
El Saltadero (PEMD)	890	865	857	800
El Cerrillo del Libro (PEMBD)	807	–	743	–

TABLA 6. Resistencia de la soldadura por tracción (N/50 mm).

en las proximidades de la soldadura, pero fuera de la unión propiamente dicha (Tabla 6). Cuando el ensayo se realiza por el método de pelado es, asimismo, el PEAD, el que conduce a mejores resultados.

3.6. NEGRO DE HUMO

El contenido en negro de humo ha sido correcto ya que, en todos los casos, estaba comprendido entre el 2 y el 3%. La figura 4 muestra la dispersión del negro de humo de las poliolefinas estudiadas cuya asignación en todos los casos fue inferior a 3, donde cuanto más bajo es el guarismo, mejor es la citada dispersión.

3.7. MICROSCOPIA ÓPTICA DE REFLEXIÓN Y ELECTRÓNICA DE BARRIDO

La evaluación microscópica de las geomembranas de polietileno se ha efectuado en las condiciones experimentales indicadas en la bibliografía (18-20). Las microfotografías de la observación por microscopia óptica de reflexión (MOR) se han tomado a aumentos de (40x) y (60x) con objeto de ver sus texturas y morfología. La figura 5 representa la cara externa a 60 aumentos de las distintas geomembranas a los ocho años de colocadas en obra. Asimismo, se ha comprobado el estado de las citadas geomembranas a los ocho años de instaladas por microscopia electrónica de barrido o “scanner” a (90x) y (900x) aumentos. La figura 6 muestra el aspecto de los materiales en su cara externa a 900 aumentos.

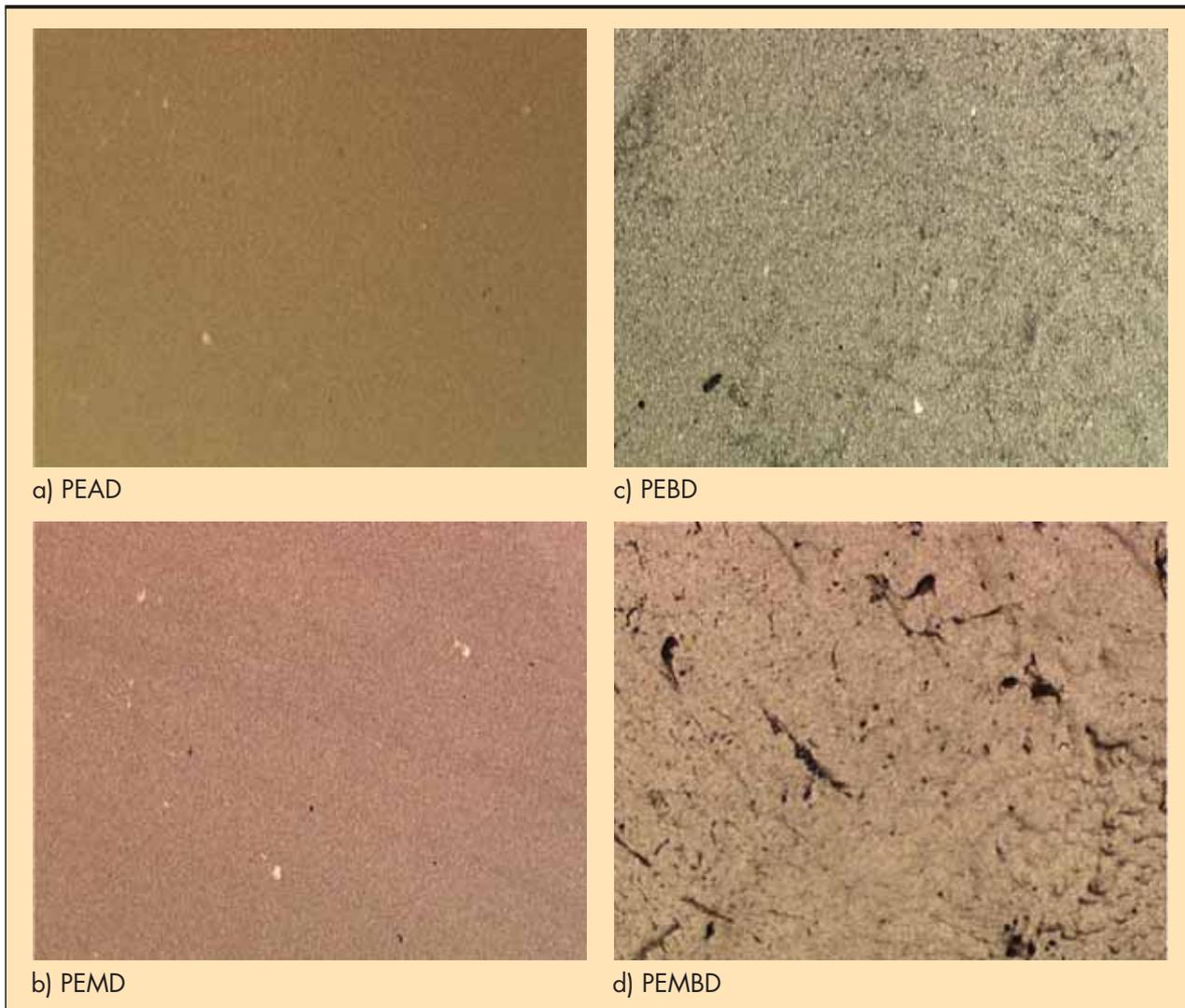


FIGURA 4. Dispersión del negro de humo.

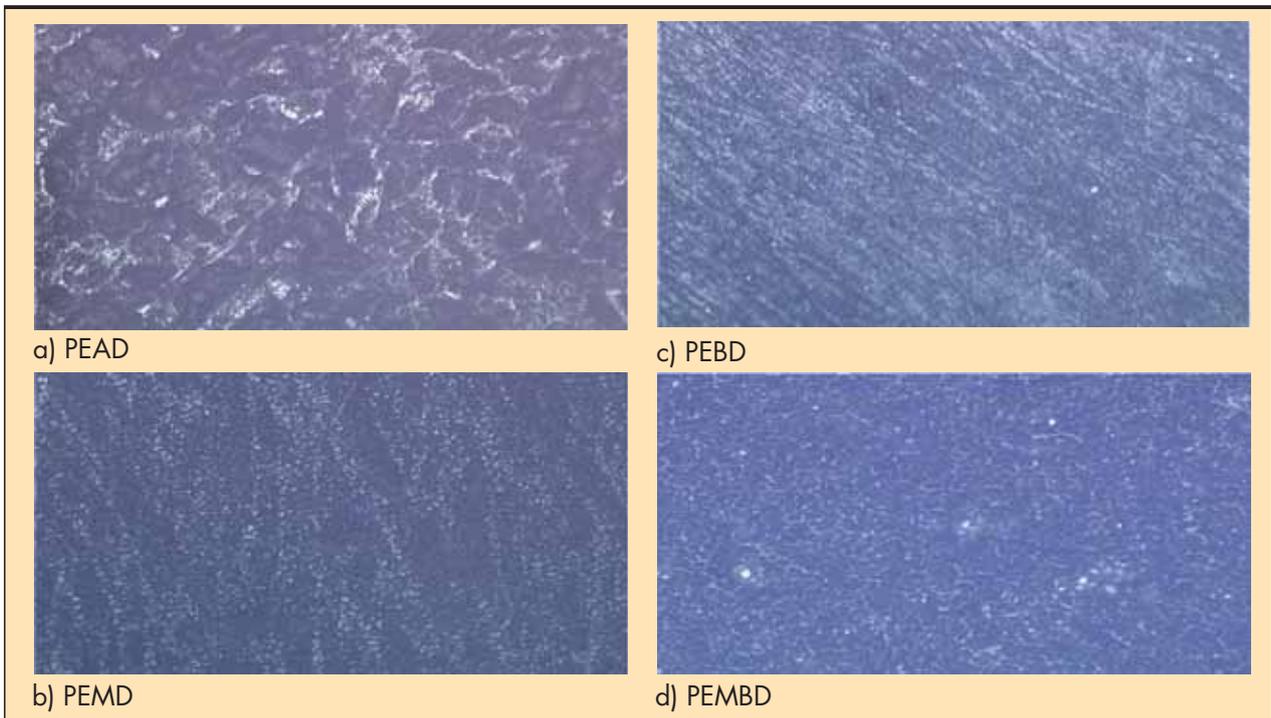


FIGURA 5. Microfotografías (x60) de la cara externa de las geomembranas de polietileno a los ocho años de su instalación por microscopía óptica de reflexión.

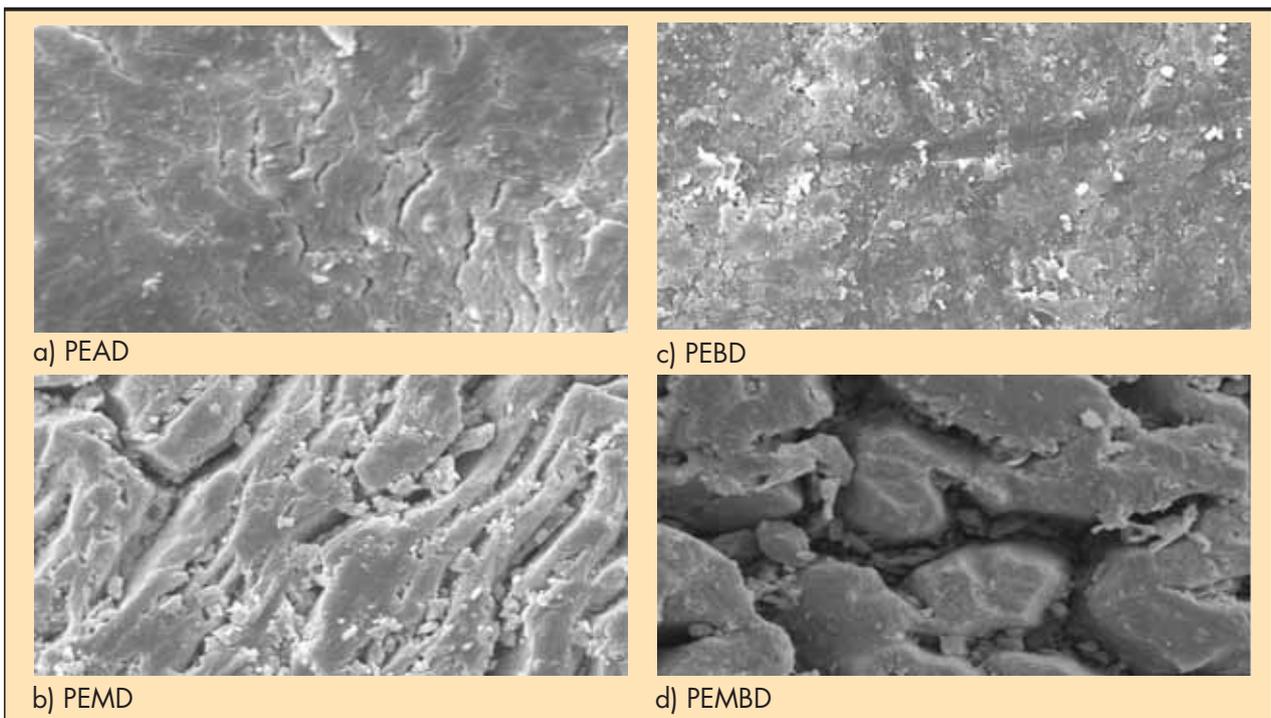


FIGURA 6. Microfotografías (x900) de la cara externa de las geomembranas de polietileno a los ocho años de su instalación por microscopía electrónica de barrido.

4. CONCLUSIONES

1. Los valores de la resistencia al desgarro al cabo de los ocho años de colocadas las láminas en las balsas no han experimentado cambios notables, si bien en los polietilenos de alta y media densidad se han incrementado ligeramente al tiempo que disminuían en los de baja y muy baja densidad.
2. La resistencia a la tracción y el alargamiento en rotura no han variado considerablemente a lo largo de los ocho años de su puesta en obra, se denota, generalmente, una cierta dis-

minución. En el caso de los polietilenos de alta y media densidad, por tener un punto de fluencia bien definido se ha determinado el esfuerzo y el alargamiento en dicho punto, destacando el notable incremento del alargamiento en el PEMD.

3. Las muestras de geomembranas extraídas a lo largo de los ocho años que llevan instaladas, han conducido a resultados correctos al efectuar la prueba de doblado a bajas temperaturas (-75°C), ya que no se han detectado roturas, agrietamientos u otros síntomas de deterioro en la zona de la flexión.
4. La prueba de resistencia mecánica a la percusión o impacto dinámico ha sido superada por las muestras, pues tras lanzar el percutor de 0,5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12,7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm, la lámina no sufre perforación en la zona de impacto, como se comprobó al realizar una posterior prueba de estanquidad. No superó la prueba la barrera geosintética de PEBD como consecuencia de su pequeño espesor; no obstante el problema para su empleo en este campo de la Tecnología no es tan grave por que su uso es siempre bajo tierra.
5. La resistencia al punzonamiento o impacto estático presenta unos datos de carga bastante elevados. Pero, lo que determina el buen estado del material es el recorrido del punzón antes de perforar siendo el polietileno de muy baja densidad el de mejor comportamiento; en el extremo opuesto se encuentra el polietileno de alta densidad. Los valores elevados del recorrido en el PEMBD lo hacen muy útil para su empleo sobre taludes o soleras cuya compactación no es la idónea.
6. Al llevar a cabo la resistencia de la soldadura por tracción, la totalidad de las probetas rompen en las proximidades o en el borde de la unión, pero fuera de la soldadura propiamente dicha. Los valores más altos son los alcanzados por el PEAD, seguido del PEMD y, por último, el PEMBD. Los resultados numéricos obtenidos son muy altos tanto en tracción como en pelado. Quizás sea el polietileno de alta densidad la geomembrana que alcanza los valores más elevados.
7. En la totalidad de los polietilenos considerados el contenido en negro de carbono ha sido el adecuado. Las fotografías obtenidas en el ensayo para determinar la dispersión del citado aditivo indican que esa dispersión es correcta en todos los casos, pues se les asignó valores inferiores a 3 en la escala 1-7, donde cuanto más bajo sea ese guarismo, mejor es su dispersión.
8. La microscopía óptica de reflexión muestra un buen comportamiento a lo largo de estos ocho años de uso de los distintos tipos de polietileno. La microscopía electrónica de barrido presenta un buen estado de conservación en el caso del PEBD, como consecuencia de su utilización enterrada, fuera del alcance de las radiaciones solares y otros fenómenos de la intemperie. Esta técnica detecta en el resto de las geomembranas un deterioro superficial, fundamentalmente, por la cara en contacto con las radiaciones ultravioleta, siendo más notables las alteraciones en el PEMBD.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. BLANCO, M.-*Geomembranas: constitución, características, seguimiento y normativa*. Curso sobre Proyecto, ejecución y explotación de balsas de materiales sueltos para riego. Universidad Miguel Hernández. Elche (Alicante) (2004).
2. International Commission on Large Dams. *Watertight Geomembranes for Dams. State of the Art*, Bulletin ICOLD N° 78 Paris. (1991).
3. BLANCO, M. y AGUIAR, E. *Geomembranas sintéticas a base de polietileno de alta densidad utilizadas en la impermeabilización de embalses. Seguimiento de obras en las islas Canarias*. Ing. Civil 109, 49-59. (1998).
4. BLANCO, M.; GUERRA, E. ROMERO, A. SORIANO, J. y ZARAGOZA, G. - *Evolución de geomembranas sintéticas a base de PVC-P, HDPE y EPDM en la impermeabilización de embalses*. Rev. Plast. Modernos 90 (590), 154-162 (2005).
5. BLANCO, M. - *Experiencia española en el empleo de geomembranas en la impermeabilización de balsas*. III Seminario Portugués sobre geosintéticos. Coimbra (Portugal), noviembre (2009).
6. LEIRO, A.; BLANCO, M. y ZARAGOZA, G. *Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs*. Geosynthetics 7th ICG, 979-982. Delmas, Gourc & Girard eds. Editorial Balkema pp. 979-982. Rotterdam (Holanda). (2002).
7. BLANCO, M.; ZARAGOZA, G. y AGUIAR, E.- *El seguimiento de geomembranas sintéticas como factor que contribuye a la seguridad y durabilidad de la impermeabilización de embalses*. Ing. Civil, 129, 53-70 (2003).
8. BLANCO, M.; ZARAGOZA, G.; AGUIAR, E.; SORIANO, J.; GONZÁLEZ J. M. y GARCÍA, F. "Materiales sintéticos para impermeabilización de presas y embalses". Proc. II Congreso Nacional de Historia de las Presas. Burgos, octubre (2005).
9. BLANCO, M.; AGUIAR, E.; CEA, J. C. de; CASTILLO, F.; SORIANO, J. y GARCÍA, F.- *Comportamiento de geomembranas de polietileno de alta densidad (PEAD) utilizadas en la impermeabilización de balsas*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 417-430. Palma de Mallorca. (2008).
10. BLANCO, M.; AGUIAR, E.; CEA, J. C. de; CASTILLO, F. y SORIANO, J.- Estado de las geomembranas sintéticas de polietileno de alta densidad (PEAD) a los siete años de su instalación en balsas. Ing. Civil, 151, 49-60 (2008).
11. KOERNER, R. M. - *Designing with Geomembranes*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA, 292, 4th edition. (1999).
12. HSUAN, Y. G. y KOERNER, R. M. - *Long term durability of HDPE geomembrane: Part I-depletion of antioxidant*. GRI Report 16, 36p. (1995).
13. ROWE, R. K. y SANGAM, H.P.- *Durability of HDPE geomembranes*. Geotextiles and Geomembranes 20, 77-95. (2002).
14. HSUAN, Y. G. y KOERNER, R. M. - *Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 532-541. (1998).
15. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. *Manual de diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas* (en prensa) (2010).
16. BLANCO, M. *Geomembranas*. I Simposio nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas. Sevilla. (2005).
17. BLANCO, M.; CUEVAS, A.; CASTILLO, F. y AGUIAR, E.- *Puesta a punto de una nueva metodología experimental para la determinación de la resistencia a la perforación de geomembranas sintéticas*. Ing. Civil 103, 65-69 (1996).
18. BLANCO, M.; SORIANO, J. ; AGUIAR, E. y ZARAGOZA, G. *Análisis microscópico de geomembranas sintéticas utilizadas en la impermeabilización de embalses*. Ing. Civil 127, 51-59. (2002).
19. SORIANO, J.; BLANCO, M.; BURGOS, J.; AGUIAR, E.; ZARAGOZA, G. y GARCÍA, M. A.- *Las microscopías óptica de reflexión y electrónica de barrido como técnicas avanzadas en el conocimiento del estado de las geomembranas sintéticas*. I Simposio nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas. Sevilla. (2005).
20. SORIANO, J.; BLANCO, M.; AGUIAR, E. y CEA, J. C. de. *Las técnicas de microscopía óptica de reflexión y electrónica de barrido en el conocimiento del estado de las geomembranas sintéticas*. Ing. Civil, 143, 17-22 (2006).

Deconstrucción de la cubierta de asbesto-cemento del Mercado Central de Abastos de Alicante. Dificultades en la aplicación práctica del RD 396/2006 (trabajos con riesgo de exposición al amianto)

CÉSAR DANIEL SIRVENT PÉREZ (*)

RESUMEN El proyecto y las obras que a continuación se describen tratan principalmente sobre la deconstrucción de la cubierta actual de asbesto-cemento del Mercado Central de Abastos de Alicante para proceder a su sustitución por otra de escamas romboidales de zinc, semejante a la original que se ejecutó en 1921 cuando entró en servicio el edificio. Estas obras eran necesarias para evitar las causas (y también las consecuencias) que generan la aparición de filtraciones de agua de lluvia, tal y como quedó descrito en un informe previo que se realizó en 2006, redactado también por el técnico abajo firmante. El artículo muestra las dificultades que representa la aplicación práctica del RD 396/2006 (disposiciones mínimas de seguridad y salud aplicables a los trabajos con riesgo de exposición al amianto) en un caso concreto de una cierta complejidad como es éste, especialmente en aspectos como el económico (incremento de costes), el técnico (aumento de la dificultad de ejecución), y la duración total de la obra (ampliación del plazo total por interferencias con otros oficios).

DECONSTRUCTION OF THE ASBESTOS CEMENT ROOF OF THE CENTRAL MARKET IN ALICANTE. DIFFICULTIES IN THE PRACTICAL APPLICATION OF RD 396/2006 (WORKS WITH RISK OF EXPOSURE TO ASBESTOS)

ABSTRACT *The project and the works described below mainly deal with the deconstruction of the current asbestos-cement roof of the Central Market in Alicante in order to replace it with another roof of zinc diamond scales, similar to the original which was implemented in 1921 when the building went into service.*

These works were necessary to avoid the causes (and consequences) that generate the appearance of rainwater infiltration, as was described in an earlier report that was done in 2006, also drafted by the undersigned technician.

The article shows the difficulty of the practical application of RD 396/2006 (minimum health and safety requirements for works with risk of exposure to asbestos) in a case of a certain complexity such as this, especially in areas such as economic (rising costs), technical (increasing difficulty of implementation), and the total duration of the work (total time extension due to interference with other trades).

Palabras clave: Asbesto-cemento, Fibrocemento, Amianto, Crisotilo, Deconstrucción de cubierta, Zinc.

Keywords: Asbestos-cement, Cement, Asbestos, Chrysotile, Roof deconstruction, Zinc.

1. INTRODUCCIÓN

El Mercado Central de Abastos de Alicante (figs. 1 y 2), edificio que data de 1921 y que fue parcialmente destruido tras un cruento y poco divulgado bombardeo durante la Guerra Civil española (25 mayo 1938) [10], presentaba un cuadro patológico que incluía, entre otras lesiones, una serie de goteras que se manifestaban de forma sistemática cada vez que se producían lluvias en la ciudad.

En junio de 2006, y a instancias del Ayuntamiento, se realizó un exhaustivo estudio técnico sobre el estado de la cubierta [13] que incluyó la inspección “in situ” de la totalidad de los elementos integrantes de la misma a cargo de un equipo de especialistas en Trabajos Verticales. En este documento se catalogaban y describían los daños detectados, se analizaban las causas y, por último, se establecían unas propuestas de actuación para subsanar las lesiones halladas.

Como consecuencia de este estudio, se llega a la conclusión que, técnicamente, la solución más viable pasa por la supresión de la cubierta existente, acabada en placas de asbesto-cemento, para proceder a la ejecución de una nueva cubierta que permita ofrecer unas determinadas garantías de durabilidad e impermeabilidad.

(*) Arquitecto y Arquitecto Técnico / Depto. Construcciones Arquitectónicas Univ. Alicante.



FIGURA 1. Mercado Central de Abastos (Alicante).



FIGURA 2. Puesto de venta (fotografía de finales de los '60).

2. ANTECEDENTES

2.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CUBIERTA

Desde el momento de su apertura, en 1921, el edificio del Mercado Central ha sufrido dos profundas transformaciones; la primera, en 1938, tras el brutal bombardeo en el transcurso de la Guerra Civil española, y la segunda, en 1987, cuando se emprendió una profunda reforma del edificio que afectó a la práctica totalidad de sus elementos constructivos y funcionales [12].

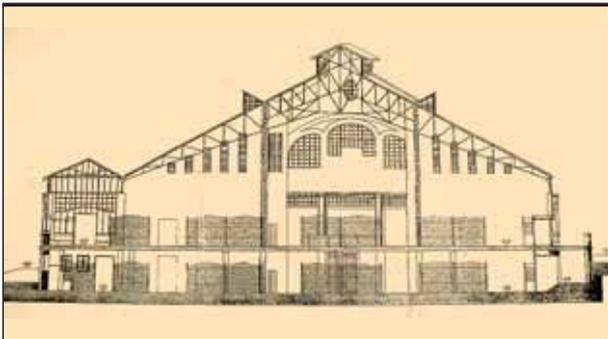


FIGURA 3. Sección transversal (proyecto de 1987).

La cubierta se sustenta mediante un sistema combinado de pilares metálicos empresillados (interiores), pilastras de ladrillo (fachadas Este y Oeste), y muros de carga (fachadas Norte y Sur), sobre los que apoyan cerchas metálicas de grandes luces, colocadas en dos direcciones ortogonales. Sobre éstas, descansan perfiles metálicos que sirven de base a la subestructura de listones de madera y listoncillos, a los cuales se clavan directamente las placas de asbesto-cemento que conforman el acabado exterior de la cubierta (fig. 3).

A grandes rasgos, podemos asociar a cada función concreta dentro del sistema de cubierta un material predominante; de esta forma tenemos que:

- El *acero* es utilizado para la estructura resistente principal (soportes, cerchas y correas de apoyo) (figs. 4 y 5).
- La *madera* se emplea fundamentalmente para la subestructura (listones y listoncillos de apoyo) (fig. 5).
- El *asbesto-cemento*, junto con el zinc es el principal material de acabado.

El material de acabado lo conforman placas de diferentes formatos y materiales, en función de su ubicación:

- Planos inclinados: cuadrados de asbesto-cem. 6 mm.
- Cúpula: cuadrados de asbesto-cemento 3 mm.
- Linterna de la cúpula: zinc en escamas romboidales.



FIGURA 4. Visión parcial de la cara interior de la cubierta (fotografía realizada durante los trabajos de inspección "in situ" para la redacción del informe de lesiones de 2006).



FIGURA 5. Detalle de la subestructura: correas metálicas, listones de madera, listoncillos de apoyo, y acabado de placas de asbesto-cemento.



FIGURA 6. Placas de asbesto-cemento en cúpula. A la izquierda se aprecia la capa adicional de impermeabilización.

2.2. DAÑOS Y LESIONES DE LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA

Como consecuencia de un estudio técnico llevado a cabo en 2006 (fig. 4), se identificó los diferentes elementos que componen el sistema de cubierta, y se detectaron una serie de daños y deficiencias en estos elementos [13].

El acero presenta un estado relativamente aceptable, si bien en diversos puntos ha comenzado un proceso de corrosión, que se manifiesta en forma de picaduras superficiales (los perfiles no han perdido sección resistente).

En cuanto a la madera, en la actualidad no hay muchos elementos dañados, pero se ha detectado la presencia de algún elemento puntual que ha quedado inservible debido a la rotura del mismo, o bien, porque comienza a manifestar síntomas de pudrición.

Por último, el principal problema que presenta la capa de acabado es el de filtraciones en diversos puntos. En la actualidad, una gran superficie de las placas cuadradas de asbesto-cemento (a excepción de la zona Oeste de la cúpula) han recibido varias capas suplementarias de impermeabilizante a base de pintura al clorocaucho con malla de fibra de vidrio (fig. 6).

3. NORMATIVA

3.1. EL R.D. 396/2006 (EXPOSICIÓN AL AMIANTO)

El R.D. 396/2006, de 31 de marzo [1], establece las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la protección de los trabajadores contra los riesgos derivados de la exposición al amianto durante el trabajo, así como la prevención de tales riesgos.

En su Artículo 3, *ámbito de aplicación*, se define que “este real decreto es aplicable a las operaciones en las que los trabajadores estén expuestos a fibras de amianto”, y en concreto a los “trabajos de desmantelamiento de elementos donde exista amianto o materiales que lo contengan”; posteriormente demostraremos que es nuestro caso.

Las prescripciones que contiene este Real Decreto implicarán la adopción de disposiciones que afectarán en gran medida a la organización y desarrollo de los trabajos; en concreto, los puntos que más afectarán a la redacción de un planning de obra en el que intervengan los distintos oficios serán los siguientes:

- Inscripción en el RERA (Art. 17). *Todas las empresas que vayan a realizar actividades u operaciones incluidas en el ámbito del RD, tienen la obligación de inscri-*

birse en el Registro de Empresas con Riesgo de Amianto (RERA), lo cual limita bastante el número de empresas que podrán optar a ejecutar los trabajos.

- Equipos de protección individual (Art. 8). *“La utilización de los equipos de protección individual de las vías respiratorias no podrá ser permanente, y su tiempo de utilización, para cada trabajador, [...] en ningún caso puede superar las 4 horas diarias”.* Este artículo nos limita bastante el rendimiento de la obra, puesto que todo el proceso de sustitución de la cubierta comienza por la retirada de las placas existentes de asbesto-cemento.
- Medidas organizativas (Art. 7). El apartado d)-2º indica que *“los lugares donde dichas actividades se realicen [...] no pueden ser accesibles a otras personas ajenas a los trabajos”.* Este apartado nos obliga a crear diversos turnos de trabajo en una misma zona para que no coincidan simultáneamente en el tiempo los operarios que retiran las placas de asbesto-cemento y el resto de trabajadores pertenecientes a otros oficios.
- Medidas de prevención (Art. 6). En el apartado a) se puede leer que *“los procedimientos de trabajo deberán concebirse de tal forma que no produzcan fibras de amianto o, si ello resultara imposible, que no haya dispersión de fibras de amianto en el aire”.* Esta prescripción obligará a la adopción de medidas que complicarán bastante la ejecución de los trabajos, como comprobaremos en apartados posteriores.

3.2. EL AMIANTO/ASBESTO

Aunque popularmente se consideran sinónimos, la Real Academia diferencia entre asbesto y amianto; en concreto, define al *asbesto* como un “*mineral de composición y caracteres semejantes a los del amianto, pero de fibras duras y rígidas que pueden compararse con el cristal hilado*”.

El término “*amianto*” designa a una serie de minerales fibrosos constituidos por silicatos fibrosos de hierro, aluminio, magnesio y calcio entre otros, de acuerdo con la identificación admitida internacionalmente del registro de sustancias químicas del *Chemical Abstract Service* (CAS). Hay dos tipos principales de asbesto: el crisotilo y los anfíboles.

El *crisotilo* (amianto blanco, nº 12001-29-5 del CAS) es un silicato de magnesio hidratado (40% Si, 38% Mg, 2% Fe), de color blanco o verduzco, con fibras que se presentan en vetas múltiples verticales (figs. 7 y 8). Es el tipo de asbesto más utilizado, con más del 95% de la producción mundial.

El principal riesgo asociado al amianto es el de inhalación vía respiratoria de las microscópicas fibras que lo constituyen, lo que exige una especial precaución en aquellas actividades que conllevan la generación de partículas fibrosas al ambiente. Las dos principales afecciones que se desarrollan por exposición al amianto son el mesotelioma maligno (pleural o peritoneal), y la asbestosis (fibrosis pulmonar).

3.3. PRUEBAS DE CARACTERIZACIÓN REALIZADAS

Tal y como hemos descrito, en la cubierta del Mercado Central podemos encontrar fundamentalmente dos tipos de placas cuadradas similares, con espesores de 3 mm en el caso de la cúpula, y 6 mm en los planos inclinados.

Con la finalidad de caracterizar de forma inequívoca el material componente de estas placas, obtuvimos dos muestras correspondientes a cada uno de los tipos (espesores de 3 mm y 6 mm), y las trasladamos al Laboratorio de Materiales del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la



FIGURA 7. Crisotilo (microfotografía de una muestra de la cubierta del Mercado Central, correspondiente a una placa cuadrada de espesor 3 mm).



FIGURA 8. Crisotilo (microfotografía de una muestra de la cubierta del Mercado Central, correspondiente a una placa cuadrada de espesor 6 mm).

Universidad de Alicante, donde procedimos a su análisis mediante microscopía óptica.

Una vez realizada su evaluación, se detecta la presencia de crisotilo (amianto blanco) tanto en las placas de 3 mm como en las de 6 mm (figs. 7 y 8). Este dato nos confirma que los trabajos relativos a la retirada de las placas de cubierta, en cuya composición demostramos que figura el amianto, deberán estar sometidos al RD 396/06, por lo que las prescripciones contenidas en él nos serán de aplicación.

4. DATOS TEÓRICOS. (PROYECTO Y ORGANIZACIÓN DE LA OBRA)

4.1. INVESTIGACIÓN HISTÓRICA

Como fase previa a la redacción del Proyecto de *Sustitución integral de la cubierta*, acudimos a la Memoria del proyecto original (redactado en 1914 por el Arquitecto Municipal, sr. Fajardo, junto con el Ingeniero sr. Lafarga), con la finalidad de averiguar los materiales y sistemas que se emplearon en aquella primera construcción.

En unos fragmentos de la Memoria Descriptiva [11], encontramos una primera reseña donde las diferentes partes de la cubierta aparecen descritas del siguiente modo:

“Las naves principales [...]. Sobre los cuchillos se colocarán las correas y sobre ellas el palastro ondulado y galvanizado que constituye la cubierta. La cubierta de la rotonda y linterna se proyecta de zinc en escamas romboidales.”

Más adelante, en la segunda parte de la memoria, *Cálculo de los elementos del Mercado*, se matiza y aclara esta afirmación: *“Proponemos el empleo del palastro ondulado y galvanizado para las cubiertas planas o de forma cilíndrica, y el zinc en rombos para las superficies restantes”.*

No obstante, el vaciado de información realizado en el Archivo Histórico Municipal permitió encontrar una serie de fotografías y postales de la época (fig. 9), en las que no parece apreciarse el palastro ondulado, y en cambio se observa que toda la superficie de la cubierta del Mercado se encuentra acabada con escamas romboidales de zinc.

Con estos datos, y bajo el criterio fundamental de restablecer la imagen original del edificio que mostraban esas postales, proyectamos una cubierta acabada en escamas romboidales de zinc (fig. 10), utilizando materiales y técnicas actuales que nos garantizan la impermeabilidad y durabilidad adecuadas, pero respetando esta imagen original que muestran las fotografías.



FIGURA 9. Postal hallada en el Archivo Municipal (sin datar).



FIGURA 10. Fotografía realizada tras la finalización de las obras (marzo 2010).

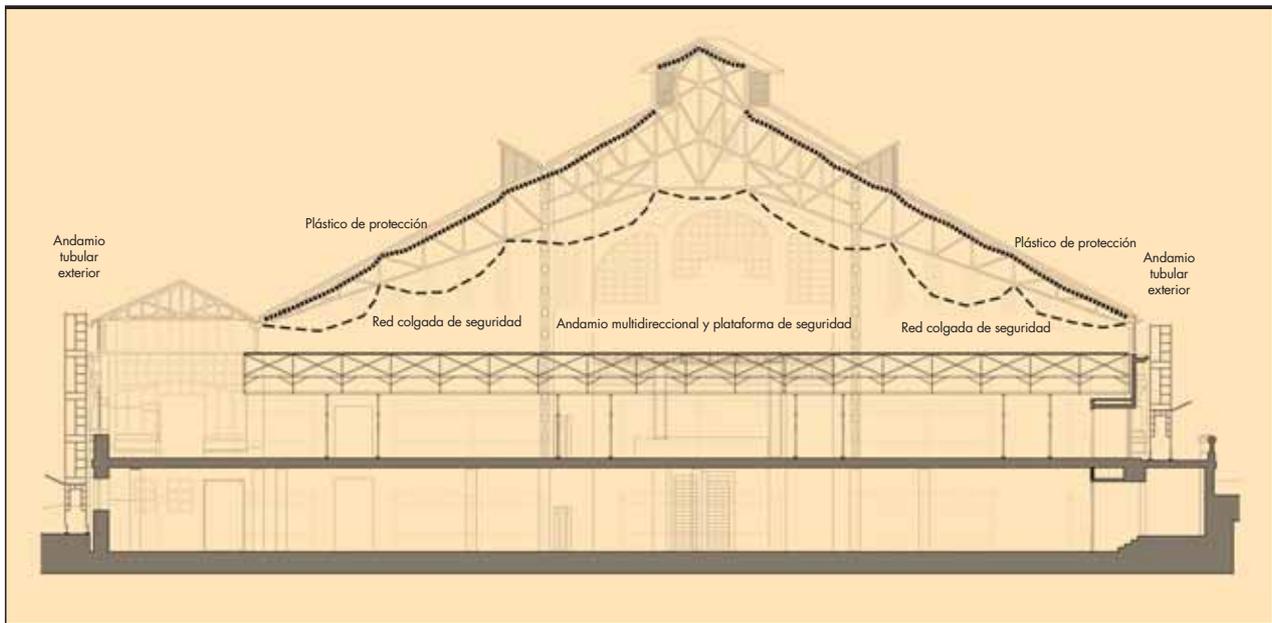


FIGURA 11. Sección del Proyecto de Deconstrucción (2007).

4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

La intervención que se plantea en el edificio del Mercado Central [14] comprende básicamente los trabajos conducentes a la retirada de la actual capa de acabado compuesta por placas de asbesto-cemento, tratamiento de la estructura de acero y subestructura de madera, y colocación de una nueva capa de acabado con piezas de zinc.

Asimismo, incluye la colocación de todo tipo de andamios interiores y exteriores, líneas de vida y protecciones temporales para garantizar la ejecución de los trabajos en condiciones de seguridad (fig. 11). Las partidas de obra más significativas son las siguientes:

- Red de seguridad anticaídas (2.850 m²).

Anclada al cordón inferior de las cerchas metálicas, posee una doble misión: formar una primera barrera de protección ante el posible desprendimiento de grandes trozos de material, y retener una eventual caída al vacío de los operarios que trabajen sobre la cubierta.

- Doble membrana plástica de protección (3.010 m²).

Fijadas al cordón superior de la cercha, la primera lona de plástico 800 galgas se utilizará como capa impermeable de protección en caso de lluvia y servirá de soporte a la segunda membrana, compuesta por plástico fino, que será utilizada para recoger y encapsular el polvo de amianto que se haya podido generar al dismantelar las placas de amianto-cemento.

- Retirada de las placas de asbesto-cemento (3.475 m²).

Se procederá al desmontaje y posterior encapsulado de las placas de asbesto-cemento, mediante la rotura del anclaje al soporte para tratar de evitar la rotura de piezas y limitar la generación y dispersión de fibras de amianto en el ambiente.

- Limpieza y tratamiento estructura de acero (1.515 m²).

Incluye dos fases consecutivas: limpieza y lijado de la estructura metálica para eliminar el óxido, y aplicación de un tratamiento de protección bicapa, consistente en

una imprimación anticorrosiva y en un acabado con esmalte satinado.

- Sustitución y pintura subestructura de madera (2.780 m²).

Estos trabajos contemplan la sustitución de las piezas dañadas por otras de sección similar, y la aplicación de un tratamiento que incluye la eliminación de las capas viejas de pintura mal adheridas y la pintura con un esmalte sintético.

- Acabado con escamas romboidales de zinc (3.475 m²).

El sistema de acabado de la cubierta incluye las siguientes capas: soporte de tablero contrachapado fenólico hidrófugo, membrana de polietileno separadora, y acabado con elementos romboidales de zinc.

4.3. PLANNING INICIAL DE TRABAJO

Las exigencias que se desprenden de la aplicación del RD 396/2006, junto con la necesidad de proteger de los fenómenos meteorológicos los bienes materiales del interior del recinto, obligan a una cuidadosa planificación de la intervención de cada uno de los oficios que van a ejecutar materialmente todas y cada una de las partidas contenidas en el Proyecto.

A estas prescripciones, se añade un último condicionante: la exigencia de mantener abiertas al público las instalaciones del Mercado durante la ejecución de las obras.

De la suma de todas estas premisas de partida surge el siguiente procedimiento o planning de obra [14]:

En una primera fase, se comienza por la instalación de las protecciones de forma simultánea en el exterior (andamios tubulares perimetrales) y en el interior del edificio (andamio multidireccional formando una plataforma continua de seguridad (fig. 12), y redes anticaídas ancladas a las cerchas). Estos trabajos se deberían efectuar fuera del horario comercial del Mercado, para no interferir con el normal funcionamiento del mismo.

Una vez montadas todas las protecciones, se colocaría bajo la cubierta y sobre la red anticaídas las dos membranas plásticas de protección, y entonces podrían comenzar los trabajos

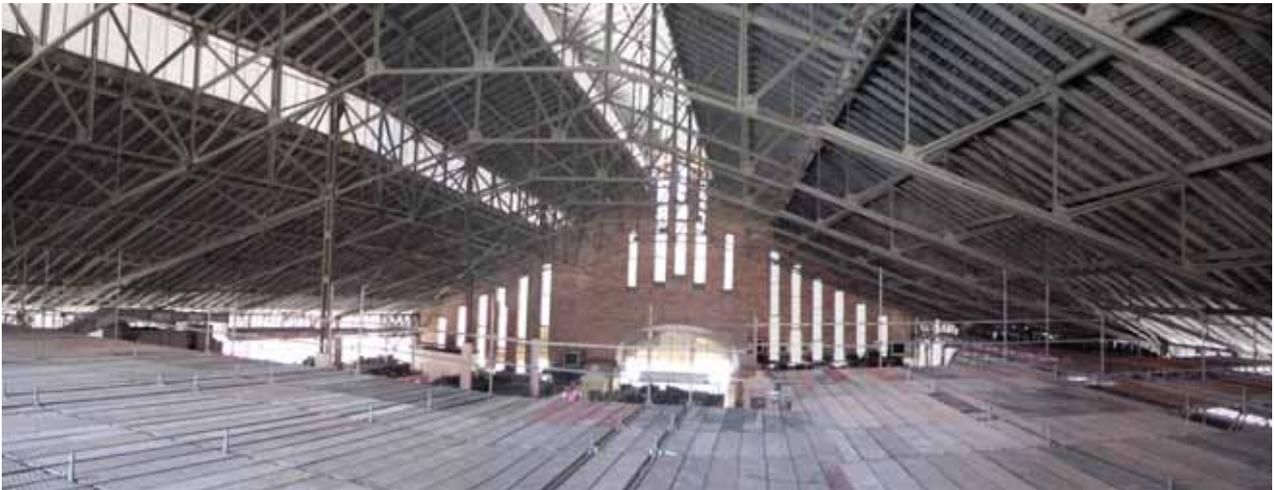


FIGURA 12. Montaje del andamio multidireccional interior y la plataforma de seguridad sobre los puestos de venta (marzo 2009).

de retirada de las placas de fibrocemento por los técnicos especializados en el manejo de amianto [2]. Este trabajo se realizará en coordinación con otros tres equipos:

- Limpieza y protección de las cerchas de acero
- Tratamiento de la madera de la subestructura
- Colocación de la nueva cubierta de zinc

Para evitar interferencias entre operarios del amianto y el resto de oficios, y con la finalidad de evitar la apertura de grandes paños durante un periodo prolongado de tiempo, se plantea el siguiente procedimiento:

- Durante la jornada de tarde, con las instalaciones del Mercado cerradas, el equipo especialista en manejo de amianto retirará tan sólo los metros cuadrados de cubierta que necesiten los operarios de la madera y el acero para su jornada del día siguiente. Junto con las placas de asbesto-cemento, los operarios retirarán también el plástico superior, cuya misión es retener las fibras de amianto desprendidas para evitar su dispersión en el interior del recinto [3].
- La mañana de la jornada siguiente, los equipos de la madera y acero ejecutarán sus tareas en la zona abierta la tarde anterior, tratando de no interferirse entre ellos.
- Durante la siguiente jornada, el equipo del zinc colocará la nueva cubierta en los tramos ya reparados y saneados, con lo que las instalaciones interiores quedarían de nuevo protegidas de la intemperie [7-9].

5. PARTE EXPERIMENTAL. (EJECUCIÓN DE LA OBRA)

5.1. CAMBIOS EN EL PLANNING DE EJECUCIÓN

Una vez licitada la obra, y tras diversas entrevistas con las partes intervinientes (propiedad, empresa constructora y dirección facultativa), surgen los primeros cambios en el planning inicial propuesto en proyecto.

El primer problema que surgió durante la ejecución de los trabajos fue la imposibilidad de coordinar los rendimientos de tres equipos de oficios diferentes (retirada de amianto, tratamiento de la subestructura, colocación de nueva cubierta de zinc), para que todos trabajaran simultáneamente en una pequeña porción de la cubierta y así evitar la exposición de grandes paños a la intemperie.



FIGURA 13. Operarios tratando la madera (en primer plano) y colocando la cubierta de zinc (al fondo), simultaneando sus tareas en una gran superficie donde ya se ha retirado el amianto.

Lo deseable desde el punto de vista técnico, hubiera sido que cada oficio estuviera en obra tan sólo las horas precisas para realizar su trabajo en una pequeña superficie de la cubierta, tal y como estaba previsto en el planning.

La realidad de la obra fue que este principio chocaba frontalmente con lo razonable desde el punto de vista de la economía, tanto para el propietario del edificio como para las empresas participantes (fig. 13).

Si el primer equipo, por ejemplo, tiene un rendimiento inferior al de los restantes, éstos deberán realizar jornadas de menos horas, lo que es antieconómico para estas empresas (al tener que pagar lo mismo a sus operarios por realizar menos trabajo), y para el propietario final (quien debe asumir este sobrecoste).

Si, por el contrario, el rendimiento es mayor, una superficie más grande de cubierta queda abierta y desprotegida, lo que supone un importante riesgo difícilmente asumible en caso de lluvias.

Otro de estos cambios en el planning afectó a lo relativo al Artículo 6 del RD 396/2006, "medidas técnicas generales de prevención". El proyecto contemplaba la colocación de dos membranas plásticas bajo la actual cubierta (capa impermeable +



FIGURA 14. Capa plástica bajo los listoncillos de apoyo, reteniendo trozos de asbesto-cemento no retirados por los sistemas de extracción.

capa de recogida y encapsulado de fibras de amianto desprendidas en caso de rotura de placas); no obstante, esta segunda capa presentaba el problema de su retirada, puesto que se trabajaba desde la parte superior de la cubierta, y su ubicación bajo los listoncillos de apoyo dificultaba mucho esta retirada.

Por este motivo, y una vez revisada la normativa, se decide prescindir de esta segunda membrana plástica, y utilizar el método prescrito en el apartado b) del citado Artículo 6: “*las fibras de amianto producidas se eliminarán, en las proximidades del foco emisor, preferentemente mediante su captación por sistemas de extracción [...]*”.

No obstante, la práctica demostró que, si bien este método podía ser apto para la eliminación de fibras, polvo y partículas de muy pequeño tamaño, el sistema no permitía la retirada de trozos de asbesto-cemento de tamaño pequeño y medio, que quedaban depositados sobre los plásticos o los perfiles metálicos de las cerchas (fig. 14).

Si bien esto no implica un riesgo sobre la salud de los trabajadores de otros oficios (puesto que las fibras sólo se desprenden en el momento de la rotura de las piezas), lo cierto es que obligó a la realización de mediciones de concentración de fibras adicionales, con resultados que veremos en el siguiente apartado.

Por otra parte, la cantidad de roturas en las placas de asbesto-cemento se incrementó de forma muy notable respecto a las previsiones iniciales, lo que acrecentó bastante este problema de deposición de trozos de asbesto-cemento de varios tamaños sobre la capa plástica impermeable, e incluso sobre elementos constructivos.

Esto fue debido principalmente a que las sucesivas capas de impermeabilización adicionales a base de pintura al clorocaucho terminaron por adherir las placas de asbesto-cemento unas con otras, lo que hizo prácticamente imposible retirarlas de forma individualizada mediante la rotura de su anclaje con el soporte, tal y como quedaba prescrito en proyecto (fig. 15).

5.2. CONTROL DE LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

Si bien el artículo 11.2.b) del RD 396/2006 indica que el fibrocemento no es un material friable, es decir, que no desprende fibras de amianto [5], el proceso de deconstrucción de la cubierta que hemos descrito anteriormente supuso un gran volumen de roturas de piezas, lo cual generaba polvo y elevaba el valor de exposición al amianto de los trabajadores que participaban en estas tareas.

Según el Artículo 4.1., “*los empresarios deberán asegurarse de que ningún trabajador está expuesto a una concentración de amianto en el aire superior al valor límite ambiental de ex-*



FIGURA 15. Placas de asbesto-cemento adheridas por la impermeabilización en la cúpula (izquierda), y nuevas escamas de zinc romboidales (derecha).

posición diaria (VLA-ED) de 0,1 fibras por centímetro cúbico, medidas como una media ponderada en el tiempo para un período de 8 horas diarias”.

Más adelante, en el Artículo 5, se cita: “*la evaluación de riesgos debe incluir la medición de la concentración de fibras de amianto en el aire del lugar de trabajo y su comparación con el valor límite establecido en el artículo 4.1.*”.

En previsión de una exposición superior al valor límite establecido en el Artículo 4.1., los operarios encargados de la deconstrucción de las placas de asbesto-cemento llevaban equipos de protección individual de las vías respiratorias, según prescripciones contenidas en el Artículo 8; no obstante, este no era el caso de otros equipos de trabajo que realizaban su labor en la misma zona, pero con un desfase de varios días para no coincidir con estas tareas que implican manipulación de amianto.

Tras comprobar la existencia de una gran cantidad de trozos de asbesto-cemento sobre la estructura metálica (fig. 16), y con la finalidad de detectar si estos operarios, ajenos a la manipulación del amianto, se encontraban expuestos a un elevado valor de fibras en el ambiente, se realizó una evaluación por un servicio de prevención ajeno, según el modelo “anexo IV” contenido en la normativa [1].

Como dato concreto, el análisis de recuento de fibras arrojó un valor de la exposición diaria correspondiente a 0,0041 fibras/cm³ (documento de fecha Julio de 2009), valor que se encuentra bastante por debajo del límite prescrito por el RD.



FIGURA 16. Trozos de asbesto-cemento no retirados por los sistemas de extracción, depositados sobre la estructura metálica.



FIGURA 17. Operario de Trabajos Verticales, realizando tareas de tratamiento de la subestructura de madera.



FIGURA 18. Operario de Trabajos Verticales, realizando tareas de tratamiento de la estructura de acero.

6. CONCLUSIONES

El RD 396/2006 contiene prescripciones muy claras para los trabajadores con riesgo de exposición al amianto, e incluso para las propias empresas, con lo que partimos de la hipótesis que los especialistas en estas tareas conocerán y aplicarán la normativa.

No obstante, el problema surge en obras en las que, además, intervengan simultáneamente en el espacio o en el tiempo otros oficios u otras empresas ajenas a la manipulación del amianto. En estos casos, debemos tratar por todos los medios de evitar esta simultaneidad por el riesgo que supone para la salud de estos otros operarios que por lo general no poseen ni la formación ni los equipos necesarios para protegerse de este riesgo. Además, el Artículo 7 d)-2º prohíbe explícitamente esta simultaneidad.

En cualquier caso, antes de permitir el acceso de otros operarios ajenos a los trabajos con el amianto a las zonas donde se ha producido la manipulación del mismo (*simultaneidad en el espacio pero no en el tiempo*) (fig. 17), se deberá realizar una evaluación y control del ambiente de trabajo, según las prescripciones contenidas en el Artículo 5 de la citada norma-

tiva, para garantizar que no se sobrepase el valor límite establecido en el Artículo 4.1.

El mismo procedimiento deberemos aplicar en los casos en que se produzca *la simultaneidad en el tiempo pero no en el espacio*; por ejemplo, el caso en que varios oficios coinciden en un mismo turno horario pero en distintos tajos o zonas de una misma obra (fig. 18).

Debemos indicar que este segundo caso es en principio peor que el anterior, puesto que, mientras se manipule el amianto incluyendo la rotura de placas, se genera un importante volumen de fibras que son fácilmente transportadas por el viento siempre que se trabaje a la intemperie, lo que supone que el área de afección es mayor.

Por último, indicar que la captación de fibras en las proximidades del foco emisor mediante sistemas de extracción son aptos para partículas muy diminutas, pero no eliminan trozos de tamaño pequeño y medio, por lo que se deberá tratar de evitar a toda costa la rotura de las piezas a deconstruir, o bien prever un sistema adicional de recogida de estos trozos (por ejemplo, encapsulado mediante plásticos), para evitar su deposición en cualquier elemento constructivo de la obra, o su manipulación por operarios ajenos a estas labores (fig. 19).

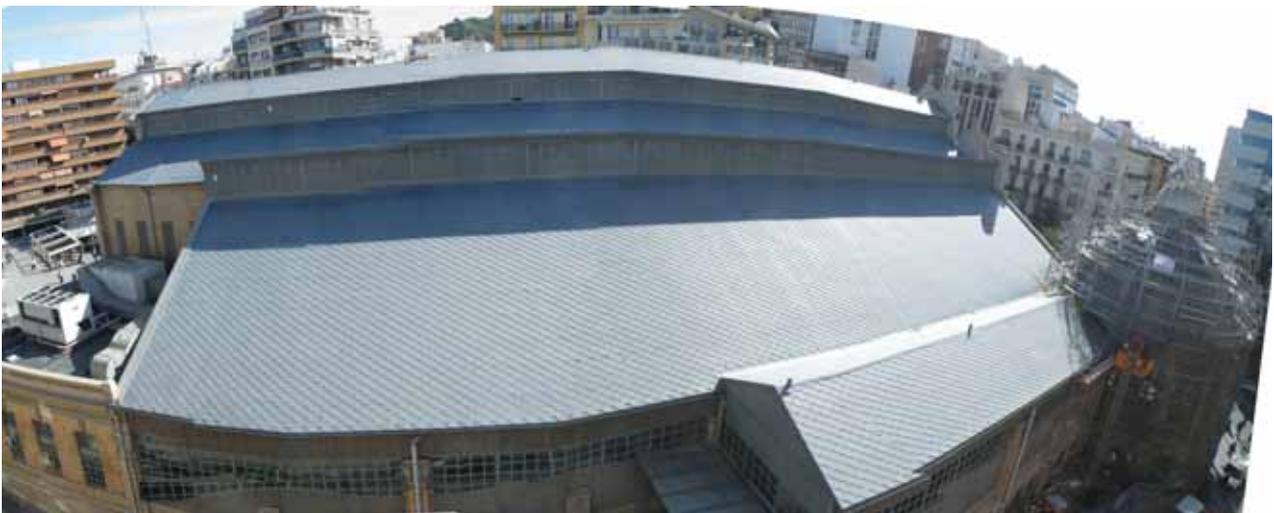


FIGURA 19. Fotocomposición, aspecto final de la nueva cubierta de rombos de zinc (marzo 2010).

7. AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer a todas las empresas y entidades que han permitido disponer de los datos y publicar estas conclusiones de la obra recogida en este artículo.

De modo particular deseo expresar mi agradecimiento a la empresa de Trabajos Verticales "Traltur S.L." en lo que concierne a la ejecución de obras, al Dr. Servando Chinchón por sus consejos y ayuda en la parte experimental, y un especial recuerdo póstumo a D. Inocencio Nieto, sin el que este proyecto no hubiera sido posible.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] REAL DECRETO 396/2006, de 31 de marzo, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud aplicables a los trabajos con riesgo de exposición al amianto.
- [2] SANJUÁN, J. (2007). *Desmontaje de cubiertas de fibrocemento*. Proc. Jornada Técnica: Requisitos exigibles para la retirada de elementos que contengan amianto. Invassat, Alicante.
- [3] EGEEA, L. (2007). *Encapsulado y gestión del residuo. Requisitos exigibles para la retirada de elementos que contengan amianto*. Proc. Jornada Técnica: Requisitos exigibles para la retirada de elementos que contengan amianto. Invassat, Alicante.
- [4] ALBORNOZ, A. (2007). *Nueva normativa sobre amianto*. Revista Formación de seguridad laboral, número 91/2007.
- [5] Ministerio de Sanidad y Consumo. (1999). *Protocolos de vigilancia sanitaria específica: Amianto*. Protocolos de Vigilancia Sanitaria, Comisión de Salud Pública.
- [6] GILSON G. C. (1989). *Asbestos*. ed. Parmeggiani L. Madrid.
- [7] VM ZINC (2003). *Guía de recomendaciones en Europa*. Umicore France.
- [8] VM ZINC (2006). *Focus on Zinc: II trofeo Archizinc*. Umicore France.
- [9] VM ZINC (2007). *La biblioteca del zinc*. Umicore France.
- [10] PEREZ, M. A. (2007). *25 de mayo, la tragedia olvidada*. ed. ECU. Alicante.
- [11] FAJARDO; LAFARGA. (1914). *Memoria Descriptiva y Cálculo de los elementos del Mercado*. Proyecto, consultado en el Archivo Municipal.
- [12] NAVARRO, A. (1987). *Proyecto de Ejecución: Rehabilitación del Mercado Central de Alicante*. Proyecto, consultado en el Ayuntamiento.
- [13] SIRVENT, C.D. (2006). *Estado actual de la cubierta del Mercado Central*. Informe Técnico - Dictámen.
- [14] SIRVENT, C.D. (2007). *Sustitución integral de la cubierta del Mercado Central e impermeabilización total de la plaza del Mercado*. Proyecto Básico y de Ejecución.

Dragados y Obras Marítimas

DRAVOSA

Más de 100 millones de m³ dragados en puertos y costas

DRAVOSA En todo tipo de materiales
Con toda clase de equipos

Plaza de Castilla, 3, 21 A • 28046 Madrid, España • Tél.: +34 91 323 02 07 • Fax: +34 91 323 06 87 • infodravosa@dravosa.com



Puerto de Santander

una transformación con vistas

www.puertasantander.es



Rampa ro-ro (doble)



Puente entre los muelles
de Raos y Maliano



Terminal de graneles sólidos minerales



MINISTERIO
DE FOMENTO



Puerto de Santander

Autoridad Portuaria de Santander

Autoridad Portuaria de Santander
Muelles de Maliano s/n
39009 Santander • Cantabria • España
Tel.: 942 20 36 00 • comercial@puertosantander.es

El dragado en el Puerto de Santander en los últimos setenta años

ROBERTO VIDAL MARTÍN (*)

RESUMEN A mediados de los años 30 la Junta de Obras del puerto de Santander contaba con las dragas de rosario “Santander” y “Osa” y de succión “Cantabria”. Después de 1939, estas unidades, junto a otros equipos que se incorporaron, como las dragas “Somo” y “Guipúzcoa” y las de tipo “Priestman”, posibilitaron la recuperación de los calados del puerto. La década de los 50 supuso la ejecución de los dragados por contrata, como el importante dragado general de la Canal y el dragado en roca entre las boyas existentes frente a la playa de la Magdalena. En los 60 se efectuó una reordenación de las dragas propiedad del Estado. A Santander se incorporó la draga de succión “Consulado de Bilbao” y la draga “Somo” se destinó a Burriana. Durante esa década se adquirieron modernos nuevos equipos, como el tren de rosario “Loreto” y la draga de succión en marcha “Virgen de la Peña”. En 1978 finalizó la importante “Ampliación y mejora de caladas de la canal principal”, ejecutada por contrata, cuya realización conllevó delicadas voladuras previas de los fondos. En la década de los 70 se dragaron más de 10 millones de metros cúbicos, volúmenes no superados en las décadas siguientes. Los 80 fueron testigos del comienzo del desarrollo portuario de Raos y de un nuevo “Dragado general de la canal” para conseguir calados de hasta 12 metros. En la obra intervino la draga de cortador más potente de la época. Con el amarre y baja de las dragas “Loreto” (2003) y “Virgen de la Peña” (1999) los dragados de mantenimiento del puerto empezaron a contratarse a empresas dragadoras privadas.

DREDGING AT THE PORT OF SANTANDER IN THE LAST 70 YEARS

ABSTRACT In the mid-1930s the “Junta de Obras del Puerto de Santander” had two bucket dredgers, the “Santander” and the “Osa” and one suction dredger, the “Cantabria”. After 1939, these units and other equipment such as the dredgers “Somo” and “Guipuzcoa” and those of the “Priestman” type allowed the draught to be recovered in the port. The 1950s saw contract dredging such as the important work of the general dredging of the Channel and that of the rock between the buoys opposite the Magdalena beach. The state-owned dredgers were reorganised in the 1960s. The suction dredger “Consulado de Bilbao” arrived in Santander and the dredger “Somo” was sent to Burriana. This decade saw the acquisition of new, modern, equipment such as the bucket dredger “Loreto” and the suction dredger “Virgen de la Peña”. The important enlargement and improvement of the draughts in the main Channel, carried out under contract and involving delicate blasting work on the bottom, ended in 1978. Over ten million cubic metres were dredged in the 1970s, a volume that has still not been exceeded. The 1980s saw the start of the development of the port of Raos and a new dredging of the channel to provide draughts of up to 12 metres. The work was undertaken by the most powerful cutter dredger of the time. With the taking out of service of the dredgers “Loreto” (2003) and “Virgen de la Peña” (1999), the maintenance dredging work in the port started to be contracted out to private dredging companies.

Palabras clave: Dragas, Dragados, Historia portuaria.

Keywords: Dredgers, Dredging, Port history.

1. INTRODUCCIÓN

En enero de 2007, Modesto Viguera nos dejó después de una vida llena de trabajo y amistades. Algún tiempo antes, nos habíamos ilusionado y comprometido juntos en escribir una

Historia del dragado en los puertos españoles. No quiso que fuera un inventario frío de dragas y dragados. Pretendió que contara con la voz humana de sus actores.

Esta historia del dragado en el puerto de Santander es la primera entrega que he recopilado de este trabajo que el orientó. Aspiro a proseguir esta misión que iniciamos juntos con nuevos capítulos dedicados a los puertos que han sido protagonistas del Dragado en España en los últimos 70 años.

(*) DRAVOSA. Director de Contratación.

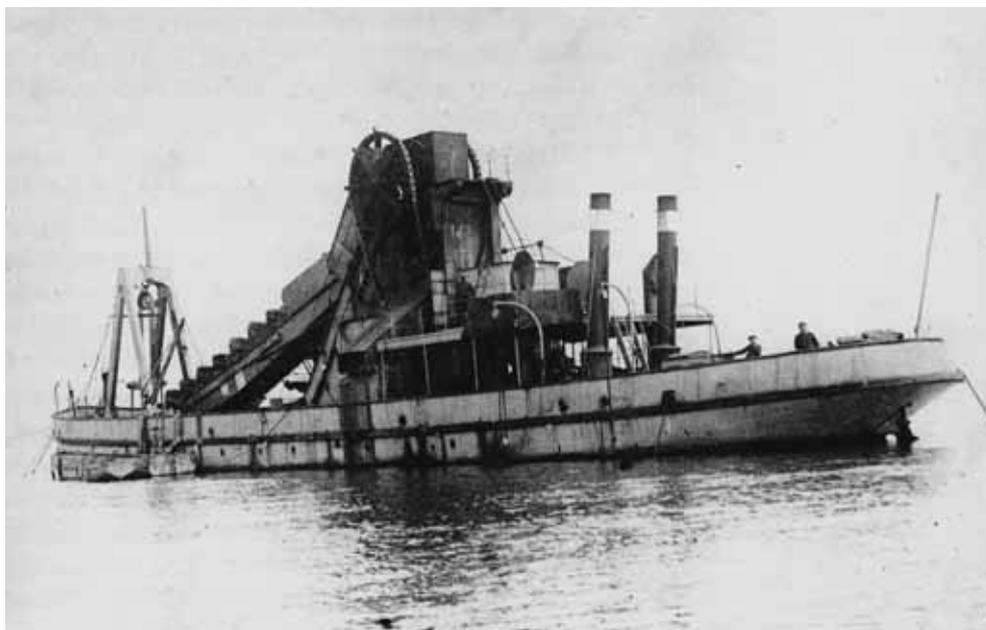


FIGURA 1. Draga de rosario "Santander".

2. EL INICIO

Dos años antes don Gabriel Huidobro había sido testigo con pena de la salida de aquellos mismos barcos que ahora volvían al puerto. En una triste jornada de agosto de 1937 la draga de succión "*Cantabria*", los gánguiles "*Somo*" y "*Raos*" y el remolcador "*San Martín*" salían de Santander con rumbo a Francia con más de cien personas a bordo.

Ahora, en un día de julio de 1939, los gánguiles y el remolcador retornaban. Don Gabriel, a la sazón director del Puerto, sabía que con ellos comenzaba la reconstrucción. (1).

Como en casi todos puertos de España, durante la guerra civil se produjo una práctica parálisis del tráfico marítimo y un deterioro de las infraestructuras existentes. El dragado fue un fiel exponente de esta situación, con una actividad casi nula durante los casi mil días de contienda.

A mediados de los años 30, la Junta de Obras del Puerto de Santander contaba con una notable flota dragadora. Como unidades principales disponía de dos dragas de rosario, "*Santander*" y "*Osa*" y una draga de succión, "*Cantabria*".

La draga de rosario "*Santander*" era una institución en el puerto (Figura 1). Construida en 1887 en los astilleros franceses de Arlés, llevaba décadas al servicio del puerto, muy a pesar de los diversos siniestros que tuvo. En 1922 sufrió uno muy importante, con hundimiento y reflote incluido. Su rendimiento estaba totalmente justificado por los casi 6 millones de metros cúbicos que había dragado en el puerto hasta 1920.

Con 160 CV de potencia y cangilones de 320 litros, podía dragar hasta 11 m. de profundidad en fangos, arenas y arcillas blandas. La draga, autopropulsada, contaba con dos gánguiles de carga. El "*San Emeterio*" de 300 CV, construido con la draga en 1887; y el "*Astillero*" de 450 CV, construido en Matagorda en 1906. Ambos tenían una capacidad de cántara de 200 m³ y eran autopropulsados a vapor (2).

Más moderna era la draga de rosario "*Osa*", adquirida en 1930 a los astilleros holandeses N. V. Wilton's Machinefabrik & Scheepswerf de Rotterdam por 1.250.000 pesetas. Su profundidad de dragado era de 12 m. Completaba el tren

de dragado los gánguiles autopropulsados a vapor "*Somo*" y "*Raos*" de 400 m³ de cántara y 503 CV de potencia. Ambos se construyeron también en Holanda, en 1930, en los astilleros N.V. Scheepsbouwert De Kolp de Sliedrecht. (2).

La flota dragadora santanderina se completaba con la draga de succión a vapor "*Cantabria*", que desde 1903 prestaba servicio en el puerto. Estos tres trenes de dragado, posibilitaron que en la década anterior a 1936 se dragaran de manera regular una media de 433.000 m³ al año, capacidad suficiente para resolver todos los problemas de mantenimiento de calados en el Puerto. (3).

El comienzo de la guerra dio lugar a la paralización de las obras portuarias y la casi desaparición del tráfico marítimo. Entre 1937 y 1938 tan sólo hay registrados unos volúmenes de dragado de 14.000 m³ y un tráfico insignificante, exceptuando las salidas esporádicas de la flota pesquera, no exentas de riesgos. (3).

Pero no dejaron de tener protagonismo los equipos de dragado, si bien con finalidades muy diferentes para las que fueron construidos. El gánguil "*San Emeterio*" fue fondeado en la canal de entrada cargado de explosivos para, en caso necesario, hundirlo y así bloquear la entrada al puerto. No fue preciso poner en marcha esta medida.

La llegada de tropas, en agosto de 1937, dio lugar a un éxodo de la ciudad de hombres, mujeres y niños. Fue empleado todo medio capaz de navegar con garantías. Entre otras embarcaciones, se utilizaron la draga "*Cantabria*", los gánguiles "*Somo*" y "*Raos*" y el remolcador "*San Martín*".

Los destinos finales eran Burdeos y el puerto bretón de Lorient. Todas las unidades llegaron a los puertos de destino, excepto la draga "*Cantabria*" (Figura 2). A tan sólo a 40 millas de la desembocadura del río Gironde, entrada al puerto de Burdeos, la draga embarrancó en la playa de Lacanau y se perdió definitivamente.

El resto de la flota dragadora de la Junta, constituido por las dragas "*Santander*" y "*Osa*" y los gánguiles "*San Emeterio*" y "*Astillero*", permanecieron amarradas en el puerto, debido a sus poco adecuadas condiciones de navegación en mar abierto. (2).



FIGURA 2. Draga de succión "Cantabria" embarrancada en Lacanau (1937).

3. LA RECUPERACIÓN

El final de la guerra en 1939 encontró a la flota dragadora de la Junta del Puerto de Santander, separada y maltrecha. Bajo la batuta de don Gabriel Huidobro de la Cuesta, director la Junta de Obras del Puerto desde 1917, comenzó la reparación de las infraestructuras y la reanudación del tráfico. La necesidad más inmediata fue la recuperación de calados.

Además del retorno de los dos gánguiles exilados en Francia, el "Somo" y el "Raos", la Junta se vio obligada a poner en funcionamiento las dos dragas de rosario que disponía en el puerto.

La "Santander", debido a su antigüedad, llevaba muchos años amarrada inactiva al muelle, junto a sus dos viejísimos gánguiles, si bien tuvo un periodo de funcionamiento en 1933 en el que estuvo alquilada al puerto de Pasajes para efectuar trabajos de mantenimiento durante casi un año. Después de una puesta a punto ímproba, este tren ya funcionó en 1939 e incluso se desplazó a San Esteban de Pravia para efectuar un trabajo.

Testigo de la historia portuaria de Santander durante casi 90 años, esta Vieja Dama del dragado fue un claro exponente de la calidad y longevidad de este tipo de equipo. En esta segunda etapa de su vida activa, estuvo prestando servicios en el puerto hasta los años 70. Tuvo dos importantes reparaciones, una a mediados de los 50 y la otra en los 60, siendo desguazada después de un último dragado realizado de nuevo en San Esteban de Pravia.

La draga de rosario "Osa", más moderna, junto a sus dos gánguiles retornados de Francia también inició rápidamente su actividad.

Redactado en 1937, el "Plan Decenal de Obras" contenía importantes realizaciones en las que los trabajos de dragado eran imprescindibles. La ejecución de los muelles de Raos, el puerto Sur, situado entre Pedreña y Pedrosa exigía una actividad dragadora eficiente y segura. Contando como director desde 1941 a Don Annibal González Riancho, se impulsaron una serie de iniciativas fundamentales para mejorar la capacidad y potencial de las unidades del Puerto.

Como recuerda muchos años después, desde las añoranzas de su jubilación, Fernando González "Nando", patrón dragador

del puerto durante 40 años: "Aquí en Santander, los Directores del Puerto han tenido siempre un espíritu dragador. D. Pedro Aguilar, D. Rafael Martínez, ... todos los que yo he conocido". (4). Este reconocimiento por parte de los protagonistas que han hecho la historia del puerto día a día, como "Nando", queda evidenciado por la realidad de los muelles y dársenas de Santander cuya existencia no hubiera sido posible sin la visión, por parte de los sucesivos directores, de la necesidad capital de ejecución de los sucesivos dragados que se han llevado a cabo a lo largo de los años.

Entre las medidas que se tomaron para mejorar la Flota dragadora del puerto destaca, sobre todo, la transformación del gánguil "Somo" en draga. La pérdida de la "Cantabria" en las playas francesas en 1937 dejó al puerto sin una draga de succión, unidad fundamental dadas las características de los fondos y geografía de la bahía de Santander.

Hubo un intento de adquirir la draga francesa de succión "Matelier" que, con el estallido de la II Guerra Mundial, quedó atracada en Bilbao. Las conversaciones no llegaron a buen término y la draga acabó en el desguace. Sin embargo, la Junta consiguió hacerse con todo el equipo de dragado de la embarcación, adquiriéndolo a los Astilleros Ruiz de Velasco a un precio muy ventajoso. Este sistema fue instalado en el "Somo" (Figura 3). Con ello, desde 1943, el Puerto contó con una draga de succión de 420 m³ de cántara, capaz de dragar a 12,50 metros de profundidad, con rendimientos de hasta 250 m³ a la hora, navegar a 9,8 nudos y con vertido por fondo a través de compuertas. Inicialmente accionada a vapor con 503 HP de potencia indicada, en 1953 cambió su sistema motor a combustible líquido, modernizando así sus prestaciones. (2)

Otra iniciativa importante fue el alargamiento de la escala de la "Osa" para poder alcanzar los 18 metros de profundidad de dragado. Esta transformación ya estuvo proyectada en 1936, no llevándose a cabo hasta 1940.

Por último, hay que mencionar la recuperación de tres unidades de viejas dragas de cuchara "Priestman" que fueron adquiridas medio siglo antes (1884-1894). La puesta en marcha de estas dragas menores hizo posible mantener abiertos los numerosos caños que conectaban entre sí las poblaciones



FIGURA 3. Draga de succión "Somo".

ubicadas en la bahía, cuyo dragado no era posible con los equipos mayores. También posibilitó recuperar calados a pié de muelle, perdidos por fangos o derrames de mercancías.

La presencia de dragas de cuchara tipo "Priestman" ha sido frecuente en diversos puertos españoles, especialmente a finales del XIX. Hay constancia, por ejemplo, de un pedido de hasta 15 unidades efectuado por la Administración española en esa época. (2). Además de Santander, puertos como Barcelona y Palma de Mallorca, han contado con esta clase de draga hasta años relativamente recientes.

La década de los 40 transcurre viendo como en las diferentes áreas del puerto la flota de Obras del Puerto de Santander va efectuando sus trabajos. El rosario "Osa" y la de succión "Somo" ejecutaron de manera continua dragados en las inmediaciones de las boyas del Dorao, la Comba y la Pasada, zonas en donde los aterramientos eran más ostensibles. El veterano rosario "Santander" completaba, en menor cuantía, los trabajos de las otras dragas. Sus gánguiles "San Emeterio" y "Astillero" fueron vendidos entre 1940 y 1942,

prosiguiendo su servicio como mercantes carboneros por muchos años más.

Los volúmenes extraídos por estos equipos del puerto en los cinco años transcurridos desde 1941 a 1945 fueron de 48.000 m³ al año. Estaban muy lejos de los 433.000 m³ al año obtenidos con anterioridad a la guerra. Prácticamente las cantidades extraídas se debieron al trabajo del rosario "Osa". (Figura 4) (3).

"Era muy meritorio trabajar en aquel barco a vapor que era la Osa", recuerda "Nando" González, que empezó a trabajar para el puerto en aquella draga. "Los traveses y el longo eran de cadena y cada dos por tres rompían. Reponer toda aquella línea de cadena era terriblemente laborioso. El rosario sólo tenía una marcha y únicamente podíamos poner una velocidad. Tenía a bordo una grúa muy pequeña que se operaba a puro brazo. Había una bodega en babor y otra en estribor y allí no había nada más. Ni taquillas ni duchas, nada. Cuando llegó la Loreto en 1968 nos quedamos maravillados de las comodidades de las dragas modernas, con camarotes de una comodidad espantosa".

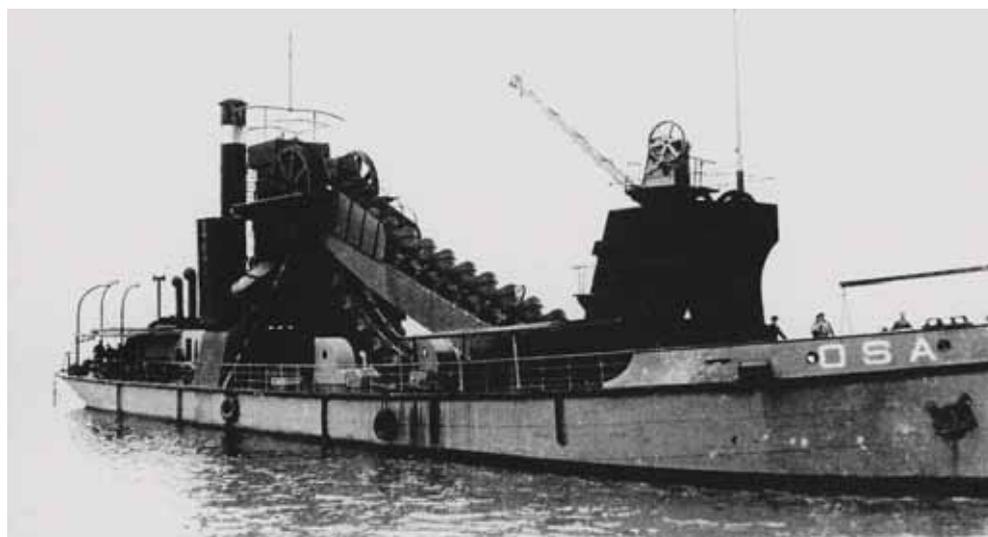


FIGURA 4. Draga de rosario "Osa".

En 1942 tiene lugar el primer dragado de primer establecimiento acometido en la postguerra: El dragado del canal de acceso a la dársena de El Cuadro, en la zona de Maliaño, para el acceso a los atraques de petroleros. El material extraído se empleó para el relleno del recinto en el que se instalarían los depósitos y la factoría de CAMPSA. Este dragado fue ejecutado por la draga de succión “*Guipúzcoa*”, subcontratada para esta obra. Curiosamente, el ahorro obtenido por el buen precio de subcontrato permitió la compra del equipo de succión de la draga francesa “*Matelier*”, que finalmente fue instalado en la “*Somo*” en 1943.

En total, en aquellos 10 años, entre 1940 y 1950, se dragaron 1.571.000 m³ en el puerto de Santander. (3).

La inquietud de la Junta de Obras de este puerto por poseer una flota dragadora moderna se plasmó en la idea de adquisición de una draga de succión de nueva construcción. El proyecto del barco se llegó a desarrollar en 1946, en los astilleros de Sevilla. Incluso la draga llegó a tener nombre: “*Mar-nay*”. La capacidad de cántara de proyecto era de 800 m³, con 65 m de eslora. Desgraciadamente, el concurso de construcción, que tuvo lugar años más tarde en 1953, quedó desierto. No obstante, merced al empeño del entonces director don Emilio Kowalski, se autorizó a la Junta a contratarla directamente con la Empresa Bazán de Sevilla. Este astillero, a su vez, traspasó el contrato a la Empresa Nacional Elcano, añadiendo una nueva dificultad al proceso contractual de construcción. El buque que ofreció construir Elcano, por un valor

de 43 millones de pesetas no satisfizo a nadie y, al final, la draga no llegó a construirse.

Salvo contadísimas excepciones, como el dragado en Maliaño de la “*Guipúzcoa*” en 1943, todos los dragados de la década de los 40 fueron ejecutados por los equipos de la Junta de Obras de Santander.

El año 1948 fue testigo de la baja de la draga “*Priestman n° 1*”, adquirida en 1884. Prestó excelentes servicios en los más de 60 años en los que estuvo adscrita al puerto.

4. LOS PRIMEROS GRANDES DRAGADOS POR CONTRATA

El comienzo de la **década siguiente, la de los 50**, fue testigo del renacer de los dragados por contrata en el puerto. Con don Emilio Kowalski como director, se contrató el importante Dragado de la Canal, desde el fondeadero de Los Mártires hasta el de la Osa. El aumento de tonelaje, calado y eslora que los barcos modernos iban teniendo, unido al avance de los bancos de arena en la parte sur de canal, que ponía en riesgo de cierre la canal, hizo imprescindible una obra de dragado que permitiera ampliar y profundizar aquella zona, vital para asegurar el tráfico en la dársena de El Cuadro y de los muelles de Maliaño. El presupuesto fue de 43 millones de pesetas, para una excavación total de 2,8 millones de m³.

La empresa adjudicataria fue Dragados y Construcciones S. A. El 29 de septiembre de 1950 llegó al puerto la draga de rosario “*Dracmica Uno*” (Figura 5) y dos meses más tarde, el 22 de diciembre, la de succión “*Dracpoli*”. (Figura 6) (1)



FIGURA 5. Draga de rosario “*Dracmica Uno*”.



FIGURA 6. Draga de succión “*Dracpoli*”.

Las obras se iniciaron con vertido al mar de los productos de la excavación. Pero en 1952, con aproximadamente 1,8 millones de m³ ya dragados, surgió la idea de verter los productos en un recinto cercano, a menos de mil metros de distancia, en una parcela de marisma situada la oeste de la nueva factoría de CAMPSA. Con esta medida, se aceleraría el ritmo de la obra y se abarataría el coste de ejecución. La parcela, en cuestión, era conocida como WISSOCQ y contó con una fama relevante por la serie de pleitos que comportó. Finalmente, el Puerto pudo hacerse con ella y verter allí los productos del dragado.

El ímpetu dragador en la primera parte de la década de los 50 estuvo encarnado en don Emilio Kowalski. Fallecido en 1955 en el desempeño de su cargo de director. Su iniciativa condujo, además del dragado de la zona sur del canal mencionado anteriormente, a otros dos muy importantes para la mejora de la navegación en la bahía: La profundización de la canal de entrada a la dársena de Maliaño, adjudicada también a Dragados y Construcciones S.A.; y en 1954, al dragado en roca entre las boyas fondeadas frente a la playa de la Magdalena, para eliminar las agujas allí existentes, prolongación de la restinga de la barra del Juanón. El presupuesto de este último proyecto fue de 5 millones de pesetas.

Estos primeros dragados por contrata de la canal se desarrollaron hasta 1955. Supuso un esfuerzo económico por parte de la Junta que tuvo que acudir, incluso, a un empréstito. Las obras concluyeron con un total dragado de 3,1 millones de metros cúbicos durante los 46 meses de obra y un presupuesto final de 73 millones de pesetas.

Simultáneamente, los trenes de dragado de la Junta siguieron efectuando los mantenimientos de las diversas zonas del Puerto. Y en especial en la dársena de Maliaño. También fue destacada la intervención en la Ría de Astillero, en 1955, que supuso la definitiva reordenación de la canal de navegación de esta ría.

Con la incorporación de la “*Somo*” a la flota de la Junta en 1946, el volumen anual de dragado con equipos propios de la Junta se mantuvo en una media cercana a los 300.000 m³ hasta bien entrados los años 60 en que se incorporaron equipos nuevos al puerto. (3).

En total, en la década 1950-1960 se dragaron en el puerto de Santander 5,8 millones de metros cúbicos, es decir, 4 veces más que en la década anterior.

Como signo inequívoco de su vocación dragadora e inquietud técnica, los ingenieros de la Junta acometieron en 1956 la construcción de una nueva draga, proyectada por ellos mismos a partir de un simple plano de disposición general de un equipo similar. La “*Pedreña*” fue una draga de succión con cortador construida en los talleres de la Junta en colaboración con la factoría local de “*Corcho Hijos S. A.*” y la inspección del Bureau Veritas. Esta pequeña draga era autopropulsada por un fuera borda de 30 CV, pudiendo excavar a 5 metros de profundidad e impulsar por tubería los productos de dragado a unos 100 metros de distancia. Su prestación fue magnífica durante más de 35 años. Era habitual verla trabajar en los canales accesorios del río Cubas, en Las Hueras, en Parayas, El Puntal, Somo, Pedreña etc... hasta 1994 en que quedó fuera de servicio. (2).

5. LA MODERNIZACIÓN

Los años 60 fueron testigos de dos hechos sustanciales que vinieron a cambiar la composición de las flotas dragadoras de los diversos puertos españoles en general y de Santander en particular. Por un lado, la reordenación de todos los trenes de dragado del Ministerio de Obras Públicas. Y de otro, la adquisición de equipos modernos de nueva construcción.

En lo relativo a Santander, la reordenación afectó a la draga de succión “*Somo*” que tan buenos trabajos había realizado en el puerto. Fue trasladada al puerto de Burriana. A cambio, al puerto santanderino se les adjudicaron, la draga de succión “*Consulado de Bilbao*” y los gánguiles “*Portugalete*” y “*Nervión*”. El segundo gánguil nunca llegó a incorporarse.

La draga “*Consulado de Bilbao*” era una draga de succión tipo “*Frühling*” (tubo de succión en cruja), de 600 m³ de cántara, accionada a vapor con 1.000 CVI de potencia. Era una draga veterana, con 40 años, habiendo sido construida en 1921 en los astilleros alemanes de Elbing. Aunque inicialmente fue un encargo del gobierno ruso, por diversos motivos acabó en 1927 en manos de la Junta de Obras del Puerto de Bilbao. (5) En su momento, supuso un equipo de última tecnología. Como otros muchos equipos de su edad, sufrió en sus carnes los efectos de la guerra, ya que en 1937 fue hundida en el puerto bilbaíno en un ataque aéreo.

Concluida la contienda, la draga fue reflatada y siguió trabajando en Bilbao por 10 años más. Después fue enviada a Huelva, formando parte de la flota dragadora de este puerto. Y finalmente, recabó en Santander. (2).

Hay opiniones controvertidas acerca de los resultados de la “*Consulado*”, como se rebautizó. Así como su trabajo en Huelva no fue satisfactorio, su última fase en Santander mereció una mejor opinión. Durante toda la década de los 60 esta draga fue un equipo habitual en la obtención de los relleños en la zona de Raos, con buenos rendimientos.

Estos equipos arribaron a Santander en mal estado de conservación. La Junta debió acometer en 1962 una reparación larga y costosa en el dique de El Astillero para poner las unidades en condiciones de trabajo. (1).

El gánguil “*Portugalete*”, construido en Glasgow en 1907, de 450 m³ de cántara y 280 HP entró a reforzar el tren de la “*Osa*”, hasta 1975 en que fue desguazado, junto con la draga.

Ante la necesidad de dragado en el puerto, y con el apoyo e iniciativa de don Jesús González García (director desde 1955 a 1974) la flota dragadora del puerto de Santander fue visiblemente mejorada con la adquisición de nuevos equipos en los años 66 y 67.

El primero de ellos, fue un tren compuesto por la draga de rosario “*Loreto*” y tres gánguiles autopropulsados de 750 m³ de cántara y 1.100 CV: el “*Reinosa*”, el “*Fontibre*” y el “*Suances*”.

La draga y los tres gánguiles fueron construidos en los astilleros de Matagorda (Cádiz), entonces llamados “*Sociedad Española de Construcción Naval*”, en 1967.

La “*Loreto*” montaba canguilones de 850 litros, con 600 CV de potencia y una profundidad de dragado de 16 metros.

“En la Loreto teníamos un dragador que hacía de patrón de la draga, un maquinista naval, un mecánico, 3 engrasadores; y en cubierta, un contramaestre y 4 ó 5 marineros. 12 en total. Trabajábamos a un turno, de 8 a 4 de la tarde. Pero me llegado a dragar con dos en cubierta, dos en máquina y yo en el puente, llegando a sacar 7 y 8 gánguiles a la mar en un turno largo de 10 horas. Comiendo de pie todos en sus puestos”, recuerda Nando González, toda su vida profesional unida a la “Loreto” como patrón-dragador.

La otra adquisición importante fue la draga de succión en marcha “*Virgen de la Peña*”. De 1.000 m³ de capacidad de cántara, fue construida también por “*La Sociedad Española de Construcción Naval*”, en su factoría de Sestao, con proyecto alemán de Orestein Koppel und Lubecker Maschinenbau Aktiengesellschaft. Instalando dos motores diesel de 1.100 HP cada uno para propulsión, podía dragar hasta 18 metros de profundidad (Figura 7).

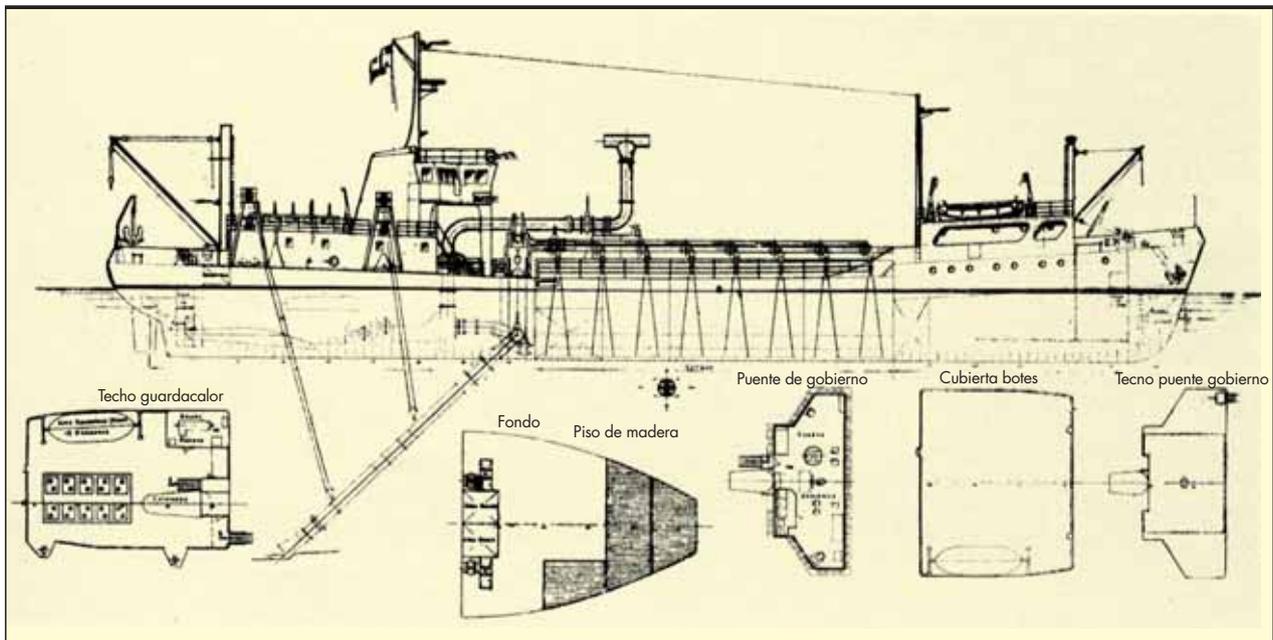


FIGURA 7. Draga de succión "Virgen de la Peña".

Además de estas incorporaciones, la Junta de Obras de Puerto de Santander, llamada desde 1968 Junta del Puerto a secas, completó su flota, en esta década de los 60, con dos **plataformas autoelevables**: La primera, para reconocimiento de fondos mediante sondeos para extracción de muestras. Fue adquirida en 1963 y estuvo en servicio por cerca de 40 años. Y la segunda, de nombre "**Parayas**", para perforación y voladuras submarinas, comprada en 1968 y empleada hasta 1996.

Por último, y para complementar el tren de dragado de las dos dragas "**Pristman**" que el puerto todavía disponía, se compró en 1963 un gánguil de segunda mano, el "**Capegán**" de 35 m³, que estuvo en activo hasta bien entrados los años 90.

La incorporación de las nuevas unidades en la década de los sesenta supuso la práctica terminación de los trabajos del rosario "**Osa**" y sus gánguiles "**Raos**" y "**Portugalete**", si bien no fueron dados de baja oficialmente hasta mediados los 70.

"*Muchos pasamos de la draga Osa a la Loreto*", cuenta Nando González, "*Recuerdo a Lorenzo Castillo, fogonero de la Osa. Sus dos hijos estuvieron después en la Loreto como marinos*".

En 1964 se produjo un hecho de vital importancia para el desarrollo posterior del sistema portuario español: El *Plan General de Puertos* elaborado por la Dirección General de Puertos y Señales Marítimas. Se diseñaron unas mejoras importantísimas en las infraestructuras portuarias con el objetivo de alcanzar en un plazo de 15 años, en 1980, un tráfico de 4 millones de toneladas.

En lo que respecta al dragado, el Plan incluía dos obras importantes: La construcción de la gran dársena de Raos, al sur del puerto; y la profundización y ampliación de toda la canal principal de navegación.

Con la primera obra se pretendía obtener una dársena de 12 metros de calado, con ganancia de explanadas en los terrenos contiguos con los mismos productos de la excavación. El coste del capítulo de dragado se estimó en 150 millones de pesetas.

La profundización de la canal principal, la segunda obra, se proyectó hasta la cota máxima -11, incluyendo el dragado en roca en la bocana del puerto. La inversión prevista fue de 80 millones de pesetas.

Estos planes se fueron desarrollando progresivamente a lo largo de los años posteriores, convirtiendo al puerto de Santander en un centro de continua actividad en lo que al dragado se refiere.

En la década de los 60 se dragaron unos 6,6 millones de metros cúbicos de materiales, fundamentalmente en las grandes campañas entre 1967-1970, en las que se excavaron más de un millón de metros cúbicos al año, consecuencia de la puesta en actividad de los nuevos equipos comprados por la Junta. (3).

Tanto el trabajo de la "**Virgen de la Peña**" como de la "**Loreto**" fue muy intenso desde sus puestas en servicio hasta que fueron retiradas. La "**Virgen de la Peña**" tuvo intervenciones destacadas en todos los dragados importantes que se han ejecutado en el puerto hasta 1999 en que se amarró definitivamente: En los Muelles de Maliaño, en la entrada de la dársena pesquera, en el espigón central...Y muy fundamentalmente en los dragados y rellenos del nuevo Puerto de Raos, en especial en las grandes campañas de 1986-87 y 1990-93, en las que excavó más de 400.000 m³.

También se contó con su intervención para la mejora de las playas de la ciudad. Con arenas extraídas de Punta Rabiosa se alimentaron las playas de los Molinucos y el Sardinero, en 1988, con volúmenes de 308.000 m³. Con cantidades semejantes se regeneraron, en otras actuaciones, la playa del Camello y los arenales de Loredo y el Puntal.

"*En la Junta no teníamos el pique que hay en otros puertos entre los de las dragas de rosario y los de las chuponas. En la Virgen de la Peña estaban de dragadores Rodrigo Corino, Ramón Bedia, Manuel Castanedo. Eran gente formidable. Ascendieron de contramaestres a dragadores. Eran muy buenos*", testimonia Nando González.

"*El ayudante mío en el rosario, Juan Bárcena, estaba en la Virgen de la Peña. Yo le fiché para la Loreto y le preparé como dragador. Era un fenómeno en todo*".

6. LA INTENSA ACTIVIDAD DE LOS 70

Las realizaciones previstas en el “Plan General de Puertos” de 1964 generaron en la **década de los 70** una actividad dragadora inusitada que estuvo protagonizada principalmente por una obra que, llena de vicisitudes, se desarrollaría durante más de cinco años.

En 1973 la Junta del Puerto sacó a licitación el concurso para la “Ampliación y mejora de calados de la canal principal” por un importe de 143 millones de pesetas para el dragado de 1,3 millones de metros cúbicos. Al concurso acuden dos empresas: Agromán y Dragados y Construcciones S.A. A esta segunda se les adjudicaron las obras con una oferta al tipo, en 109,63 pesetas/m³ y en un plazo de 16 meses. (6).

El contrato fue iniciado por Dragados y Construcciones S. A., pero posteriormente fue cedido a la “Compañía Internacional de Dragados, S.A.” (CINDRA), empresa recién constituida como participada por Dragados y la compañía dragadora holandesa Royal Boskalis NV.

Estas obras eran fundamentales para el futuro desarrollo del puerto. La contrata destinó la draga de rosario “**Luis Sánchez Guerra**” para la ejecución de este dragado. Los trabajos comenzaron con normalidad. Pero progresivamente fue apareciendo una zona amplia de material muy duro (calizas, margas y arcillas compactas con estratos de yeso de gran espesor) en la zona entre las boyas del Dorao, La Pasada y el Caballate, en el cantil sur y tramos de los muelles de Maliaño.

La existencia de estos fondos rocosos hizo imprescindibles una prolongada, intensa y complicada campaña de voladuras que determinó una duración de la obra mucho más larga de lo previsto. Se necesitaron hasta 4 prórrogas, recibiendo los trabajos en 1978.

“Cuando tirábamos las cargas de explosivo, había un capitán de un gánguil de la Loreto que vivía por la zona y me dice: -Fernando, con las voladuras se me han caído seis azulejos del baño-. Llega otra vez a los dos días y me dice que se le han caído otra vez ocho. Le digo: -Vaya usted donde el director y cuénteselo-, recuerda Nando González. “Después me contaba el director: -No me dejan comer ningún día. ¡Todo son quejas!-”.

En efecto, una extensa zona de la ciudad se encontraba situada precisamente enfrente de la obra y a solo unos 300m -400m., edificada sobre un relleno de arena que se encontraba situado encima de amplias capas inferiores de fango y con conexión directa con las aguas de la zona a dragar. El proyecto preveía la ejecución de las voladuras con cargas de 500-600 Kg. de dinamita. Las frecuentes quejas contra las voladuras y en algún caso los ligeros daños a los edificios determinaron que, después de una serie de voladuras de control con campaña con registros de vibraciones y mediciones con sismógrafos, se acabaran utilizando cantidades inferiores de 100 Kg. de dinamita goma 2, principalmente empleando cargas conformadas.

La draga del puerto, la “**Loreto**”, también participó muy activamente en la ejecución de esta obra, completando los trabajos de la “**Luis Sánchez Guerra**” tanto en la fase de voladuras como en el dragado de la zona.

Nando González recuerda “estábamos volando en la zona de la Comandancia de Marina y de la Estación Marítima. Guardábamos en la draga unos 200 Kg. de goma 2 y entonces cogí y me bajé al director y le dije: -Don Pedro, yo no puedo tener todo eso abordo porque un día volamos todos. Lo único que podemos hacer es meterlo en la batea- Teníamos una batea como flotador del cable de tiro de proa, que llevaba la draga, y allí metimos todo”.

“En mis más de 35 años de trabajo en la Loreto, para mí este fue el dragado más importante que hicimos. Era una zona de

material muy duro, delante del muelle de Maura y de la Comandancia de Marina. Estaba el fondo en calados entre 5,80 y 6 metros y conseguimos bajar a la -9. Pero tuvimos que ayudarnos con las voladuras. Dragados nos prestó un rosario especial para dragar roca, con dientes en los cangilones. Se metían unas cargas de explosivos, la piedra se quebrantaba y la Loreto, con el rosario de roca la sacaba. Fenomenal ese rosario. ¡Salía la piedra como si fueran galletas! ¡Tardamos un año en sacarlo!”.

“Y recuerdo que me llamó entonces el directo, don Pedro Aguilar, cuando íbamos a empezar este dragado y me dice: -Fernando, si hacemos este dragado no sabe Vd. lo que habremos hecho por Santander-. No se me olvida esta frase porque los petroleros de 8.0000 y 10.000 toneladas no podían pasar la dársena del Cuadro, ni en bajamar ni tan siquiera en media marea por ese pecado tan gordo de la -6 que había allí. Cuando lo logramos, estábamos amarrados en la Grúa de Piedra, me viene y me da un abrazo. Aquel hombre era la hostia. Eso ha sido lo mejor de mi vida”.

El resultado de esta larga obra, finalizada en 1978, fue la obtención de calados entre 10,50 y 9,50 metros a lo largo de la canal.

A partir de esa fecha, los calados fueron mantenidos por los medios propios de la Junta. La draga de succión en marcha “**Virgen de la Peña**”, extrajo una media de unos 500.000 / 600.000 metros cúbicos al año, en la zona exterior del puerto, fundamentalmente arenas. Y la draga de rosario “**Loreto**”, unos 400.0000 metros cúbicos anuales. (7).

El comienzo de los 70 marca también la realización de otra obra relevante dentro de la bahía: Los rellenos para la ampliación y elevación de la cota del aeropuerto de Parayas, ya que frecuentemente quedaba fuera de servicio por las inundaciones debidas a las mareas y las lluvias. Fue una obra muy importante para la economía global de la región y fue gestionada por la Diputación Provincial con la colaboración de la Junta del Puerto. Los trabajos se desarrollaron durante dos años con una participación destacada de la draga de succión “**Virgen de la Peña**”. Tuvo sus incidentes ya que la draga sufrió un serio percance, embarrancando durante un temporal. Fue necesario repararla en los Astilleros de Santander, especialmente en sus hélices y timón. En estos rellenos finalizó su vida útil la otra draga de succión que la Junta poseía, la “**Consulado**”. Con una actividad muy limitada desde la adquisición de la “**Virgen de la Peña**” y técnicamente muy mermada, la veterana draga, de vida muy ajetreada, prestó allí sus últimos servicios hasta que en 1977 fue desguazada.

La actividad en la zona de Parayas fue completada con otros trabajos de dragado. La construcción del Nuevo Puerto Deportivo dio lugar a una serie de dragados y rellenos que configuraron la dársena y recintos de la marina. La empresa constructora encargada de su ejecución contrató a Dragados y Construcciones S.A. la realización del dragado en la primavera de 1978. Hasta allí se movilizó la draga de cortador “**Virgen del Águila**” que dragó cerca de 800.000 metros cúbicos para formar la dársena y crear el canal a la misma, con vertido a recintos adyacentes para rellenar y conformar las zonas terrestres del puerto deportivo.

En total, en los 70 se dragaron unos 10 millones de m³ para la Junta del Puerto, un 50 % más que en la década anterior, expresión manifiesta de la expansión portuaria que Santander estaba viviendo. (8). Esta cifra no fue rebasada en las décadas siguientes.

1975 es el año en el que terminó su vida activa la draga de rosario “**Osa**”, siendo finalmente desguazada. Durante sus 45 años en el puerto, sus trabajos sufrieron diversos altibajos debido a la carencia de gánguiles, averías, escasez de combusti-



FIGURA 8. Dragas "Loreto" y "Virgen de la Peña" en el nuevo puerto de Raos.

ble, etc. Originalmente movida a vapor, en 1957 se le instaló un sistema de combustión líquida para sus calderas principales. Esta draga fue desde el primer momento un miembro del puerto próximo a las gentes de la ciudad. Durante muchas décadas su base lo constituyó el muelle saliente de Maura, en la "Machina". Allí se ejecutaban los cambios de cangilones y las reparaciones de desgastes, utilizando tanto su grúa propia montada en el castillete de proa, como la emblemática "Grúa de Piedra", en el mismo muelle. Por muchos años constituyó un autentico entretenimiento tanto para la gente menuda como para los curiosos de más edad, siendo un elemento integrador en las relaciones puerto-ciudad.

En aquel mismo año de 1975 se incorporaba al Puerto de Santander un joven Ingeniero recién salido de la Escuela de Caminos. José Luís Zatarain Madrazo, desde el departamento de Proyectos y Obras de la Autoridad Portuaria, ha sido desde entonces un protagonista activo de la gestión de los diversos trabajos de dragado acometidos en el puerto. En todos ellos ha dejado su huella de gestor eficiente y riguroso así como de sólido conocedor de esta materia, prestando a la Autoridad Portuaria unos servicios impagables durante más de 35 años.

7. EL DESARROLLO DE RAOS Y EL GRAN DRAGADO DEL CANAL

No cabe la menor duda que el desarrollo portuario Raos, al sur de la bahía, es la garantía de futuro del puerto de Santander. Este desarrollo, contenido en el "Plan de Puertos" de 1964, tuvo su punto más intenso **en los años 80**, siendo el dragado la primera actividad que tuvo lugar. Las dragas "Virgen de la Peña" y "Loreto" iniciaron la apertura de la dársena. La primera de ellas, extrajo las capas superiores de sedimentos, vertiendo los productos extraídos en el relleno del espigón central, dragando un total aproximado de 1 millón de metros cúbicos. Una vez retirada la capa superior, la draga de rosario "Loreto" extrajo los materiales existentes, de naturaleza arcillosa. (7) Fue inestimable el trabajo de ambos equipos en la apertura de esta zona de nuevos muelles, que des-

plazó desde entonces a Raos el centro de gravedad de toda la actividad del puerto de Santander (Figura 8).

"Empezamos a dragar Raos que estaba en seco, a la cota +3. Pero no pudimos bajar más allá de la -10, porque se exigía hasta la cota -13 y la "Loreto" no tenía suficiente palanca para llegar a esa cota". (4).

Para poder alcanzar las cotas exigidas en el nuevo puerto, en 1981 la Junta del Puerto saca a licitación la obra "Dragado profundo en espigón norte de Raos". El proyecto tenía dos objetivos fundamentales: En primer lugar, dotar de calados de 13 metros a las zonas de atraque de los muelles 1 y 2 (Muelles Rafael Martínez y Gabriel Huidobro respectivamente) y de 10 metros al muelle ro-ro del extremo oeste de la dársena. Y en segundo lugar, dragar a la -16 las zanjas de cimentación de los nuevos muelles del Espigón Norte, que próximamente se iban a construir. (8).

La obra fue adjudicada a la oferta más barata de las cuatro presentadas, que fue la de la empresa Sedra, por un importe de 375 millones de pesetas, cifra que aplicada al volumen estimado, 750.000 metros cúbicos, dio lugar al precio unitario de 500 Ptas./m³, líquido de contrata. El dragado fue ejecutado por el cortador "Orca". (9).

La potenciación del puerto de Raos fructificó, desde mediados de la década de los 80, en las inauguraciones de los muelles 1,2 y 7 con calados de 13 metros y 10 metros y las construcciones de los números 3 y 4, también con cotas de -13. Sin embargo, el calado máximo de la canal seguía manteniéndose a -10,50 metros máximo, cota obtenida en el dragado finalizado en 1978. Por otro lado, la dedicación casi exclusiva de los dos trenes de dragado de la Junta a la creación de la dársena de Raos dejó un tanto desatendido el mantenimiento normal del puerto lo que ello trajo como consecuencia una pérdida de calados en la canal en esos años.

Había que evitar que los buques entraran y salieran de los nuevos muelles sólo en pleamar y con dificultades de maniobras. Se hizo imprescindible conseguir unos calados concordantes entre los existentes en los muelles de Raos y los del canal de acceso a los mismos.

Para abordar la solución, se efectuó primeramente una campaña de estudios de prospección geofísica y batimetrías, con extracción de muestras con sondeos y sus correspondientes análisis de laboratorio. La fundación Torres Quevedo realizó los oportunos estudios de dinámica litoral en la bocana del puerto. Como consecuencia de todo ello, se definió un canal de navegación que posibilitaba a un barco permanecer atracado en 13 metros de calado en los muelles de la zona sur, en toda situación de marea.

Con esta solución adaptada, en 1988 la Junta del Puerto sacó a licitación la obra *“Dragado general del canal del puerto”*, por un importe de 1.602 millones de pesetas y un plazo de 22 meses. Para poder garantizar la disponibilidad de los equipos que habrían de utilizarse, el puerto escogió el sistema de adjudicación de Concurso con admisión previa de los licitadores. Por este procedimiento las posibilidades de disponibilidad aumentaban al poderse invitar a las empresas dragadoras internacionales de la entonces Comunidad Económica Europea. (7).

El concurso fue adjudicado, finalmente, a la empresa belga Jan de Nul N.V. La obra consistió en la ampliación de la bocana de la canal a 250 metros de anchura, en un aumento de la anchura a 150 metros en los otros tramos y en la obtención de calados de 12 metros bajo el cero del puerto en la bocana; 11,50 metros hasta la dársena Norte de Raos y 10 metros hasta el muelle 7, Muelle Jesús González

En total se dragaron 1.200.00 m³ de sedimentos sueltos y 950.000 m³ de material de naturaleza arcillosa y rocosa. En la ejecución intervinieron dos dragas de succión en marcha: la *“Vasco da Gama”* de 10.000 m³ y la *“Amerigo Vespucci”* de 3.500 m³.

También intervino la draga de cortador *“Leonardo da Vinci”* de 27.500 HP de potencia, que se ocupó del dragado de los materiales compactos, arcillas, yesos y calizas. Estas últimas, de resistencia de hasta 900 Kg/cm², fue necesario volarlas previamente a la extracción. Hay que reseñar que la *“Leonardo da Vinci”*, era en aquella época el cortador más potente de la industria dragadora mundial. Estas calizas estaban localizadas en el cantil Norte de la zona más exterior del canal de entrada, a la altura del faro de la Cerda.

También en esos días intervino en el puerto la draga de la misma empresa belga *“James Ensor”*, de 3.600 m³ de catarata, limpiando arenas en el cantil sur de la Canal y vertiéndolas en Laredo, aguas arriba. (9).

Además de estos dragados de primera magnitud, la preocupación de la Junta también estuvo en el mantenimiento de los numerosos canales situados dentro de la bahía y que posibilitan todavía hoy el tráfico de pasaje entre la capital y las poblaciones allí establecidas. Con esta finalidad, la Junta adquiere en 1984 un equipo pequeño, el cortador *“Activar”*, de 640 CV de potencia y capaz de dragar a 7 metros de profundidad y vertido por tubería hasta una longitud de 1.200 metros. Esta draga, construida en los talleres Corcho de Santander en 1968 perteneció a la Constructora Faustino López Pablo que la utilizó en el inicio de la construcción del nuevo puerto deportivo de Parayas en la segunda mitad de los años 70. La Junta la adquirió para completar los trabajos de la draga *“Pedreña”*, ya que el tráfico de embarcaciones menores entre poblaciones dentro de la bahía se había incrementado significativamente debido al aumento del turismo local, especialmente en la zona de Pedreña y Somo. En dichas funciones estuvo este equipo al servicio del puerto durante casi 20 años, causando baja en los años 2000.

Los importantes dragados mencionados dieron lugar a que en la década de los 80 se dragaran 9,3 millones de metros cúbicos en el puerto. (3).

8. EL AMARRE DE LOS EQUIPOS PROPIOS

Los trabajos de dragado por contrata llevados a cabo en los años descritos pusieron en evidencia la mayor competitividad, medida en precio y plazo, de los equipos de las empresas privadas en comparación a los medios explotados por la administración. Se debía a diversos motivos que la Administración no podía remediar: La imposibilidad de funcionar 24 horas-día, 7 días-semana por la prohibición de hacer horas extraordinarias, la falta de personal, la falta de agilidad en la aprobación de gastos ante situaciones de averías y emergencias, la ausencia de una política diferenciadora de salarios, etc. Todo ello condujo a que la ejecución de estos dragados fueran decantándose progresivamente más hacia los trabajos por contrata que por ejecución con medios propios.

“Al comenzar los años 80 hubo una época en que hacíamos horas extraordinarias. Empezábamos a las 8 de la mañana hasta las 6 de la tarde. Sacábamos así 7 u 8 gánguiles al día, en vez de 4 o 5. Pero después, ya mermó el horario. Para mí que metieron la pata. ¿Como íbamos a rendir con un horario tan corto, con una draga? El director no quería eso. Pero lo llamaban de Madrid y no podíamos hacer horas extraordinarias. Así se fue parando todo poco a poco.” (4).

No obstante, las dragas *“Virgen de la Peña”* y *“Loreto”* siguieron efectuando sus trabajos de mantenimiento durante la **década de los 90**. La primera de ellas siguió interviniendo en los Muelles de Maliaño, entrada del pesquero, en el espigón central y en otras zonas del puerto. Considerando los dragados efectuados en esta década, se excavaron 61 millones de m³ en los fondos del Puerto. (3).

La *“Loreto”* después de más de 30 años de trabajo, fue dada de baja en el año 2003. Sus intervenciones dejaron huella en casi todo el puerto: Canal, fondeadero de la Osa, zona de Astilleros, Muelle Orconera, Pantalán de Calatrava, Muelles de Maliaño y Raos...

“Esta draga tiene todavía mucha vida de explotación. Es una pena porque va viva para soplete” dice Nando González que la conoce a fondo. *“A la “Loreto” yo la echo a andar otra vez en un mes”*.

La draga quedó fondeada en el dique seco de Gamazo, donde se conserva en la actualidad. La *“Virgen de la Peña”*, tras tres subastas sin licitadores, finalmente se desguazó.

“En el dique de Gamazo la “Loreto” estuvo varada muchas veces. En el año 81, allí le echamos todos los fondos nuevos. Es un Barco divino. Seguimos yendo a la draga todavía, ahora que está en seco. En verano, en la toldilla preparamos merien-



FIGURA 9. Fernando González, “Nando”, en el puente de la draga “Loreto”.

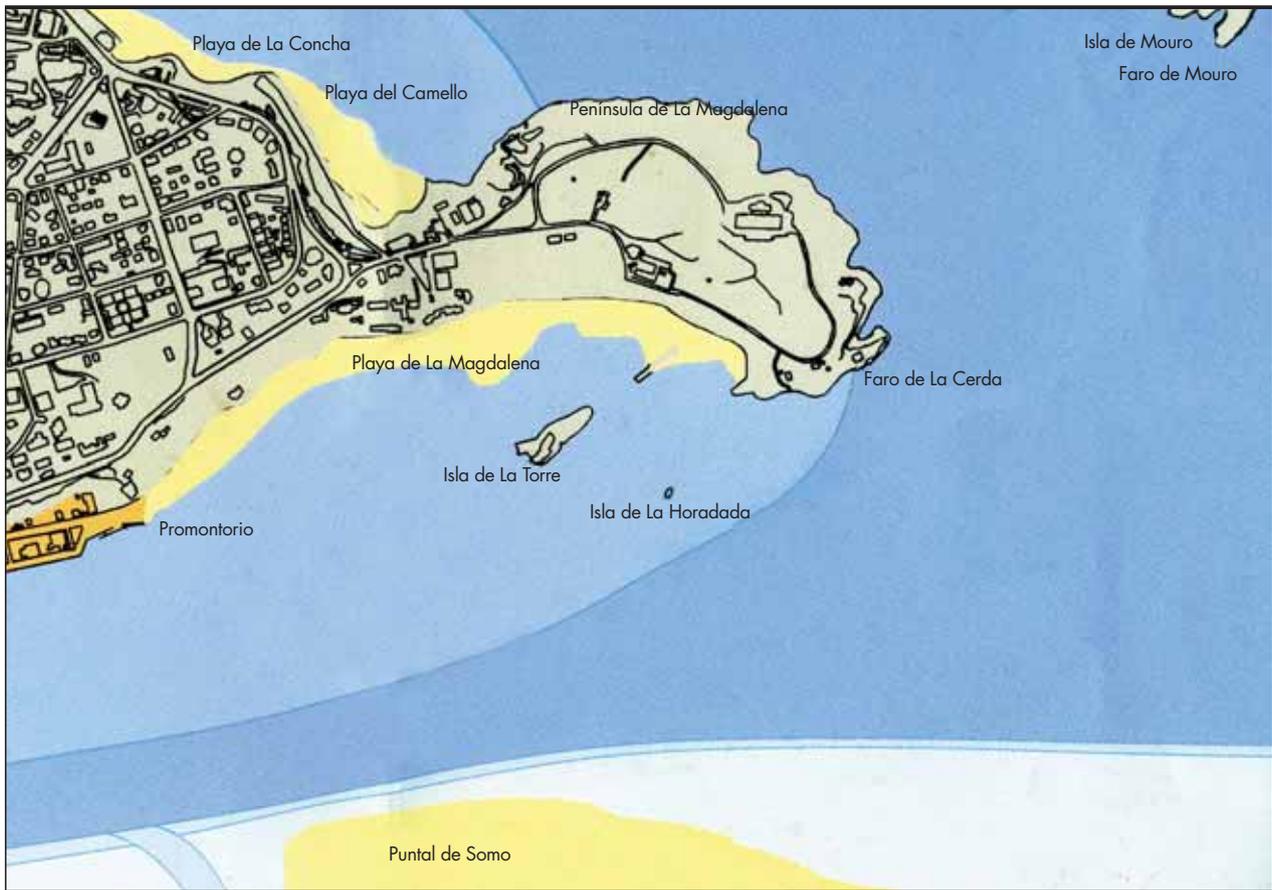


FIGURA 10. Zona exterior del canal de entrada.



FIGURA 11. Canal de entrada y muelles Norte.

das. Ya hemos hecho algunas reuniones. Los compañeros del taller mecánico, los antiguo de la draga, electricistas, fontaneros, albañiles, todo lo que es la Junta. Después, por allí, hay una bolera y vamos todos a jugar a los bolos... Y recordamos...". (Figura 9).

También las dos dragas "**Priestman n° 2 y 3**" causaron baja definitiva en 2003. **La n°3**, que tuvo que ser reflotada en el año 1995, ha quedado expuesta en el espigón de Raos desde 2003, como recordatorio de la intensa actividad dragadora del puerto de Santander.

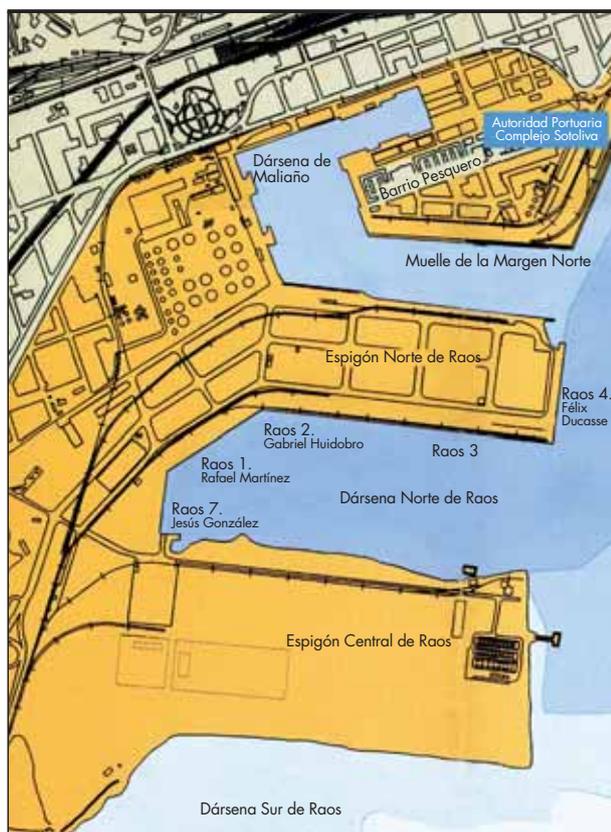


FIGURA 12. Dársena de Maliaño y muelles de Raos.

9. LA ÚLTIMA DÉCADA

Los trabajos de dragado en Santander han continuado de una manera relevante durante los años transcurridos del siglo XXI. Las ampliaciones de Raos siguen en progreso, con presencia de dragas en las aguas del puerto casi de una manera continua. A los rosarios, cortadores y dragas de succión en marcha, hasta ahora mencionados, hay que sumar las dragas de retoexcavación que han trabajado en diversos proyectos en la última década : la **“Razende Bol”** de 1.800 HP, en la dársena Norte de Raos y en el atraque de Terquisa; la **“Rocky”**, de 1.300 HP en el muelle n° 5 de Raos; y la **“Dracpala”**, también de 1.300 HP en el canal de Astillero. (9).

Los mantenimientos de calados del puerto son acometidos ahora por empresas dragadoras internacionales. En 2002, “Sedra”. En 2003, la danesa “Rohde Nielsen” y en el trienio 2004-2006, la holandesa “De Boër”. Desde entonces y hasta la actualidad “Rohde Nielsen” ha seguido efectuando los dragados de mantenimiento del Puerto.

Los 9 años transcurridos desde el año 2000 a 2008 han contabilizado un volumen total extraído de 2,4 millones de metros cúbicos, lejos de los años dorados de los grandes dragados de los 80 y principios de los 90.

En aquel ya lejano día de julio de 1939 don Gabriel Huidobro, con el retorno de los barcos de la flota dragadora del puerto, supo que la reconstrucción comenzaba. La realidad del puerto de Santander de hoy supera con creces sus previsiones de entonces. Protagonistas fundamentales de este desarrollo han sido los hombres y equipos que, a los largo de los últimas setenta años, han ejercido su actividad dragando los fondos del puerto.

10. REFERENCIAS

1. González Echegaray, Rafael. “Por más valer” (Junta del Puerto de Santander 1973).
2. A.P.Santander. “Los barcos de la Junta del Puerto de Santander (1884-1991)” (A. P. Santander, 2003).
3. A. P. Santander. “Estadísticas”.
4. González Martín, Fernando. Conversación, 7 de septiembre 2006.
5. Viguera González, Modesto y Peña Abizanda, Javier. “Dragas y Dragados” (Puertos del Estado, 1996).
6. Junta del Puerto de Santander. “Proyecto de bases para la Ampliación y mejora de calados de la canal principal” Memoria. (1978).
7. Junta del Puerto de Santander. “Pliego de bases del dragado general del canal del puerto” Memoria (1988).
8. Junta del Puerto de Santander. “Proyecto de bases para el concurso de las obras de dragado profundo en el espigón norte de Raos”. Memoria (1981).
9. Zatarain Madrazo, José Luis. Informaciones varias, (2006).

11. AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos a José Luís Zatarain Madrazo, Fabienne Botamino y Fernando González Martín de A. P. Santander.

Como a ti,
nos gustan
los
momentos
felices.



Nosotros buscamos la mejor solución.
Tú reduces el impacto de tus obras. Ellos lo disfrutan.

projar
Estamos aquí.

TUS PROYECTOS

Tus proyectos, obras públicas de gran envergadura. Nuestra experiencia, una herramienta para llevar a cabo su impermeabilización.

Porque las propiedades de la lámina ALKORPLAN® (gran resistencia al hinchado, a la putrescibilidad, al envejecimiento y un elevado nivel de estanqueidad incluso bajo deformación permanente), permiten adaptarnos a cualquier proyecto, incluso a los de mayor envergadura, como la impermeabilización del embalse de Saltadero en Canarias.

LÁMINAS IMPERMEABILIZANTES

Alkorgeo
geomembranes

Alkorplan® (PVC-P)

NUESTRA EXPERIENCIA

Lugar: **Embalse el Saltadero, Sur Tenerife, Islas Canarias**
Cliente: **BALTEN**
Empresa Constructora: **SATOGAN**
Empresa Instaladora: **COEMSER S.L.**
Superficie: **40,000m²**

RENOLIT Iberica, S.A.
Carretera del Montnegre, s/n
08470 Sant Celoni (Barcelona)
Tel.: 34 938 484 000 Fax: 34 938 675 517
renolit.iberica@renolit.com
www.alkorgeo.com



Evaluación estructural de un puente de hormigón pretensado afectado por una reacción álcali-sílice

ISMAEL CARPINTERO GARCÍA (*) y MIGUEL ÁNGEL BERMÚDEZ ODRIOZOLA (**)

RESUMEN Por encargo de la Dirección General de Carreteras, en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX se ha realizado un estudio sobre los daños que presentaba un puente de la Red de Carreteras del Estado construido en 1997. Ya en la primera inspección realizada al puente se detectó la existencia de una fisuración intensa en los tableros, indicativa de procesos de expansión del hormigón. En esta inspección se observó que la tipología de los daños no estaba asociada a procesos de corrosión de las armaduras, patología que no se presenta de forma apreciable en el puente. Por ello se consideró que la causa de la expansión del hormigón debía residir en reacciones químicas del hormigón de origen interno, ya que no se observó indicio alguno de que se estuviese produciendo un ataque químico por algún agente externo. De cara a analizar la causa de la expansión del hormigón, se realizaron ensayos sobre muestras de hormigón extraídas de los tableros. De los resultados de estos ensayos se dedujo que efectivamente se habían producido reacciones internas en la masa del hormigón que justificaban su expansión y la aparición de fisuras como las observadas. Además se realizaron otras actividades en obra, como la nivelación y ensayos dinámicos de los tableros, para, junto con algunos ensayos mecánicos sobre muestras de hormigón, estimar la trascendencia estructural de los daños. En el presente artículo se resumen los resultados obtenidos en el estudio realizado sobre la causa y trascendencia estructural de los daños del puente, a partir de los distintos ensayos llevados a cabo.

STRUCTURAL EVALUATION OF A PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE UNDER AN ALKALI-SILICA REACTION

ABSTRACT *The Central Laboratory of Structures and Materials (CEDEX) was commissioned by the National Department of Highways to evaluate the safety conditions of one bridge built on 1997, which is part of the net of the Spanish National Highways. Even at the first inspection many cracks were detected in the concrete deck, associated with expansion concrete processes. This examination revealed that concrete deterioration was not associated with any reinforcement corrosion process; in fact, there were no symptoms of this pathology all along the bridge. For that reason the internal chemical reactions were considered as the most probable cause for the expansion of concrete, as no symptoms of deterioration due to external attack were found. In order to check the origin of concrete expansion, some tests were carried out on concrete samples drilled on the decks. Results of these tests show that there had been internal reactions in concrete mass which explains its expansion and the appearance of those cracks observed. Further more, some other activities were also carried out on site to estimate the importance of the structural damages, as topographic levelling and dynamic testing of the decks. Also the mechanical properties of concrete probes were tested at laboratory. This article shows the main results obtained on the study carried on to determine the cause and significance of the structural damages of the bridge*

Palabras clave: Puente de hormigón, Expansión del hormigón, Reacción álcali-sílice, Durabilidad de estructuras de hormigón.

Keywords: Concrete bridge, Concrete expansion, Alkali-silica reaction, Concrete structures durability.

1. INTRODUCCIÓN

El puente, construido en 1997 dentro de las obras de una autovía en un tramo de nueva planta, salva otra autovía que

pasa por debajo. Está constituido por dos estructuras prácticamente gemelas que dan servicio a cada una de las calzadas (Figura 1). De acuerdo con la denominación del proyecto, la

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Director de Programa en el Área de Estudios y Auscultación de Estructuras.

(**) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Jefe de la División de Durabilidad del Hormigón en el Área de Ciencia de Materiales.



FIGURA 1. Vistas generales del puente.

calzada derecha sería el tablero A y la izquierda el B. Cada estructura está formada por una losa maciza postesada de tres vanos con apoyos intermedios en sendos pares de pilas. Las luces de los vanos a ejes de apoyos son de 16 m los extremos y 40 m el central.

Los tableros de ambas estructuras tienen un esviaje de 15° y una pendiente longitudinal media de aproximadamente un 2,6%. Son de 15 m de ancho y canto variable, máximo en los apoyos intermedios sobre pilas (2,00 m) y mínimo en el centro del vano principal (0,80 m). Cada losa tiene a ambos lados sendos vuelos laterales, de 2,40 m de luz con un canto de 0,40 m en el arranque.

El sistema de postesado longitudinal en cada losa está formado por 11 tendones continuos, curvos en alzado, con anclajes activos en los dos estribos del puente. Cada tendón está constituido por 43 cordones tipo Y1860 S7.

De acuerdo con la información que se facilitó desde la Unidad de Carreteras encargada de su conservación, si bien durante la construcción del puente no se produjeron anomalías significativas, desde entonces en repetidas ocasiones ha sido necesario reparar el pavimento de la calzada B. Estas reparaciones se realizaban como consecuencia de que apare-

cían baches y fisuraciones intensas del pavimento en las zonas de rodadura. Al retirar los fragmentos de pavimento dañados era habitual que se desprendieran fragmentos del hormigón del tablero, quedando las armaduras del mismo a la vista.

Estos daños en el pavimento, reproducidos periódicamente a pesar de las reparaciones que se realizaban, fueron los que motivaron la necesidad de realizar el estudio cuyos resultados exponemos a continuación.

2. ACTIVIDADES REALIZADAS

Antes del inicio del estudio se realizó una primera inspección del puente con objeto de establecer un diagnóstico preliminar que permitiese orientar las actividades y ensayos complementarios necesarios. En esta primera inspección se detectaron las distintas tipologías de daños que presentaba el puente y se apuntó ya que el origen de los problemas del puente podría residir en un proceso de expansión del hormigón motivado por el desarrollo de reacciones químicas internas.

A partir de las hipótesis establecidas sobre el origen y posible trascendencia de los daños se planteó el tipo y alcance

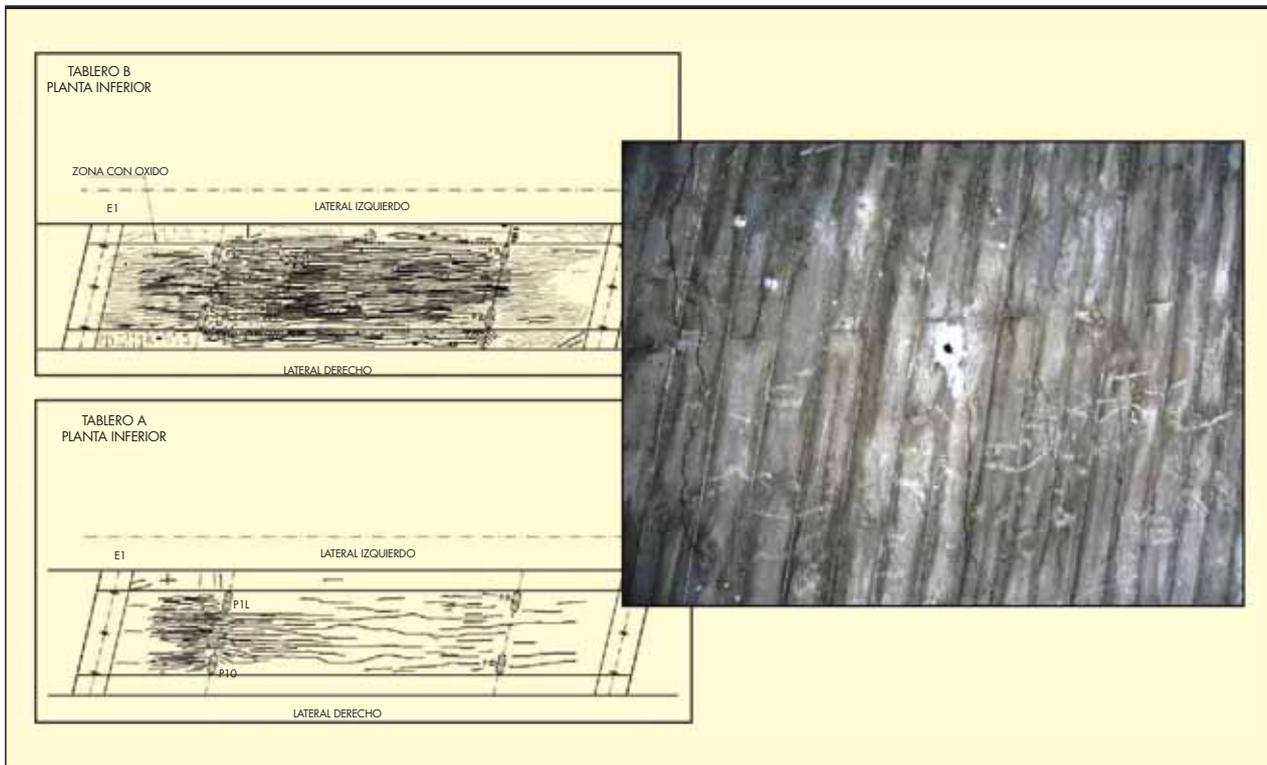


FIGURA 2. Fisuración longitudinal en cara inferior de tableros.

de actividades y ensayos complementarios que se realizarían para el estudio.

Todos los trabajos han sido desarrollados en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Los trabajos de campo fueron realizados por un equipo técnico del Área de Estudios y Auscultación de Estructuras; y en la realización de los ensayos de laboratorio participaron las divisiones de Durabilidad del Hormigón, Tecnología del Hormigón, Mineralogía y Petrología (Área de Ciencia de Materiales) y Química Inorgánica (Área de Materiales).

2.1. INSPECCIÓN DE DAÑOS

En la inspección del puente se observaron distintos tipos de daños, si bien lo más significativo era que los tableros de las dos estructuras presentaban una abundante fisuración de trazado irregular y abertura importante (incluso superior a 0,6 mm). De hecho esta fisuración era claramente observable a simple vista desde los estribos y la calzada de la carretera que pasa por debajo, sin necesidad de medios de acceso auxiliares.

Esta fisuración se presentaba de forma generalizada en los dos tableros, si bien lo hacía con mucha mayor intensidad y sobre todo magnitud en el tablero B (Figura 2), el mismo en el que se reproducían los citados daños en el pavimento.

Dentro de cada tablero la fisuración era más intensa en las zonas más próximas al estribo situado a menor cota; y en aquellas zonas más masivas (macizados en zonas de apoyo en estribos y zonas cerca de los apoyos intermedios, donde los tableros tenían más canto).

De este modo los daños más intensos se concentraban en la zona de menor cota del tablero B; mientras que en la zona de mayor cota del tablero A prácticamente no existían daños de este tipo.

El trazado de las fisuras respondía básicamente a los siguientes patrones:

- En cara inferior de los tableros las fisuras eran longitudinales, continuas y muy próximas entre sí (con una separación de unos 10-20 cm típicamente). En la Figura 2 se muestra un croquis y fotografías de estas fisuras.
- En las caras laterales de los tableros, cerca de los apoyos intermedios, con trazado inclinado ascendente hacia los centros de vano.
- En los macizados de las zonas de apoyo sobre estribos, con trazado *en piel de cocodrilo*.

Acompañando a esta fisuración, en el tablero B existían abundantes depósitos de color blanco en forma de gota (Figura 3), con mayor intensidad allí donde había más fisuras. Estos depósitos no se manifestaban en la posición de ninguna fisura, sino que afloraban directamente en la superficie del hormigón. Se tomaron muestras para su posterior análisis en laboratorio.

Además ambos tableros presentaban una acusada deformación por flexión (más acusada en el tablero B), tanto longitudinalmente en el vano central como transversalmente los voladizos laterales.

En cuanto a los daños en el pavimento asfáltico que motivaron la necesidad del estudio, estos daños consistían básicamente en una fisuración intensa en zonas de rodadura del tablero B. Al retirar la capa de rodadura y descubrir la cara superior de la losa en una de estas zonas, se observó que las fisuras del pavimento eran reflejo de una intensa fisuración del hormigón, de modo que manualmente podían retirarse fragmentos de hormigón dejando la armadura perfectamente despegada y a la vista (Figura 4).



FIGURA 3. Depósitos en cara inferior del tablero B.



FIGURA 4. Fisuración tipo y cala en pavimento del tablero B.

También se observaron indicios de humedades en los dos tableros, más intensos en el estribo de menor cota. Cabe señalar que el puente está situado cerca de un caudaloso río, en una zona en la que habitualmente se producen densas nieblas a lo largo del año.

2.2. NIVELACIÓN

Para estimar el orden de magnitud de la deformación apreciable a simple vista de los tableros se realizó una serie de nivelaciones longitudinales de los mismos según cuatro alineaciones en cada calzada: dos aproximadamente sobre el arranque de los vuelos laterales (denominadas lateral de losa); y otras dos próximas a los bordes del tablero (denominada voladizo), situando en este caso las miras de nivelación aproximadamente a 0,80 m del extremo del vuelo.

Para realizar la nivelación se utilizó un nivel de alta precisión WILD N3 y miras con nivel de burbuja. Las trayectorias de nivelación se definieron tomando puntos de medida en la

posición de los estribos y las pilas, y de varios puntos intermedios de los vanos de cada estructura.

A modo de resumen en la Figura 5 se muestra un gráfico que representa las “flechas” estimadas en cada alineación respecto de una sucesión de líneas rectas teóricas que pasaran por los puntos nivelados en pilas y estribos.

Así, en las nivelaciones realizadas se observó que efectivamente los tableros presentaban una acusada deformación por flexión longitudinal, que se manifestaba fundamentalmente en la zona central del vano principal (con valores máximos de “flecha” del orden de 1/300 veces la luz del vano). Las mayores “flechas” se producían en el tablero B; y dentro de cada tablero en el lado derecho.

Además los voladizos laterales tenían una “flecha” respecto de su arranque muy acusada, sobre todo en el tablero B. En dicho tablero la “flecha” estimada era mayor en el lado derecho, donde alcanza valores del orden de 1/10 veces la luz del vuelo.

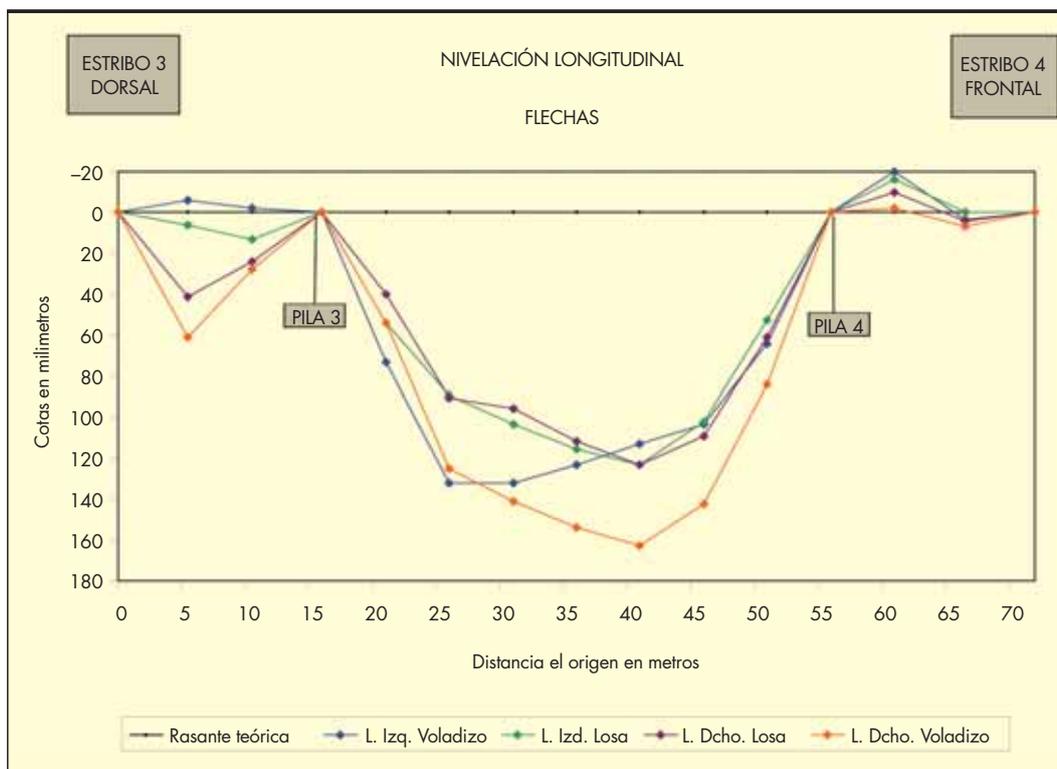


FIGURA 5. Resultados de las nivelaciones en la calzada del tablero B.

2.3. ENSAYOS SOBRE MUESTRAS DE HORMIGÓN ENDURECIDO DEL PUENTE

2.3.1. Localización de las muestras y ensayos realizados

Para la realización de los ensayos se extrajeron varias muestras de hormigón de los tableros del puente. La localización se decidió a partir de la magnitud e intensidad de los daños que se deducía de la inspección de detalle realizada. Así, se tomaron 10 testigos de $\varnothing 100$ mm, 7 del tablero B y 3 del A, repartidos a lo largo de la longitud de ambas calzadas.

Sobre estas muestras se realizaron los siguientes ensayos en laboratorio:

- Inspección visual de los testigos extraídos.
- Ensayos físico-químicos:
 - Análisis por microscopía electrónica de barrido de muestras de hormigón y de los depósitos blancos superficiales tomados de los tableros y de los testigos.
 - Examen petrográfico de áridos gruesos extraídos de los testigos de hormigón.
 - Análisis químicos. Se determinó el contenido de azufre y alcalinos del hormigón, y el contenido de azufre del árido grueso; y se realizó el ensayo químico de reactividad potencial sobre el árido grueso.
 - Análisis por difracción de rayos X del hormigón y de los áridos gruesos extraídos del hormigón.
 - Ensayo acelerado en probetas de mortero sobre muestras de árido extraídas de los testigos de hormigón, para evaluar la reactividad potencial.
 - Determinación de las características físicas del hormigón. Se realizaron los ensayos de penetración de agua bajo presión y porosidad abierta.

- Determinación de las características mecánicas del hormigón. Se realizaron ensayos de determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad; y de la velocidad de propagación del impulso ultrasónico.

2.3.2. Resultados de los ensayos

Inspección visual de los testigos

En todos los testigos se encontraron síntomas típicos de la reacción álcali-sílice, como depósitos blancos, áridos fisurados y aureolas alrededor de áridos (Figura 6). Sin embargo, la frecuencia con que se presentan estos síntomas variaba de unos testigos a otros. Así, los testigos procedentes de la zona de menor cota del Tablero B son los que presentaban mayor cantidad de depósitos blancos tanto en superficies laterales como frontales, y en el interior del testigo. A continuación, los demás testigos del Tablero B presentaban bastantes depósitos (sobre todo en las superficies frontales), aunque en menor cuantía que los anteriores. Finalmente, los testigos extraídos del Tablero A apenas mostraban depósitos blancos. Por lo tanto, también en los testigos extraídos se observó esta gradación de los daños apuntada en la inspección visual de la estructura.

Ensayos físico-químicos

Los resultados de los ensayos físico-químicos también indicaban la posibilidad de que se estuviese desarrollando una reacción álcali-sílice, aunque no todos permitían identificar la importancia de ésta con la misma claridad. Así, el examen petrográfico de áridos gruesos localizados en los testigos (Figura 6) indica que se trata de cuarcitas, algunas de las cuales contenían cuarzo microcristalino o con extinción ondulante, cuya presencia puede ser indicativa de áridos susceptibles de reaccionar con los alcalinos de la solución de

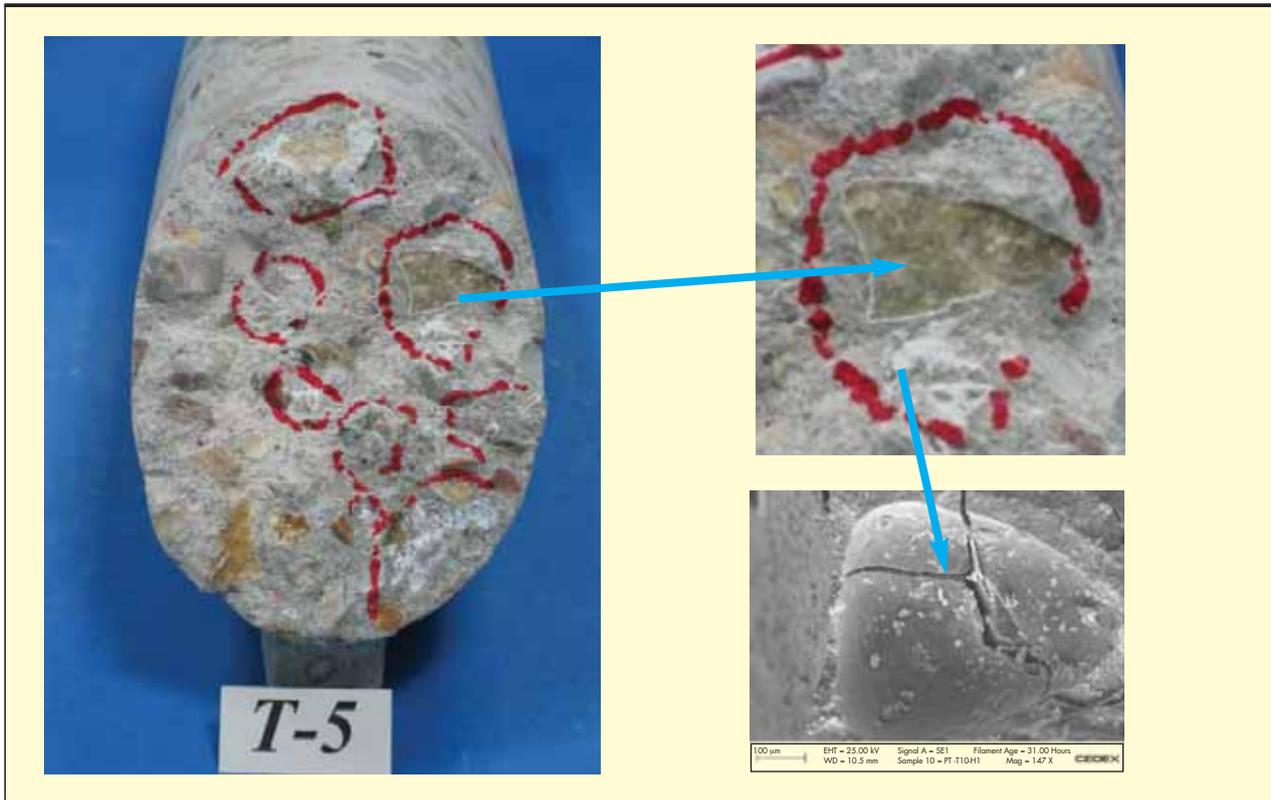


FIGURA 6. Superficie frontal del testigo con numerosos síntomas de la reacción (marcados en rojo), árido extraído para su examen petrográfico y depósito blanquecino rodeándolo, analizado por microscopía electrónica de barrido.

los poros del hormigón. También el análisis por microscopía electrónica de barrido detectó la presencia de geles de la reacción álcali-silice, así como de depósitos puntuales de etringita. Hay que destacar que la simple presencia de etringita podría indicar un ataque por sulfatos, aunque no significa que necesariamente se produzca, ya que otras patologías del hormigón (por ejemplo, la reacción álcali-silice) pueden provocar una precipitación de etringita en huecos y fisuras, sin afectar al hormigón.

Por difracción de rayos X no se detectó la presencia de etringita, por lo que es de suponer que la etringita observada con el microscopio electrónico de barrido era realmente puntual y no alcanzaba un contenido apreciable en el hormigón, lo que sí sería sintomático de un ataque por sulfatos.

Los ensayos químicos (Tabla 1) permitieron igualmente descartar la existencia de un ataque por sulfatos simultáneo

(si bien el contenido de sulfatos del hormigón es abundante, tal vez debido a una dosificación con un alto contenido de cemento, el contenido de azufre de los áridos es muy reducido) y constatar la disponibilidad de suficientes alcalinos en el hormigón (aportados en parte por los propios áridos).

Por el contrario, el ensayo químico de reactividad potencial realizado sobre áridos extraídos de los testigos dio resultado negativo (calificaría al árido como no reactivo). Sin embargo, ya se han recogido resultados erróneos del ensayo en algunas otras ocasiones, lo que ha motivado su exclusión como ensayo de reactividad potencial en la nueva Instrucción EHE-08.

Por último, en el ensayo acelerado en barras de mortero se observó claramente la reactividad potencial del árido y su enorme potencial de expansión remanente. Si el límite de expansión (que califica al árido como reactivo) a 28 días es del

Zona	Azufre áridos (% peso horm.)	SO ₃ hormigón (% peso horm.)	Na ₂ O _{equivalente} (kg)	SiO ₂ /Na ₂ O
Tablero B, zona más seca	0,099	0,950	37,1	0,10
Tablero B, zona húmeda	0,050	0,935	31,4	0,05
Tablero A	0,051	1,020	35,6	0,03
Valor límite	0,1	3,5-4% peso de cemento	-	0,11

TABLA 1. Resultados de los ensayos químicos realizados.

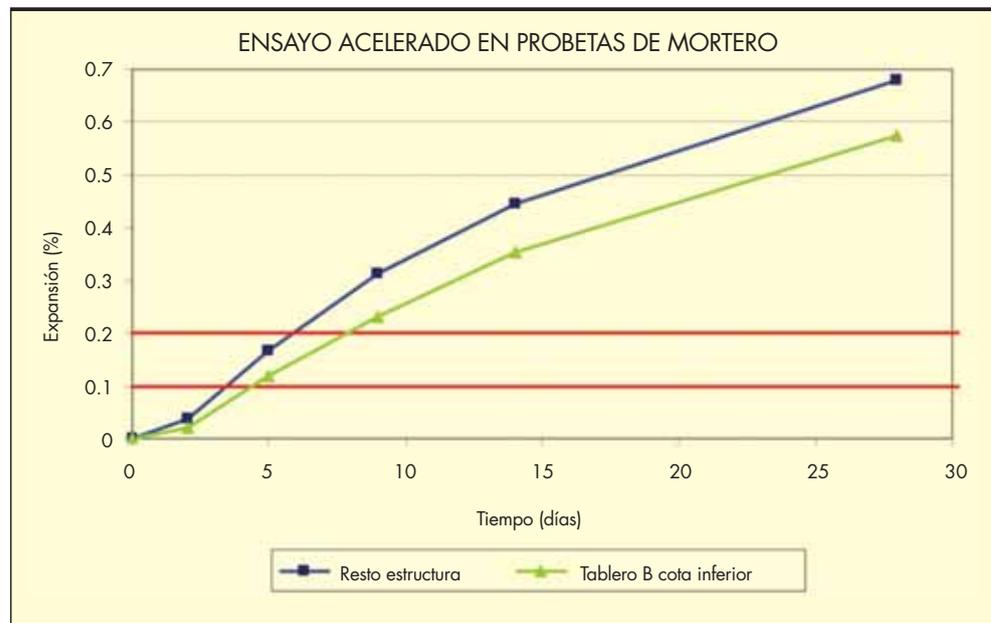


FIGURA 7. Resultados del ensayo acelerado en probetas de mortero.

0,2%, en las probetas ensayadas se superó de media el 0,6%. La expansión fue sensiblemente inferior (el 0,58%) en las barras fabricadas con áridos procedentes de la zona más afectada de la estructura (la zona de menor cota del Tablero B) que las del resto de los tableros (el 0,66%), lo que podría ser indicativo de que parte del componente reactivo ya se ha consumido en esta zona de la estructura que ha experimentado mayor expansión (Figura 7).

En cuanto a los ensayos físicos, se detecta una muy reducida permeabilidad en los testigos del Tablero B, mientras que en los del A era elevada; y que la porosidad abierta era similar en todos ellos.

Ensayos mecánicos

En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos en estos ensayos. De estos resultados deducimos entre otros los siguientes aspectos:

- Todos los testigos presentaban una elevada *velocidad de transmisión de ultrasonidos* correspondiente a hormigones de calidad buena.
- Las *densidades* medidas también son bastante elevadas y uniformes.
- Las *resistencias a compresión* en testigo ponen de manifiesto que la dispersión es reducida (con un coeficiente de variación global de 0,08), asociada a hormigones de buena calidad.
- Sin embargo en el testigo PT-T7 se obtuvo una resistencia sensiblemente inferior, aunque superior a la resistencia especificada en proyecto (40 MPa). De hecho, si se considera como un único lote el conjunto de las dos estructuras, el valor de resistencia en el testigo PT-T7 sería aberrante, de acuerdo con el criterio de Dixon y Massey. Eliminando dicho valor, la resistencia estimada del puente sería de 46,7 MPa (con un coeficiente de variación de 0,05), superior a la resistencia de proyecto, pero un 13% inferior a la que sería esperable¹ en la ac-

tualidad para un hormigón con resistencia de 40 MPa a 28 días.

- Los *módulos de elasticidad* estáticos presentaban una alta dispersión, sobre todo en el caso del tablero B, donde dos de los testigos, extraídos de una zona próxima a su estribo frontal, dieron valores significativamente reducidos.

Además, tanto en el tablero A como en el B el valor medio de los módulos estáticos obtenidos era muy inferior al mínimo esperable para un hormigón como el especificado en proyecto (del orden de 33.600 MPa).

Por otro lado, observamos que la formulación de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE que relaciona la resistencia con el módulo estático, aplicable como estimación para hormigones convencionales, no se ajustaba en modo alguno a las características del hormigón de la obra en el momento del estudio.

- Los módulos dinámicos estimados a partir de la velocidad de propagación del impulso ultrasónico presentaban una dispersión inferior a la de los módulos estáticos, aunque en todo caso eran inferiores al mínimo esperable para un hormigón como el definido en proyecto con la edad del puente.
- Existía una muy mala correlación entre los valores de resistencia a compresión con los resultados de los otros ensayos (velocidad de ultrasonidos, densidad, y módulo de elasticidad estático).

A modo de resumen se puede indicar que la reacción álcali-sílice afecta de distinto modo a las propiedades mecánicas del hormigón. Así, la resistencia a compresión no se ve afectada apreciablemente hasta que la reacción ha evolucionado ampliamente, mientras que el módulo de elasticidad sí se reduce de modo significativo en etapas anteriores. De este modo, si se estima el módulo de elasticidad a partir de la resistencia a compresión medida en los testigos (mediante la formulación de la Instrucción EHE-08) y se compara con el módulo medido realmente en los testigos, se observa una reducción del módulo (respecto al teórico) del 20%. En la Figura 8 se muestra esta comparación.

¹ De acuerdo con la formulación recogida en la Instrucción EHE-08.

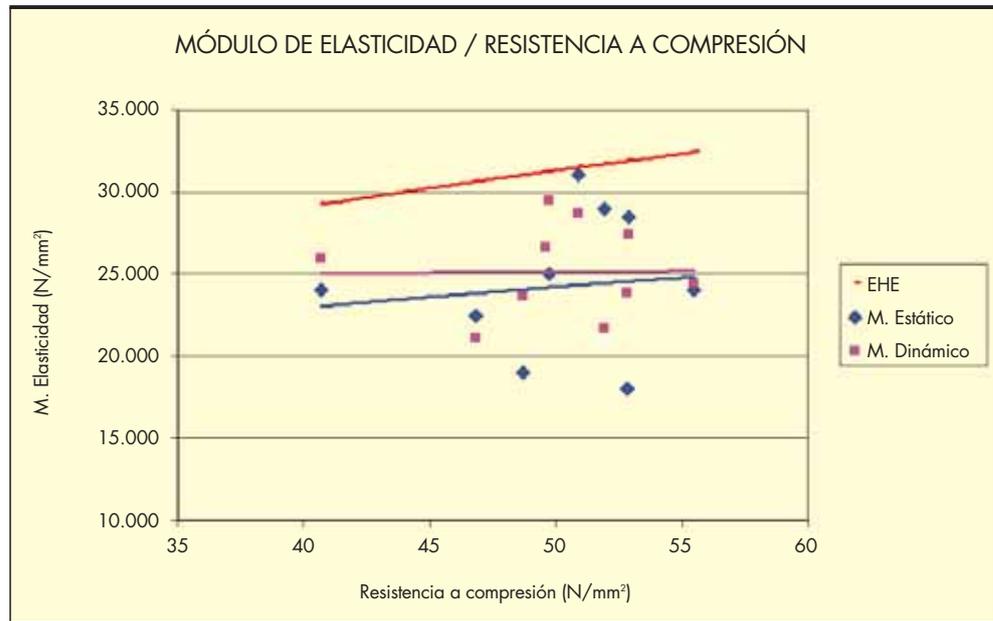


FIGURA 8. Comparación entre el módulo de elasticidad teórico (EHE) y el realmente medido (M. estático), así como con el estimado a partir de la velocidad de ultrasonidos y multiplicado por 0,85 para poder compararlo con el módulo de elasticidad estático (M. dinámico).

	muestra	Velocidad ultrasonidos (m/s)	Densidad (kg/m³)	fc ¹⁾ N/mm²	Ec N/mm² estático	Ec N/mm² dinámico estimado	E _{din} /E _{est}
Tablero B	PT-T1	3892	2328	52.8	18000	28082	0.64
	PT-T2	3994	2319	48.7	19000	27751	0.68
	PT-T3	3853	2291	51.9	29000	25433	1.14
	PT-T4	4094	2299	49.6		31328	
	PT-T5	3843	2274	46.8	22500	24784	0.91
	PT-T6	4347	2318	49.7	25000	34666	0.72
	PT-T7	4123	2297	40.7	24000	30499	0.79
	valor medio	4021	2304	48.6	22917	28935	
	σ	182.25	18.88	4.01	4054.83	3479.49	
	δ	0.05	0.01	0.08	0.18	0.12	
	fc,est			42.0			
Tablero A	PT-T8	4301	2326	50.9	31000	33694	0.92
	PT-T9	4040	2313	55.5	24000	28731	0.84
	PT-T10	4286	2301	52.9	28500	32275	0.88
	valor medio	4209	2313	53.1	27833	31567	
	σ	146.55	12.50	2.31	3547.30	2556.20	
	δ	0.03	0.01	0.04	0.13	0.08	
	fc,est				49.3		
Tableros A y B	valor medio	4077	2307	50.0	24556	29724	
	σ	187.55	17.15	4.08	4411.95	3337.61	
	δ	0.05	0.01	0.08	0.18	0.11	

TABLA 2. Resultados de los ensayos mecánicos realizados.

2.4. ENSAYOS DINÁMICOS

Con objeto de obtener datos para poder realizar una estimación del grado de afección en cada estructura por los procesos de degradación detectados y analizar también su comportamiento frente a las acciones dinámicas constituidas por el tráfico sobre la misma, se decidió realizar una serie de registros de la respuesta dinámica de cada estructura frente a dicha acción.

Para provocar un estado de vibración en el puente que permitiera el registro de su respuesta dinámica se aprovechó el paso de tráfico habitual por las dos calzadas.

Para medir aceleraciones verticales se utilizaron transductores del tipo servo-acelerómetro de 0,25 g de rango y con una frecuencia natural de 49 Hz. Las señales, una vez acondicio-

nadas, se grabaron en una cinta magnética digital AIT para su posterior análisis en laboratorio. Posteriormente en el Laboratorio se procesaron las señales para obtener los gráficos y análisis necesarios.

Los valores obtenidos en el análisis de las grabaciones se estudiaron mediante un programa diseñado y desarrollado íntegramente en el Laboratorio Central. El análisis de frecuencias se realizó en todos los casos con una resolución de 0,046 Hz. Los modos que se detectaron correspondían a la flexión longitudinal del tablero y a la torsión, siendo la estimación de los mismos la que se recoge en la Figura 9 (en cada dibujo las líneas roja y azul representan la estimación de la forma del modo en cada borde del tablero). En la Tabla 3 se muestra una comparativa de frecuencias obtenidas para las dos calzadas.

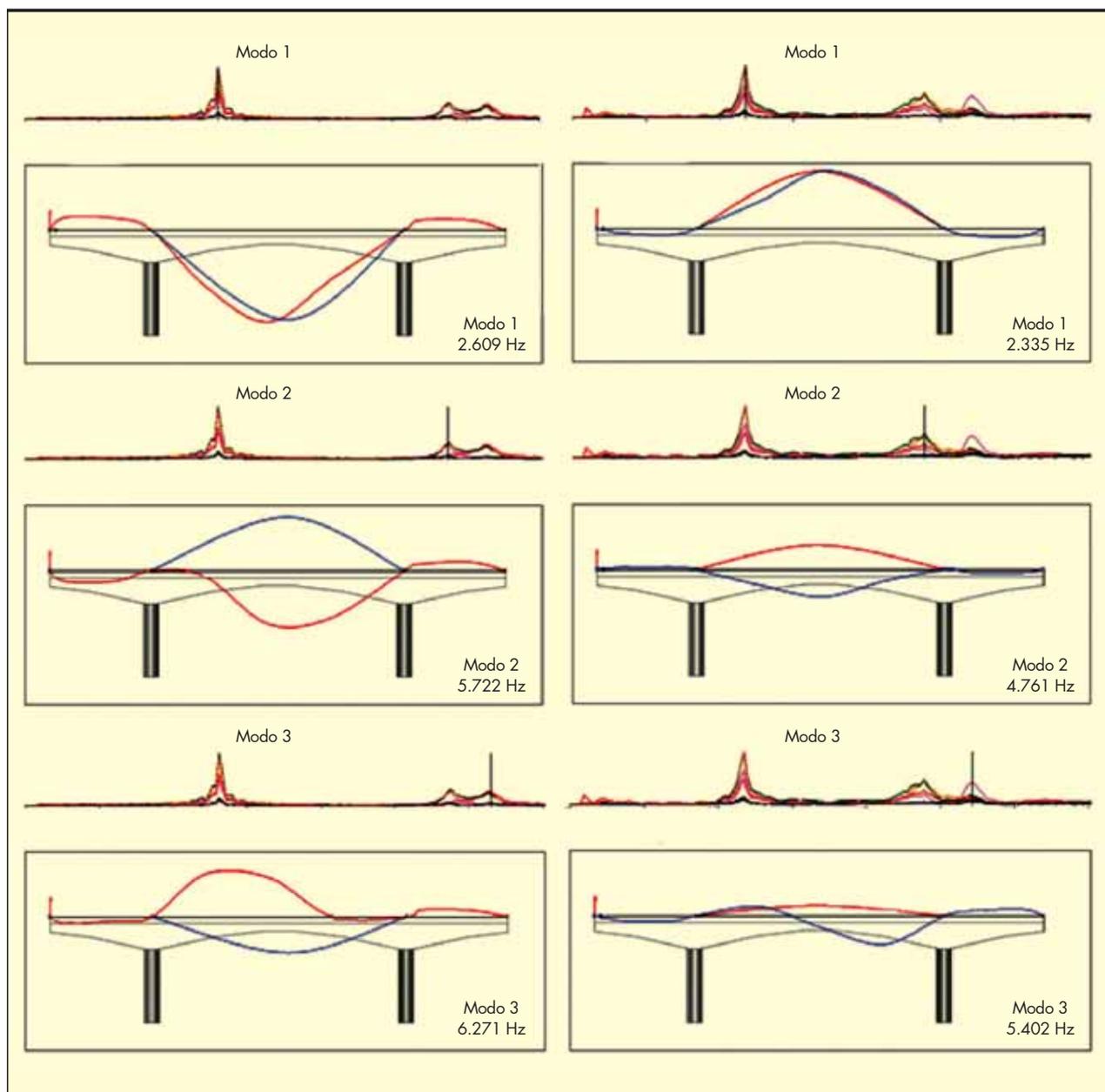


FIGURA 9. Formas modales deducidas de los ensayos realizados.

	Calzada Izquierda	Calzada Derecha		
Modo	Frecuencia (Hz)		Tipo	Relación Izq/Dch
1	2,335	2,609	Flexión Vertical	0,89
2	4,761	5,722	Torsión	0,83
3	5,402	6,271	Torsión	0,86

TABLA 3. Tabla resumen de las frecuencias obtenidas.

2.5. COMPROBACIONES AUXILIARES DE CÁLCULO

Con objeto de analizar los resultados obtenidos en los ensayos dinámicos del puente se diseñó un modelo de elementos finitos de la estructura de un tablero a partir de las características geométricas definidas en la documentación disponible.

La modelización de la estructura fue realizada a partir de elementos tipo placa y tipo barra en el programa de elementos finitos SAP 2000®.

En la Figura 10 se muestran las cuatro primeras formas modales obtenidas con el modelo de elementos finitos. En la Tabla 4 y en la Figura 11 se recoge un resumen de las frecuencias propias obtenidas, para distintos módulos de deformabilidad de la estructura, comparándolas con las deducidas de los ensayos realizados.

Hay que señalar que en los ensayos realizados no se obtuvo el tercer modo de vibración de la estructura que

se deduce del modelo (modo de torsión prácticamente simétrico del segundo modo), muy probablemente porque el tráfico que discurría sobre el puente, al estar cortados algunos carriles por el estacionamiento de los equipos de medición, no excitó suficientemente dicho modo. De esta manera el tercer modo obtenido en los ensayos se corresponde con el cuarto modo deducido a partir del modelo.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS

Tras la realización de las distintas actividades comentadas en el apartado 2 anterior, procedimos a analizar los resultados que obtuvimos, deduciendo varias consideraciones de las cuales a continuación recogemos un breve resumen.

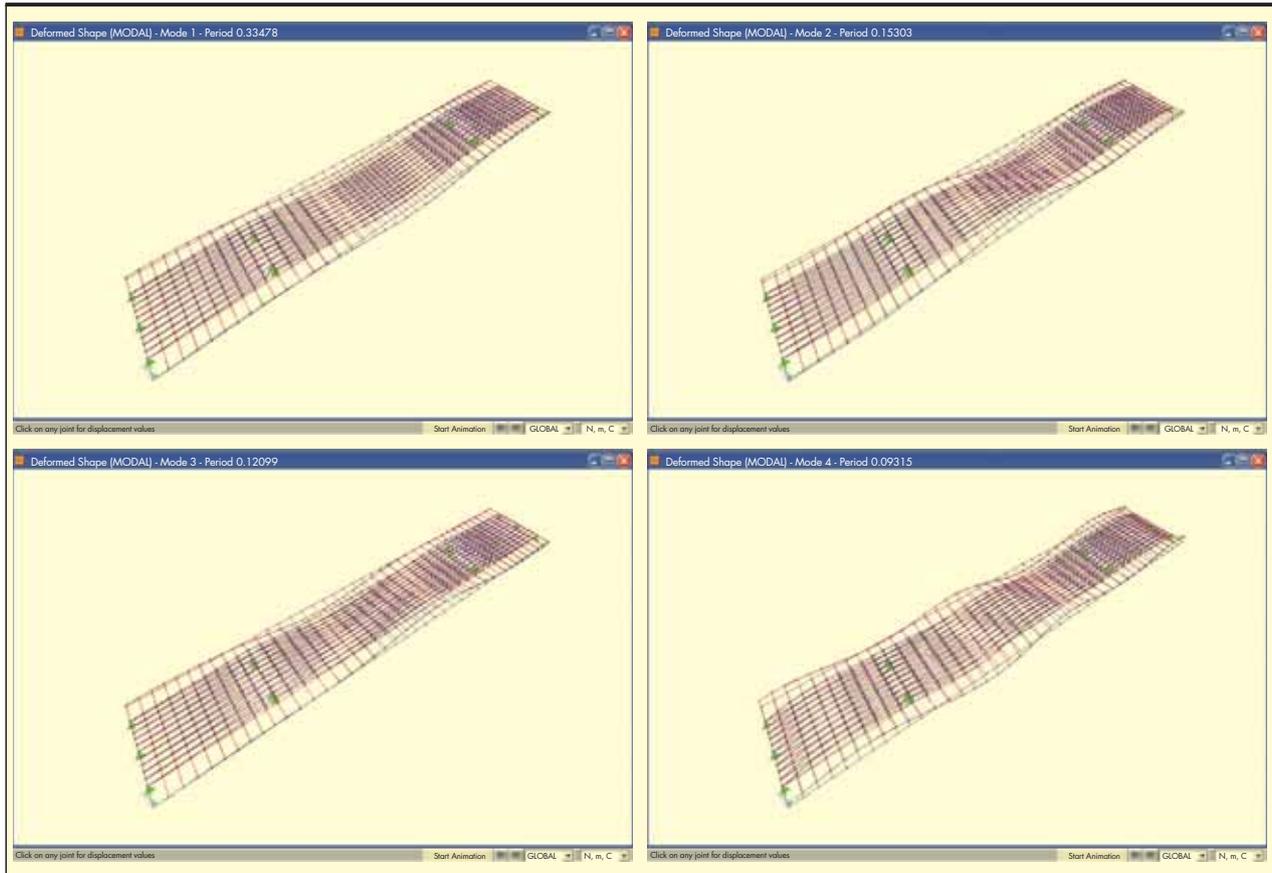


FIGURA 10. Vista general de las cuatro primeras formas modales del modelo.

MODOS MODELOS frecuencia (Hz) Periodo (seg)	ENSAYO	Emed,din= 31.600 Mpa	VARIACIÓN	Etoo,din= 39.500 Mpa	VARIACIÓN
	CALZADA DERECHA				
1	2.609	2.675	2.54%	2.987	14.49%
	0.383	0.374	-2.47%	0.335	-12.66%
2	5.722	5.849	2.21%	6.535	14.20%
	0.175	0.171	-2.16%	0.153	-12.44%
3		7.394		8.265	
		0.135		0.121	
4	6.271	9.610	53.24%	10.735	71.18%
	0.159	0.104	-34.74%	0.093	-41.58%
MODOS MODELOS frecuencia (Hz) Periodo (seg)	ENSAYO	Emed,din= 28.900 Mpa	VARIACIÓN	Etoo,din= 39.500 Mpa	VARIACIÓN
	CALZADA IZQUIERDA				
1	2.335	2.560	9.64%	2.987	27.92%
	0.428	0.391	1.91%	0.335	-21.83%
2	4.761	5.595	17.51%	6.535	37.25%
	0.210	0.179	-14.90%	0.153	-27.14%
3		7.072		8.265	
		0.141		0.121	
4	5.402	9.194	70.20%	10.735	98.72%
	0.185	0.109	-41.24%	0.093	-49.68%

TABLA 4. Frecuencias propias de la estructura.

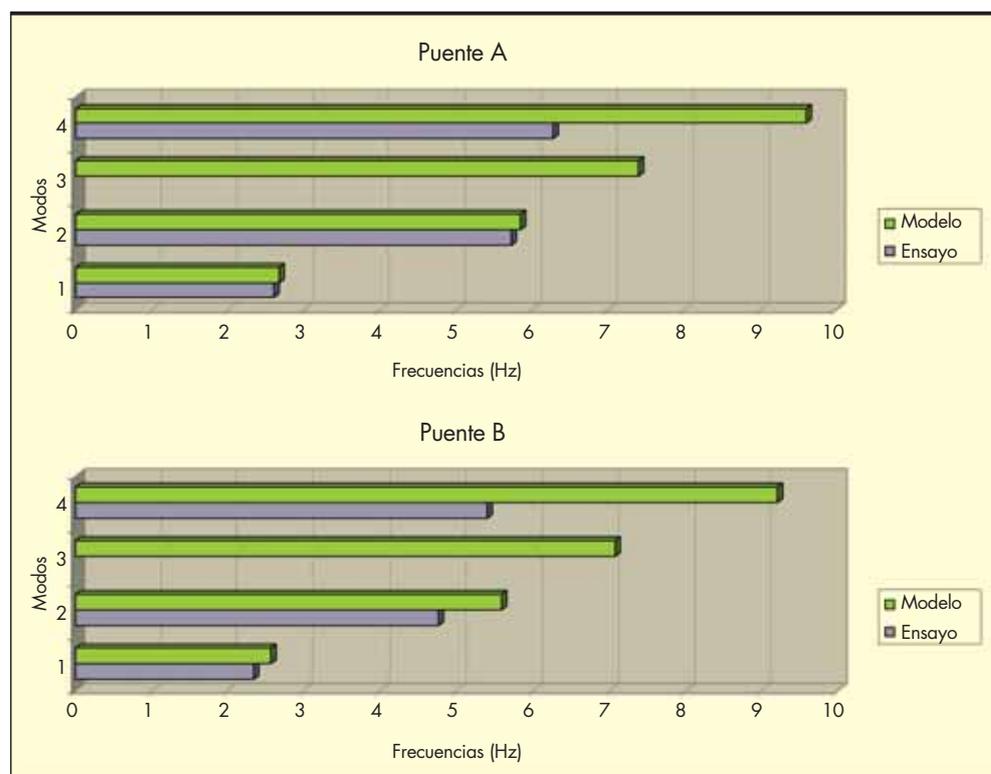


FIGURA 11. Frecuencias propias de la estructura.

En relación con el origen de los daños

A la vista de los resultados de las inspecciones y ensayos se deducía que efectivamente el origen de los daños residía en procesos de expansión del hormigón. En efecto, la abertura de las fisuras, su trazado, la intensidad con que se presentan y su localización eran aspectos indicativos de que su causa residía en tensiones internas originadas por un “hinchamiento” del hormigón endurecido de la estructura del tablero. En mucha menor medida la retracción y contracción térmica del hormigón podrían haber coadyuvado en la aparición y evolución del daño, pero en modo alguno estos fenómenos serían la causa de la fisuración existente, entre otros aspectos porque las variaciones volumétricas asociadas a estos fenómenos no justificarían la magnitud de las deformaciones impuestas necesarias para desarrollar los daños que se observaban.

Cabe señalar que el trazado de las fisuras estaba muy condicionado por las tensiones internas en la estructura asociadas a los esfuerzos a los que se encontraban sometidos los tableros. Así, en el caso de la fisuración predominantemente longitudinal de los tableros, las tensiones internas inducidas por el postesado longitudinal se sumaban a las originadas por la expansión del hormigón; mientras que en el caso de las fisuras inclinadas en las almas, cerca de los apoyos y ascendentes hacia centro de vano, las tensiones asociadas a los esfuerzos cortantes condicionaban el trazado de dichas fisuras. De este modo también, en los macizados existentes en los extremos de los tableros en las zonas de estribos, que no se encuentran sometidos a esfuerzos significativos, el trazado de las fisuras era claramente irregular.

De los resultados de los ensayos realizados sobre muestras de hormigón endurecido del puente se deducía también que se habían producido reacciones internas en la masa del hormigón que justificaban su expansión y que podían originar daños análogos a los observados.

Así, los depósitos blancos existentes en cara inferior de los tableros, fundamentalmente en el tablero B, tenían su origen en los productos de las reacciones expansivas que se estaban produciendo. De hecho en muchos de los testigos extraídos se observaron depósitos blancos en el contorno de los áridos gruesos y rellenando pequeñas oquedades internas.

Esta expansión del hormigón era la causa por lo tanto de la fisuración del tablero, fisuración que se estaba reflejando en el pavimento y que era la causa de los daños en él detectados históricamente.

En los ensayos de laboratorio realizados se obtuvieron resultados indicativos de que las reacciones que habían originado la expansión del hormigón residían en reacciones del tipo álcali-sílice.

La reacción álcali-sílice se produce cuando la disolución alcalina de los poros del hormigón y los minerales silíceos de algunos áridos reaccionan para formar un gel que, al embeber agua, aumenta de volumen.

Se trata por lo tanto de una reacción que necesita una importante presencia de agua para desarrollar su carácter expansivo. En este caso lo más probable es que las reacciones de expansión se han desarrollado gracias a la proximidad del puente a un caudaloso río, en una zona en la que habitualmente se producen densas nieblas a lo largo del año. La condensación de la niebla sobre la superficie del puente, junto con la escorrentía, habrían sido las responsables de la alta humedad necesaria para que se desarrollen las reacciones de expansión detectadas en las muestras analizadas. De hecho, como se ha señalado en el apartado 2.1 anterior, los daños eran más intensos en ambas estructuras cuanto más cerca del estribo situado a menor cota dada la pendiente longitudinal de las dos estructuras.

Además de la fisuración, otro de los efectos de las reacciones que se estaban produciendo en la masa interna del hormigón de los tableros era una reducción de sus propiedades me-

cánicas, fundamentalmente su módulo de elasticidad. De hecho la fisuración de los tableros y la reducción del módulo justificaban las importantes deformaciones medidas en los tableros y sus vuelos laterales.

En relación con la trascendencia estructural de los daños

La trascendencia estructural de la fisuración ocurrida venía dada fundamentalmente por la afección al monolitismo de los tableros. En efecto, la fisuración predominantemente longitudinal en los tableros afectaba significativamente a la rigidez de los mismos, sobre todo en sentido transversal.

En este sentido las inspecciones realizadas, las nivelaciones de los tableros, los ensayos de laboratorio y los ensayos dinámicos, ponían de manifiesto que el tablero B se encontraba más afectado que el tablero A.

En efecto, de los ensayos dinámicos realizados y del modelo de elementos finitos elaborado se dedujo que ambos tableros presentaban menor rigidez que la esperable en el estado actual, de acuerdo con la documentación de proyecto.

En el caso del tablero A la merma de rigidez estaba asociada fundamentalmente a la reducción del módulo de elasticidad dinámico (fenómeno típico de hormigones afectados por reacciones tipo álcali-sílice) y no tanto a la fisuración del tablero.

Sin embargo, en el caso del tablero B los ensayos dinámicos pusieron de manifiesto que las frecuencias de sus primeros modos de vibración eran significativamente inferiores a las esperables si sólo se hubiese visto afectado el módulo de deformación dinámico del hormigón, de modo que esta reducción de rigidez de la estructura se debía en gran medida a la fisuración del tablero.

Comparando los resultados de los ensayos dinámicos en ambos tableros estimamos, para el primer modo de vibración de flexión longitudinal, que la reducción de rigidez del tablero B respecto de la que tendría si no se hubiese desarrollado la fisuración era aproximadamente un 17%. En el caso del segundo modo de vibración (modo de torsión del tablero), la diferencia era mucho más notable. En efecto, de los análisis realizados se deducía que el tablero B habría sufrido una reducción muy significativa de su rigidez transversal, del orden de un 36%, respecto de la que tendría si no hubiese desarrollado la fisuración detectada.

Dada la dispersión obtenida en los ensayos, los órdenes de magnitud establecidos sólo podían tomarse necesariamente como una estimación, aunque en todo caso ponían de manifiesto una importante reducción de la rigidez del tablero B asociada a la fisuración desarrollada.

En cuanto a la reducción de la resistencia del hormigón de los tableros, ésta no tenía por sí misma trascendencia estructural, por cuanto las resistencias estimadas, aunque inferiores a las esperables para un hormigón de las características del de proyecto a la edad del estudio, eran superiores a la que se consideró en el diseño del puente.

En relación con la evolución previsible de los daños

La previsible evolución de los daños asociados a la expansión del hormigón sería claramente desfavorable. En particular cabe señalar que ya en el momento del estudio la fisuración existente afectaba muy negativamente, sobre todo en el tablero B, las condiciones de durabilidad del puente. En efecto, si bien no se habían detectado indicios de que se estuviesen desarrollando procesos de corrosión generalizados en las armaduras, las fisuras, dada su intensidad y magnitud, facilitarían en gran medida el acceso de agentes agresivos a la posición de las barras (humedad, oxígeno, cloruros de sales de deshielo, etc.).

Por otro lado, la evolución de los daños en el pavimento sería claramente desfavorable puesto que sucesivo paso de vehículos tenderá a fragmentar aun más el hormigón del tablero, incrementándose por lo tanto los daños en la calzada.

En cuanto a la reacción álcali-sílice en sí, el árido ha mostrado en el ensayo acelerado en probetas de mortero una gran

capacidad de continuar reaccionando, potencialidad que podría desarrollar en el caso de que continúe existiendo suficiente humedad y alcalinidad en el hormigón. En tal caso, el hormigón continuaría expandiendo, aunque no es posible estimar cuál sería su límite máximo.

4. CONCLUSIONES

La primera inspección y el diagnóstico preliminar son muy importantes en cualquier estudio de patología, pues sientan la base del resto de actividades a realizar. En este caso resultó fundamental para el posterior desarrollo del estudio.

Los tableros del puente objeto de estudio presentaban una fisuración generalizada que se manifiesta de forma intensa, más en una calzada (tablero B) que en la otra (tablero A).

Esta fisuración estaba asociada a una expansión de la masa del hormigón con el que estaban ejecutados los tableros, expansión que tenía su origen en reacciones internas del propio hormigón y que se había ido desarrollando paulatinamente desde la construcción de las estructuras.

De acuerdo con los resultados de los ensayos realizados, la causa de estas expansiones residía en reacciones del tipo álcali-sílice.

Este tipo de reacciones suelen aparecer en elementos de hormigón masivos en condiciones de alta humedad. De hecho se producen más fácilmente en obras hidráulicas tales como las presas, siendo muy poco habitual, al menos en España, encontrar casos de patología de este tipo en puentes.

Los daños originados por la expansión del hormigón no habían supuesto, en el momento del estudio, una merma técnicamente inadmisibles en las condiciones de seguridad de la estructura en una de las calzadas (tablero A).

En el caso de la otra calzada (tablero B), la fisuración había supuesto una reducción muy significativa en las condiciones de rigidez de la estructura, lo que exigía adoptar medidas correctoras.

La evolución de los daños sería en todo caso desfavorable en los dos tableros. Por un lado la fisuración desarrollada suponía una reducción no admisible en sus condiciones de durabilidad (inicio de procesos de corrosión generalizada de las armaduras), más teniendo en cuenta que, de acuerdo con la información facilitada, es habitual el empleo de sales de deshielo en invierno. Por otro lado no es descartable que la expansión del hormigón pudiera seguir evolucionando, dado que se comprobó una gran capacidad remanente de reacción del árido, que podría desarrollarse en caso de que siga existiendo suficiente humedad y alcalinidad en el hormigón.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Calavera Ruiz, J. "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado". 2ª edición. INTEMAC. Madrid. 2005.
- Fernández Cánovas, M. "Hormigón". 8ª edición. COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Madrid. 2007.
- CEB-FIP. "Strategies for testing and assesment of concrete structures". Guidance Report.. Boletín nº 243. Lausanne, Suiza. 1998.
- MINISTERIO DE FOMENTO. "Instrucción de hormigón estructural EHE". Secretaría General Técnica. 2008.
- Fernández Gómez, J. *et alli*. "Evaluación de la Capacidad Resistente de Estructuras de Hormigón". 1ª edición. INTEMAC. Madrid. 2001.

PASIÓN EN CADA PROYECTO



No todos los aeropuertos son iguales. Ni las carreteras. Ni los puertos. Ni siquiera las vías del tren. Existe algo que los diferencia. La pasión al enfrentarse a su proyecto. El detalle en el diseño, en la planificación, en su desarrollo. Cómo se gestiona, el compromiso con el medio ambiente y, sobre todo, la calidad del equipo humano que hay detrás. En Ineco Tifsa llevamos más de 40 años marcando la diferencia, entregándonos a fondo en cada nuevo proyecto. Siendo un referente en ingeniería y consultoría del transporte, aplicando en más de 25 países la tecnología más avanzada según las necesidades de cada cliente. Cuando se pone pasión en los proyectos se nota en el viaje.

Referente en ingeniería y consultoría de transporte.



Ecuaciones de la flexión en piezas con inercia variable

CARLOS MÉNDEZ ESTEBAN (*)

RESUMEN Este artículo recoge el resumen de una investigación realizada para **evaluar los esfuerzos de flexión en piezas de inercia variable**. La realidad física de los resultados obtenidos es objeto de posibles líneas de investigación ya que se trata de consideraciones teóricas, fruto de resoluciones numéricas matemáticas, que no han sido contrastadas físicamente. Mediante la derivación de las ecuaciones de flexión tradicionales y considerando la inercia como una función variable, se obtienen las nuevas “**Ecuaciones de flexión Méndez-Esteban**”, llamadas así en este artículo.

El **proceso** seguido para apoyar la validez de las ecuaciones de flexión consta de dos partes. En la primera, se procede a demostrar las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos y a tratar de demostrar analíticamente la existencia de los términos adicionales, tanto a nivel de rebanada como a nivel diferencial. En un segundo paso, se resuelve un caso concreto. Tomando como distribución del momento de inercia a lo largo de la directriz de la pieza, una distribución parabólica (en potencia de x) de grado “ind”, analizando una pieza sometida a carga uniforme, y mediante la resolución de las ecuaciones diferenciales, se obtienen los resultados que a continuación se incluyen.

FLEXURE EQUATIONS IN ELEMENTS WITH VARIABLE INERTIA

ABSTRACT *The herein article shows a summary of a research carried out for the flexure forces evaluation in pieces with variable inertia, the physical existence of the results of this study is a subject for future research, I have to insist on the fact that the results of this study are theoretical because all of them are results of mathematical analysis without a physical comparison. By derivation of the traditional equations of the flexion considering the inertia as a variable, a new set of equations is obtained, called “Méndez-Esteban” equations in this report. The possible physical existence of the additional terms are demonstrated. Later, considering the moment of inertia distribution to be a parabolic function (function of an exponent of x), with degree “ind”, an element with a uniform load has been analyzed with the resolution of the new set of flexure equation obtained. The results of the analysis are shown within this article.*

Palabras clave: Viga, Inercia, Variable, Ecuaciones, Flexión, Elástica.

Keywords: Beam, Inertia, Variable, Equations, Flexure.

1. PLANTEAMIENTO

HIPOTESIS DE PARTIDA: En las ecuaciones de flexión que siguen de Méndez-Esteban y en el desarrollo del artículo se parte de la hipótesis de que las deformaciones normales a las caras de la rebanada son proporcionales a la curvatura según x , según muestra la figura. Por lo tanto, la inercia $I(x)$ que se considera es la correspondiente a la sección transversal perpendicular al eje x (en la figura 1 el paramento superior). La elástica $y(x)$ se define como el movimiento perpendicular al eje x .

En líneas generales, los objetivos del presente artículo son los siguientes:

- 1.1. Demostrar que las “Ecuaciones de flexión Méndez-Esteban” son las ecuaciones diferenciales

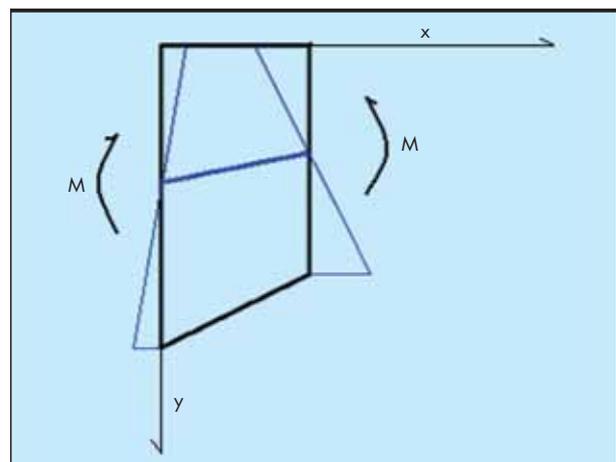


FIGURA 1.

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
carlos.mendezesteban@gmail.com

que rigen el comportamiento de la viga de inercia variable. Éstas, han sido obtenidas por la derivación completa a partir de la ecuación de la derivada segunda de la deformada $y(x)$ considerando la inercia como variable de x :

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} y(x) &= \theta \\ \frac{d^2}{dx^2} y(x) &= \frac{M}{E \cdot I(x)} \\ \frac{d^3}{dx^3} y(x) &= \frac{-Q}{E \cdot I(x)} - \frac{d}{dx} I(x) \cdot \frac{M}{E \cdot I(x)^2} \\ \frac{d^4}{dx^4} y(x) &= \frac{p}{E \cdot I(x)} - 2 \cdot \frac{-Q}{E \cdot I(x)^2} \cdot \left(\frac{d}{dx} I(x) \right) + \\ &+ 2 \cdot \frac{M}{E \cdot I(x)^3} \cdot \left(\frac{d}{dx} I(x) \right)^2 - \frac{M}{E \cdot I(x)^2} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} I(x) \right) \end{aligned}$$

Para demostrar su validez se procederá a:

1.1.1. **Demostrar la validez de las ecuaciones de equilibrio** que relacionan los esfuerzos en la rebanada. El objetivo es asegurar los pasos que llevan a unas a partir de la derivada de otras.

1.1.2. **Demostrar teóricamente la existencia física del término** con dimensiones de cortante de valor

$$M \cdot \frac{I'}{I} \text{ y los otros términos esta vez con dimensiones de fuerza por unidad de longitud que son } Q \cdot \frac{I'}{I}, M \cdot \left(\frac{I'}{I} \right)^2 \text{ y } M \cdot \frac{I''}{I},$$

por lo tanto, la validez de estos cuatro equilibrios que constituyen el sistema de “ecuaciones de flexión de Méndez-Esteban”.

1.1.3. **Plantear el equilibrio diferencial general** con unas nuevas ecuaciones de equilibrio denominadas “Ecuaciones de equilibrio de Méndez-Esteban”. El objetivo es obtener la expresión de las tensiones de cortante para la viga de inercia variable y así demostrar que existe un término adicional debido a la inclinación de las tensiones.

1.2. **Resolver analíticamente un ejemplo de viga de inercia variable con las ecuaciones anteriores.**

2. DESARROLLO

Procedo, a continuación, a desarrollar cada uno de los puntos anteriores.

2.1. **Demostración de que las “Ecuaciones de Flexión Méndez Esteban” son las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento de la viga de inercia variable.**

2.1.1. **Demostración de la validez de las ecuaciones de equilibrio en piezas de inercia variable.** (Figura 2).

Por equilibrio de momentos en el punto 2:

$$Q \cdot dx + \frac{dM}{ds} \cdot ds + p \cdot \frac{dx^2}{2} = 0$$

si despreciamos los diferenciales de orden 2 nos queda:

$$Q = \frac{-dM}{ds} \cdot \frac{ds}{dx} = \frac{-dM}{dx}$$

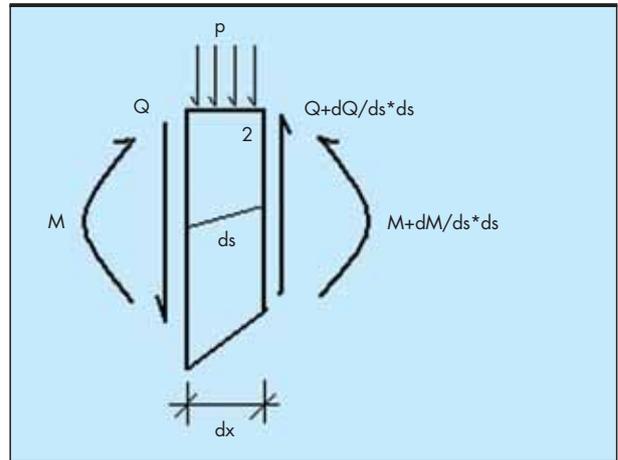


FIGURA 2.

Por equilibrio de fuerzas verticales:

$$-p \cdot dx + \frac{dQ}{ds} \cdot ds = 0$$

$$p = \frac{dQ}{ds} \cdot \frac{ds}{dx} = \frac{dQ}{dx}$$

2.1.2. **Demostrar teóricamente la existencia física de los términos.**

2.1.2.1. Evaluación del esfuerzo cortante debido a la inclinación de las tensiones normales. Sección General. (Figura 3).

Evaluación de I_x :

$$I = \int_{-c_1}^{c_2} y^2 \cdot b(y) \cdot \frac{1}{2} dy$$

Si $b(y)$ es constante en x :

$$I_x = \int_{-c_1}^{c_2} 2 \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \cdot b(y) \cdot \frac{1}{2} dy$$

dy/dx es igual a la inclinación que es $\text{tg}(\alpha)$ en el parámetro inferior y cero en el superior, tomamos las medidas en la parte inferior y superior. Ver Figura 4.

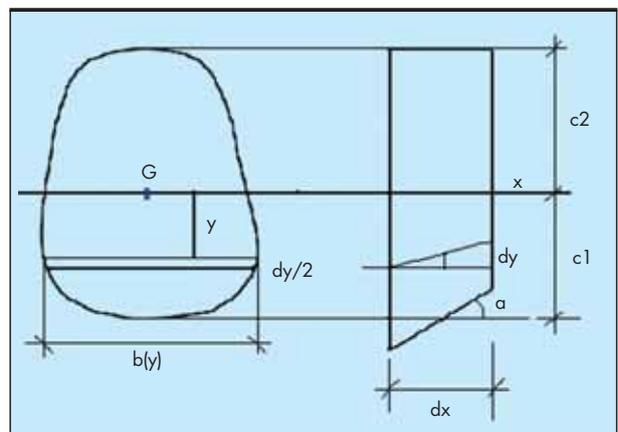


FIGURA 3.

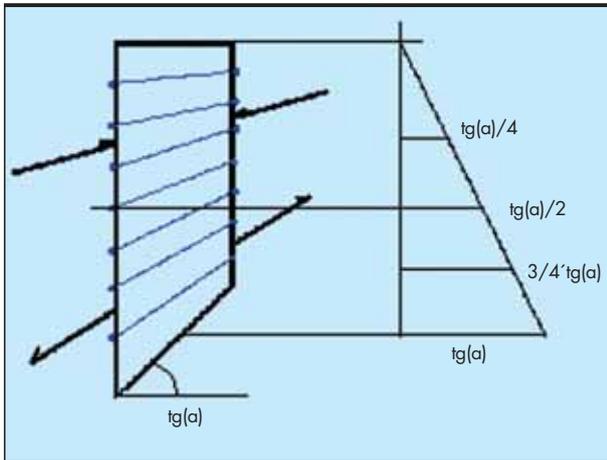


FIGURA 4.

Entonces:

$$I_x = 2 \cdot \frac{\text{inclin.}}{2} \cdot \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot b(y) dy = Me_i \cdot \frac{3 \cdot \text{tg}(a)}{4} - Me_i \cdot \frac{1 \cdot \text{tg}(a)}{4} = Me_i \cdot \frac{\text{tg}(a)}{2}$$

Evaluación del bloque de tracciones E:

$$E = \int_{-c_1}^0 \frac{M}{I} \cdot y \cdot b(y) dy = \frac{M}{I} \cdot Me_i$$

Evaluación del bloque de compresiones E1:

$$E1 = \int_0^{c_2} \frac{M}{I} \cdot y \cdot b(y) dy = \frac{M}{I} \cdot -Me_i$$

Evaluación de la componente vertical V tomando las inclinaciones medias. Me_i es el Momento estático de la parte inferior de la sección respecto a la línea de G.

$$V = \frac{M}{I} \cdot Me_i \cdot \frac{3 \cdot \text{tg}(a)}{4} + \frac{M}{I} \cdot -Me_i \cdot \frac{\text{tg}(a)}{4} = \frac{M}{I} \cdot Me_i \cdot \frac{\text{tg}(a)}{2}$$

Sustituyendo la expresión de I_x queda

$$V = \frac{M}{I} \cdot I_x$$

2.1.2.2. Evaluación de la carga por unidad de longitud debida a inclinación de tensiones rasantes. sección general. (Figura 5).

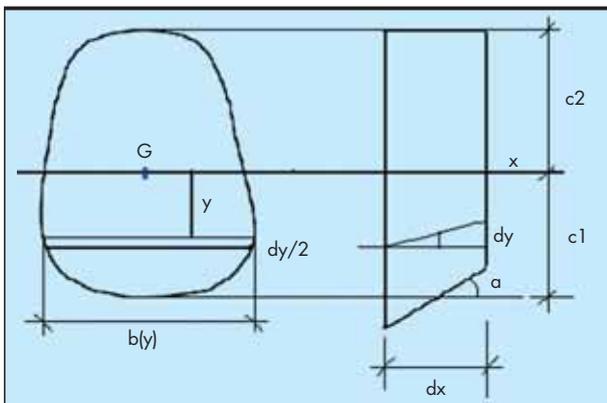


FIGURA 5.

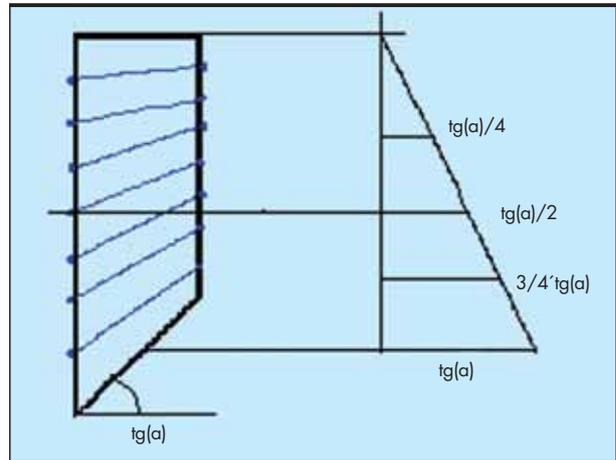


FIGURA 6.

Evaluación de I_x

$$I = \int_{-c_1}^{c_2} y^2 \cdot b(y) \cdot \frac{1}{2} dy$$

Si b(y) es constante en x

$$I_x = \int_{-c_1}^{c_2} 2 \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \cdot b(y) \cdot \frac{1}{2} dy$$

dy/dx es igual a la inclinación que es tg(a) en el paramento inferior y cero en el superior, tomamos las medias en la parte inferior y superior. Ver figura 6.

$$I_x = \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot \text{inclin.} \cdot b(y) dy = Me_i \cdot \frac{\text{tg}(a)}{2}$$

Evaluación del esfuerzo rasante R debido al cortante total (esfuerzo por unidad de longitud) en el cdg. Figura 7.

$$R = \frac{Q}{I} \cdot Me_i$$

Evaluación de la componente vertical V1 planteando la hipótesis de que el esfuerzo rasante es horizontal en la parte superior e inclinado con inclinación tg(a) en la parte inferior.

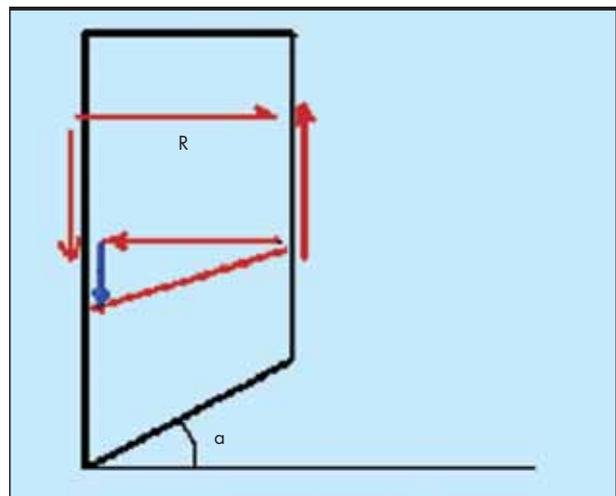


FIGURA 7.

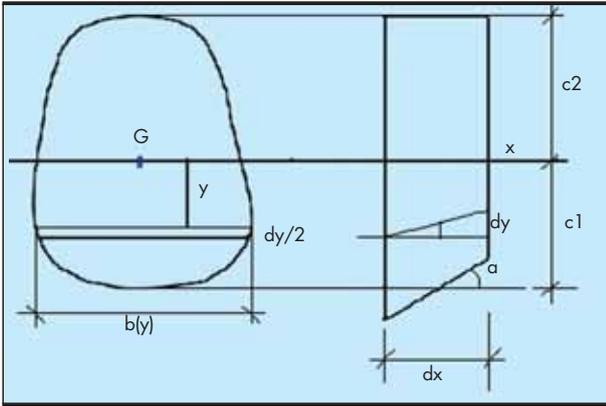


FIGURA 8.

Mei es el Momento estático de la parte inferior de la sección respecto a la línea de G.

$$V1 = \frac{Q}{I} \cdot Me_i \cdot tg(a)$$

sustituyendo la expresión de I'x queda:

$$V1 = \frac{2 \cdot Q}{I} \cdot I'x$$

2.1.2.3. Evaluación de la carga por unidad de longitud debida a la curvatura de las tensiones normales. Sección general. Figura 8.

Evaluación de I'x:

$$I = \int_{-c_1}^{c_2} y^2 \cdot b(y) \cdot \frac{1}{2} dy$$

Si b(y) es constante en x:

$$I'x = \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot \frac{dy}{dx} \cdot b(y) dy$$

$$I''x = \int_{-c_1}^{c_2} \left[\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 + y \cdot \frac{d^2}{dx^2} y \right] \cdot b(y) dy$$

dy/dx es igual a tg(a)/2 en el paramento inferior y cero en el superior, tomamos las medias en la parte inferior y superior. Ver figura 9.

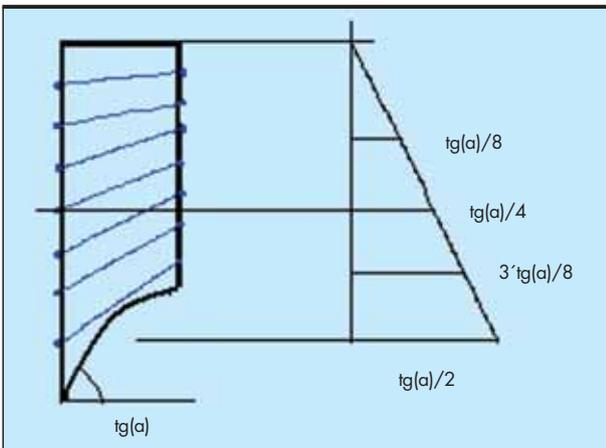


FIGURA 9.

$$I''x = \int_{-c_1}^{c_2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \cdot b(y) dy + \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot \frac{d^2}{dx^2} y \cdot b(y) dy$$

$$I''x = \frac{tg(a)^2}{16} \cdot S + \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot \frac{d^2}{dx^2} y \cdot b(y) dy$$

Si llamamos S a la superficie de la sección, Me al momento estático de la mitad respecto a la línea del cdg.

$$I''x = \frac{tg(a)^2}{16} \cdot S + curvm \cdot Me$$

$$I'x = \frac{tg(a)}{4} \cdot Me$$

$$(I'x)^2 = \frac{tg(a)^2}{16} \cdot Me^2$$

Por lo tanto,

$$I''x = \frac{(I'x)^2 \cdot S}{Me^2} + curvm \cdot Me$$

Pero,

$$(I \cdot S)_s = \int_0^{c_2} y^2 \cdot b(y) dy \cdot \left(\int_0^{c_2} b(y) dy \right) =$$

$$= \int_0^{c_2} y \cdot b(y) dy \cdot \int_0^{c_2} y \cdot b(y) dy = (Me_s)^2$$

$$(I \cdot S)_i = \int_{-c_1}^0 y^2 \cdot b(y) dy \cdot \left(\int_{-c_1}^0 b(y) dy \right) =$$

$$= \int_{-c_1}^0 y \cdot b(y) dy \cdot \int_{-c_1}^0 y \cdot b(y) dy = (Me_i)^2$$

$$(Me_s)^2 + (Me_i)^2 = 2 \cdot Me^2 = (I \cdot S)_s + (I \cdot S)_i = I \cdot S$$

Por lo tanto,

$$I''x = \frac{2 \cdot (I'x)^2}{I} + curvm \cdot Me$$

Evaluación del esfuerzo H resultante horizontal del bloque de tracciones y de compresiones. Figura 10.

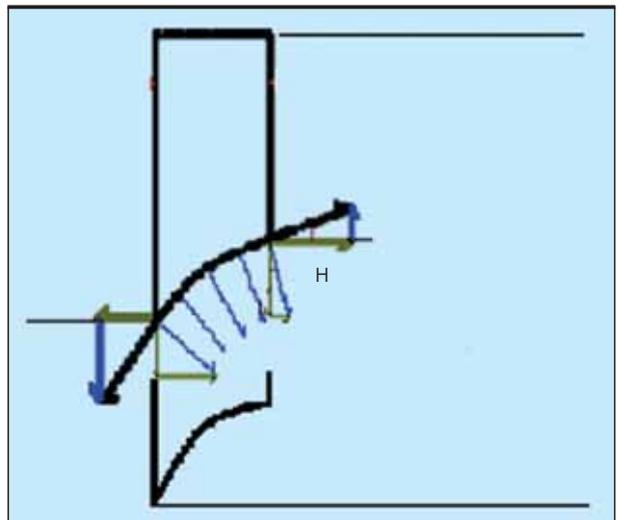


FIGURA 10.

$$H1 = \int_{-c}^0 \frac{M}{I} \cdot y \cdot b(y) dy = \frac{M}{I} \cdot Me_i$$

$$H2 = \int_0^{c^2} \frac{M}{I} \cdot y \cdot b(y) dy = \frac{-M}{I} \cdot Me_i$$

Evaluación de la fuerza por unidad de longitud qv , Me_i es el Momento estático de la parte inferior de la sección respecto a la línea de G:

$$qv = H \cdot curvm = \frac{M}{I} \cdot Me_i \cdot curvm$$

sustituyendo la expresión de $I'x$ queda:

$$qv = \frac{M}{I} \cdot \left[I'x - \frac{2 \cdot (Ix)^2}{I} \right]$$

Quedan pues demostrados teóricamente la existencia de todos los términos de las ecuaciones 3ª y 4ª de las de flexión de Méndez-Esteban. Si planteamos los equilibrios de fuerzas cortantes nos saldría la ecuación 3ª y si planteamos el equilibrio de cargas por unidad de longitud nos saldría la ecuación 4ª.

2.1.3. Ecuaciones de equilibrio de Mendez-Esteban, nueva expresión de las tensiones cortantes en caso de viga de inercia variable. (Figura 11)

Si planteamos el equilibrio diferencial de este elemento que forma parte de la línea inclinada que siguen las tensiones normales, considerando pues que estas tensiones son funciones de dos variables, x e y , y considerando las fuerzas máxicas X e Y , se plantean los siguientes equilibrios. (Las derivadas que se expresan son parciales):

$$\frac{d}{dx} s_{gx} \cdot dx \cdot dy + \frac{d}{dy} s_{gx} \cdot dy \cdot dx + \frac{d}{dy} t_{yx} \cdot dy \cdot dx + X \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$\frac{d}{dy} s_{gy} \cdot dy \cdot dx + \frac{d}{dx} s_{gy} \cdot dx \cdot dx + \frac{d}{dx} t_{xy} \cdot dx \cdot dy + Y \cdot dx \cdot dy = 0$$

Si dividimos ambas expresiones por $dx \cdot dy$ queda

$$\frac{d}{dx} s_{gx} + \frac{d}{dy} s_{gx} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dy} t_{yx} + X = 0$$

$$\frac{d}{dy} s_{gy} + \frac{d}{dx} s_{gy} \cdot \frac{dx}{dy} + \frac{d}{dx} t_{xy} + Y = 0$$

Que son las ecuaciones de equilibrio de Méndez-Esteban.

Si aplicamos estas ecuaciones a las vigas de inercia variable para deducir la expresión de la tensión cortante:

$$s_{gx} = \frac{-M(x)}{I} \cdot y$$

$$\frac{d}{dx} s_{gx} = \frac{Q(x)}{I} \cdot y$$

$$\frac{d}{dy} s_{gx} = \frac{-M(x)}{I}$$

Aplicando el equilibrio (1) en el caso de $X=0$

$$\frac{Q(x)}{I} \cdot y + \frac{-M(x)}{I} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dy} t_{yx} = 0$$

Si integramos en y respecto a la línea del cdg de la sección de inercia variable:

$$\int_0^y \frac{d}{dy} t_{yx} dy = t_{yx} = t_{xy_g} + \int_0^y \frac{-Q(x)}{I} \cdot y dy + \int_0^y \frac{M(x)}{I} \cdot \frac{dy}{dx} dy$$

la tensión cortante al nivel y es:

$$t_{yx} = t_{xy_g} - \frac{Q(x)}{I} \cdot \frac{y^2}{2} + \frac{M(x)}{I} \cdot y \cdot \tan(a)$$

Siendo $\tan(a)$ la inclinación media entre 0 e y .

Como se puede observar, utilizando las ecuaciones de equilibrio de Méndez-Esteban aparece un término adicional a la expresión parabólica tradicional de las tensiones cortantes este término es debido a la inclinación de las tensiones normales puesto que es exactamente la tensión normal debida a la flexión multiplicada por la tangente media. La expresión de las ecuaciones de Méndez-Esteban en tres dimensiones es la siguiente.

$$\frac{d}{dx} s_{gx} + \frac{d}{dy} s_{gx} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dz} s_{gx} \cdot \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dy} t_{yx} + \frac{d}{dz} t_{zx} + X = 0$$

$$\frac{d}{dy} s_{gy} + \frac{d}{dx} s_{gy} \cdot \frac{dx}{dy} + \frac{d}{dz} s_{gy} \cdot \frac{dz}{dy} + \frac{d}{dx} t_{xy} + \frac{d}{dz} t_{zy} + Y = 0$$

$$\frac{d}{dz} s_{gz} + \frac{d}{dx} s_{gz} \cdot \frac{dx}{dz} + \frac{d}{dy} s_{gz} \cdot \frac{dy}{dz} + \frac{d}{dx} t_{xz} + \frac{d}{dy} t_{yz} + Z = 0$$

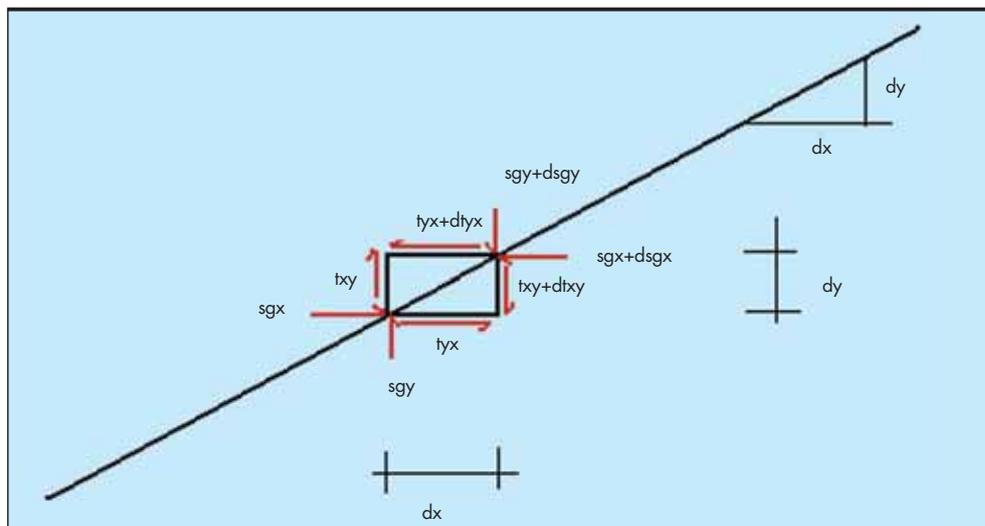


FIGURA 11.

2.2. Resolución analítica del sistema para el caso propuesto

Se consideró el ejemplo de una viga biempotrada de diez metros de longitud con una carga repartida de 3 t/m, un momento de inercia en el extremo de 1 m⁴ y en el centro de 0.5 m⁴, y un módulo de elasticidad de 3x10⁶ t/m².

La fórmula empleada para la distribución del momento de inercia fue la siguiente. En esta, I0 es el momento de inercia en los extremos de la pieza, I3 en el centro y, por último, x0 y x1 son las coordenadas del origen y final de la pieza.

$$I(x) := |I3| + \frac{|I0 - I3| \cdot \left(x - \frac{x0 + x1}{2}\right)^{ind}}{\left(\frac{x0 - x1}{2}\right)^{ind}}$$

Se resolvió el caso propuesto para distintos valores de "ind" y se obtuvieron gráficos, algunos de los cuales se incluyen a continuación (ind=0,2,4,6). En cada serie; es decir, para cada valor de "ind", el primer gráfico es la distribución del momento de inercia, el segundo el del esfuerzo cortante, el tercero el del momento flector, el cuarto la deformada y el quinto es:

$$E \cdot I \frac{d^3 y}{dx^3}$$

Los resultados se exponen a continuación:

- Para ind=0 lo cual es una viga de sección constante con inercia I0, ver figuras 12, 13, 14 y 15.
- Para ind=2, ver figuras 16, 17, 18, 19 y 20.
- Para ind=4, ver figuras 21, 22, 23, 24 y 25.
- Para ind=6, ver figuras 26, 27, 28, 29 y 30.

Quedando de manifiesto:

1. Los resultados obtenidos cumplen todos los equilibrios por lo que parecen ser buenos.
2. La ley de cortantes del cálculo es lineal en todos los casos y el término $M \cdot \frac{I'}{I}$ forma parte del cálculo del cortante

de forma $q(x) := -I(x) \cdot E \cdot \left(\frac{d^3}{dx^3} y(x) + m(x) \cdot \frac{I_p(x)}{E \cdot I(x)^2}\right)$

de manera que este término ya estaría sumado y el resultado de esta suma sería una ley lineal. Existe una atenuación del cortante debido a la derivada tercera (primer sumando) como se puede apreciar en los gráficos siguientes.

FIGURA 12.

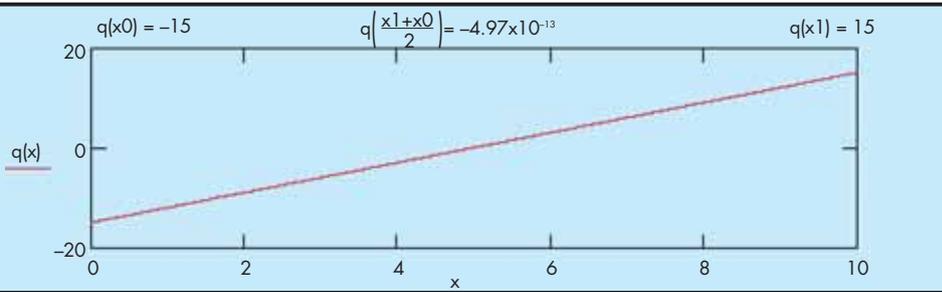
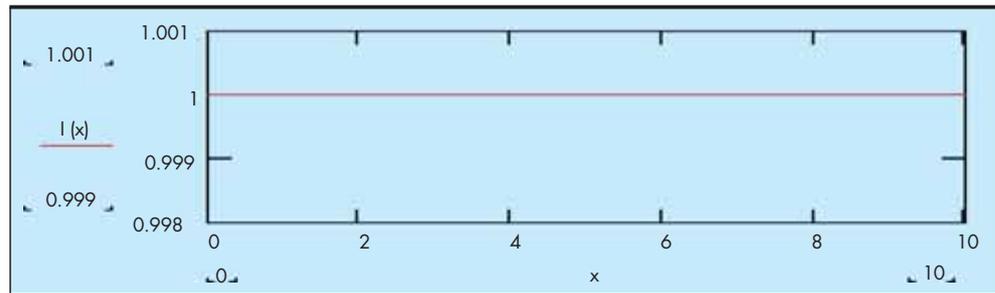
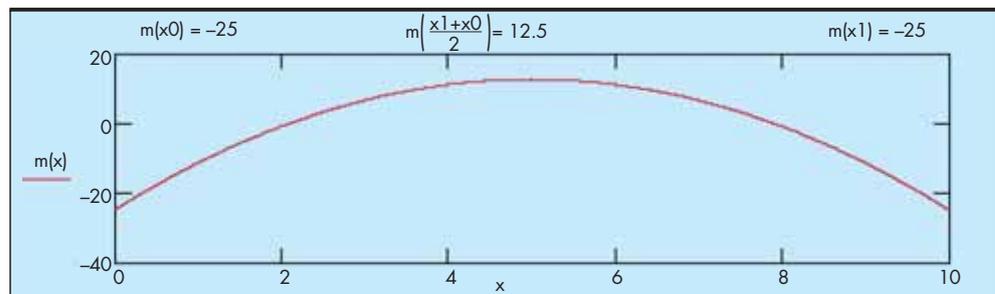


FIGURA 13.

FIGURA 14.



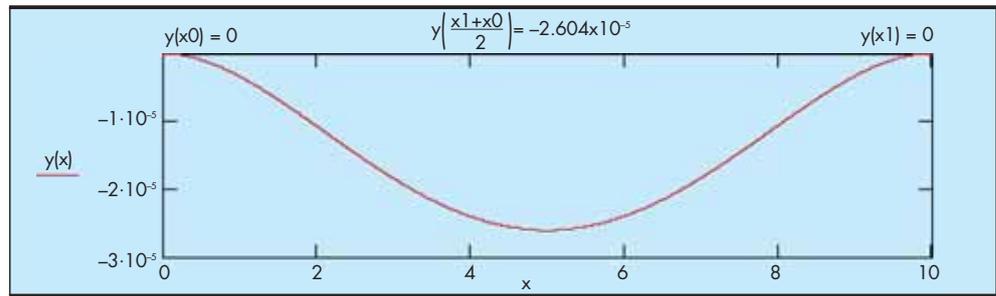


FIGURA 15.

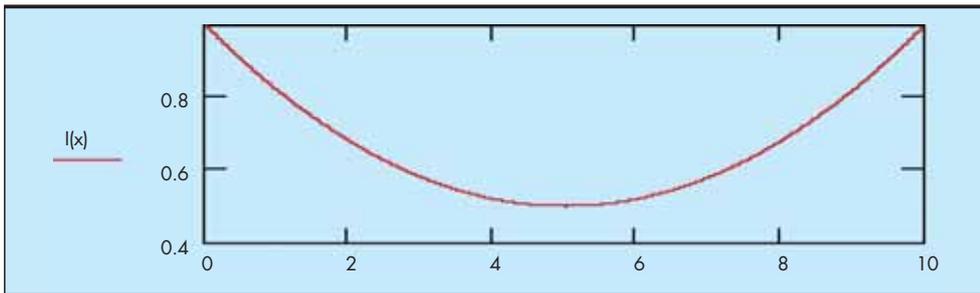


FIGURA 16.

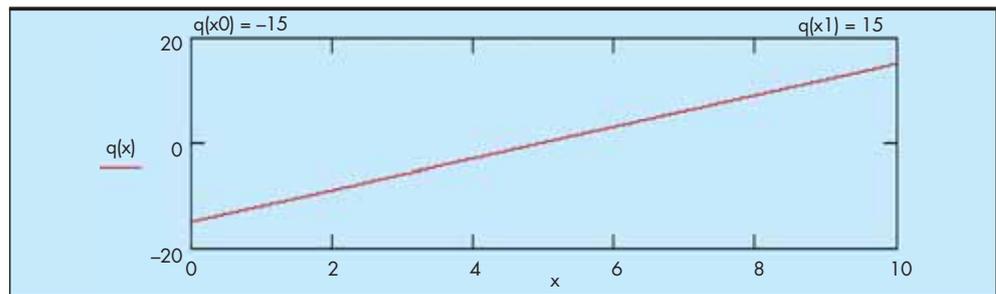


FIGURA 17.

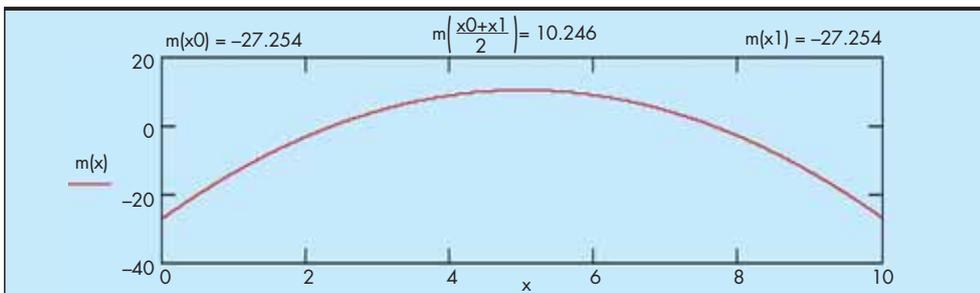


FIGURA 18.

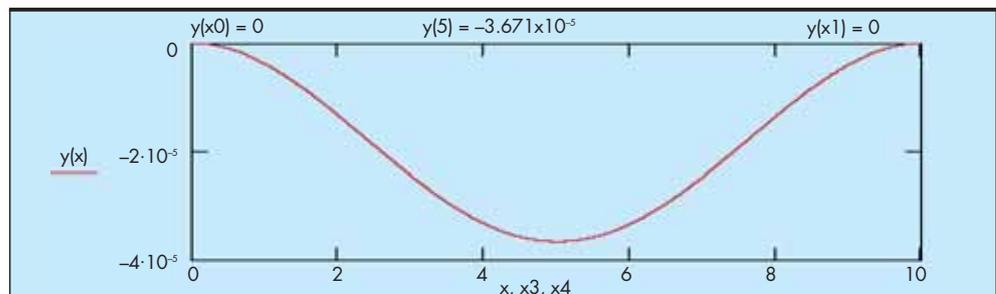


FIGURA 19.

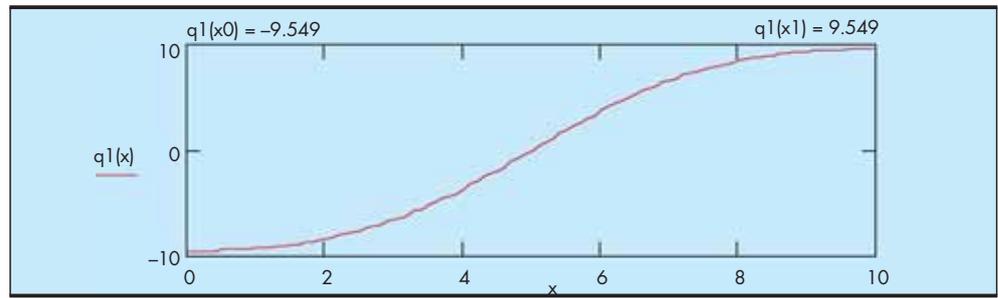


FIGURA 20.

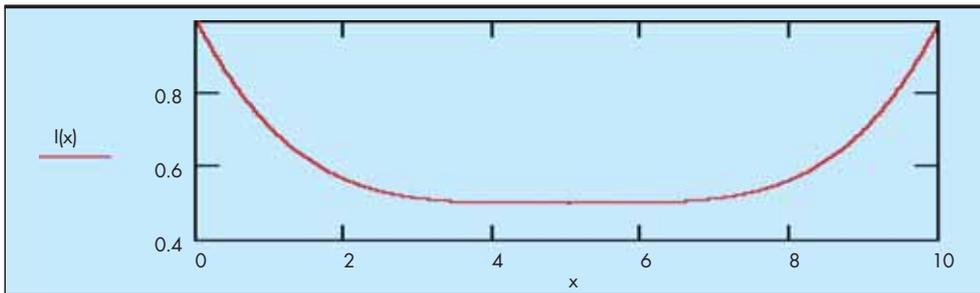


FIGURA 21.

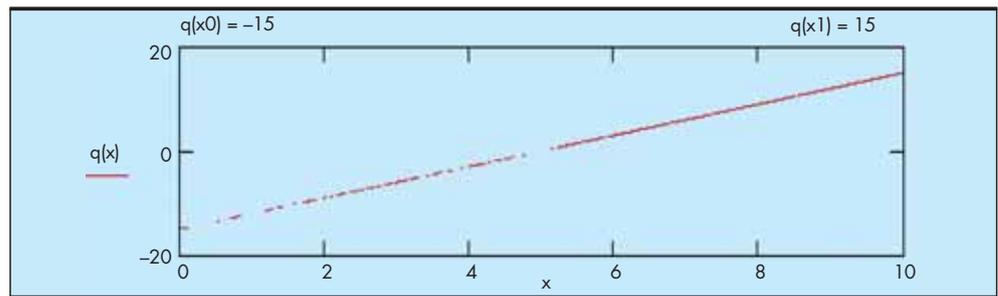


FIGURA 22.

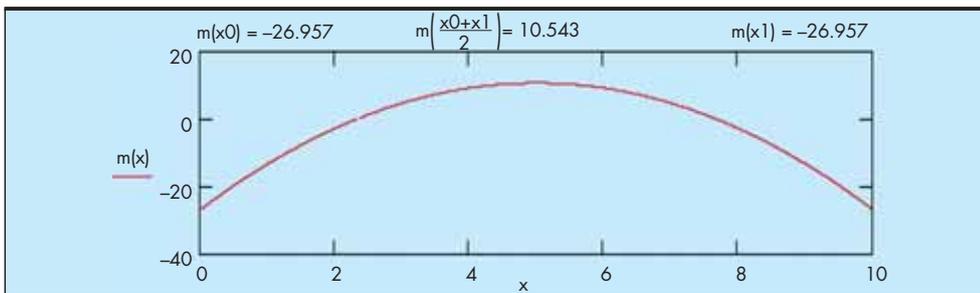


FIGURA 23.

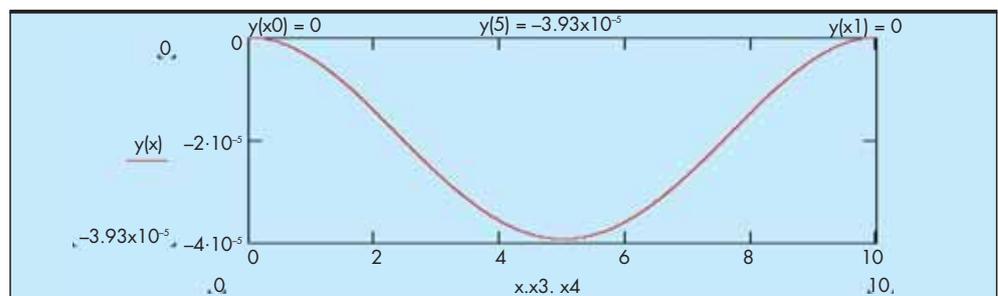


FIGURA 24.

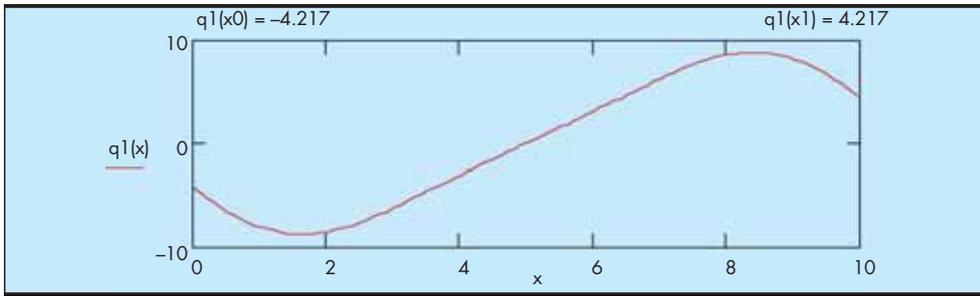


FIGURA 25.

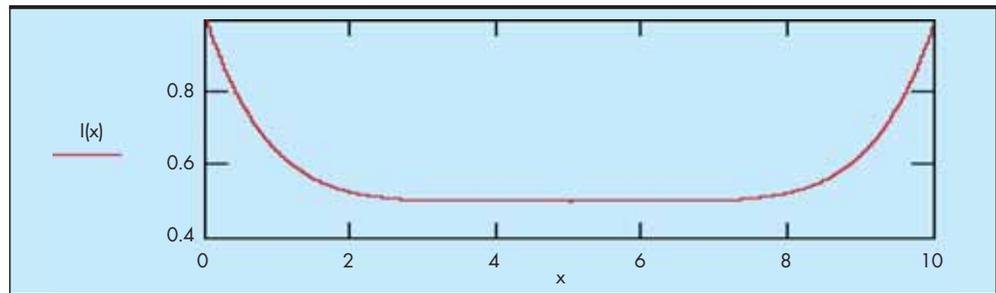


FIGURA 26.

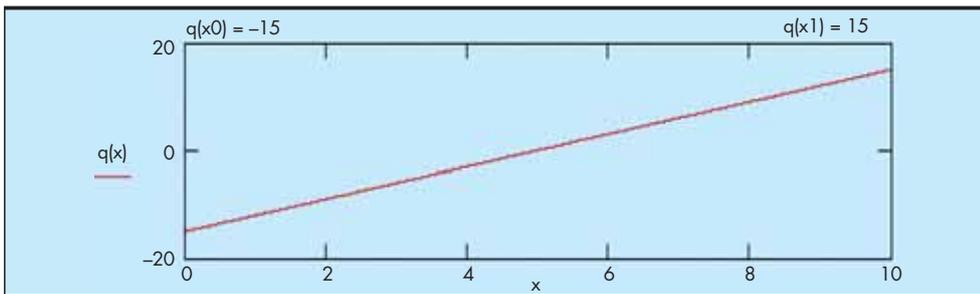


FIGURA 27.

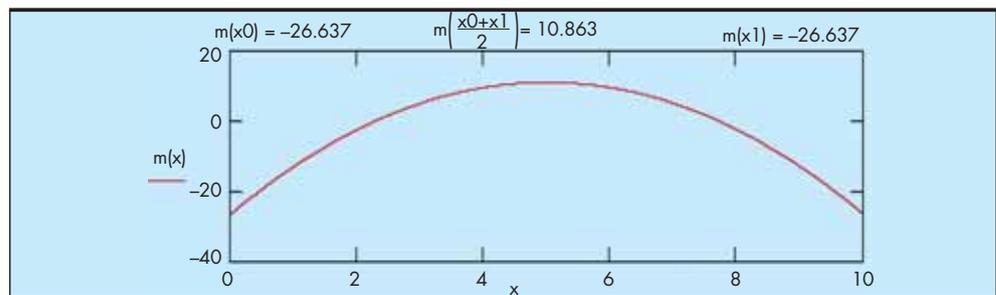


FIGURA 28.

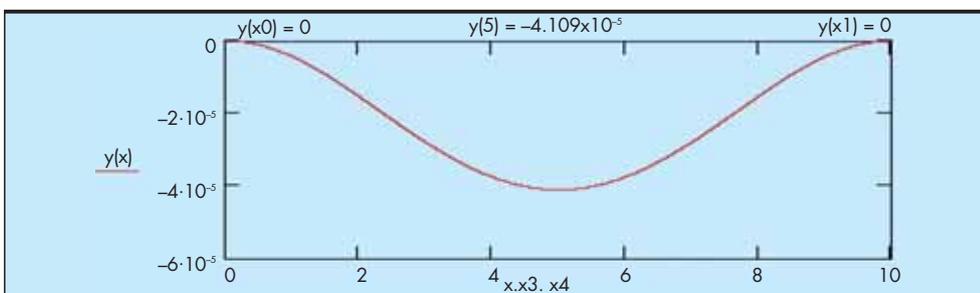


FIGURA 29.

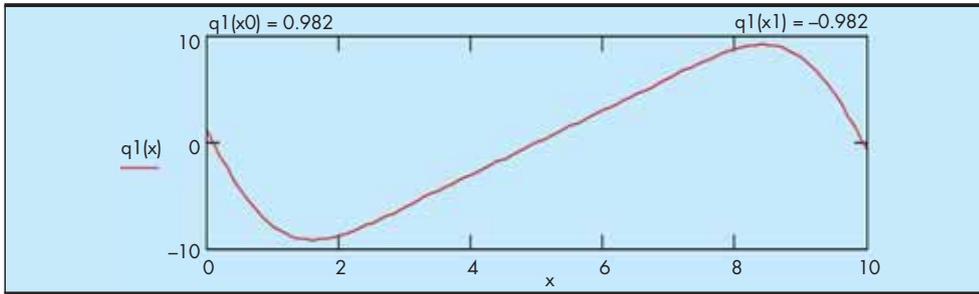


FIGURA 30.

3. Hay una componente del cortante similar al de sección constante por el efecto de la derivada tercera de la deformada, $E \cdot I \frac{d^3}{dx^3} y$ y otra componente del cortante propio de la sección variable debido a la inclinación de las tensiones que sería $M \cdot \frac{I'}{I}$, ambos formarían el cortante completo que estará en equilibrio con la carga exterior.
4. Hay una parte de la carga por unidad de longitud similar al de sección constante por el efecto de la derivada cuarta de la deformada, $E \cdot I \frac{d^4}{dx^4} y$, otra componente de la carga por unidad de longitud propia de la sección variable debido a la inclinación de las tensiones que sería $Q \cdot \frac{I'}{I}$, otra parte debida a la curvatura de las tensiones que sería $M \cdot \frac{I''}{I}$ y otro término. El efecto de todas las componentes formarían la carga por unidad de longitud completa.

3. ACLARACIONES ADICIONALES

En los métodos de cálculo que todos conocemos, se aproxima la solución por la unión de trozos de sección constante. Esta aproximación no contemplaría los fenómenos que pudieran ocurrir cuando hay inclinación o curvatura de las tensiones

por curvatura o inclinación del paramento, puesto que con este método se suman los efectos de muchas secciones constantes y las tensiones por flexión siempre serían normales.

Adjunto un diagrama de una sección calculada con elementos finitos y las ecuaciones de la elasticidad, no por unión de secciones constantes de tipo viga. (Figura 31).

Como se puede ver las tensiones están inclinadas. Si calculamos muchas veces una sección constante perdemos este efecto, puesto que siempre son normales.

Como bibliografía sobre estos efectos, adjunto un gráfico del libro de Francisco Quintero "ESTRUCTURAS METÁLICAS; La pieza aislada, flexión, torsión", de la Escuela de Edificación de la Universidad a Distancia, pag VII-12. (Figura 32).

Como se puede comprobar, $M \cdot \frac{I'}{I}$ es equivalente o parecido al término que utiliza Francisco Quintero $M \cdot C \cdot \text{tg} \alpha$.

Igualmente, según mis estudios, el término $M \cdot \frac{I'}{I}$ es parte del cortante total exterior, no adicional puesto que la ley lineal se respeta (como debe ser por el equilibrio de las fuerzas exteriores). Este cortante $M \cdot \frac{I'}{I}$ aparece a expensas del cortante tradicional de sección constante que es $E \cdot I \frac{d^3}{dx^3} y$. Esto es, la variación de la curvatura en sección variable no es la misma que en sección constante puesto que se ve afectada por el término comentado, esto puede influir en la distribución los momentos.

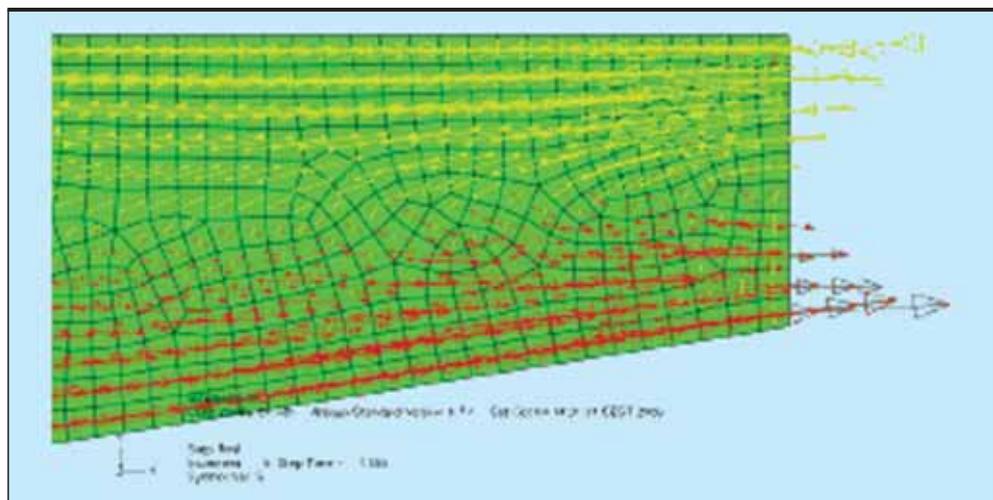


FIGURA 31.

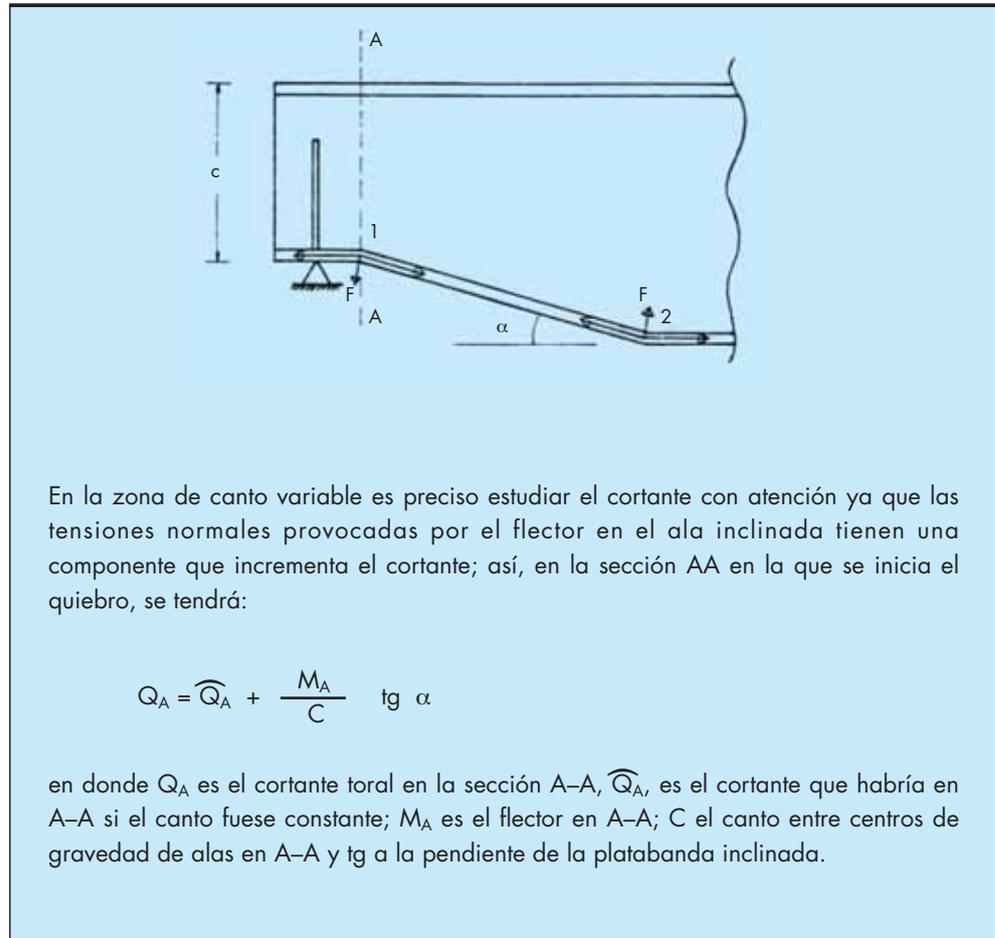


FIGURA 32.

De la misma forma, los demás términos que aparecen en la cuarta ecuación de Méndez-Esteban aparecerían en detrimento de $E \cdot I \frac{d^4}{dx^4} y$.

4. REFERENCIAS

Francisco Quintero, "Estructuras metálicas; La pieza aislada, flexión, torsión", Escuela de Edificación de la Universidad a Distancia (1991).

G. Bravo y A. Martín, "Tratamientos de elementos rectos y curvos de sección variable por métodos matriciales", Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en ingeniería". Vol. 5, 1, 3-38 (1989).

Eduardo Torroja, "Lecciones elementales de elasticidad con aplicación a la técnica de la construcción", Editorial Dossat, S.A. (1967).

EHE, "Instrucción de hormigón estructural", Leynfor Siglo XXI (1999).

L. Ortiz Berrocal, "Resistencia de materiales", McGraw-Hill (1991).



AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VALENCIA

La calidad como norma de
construcción

obras de transporte vial, ferroviarias, hidráulicas, aeroportuarias, portuarias, urbanización, edificación



www.gruposyv.com

Metodología para el análisis de los documentos de seguimiento ambiental de las instalaciones desaladoras de agua marina

SARAH RUIZ ARRIAGA (*), FERNANDO OROZCO CONTI (**), GABRIELA M. UBALDI FREDA (**), FRANCISCO GARAU HERNÁNDEZ (**), JUAN SALGUERO MARTÍNEZ (**), y MANUEL GARCÍA SÁNCHEZ-COLOMER (*)

RESUMEN En este artículo se propone una metodología basada en listas de chequeo para abordar el análisis de los documentos de seguimiento ambiental que se generan en relación con los proyectos de instalaciones desaladoras de agua marina sometidos a evaluación de impacto ambiental.

El objetivo es generar una herramienta de análisis útil y reproducible, que facilite la detección de deficiencias en la forma o en el contenido de los programas de vigilancia ambiental y en los informes emitidos durante su desarrollo. Se trata de contribuir a simplificar y agilizar la supervisión de dichos documentos por parte de la autoridad competente.

METHODOLOGY TO ANALYZE ENVIRONMENTAL MONITORING REPORTS OF DESALINATION PLANTS

ABSTRACT *In this paper we propose a methodology, based on check lists, to analyze the shape and the contents of the environmental vigilance programmes and the monitoring reports related to projects of desalination plants subject to environmental impact assessment.*

The aim is to obtain a useful and reproducible analysis tool for detect possible faults in the environmental monitoring reports.

The application of this methodology leads up to simplify and speed up the checking of these documents by competent authority.

Palabras clave: Listas de chequeo, Programa de Vigilancia Ambiental, Informes de Seguimiento, Desaladoras.

Keywords: Check lists, Environmental Vigilance Programme, Monitoring Reports, Desalination Plants.

1. INTRODUCCIÓN

El Real Decreto Legislativo¹ 1/2008, de 11 de enero, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos, establece en su artículo 7.1.e, que los proyectos que hayan de someterse al procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental (en adelante EIA), deberán incluir un Estudio de Impacto Ambiental (EsIA) y éste deberá contener un Programa de Vigilancia Ambiental (PVA).

Según el artículo 11 del Real Decreto 1131/1988², de 30 de septiembre, “el **programa de vigilancia ambiental** estable-

cerá un sistema que **garantice el cumplimiento de las indicaciones y medidas**, protectoras y correctoras, contenidas en el estudio de impacto ambiental”. Asimismo el artículo 18.4 del citado Real Decreto contempla que “la **declaración de impacto ambiental** incluirá las prescripciones pertinentes sobre la **forma de realizar el seguimiento** de las actuaciones, de conformidad con el programa de vigilancia ambiental”.

Por lo tanto durante las diferentes fases de desarrollo de los proyectos sometidos a EIA, se debe garantizar el cumplimiento del PVA y de los condicionados recogidos en la Declaración de Impacto Ambiental (DIA). La declaración de impacto se constituye como el documento de referencia durante el seguimiento ambiental puesto que en él se incorporan nuevos requisitos y matizan otros referidos al PVA.

La Ley 6/2010, de 24 de marzo, de modificación del texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2008, de 11 de enero, alude en su Preámbulo que los ajustes normativos que se han realizado en el RDL 1/2008, surgen de la necesidad “de adaptar la evaluación de impacto ambiental dentro de un marco temporal preciso y determinado, que haga que este instrumento” sea un medio más eficaz para satisfacer

1 Real Decreto Legislativo: RDL.

2 Real Decreto 1131/1988, de 30 de septiembre, por el que se aprueba el reglamento para la ejecución del Real Decreto Legislativo 1302/1986, de 28 de junio, de evaluación de impacto ambiental.

(*) Área de Ingeniería Ambiental. Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX – Ministerio de Fomento.

(**) FOA ambiental, S.L.



FIGURA 1. Bastidores de ósmosis inversa, instalados en la IDAM de Santa Eulalia (Ibiza).

“las exigencias que la actividad económica precisa, **con trámites administrativos ágiles**”.

Sin embargo en lo referente al PVA y a los informes de seguimiento ambiental que se deben elaborar, si así se exige en la DIA o en el EsIA, durante las diferentes fases de los proyectos, y en concreto para el caso que aquí se aborda de las Instalaciones Desaladoras de Agua Marina (IDAM), no existen referentes que regulen los aspectos formales y de contenido que contribuyan a agilizar estos trámites (Figura 1).

Este artículo ha adoptado como precedentes los artículos de:

- Ruiz y G. S.-Colomer (2008), en el que se propone una batería de **medidas preventivas, correctoras, compensatorias y medidas relacionadas con el PVA** (descripción, programación y planificación metodológica de las labores de seguimiento y vigilancia ambiental), extraídas del EsIA y de la DIA de una **IDAM** y del análisis de bibliografía relacionada. Los autores presentan una serie de requisitos que facilitarán al responsable de medio ambiente la aplicación de las medidas propuestas y su comprobación por parte del órgano sustantivo.
- Lozano *et al.* (2009), donde plantean un **conjunto de condicionados ambientales**, a modo de medidas preventivas, correctoras, compensatorias y estudios complementarios, extraídos de **diferentes tipologías de proyectos de ingeniería civil** y sus DIA. Proponen que sean valorados por el promotor en la elaboración del EsIA y por el órgano ambiental durante la formulación de la DIA.

En el presente artículo se pretende avanzar en la propuesta de metodologías que faciliten la labor a los diferentes agentes implicados en el procedimiento de EIA de las desaladoras, para lo cual se consideran las **cuestiones de forma y contenido del PVA** y el **contenido de los informes de seguimiento ambiental de proyectos de desaladoras, a partir del análisis de sus DIA**.

La elección de los proyectos de instalaciones desaladoras se basa en el actual auge de este tipo de infraestructuras hidráu-

licas y en la diversidad de medios potencialmente afectados: terrestre y marino, superficial y subterráneo. No obstante esta metodología igualmente es aplicable a otros proyectos de plantas de tratamiento de aguas para el abastecimiento sometidas a EIA, tales como potabilizadoras; para lo cual sería necesario realizar las adaptaciones oportunas de las cuestiones que aquí se plantean.

2. OBJETIVOS

Se pretende facilitar una herramienta para:

- a. El **análisis de los PVA** de proyectos de IDAM, de manera que se alcancen los siguientes objetivos:
 1. Confirmar que el PVA se ha elaborado considerando unos criterios mínimos de forma (frecuencia, valoración del cumplimiento,...).
 2. Contrastar la adecuación del PVA con los contenidos del EsIA y con las especificaciones estipuladas en la DIA o en su defecto en el condicionado adjunto al documento de exención³.
 3. Comprobar que el PVA recoge todos los objetivos necesarios tanto para la adecuada prevención de los impactos como para la comprobación de la eficacia de las medidas protectoras y compensatorias implementadas, en fase de ejecución y en fase de funcionamiento, de los factores que se aluden en el RDL 1/2008, en su artículo 7.1: “la población, la flora, la fauna, el suelo, el aire, el agua, los factores climáticos, el paisaje y los bienes materiales, incluido el patrimonio histórico artístico y el arqueológico. Asimismo, se atenderá a la interacción entre todos estos factores”.
 4. Determinar sus posibles carencias.

³ Documento de exención: A nivel práctico se entiende como aquél que emite el órgano ambiental en el que se dictamina el no sometimiento o exención al trámite de EIA (en cumplimiento del artículo 17 del RDL 1/2008) y que puede incluir una referencia a la necesidad de incorporar medidas que se implementen para garantizar la no afección, así como el consiguiente seguimiento ambiental.

b. El análisis de los informes generados durante el seguimiento ambiental. Los objetivos que se pretenden conseguir son:

1. Verificar que los informes que se elaboran durante el desarrollo del proyecto de una IDAM (informe del estado inicial, informes durante la fase de ejecución y explotación e informe final) recogen los diferentes condicionados contemplados en el PVA y en la DIA o en el documento de exención.
2. Determinar sus posibles carencias.

Con el desarrollo de esta metodología se mejorará la eficacia en el procedimiento de EIA de las IDAM contribuyendo a satisfacer las peticiones tanto de promotores (públicos y privados) como de profesionales que se dedican a la elaboración de los EsIA y que demandan “herramientas que orienten sobre contenidos y enfoques, al objeto de agilizar los procedimientos y autorizaciones” (Ramírez *et al.*, 2007).

Del mismo modo, asegurará un desarrollo compatible con la preservación del medio ambiente, puesto que la actual dilación de los plazos de tramitación del procedimiento de EIA puede tener repercusiones de carácter ambiental, social y económico. En el EsIA de los proyectos se analizan las condiciones y el medio en el que se ubicarán las instalaciones de una IDAM, sin embargo estas variables pueden haber sido alteradas durante el periodo de tiempo que ha transcurrido hasta que se emite la DIA, se autoriza el proyecto por parte del órgano sustantivo, y comienza la fase de ejecución.

En ocasiones la mala praxis y la complejidad socio-económica y ambiental del medio en el que se emplazan algunos proyectos ralentizan la toma de decisiones. Un ejemplo de ello es la falta de información en la documentación aportada por el promotor, que obliga al órgano ambiental a solicitar información complementaria. Esto supone que los plazos de tramitación queden interrumpidos y una vez se recibe la documentación pertinente, se prosigue con el procedimiento, considerando de nuevo los plazos fijados por la normativa (Muñoz, 2009).

3. METODOLOGÍA

Para la elaboración de este estudio se han analizado 34 DIA de proyectos relativos a IDAM (construcción de desaladoras, ampliaciones, conexiones,...) formuladas durante el periodo 2004-2008, cuyo promotor ha sido la Administración General del Estado a través de: la extinta Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad del Agua, la actual Dirección General del Agua, la Sociedad Estatal Aguas de las Cuencas Mediterráneas (ACUAMED) o la Mancomunidad de los Canales del Taibilla.

Se han identificado las particularidades, problemática surgida y consideraciones ambientales, incorporadas de forma reiterada en las DIA de instalaciones desaladoras, como pautas a seguir en la elaboración de los PVA. Estas cuestiones han servido como base para este estudio, lo que ha permitido acotar el análisis a la realidad actual de la tramitación ambiental de los procedimientos de EIA.

La metodología empleada se basa en las **listas de chequeo (check lists)**. Müller (2006) cita este método como uno de los más utilizados en los procedimientos de EIA para determinar los impactos ambientales. La lista de chequeo en este estudio es un cuestionario jerárquico en el que se presentan en primer lugar las cuestiones relativas al análisis de los aspectos generales del PVA, progresando después hacia aspectos particulares.

El análisis del PVA que se realiza a través del empleo de las listas de chequeo, implica realizar un conjunto de comprobaciones que posteriormente constituirán la base necesaria para realizar los informes de seguimiento ambiental. Estos informes permiten al órgano sustantivo, a la Administración ambiental competente, al promotor y al operador, conocer en todo momento el grado de cumplimiento del PVA. Su forma y contenido podrán ser revisados utilizando las listas de las Tablas 1 y 2.

Asimismo, cabe destacar que el desarrollo metodológico y los aspectos sobre los que se deben ejercer las labores de control y seguimiento, vienen determinados por cada una de las fases que constituyen el desarrollo de un proyecto (planificación, ejecución y explotación). Al igual que Lozano 2009 *et al.*, no se ha considerado la fase de abandono de estas infraestructuras. A continuación se presenta el esquema que se ha seguido para elaborar las listas de chequeo.

3.1. PVA (TABLA 1)

3.1.1. Revisión del PVA en el EsIA.

3.1.2. Revisión del PVA tras la DIA.

3.1.2.1. Aspectos formales relacionados con la conformidad del PVA dentro del procedimiento de EIA.

3.1.2.2. Revisión de los contenidos de acuerdo a los condicionados recogidos en el EsIA y en la DIA o en el documento de exención.

3.2. REVISIÓN DE LOS CONTENIDOS DE LOS INFORMES GENERADOS DURANTE EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL (TABLA 2)

En este apartado se ha clasificado la información en función del momento en el que se elabora el informe:

3.2.1. Previo al inicio de la obra (Informe de Estado Inicial):

El objetivo del informe que se elabora en esta fase es definir las características ambientales de la zona que se verá afectada por la ejecución del proyecto.

Este análisis y reconocimiento del terreno previo al inicio de la obra, permite una mayor eficacia en el seguimiento ambiental, en la medida que se establecen los puntos de control críticos a supervisar e inspeccionar. Con este informe se cubren las posibles deficiencias del EsIA y se responde a determinados condicionados básicos de la DIA.

3.2.2. Durante la ejecución:

Para llevar a cabo el seguimiento ambiental durante la fase de ejecución, el promotor, normalmente a través de una asistencia técnica ambiental, realiza visitas periódicas a la obra, con una frecuencia variable en función del tipo de trabajo que se esté ejecutando; el seguimiento se prolonga hasta el cese de la obra. A través de estas visitas y de los informes de seguimiento ambiental que se generan, se evalúa el grado de cumplimiento del PVA y la aplicación de las medidas preventivas, correctoras y compensatorias contempladas en el EsIA y en la DIA. Cuando lo requiera la DIA (o de manera voluntaria) se entregará una copia de dichos informes al Director de Obra con las observaciones y anotaciones realizadas, para que éste conozca las recomendaciones que debe seguir el personal, con el objeto de garantizar el cumplimiento de los condicionados de la DIA. (Figura 2).



FIGURA 2. Depósito de almacenamiento de agua tratada en la IDAM de Ciutadella (Menorca) actualmente en fase de construcción. Se puede apreciar cómo se cumplen los condicionados de la DIA respecto a la integración paisajística, al emplear piedra natural para recubrir las estructuras aéreas.

Los tipos de informes que habitualmente se elaboran durante la fase de ejecución y su periodicidad son:

- **Informes ordinarios:** Para su redacción se recopila la información obtenida en cada una de las visitas realizadas, se reflejan las observaciones pertinentes y, eventualmente las “no conformidades”, se enumeran las cuestiones planteadas en las reuniones mantenidas con la Dirección Facultativa de Obra y se adjuntan copias de los registros facilitados por las subcontratas (justificantes de entrega de residuos, albaranes, fichas técnicas de luminaria,...).

Con esta documentación se analiza: la evolución del proyecto, la eficacia de los indicadores ambientales, los inconvenientes surgidos, las recomendaciones realizadas y el grado de cumplimiento de la DIA. Este informe se entregará, si se requiere en la DIA, al órgano sustantivo para que tenga conocimiento de la evolución de la obra.

Aunque dependerá de las particularidades del proyecto, es conveniente que se realice un informe como mínimo con periodicidad mensual, y siempre siguiendo las especificaciones de la DIA.

- **Informes extraordinarios:** Se emitirán cuando exista alguna afección no prevista o cualquier aspecto que precise una actuación inmediata o aclaración puntual que, por su importancia, merezca la emisión de un informe específico. Estos informes se incorporarán al informe ordinario.

3.2.3. Finalizada la ejecución (Informe final)

El informe que se emite en esta fase contiene un resumen, una valoración global y unas conclusiones de todos los aspectos desarrollados durante el seguimiento ambiental de la obra. Incorpora todos los informes emitidos y, cuando se requiera en la DIA, se entregará una copia a la Administración con competencias sustantivas.

3.2.4. Durante la explotación

El seguimiento ambiental durante la fase de explotación, comienza con la firma del Acta de Recepción y se extiende durante un período de tiempo que normalmente viene condicionado por la DIA. Se suele establecer un periodo de tres años desde el inicio de la fase de explotación (Álvarez, 2002).

Es conveniente que el operador de la planta remita informes a la autoridad competente en materia de medio ambiente al primer, tercer y sexto mes de la entrada en funcionamiento de la planta y cada seis meses a partir de este último, sin perjuicio de los requisitos de la DIA. Los tipos de informes que se elaboran durante esta fase son:

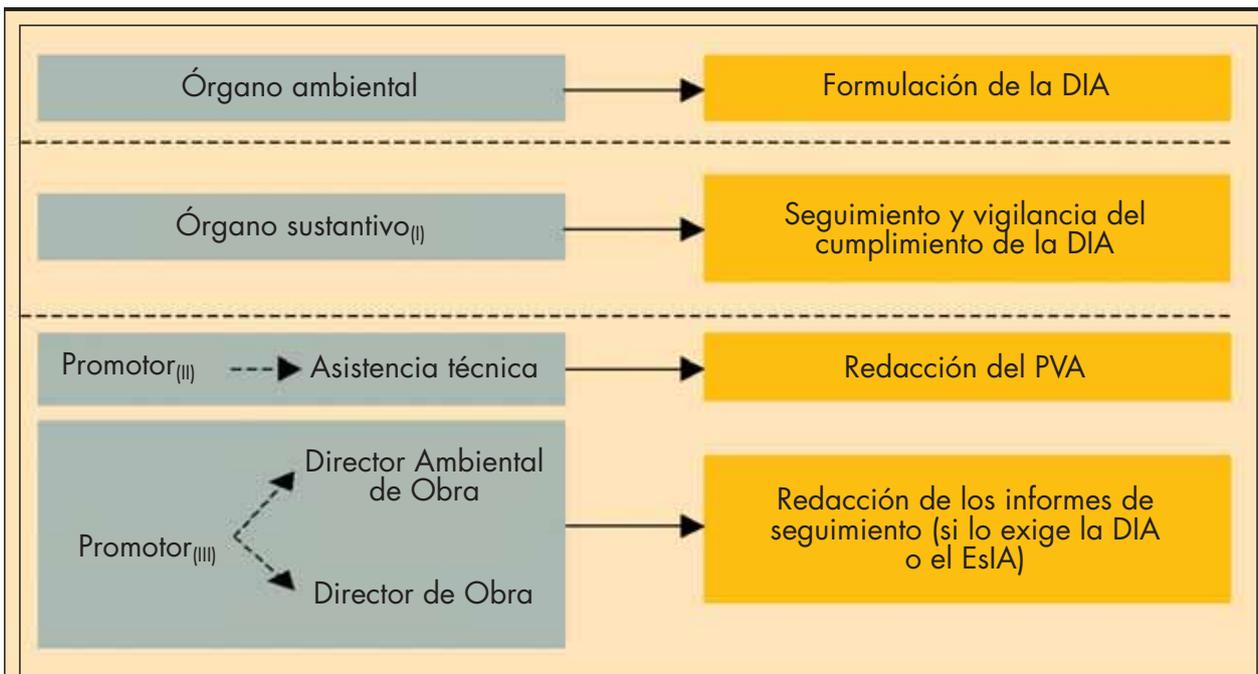
- **Informes ordinarios:** Se realizan para reflejar el desarrollo de las labores de seguimiento ambiental. Su contenido, al menos, se referirá a los siguientes aspectos:
 - Evolución del suelo restablecido y de la vegetación implantada.
 - Seguimiento de la gestión de todo tipo de residuos.
 - Control de la emisión de ruido emitido por la IDAM e infraestructuras anexas.
 - Control de los parámetros del efluente (salinidad, reactivos,...).
 - Estado de las praderas de los fondos marinos (*Posidonia oceanica*, *Cymodocea nodosa*,...), en caso de construir un emisario submarino.
- **Informes extraordinarios:** Se emitirán cuando exista alguna afección no prevista o cualquier aspecto que precise una actuación inmediata, y que por su importancia merezca la emisión de un informe específico.
- **Informe final del PVA:** Contendrá el resumen y conclusiones de todas las actuaciones de vigilancia y seguimiento desarrolladas y de los informes emitidos, tanto en la fase de ejecución como en la de explotación.

4. COMPETENCIAS Y APLICACIÓN

Con el fin de contribuir a sistematizar el análisis y la revisión de los PVA y de los informes de seguimiento que se emiten, es necesario proporcionar al técnico encargado de asumir dichas funciones una herramienta práctica que permita, a través de la definición de unos cuestionarios de comprobación o listas de chequeo, asegurar que la estructura y contenido de dicha documentación es adecuada y

cumple con la legislación vigente y con las exigencias de la DIA. (Esquema 1).

En caso de que se produzca el incumplimiento de algún requisito exigido en las listas de chequeo, el desarrollo del PVA debe regular un procedimiento de “no conformidad”. Se pueden definir tres tipos de no conformidades o deficiencias (leve, moderada y grave), en función de la gravedad de la actuación o de la reiteración de la no aplicación de los requerimientos exigidos.



- (I) Según se dispone en el artículo 18.1 del RDL 1/2008 el órgano competente para verificar el cumplimiento de la DIA es “el órgano sustantivo o los órganos que, en su caso, designen las comunidades autónomas respecto de los proyectos que no sean de competencia estatal”. En todo caso, el órgano ambiental podrá recabar información de aquél y realizar las comprobaciones oportunas.
- (II) Según se establece en el artículo único dos de la Ley 6/2010, el EsIA será elaborado por el promotor del proyecto. Para la redacción del PVA contenido en el EsIA, el promotor podrá contratar una asistencia técnica especializada. Esta asistencia suele intervenir tras la aprobación de la DIA, momento en el cual es necesario concretar y adaptar el PVA a los condicionados de la declaración de impacto.
- (III) El promotor podrá disponer de un Director Ambiental de Obra, que asuma la redacción de los informes de seguimiento ambiental, o en su defecto dicha función será realizada por el Director de Obra.

ESQUEMA 1. Fases de la EIA (en amarillo) durante las cuales se puede emplear la metodología que se presenta en el artículo, y agente responsable (en azul) de las funciones asociadas.

5. LISTAS DE CHEQUEO

TABLA 1. CUESTIONARIO SOBRE ASPECTOS FORMALES Y DE CONTENIDO DE LOS PVA

1. Programa de vigilancia ambiental					
1.1 PVA en el estudio de impacto ambiental					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	¿Existe un PVA?				
2	En el PVA, ¿se considera el seguimiento ambiental de las medidas preventivas, correctoras y compensatorias?				
3	¿El desarrollo del PVA garantiza la eficacia y el control de todas las medidas preventivas, correctoras y compensatorias propuestas?				
4	¿Existe un desarrollo del PVA basado en una metodología?				
5	¿Existe valoración aproximada del coste del PVA?				
6	¿Está justificada la viabilidad técnica y económica del PVA?				
1.2 PVA tras la DIA					
1.2.1 Análisis formal					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	El PVA, ¿está adecuadamente tratado?				
2	El PVA propuesto en la obra, ¿es coherente con el EsIA?				
3	En caso afirmativo, ¿corrige y/o adecua los aspectos no tratados?				
4	El PVA, ¿recoge los condicionantes definidos en la DIA o en el documento de exención, para cada fase del proyecto?				
6	El PVA, ¿discrimina el seguimiento entre las fases de desarrollo de un proyecto: fase previa a la realización de la obra, fase de construcción y fase de explotación?				
7	¿Coincide lo indicado acerca de la tipología de informes a redactar durante las distintas fases, con lo requerido en la DIA o en el documento de exención?				
8	El PVA, ¿define una metodología de evolución cuantitativa de los parámetros objeto de seguimiento?				
1.2.2. Análisis de los contenidos					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	Si el proyecto cuenta con DIA, ¿se ha incluido la referencia con copia de la misma?				
2	Si el proyecto no cuenta con DIA, ¿se ha incluido un resumen de la tramitación ambiental con copia del documento acreditativo de la decisión de no sometimiento a EIA a que se refiere el RDL 1/2008, de 11 de enero?				
3	¿Existe un PVA?				
4	El PVA, ¿ha recogido la frecuencia y duración (aunque sea estimada) del seguimiento en fase de obra?				
5	El PVA, ¿ha recogido la frecuencia y duración (aunque sea estimada) del seguimiento en la fase de explotación?				
6	En el PVA, ¿se ha detallado la tipología de informes a redactar durante las distintas fases?				
7	¿Se han incluido todos los objetivos de seguimiento ordinario a realizar durante la fase de construcción?				
8	Los objetivos de seguimiento ordinario para la fase de construcción, ¿especifican todos los parámetros estipulados en la normativa de EIA?				
9	¿Se han incluido todos los objetivos de seguimiento extraordinario a realizar durante la fase de construcción?				
10	Los objetivos de seguimiento extraordinario para la fase de construcción, ¿especifican todos los parámetros estipulados en la normativa de EIA?				
11	¿Se han incluido todos los objetivos de seguimiento ordinario a realizar durante la fase de explotación?				
12	Los objetivos de seguimiento ordinario para la fase de explotación, ¿especifican todos los parámetros estipulados en la normativa de EIA?				
13	¿Se han incluido todos los objetivos de seguimiento extraordinario a realizar durante la fase de explotación?				
14	Los objetivos de seguimiento extraordinario para la fase de explotación, ¿especifican todos los parámetros estipulados en la normativa de EIA?				
15	¿Se define un cronograma de trabajos?				
16	¿Se ha incluido una relación con el personal que formará parte del equipo de vigilancia ambiental para cada fase del PVA, identificando a cada persona, su titulación y los trabajos que desarrollará?				
17	El PVA, ¿está fechado y tiene, al menos, las firmas del responsable de la vigilancia ambiental y del Director de Obra, y está diligenciado por el promotor?				

TABLA 2. CUESTIONARIO SOBRE EL CONTENIDO DE LOS INFORMES QUE DEBEN ELABORARSE DURANTE EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE UNA IDAM

2. Informes generados durante el seguimiento ambiental																	
2.1. Informe previo al inicio de la obra (Informe de Estado Inicial)																	
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional												
1	Los informes generados, ¿tienen fecha y, al menos, las firmas del responsable de la vigilancia ambiental y del Director de Obra y están diligenciados por el promotor?																
2	¿Se ha incluido una relación del equipo de vigilancia ambiental, indicando su titulación y atribuciones?																
3	¿Se ha incluido un cronograma de los trabajos realizados, indicando la frecuencia y duración del seguimiento y la fase a la que se refiere el informe?																
4	¿Se ha incluido un resumen de los requerimientos específicos de la DIA o del documento de exención en la fase previa a la obra?																
5	¿Se han definido las características ambientales iniciales o de partida de la zona afectada por la ejecución del proyecto?																
6	Con el objeto de facilitar las tareas de vigilancia posterior, ¿se han definido una serie de zonas o sectores en el ámbito de ejecución del proyecto que presenten características diferenciadoras entre sí?																
7	¿Se ha incluido un análisis de riesgos (hidrológicos, incendios, geológicos,...) atendiendo a las características de las zonas afectadas?																
8	¿Se incluye un mapa de distribución de especies catalogadas?																
9	¿Se ha incluido la verificación del replanteo de las instalaciones y de todos los elementos auxiliares de obra (parques de maquinaria, caminos de acceso, procedencia de materiales, vertidos de excedentes,...)?																
10	¿Se ha incluido la documentación gráfica relativa al replanteo de todos los elementos que conforman el proyecto?																
11	¿Se incluye documentación suficiente que garantice la coordinación con la Administración competente en materia de protección del Patrimonio Cultural?																
12	¿Se incluye la toma de muestras o mediciones que resulten necesarias, de acuerdo con lo establecido en la DIA y el PVA, para establecer umbrales o indicadores de los distintos aspectos ambientales a vigilar con respecto a la fase preoperacional? (Márquese lo que proceda)																
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td><input type="checkbox"/> Inventarios florísticos</td> <td><input type="checkbox"/> Cartografía bionómica de los fondos marinos</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> Inventarios faunísticos</td> <td><input type="checkbox"/> Calidad de las aguas y sedimentos marinos</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> Estado del suelo</td> <td><input type="checkbox"/> Estudio de dilución de la salmuera</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> Calidad del aire</td> <td><input type="checkbox"/> Estado de los bienes materiales</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> Mediciones de ruido y vibraciones y arqueológico</td> <td><input type="checkbox"/> Estado del patrimonio histórico artístico</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> Estado del paisaje ambientales</td> <td><input type="checkbox"/> Análisis de la interacción entre los factores</td> </tr> </table>						<input type="checkbox"/> Inventarios florísticos	<input type="checkbox"/> Cartografía bionómica de los fondos marinos	<input type="checkbox"/> Inventarios faunísticos	<input type="checkbox"/> Calidad de las aguas y sedimentos marinos	<input type="checkbox"/> Estado del suelo	<input type="checkbox"/> Estudio de dilución de la salmuera	<input type="checkbox"/> Calidad del aire	<input type="checkbox"/> Estado de los bienes materiales	<input type="checkbox"/> Mediciones de ruido y vibraciones y arqueológico	<input type="checkbox"/> Estado del patrimonio histórico artístico	<input type="checkbox"/> Estado del paisaje ambientales	<input type="checkbox"/> Análisis de la interacción entre los factores
<input type="checkbox"/> Inventarios florísticos	<input type="checkbox"/> Cartografía bionómica de los fondos marinos																
<input type="checkbox"/> Inventarios faunísticos	<input type="checkbox"/> Calidad de las aguas y sedimentos marinos																
<input type="checkbox"/> Estado del suelo	<input type="checkbox"/> Estudio de dilución de la salmuera																
<input type="checkbox"/> Calidad del aire	<input type="checkbox"/> Estado de los bienes materiales																
<input type="checkbox"/> Mediciones de ruido y vibraciones y arqueológico	<input type="checkbox"/> Estado del patrimonio histórico artístico																
<input type="checkbox"/> Estado del paisaje ambientales	<input type="checkbox"/> Análisis de la interacción entre los factores																
13	¿Incluye el resto de los análisis, muestreos y estudios preceptivos para el comienzo de la obra?																
14	¿Incluye todos los requerimientos específicos incluidos en la DIA o en el documento de exención para el informe previo al Acta de Replanteo?																
15	A la vista de los estudios previos al inicio de la obra, ¿es necesario proponer medidas preventivas, correctoras y compensatorias de impactos ambientales no incluidos en los informes generados durante la tramitación ambiental del proyecto?																

TABLA 2 (CONTINUACIÓN). CUESTIONARIO SOBRE EL CONTENIDO DE LOS INFORMES QUE DEBEN ELABORARSE DURANTE EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE UNA IDAM

2.2. Informes durante la fase de ejecución					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	¿Se incluye un resumen del desarrollo de la obra y de la vigilancia ambiental efectuada sobre las mismas?				
2	¿Se incluye una descripción de las etapas o fases en la que se encuentra la obra?				
3	¿Se describe el estado de cada una de las zonas en las que se realizan las inspecciones, incluyendo escuetamente las principales características del sector en el que se encuentra ubicada la zona examinada, tales como existencia de alguna figura de protección, uso y estado general de la zona, nivel de riesgo potencial,...?				
4	¿Se indica y valora la evolución de los indicadores previamente definidos y/o de los parámetros de calidad ambiental según se hayan medido en la fase preoperacional y su comparación con las mediciones efectuadas en el período de seguimiento objeto del informe generado durante la obra? (Márquese el aspecto ambiental a valorar donde proceda)				
	<input type="checkbox"/> Inventarios florísticos <input type="checkbox"/> Cartografía bionómica de los fondos marinos <input type="checkbox"/> Inventarios faunísticos <input type="checkbox"/> Calidad de las aguas y sedimentos marinos <input type="checkbox"/> Estado del suelo <input type="checkbox"/> Estudio de dilución de la salmuera <input type="checkbox"/> Calidad del aire <input type="checkbox"/> Estado de los bienes materiales <input type="checkbox"/> Mediciones de ruido y vibraciones <input type="checkbox"/> Estado del patrimonio histórico artístico y arqueológico <input type="checkbox"/> Estado del paisaje <input type="checkbox"/> Análisis de la interacción entre los factores ambientales <input type="checkbox"/> Recursos hidrogeológicos <input type="checkbox"/> Otros:				
5	¿Se recoge una estimación objetiva de los niveles de impacto provocados realmente durante el período de seguimiento objeto del informe?				
6	¿Se incluyen referencias a las posibles incidencias de la obra con repercusión sobre el medio ambiente?				
7	¿Se documentan gráficamente y fotográficamente las verificaciones realizadas?				
8	¿Se establecen medidas y recomendaciones para las incidencias observadas?				
9	¿Se recoge una estimación de la eficacia de éstas?				
10	¿Se organizan y relacionan de un modo comprensivo y manejable todas las evidencias detectadas e informaciones recopiladas durante las tareas de seguimiento y vigilancia?				
11	¿Se incluyen referencias a las posibles incidencias no previstas de la obra con repercusión sobre el medio ambiente, las medidas de corrección ejecutadas y su estado al término de la obra?				
12	¿Se incluyen referencias al desmantelamiento y restauración ambiental de aquellos sectores en los que las actuaciones han finalizado?				
13	¿Se incluyen referencias a la retirada de todos los elementos que delimitan provisionalmente la obra?				
14	¿Se incluyen referencias al estado de limpieza al final de la obra ejecutada en cada uno de los sectores?				
15	¿Se incorporan copias de las diferentes autorizaciones administrativas durante la ejecución de la obra, tales como autorización para la ocupación de Dominio Público Hidráulico, Dominio Público Marítimo Terrestre, autorización de vertido,...?				
16	¿Se adjuntan copias o certificados adicionales relacionados con las tareas de seguimiento ambiental (certificados de retirada de residuos, procedencia de préstamos, homologaciones de vehículos y maquinaria,...)?				
17	¿Se incluyen todos los requerimientos específicos incluidos en la DIA?				
18	¿Se indica claramente si se adecua lo observado a los condicionados ambientales de la DIA o del documento de exención?				

TABLA 2 (CONTINUACIÓN). CUESTIONARIO SOBRE EL CONTENIDO DE LOS INFORMES QUE DEBEN ELABORARSE DURANTE EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE UNA IDAM

2.3. Informe tras la fase de ejecución (Informe Final) ⁴					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	¿Se incluye un resumen del desarrollo de la obra y de la vigilancia ambiental efectuada sobre las mismas?				
2	¿Esta valoración es cuantitativa?				
3	La valoración, ¿se apoya en gráficos que muestren la evolución temporal de los principales parámetros medidos?				
4	¿Se indica el desarrollo de las medidas de prevención ambiental realmente ejecutadas y su grado de eficacia?				
5	¿Se indica el desarrollo de las medidas de corrección de impactos ambientales realmente ejecutadas y su grado de eficacia?				
6	¿Se indica el desarrollo de las medidas de compensación de impactos ambientales realmente ejecutadas y su grado de eficacia?				
7	¿Se indica la evolución de los parámetros de calidad ambiental según se hayan medido en la fase de construcción?				
8	¿Se recoge una estimación de los niveles de impacto provocados realmente por las instalaciones?				
9	¿Se incluyen referencias a las posibles incidencias no previstas de la obra con repercusión sobre el medio ambiente, las medidas de corrección ejecutadas y su estado al término de la obra?				
10	¿Se incluye un resumen de todos los informes emitidos?				
11	¿Se recogen las conclusiones sobre la adecuación de las instalaciones al medio?				
12	¿Se especifica si hay alguna actividad pendiente de ejecución para el cumplimiento de la DIA y de la normativa ambiental que resulte de aplicación?				

2.4. Informes durante la fase de explotación					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
1	¿Se incluye un resumen sobre el desarrollo de los trabajos de restauración ecológica y/o paisajística y su evolución?				
2	¿Se indica la evolución de los parámetros de calidad ambiental según se hayan medido en la fase pre-operacional y de obra y su comparación con las mediciones efectuadas en la fase postoperacional?				
3	¿Se recogen todos los seguimientos ambientales necesarios durante los tres primeros años de la puesta en funcionamiento de la instalación? (Márquese el seguimiento ambiental donde proceda)				
	<input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas de protección y conservación de la vegetación <input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas de protección de la fauna <input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas de protección y conservación de los suelos <input type="checkbox"/> Seguimiento del mantenimiento de la permeabilidad del territorio mediante la reposición de caminos, vías pecuarias y servicios <input type="checkbox"/> Seguimiento estructural de las instalaciones <input type="checkbox"/> Control de la calidad del aire <input type="checkbox"/> Control de las emisiones acústicas y vibraciones <input type="checkbox"/> Seguimiento de la gestión de los residuos <input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas adoptadas frente a la defensa contra la erosión, recuperación ambiental e integración paisajística <input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas de protección del sistema hidrológico <input type="checkbox"/> Seguimiento de la calidad de las aguas <input type="checkbox"/> Seguimiento de la influencia del vertido de salmuera <input type="checkbox"/> Protocolo de parada progresiva <input type="checkbox"/> Control de la protección del patrimonio cultural <input type="checkbox"/> Seguimiento de las medidas compensatorias <input type="checkbox"/> Seguimiento de la interacción entre todos los factores ambientales analizados <input type="checkbox"/> Otros aspectos específicos del seguimiento (indicar cuáles):				

4 Esta lista de chequeo también se puede emplear para analizar el Informe Final del PVA en la fase de explotación, realizando las adaptaciones oportunas.

TABLA 2 (CONTINUACIÓN). CUESTIONARIO SOBRE EL CONTENIDO DE LOS INFORMES QUE DEBEN ELABORARSE DURANTE EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE UNA IDAM

2.4. (Continuación). Informes durante la fase de explotación					
Nº	Pregunta a considerar	Sí	No	No aplicable	Información adicional
4	¿Se incluyen los resultados de la campaña de mediciones de ruido en las instalaciones?				
5	De los resultados obtenidos en dicha campaña, ¿se infiere la necesidad de medidas correctoras adicionales contra el ruido?				
6	En caso afirmativo, ¿el informe especifica dichas medidas correctoras?				
7	¿Se incorporan los resultados de las analíticas del efluente?				
8	En caso afirmativo, ¿los parámetros analizados se corresponden con los especificados en la autorización de vertido?				
9	¿Se detallan las medidas implementadas para la corrección de los parámetros de vertido cuyo resultado analítico sea superior al autorizado?				
10	En su caso, ¿se incluyen copias de los controles analíticos de contraste realizados por el organismo de cuenca?				
11	Los informes, ¿incluyen todos los requerimientos específicos incluidos en la DIA?				
12	¿Se indica claramente si se adecua lo observado a los condicionados ambientales de la DIA o del documento de exención?				

6. CONCLUSIONES

La metodología que se presenta en este artículo (listas de chequeo) constituye una herramienta útil para, en relación con el PVA y los informes que se deben elaborar durante el seguimiento ambiental de una IDAM:

- detectar de manera sencilla y directa los aspectos relevantes y las carencias, y
- proporcionar una base sistemática y reproducible para armonizar sus contenidos.

No obstante presenta alguna limitación en su aplicación a nivel práctico como puede ser el hecho de que inducen a ignorar cuestiones que no estén incluidas en las listas. Sin embargo esta situación se puede subsanar puesto que los listados son susceptibles de ser ampliados con el fin de incorporar nueva información reseñable. Por lo tanto es labor de los técnicos encargados de revisar los PVA y los informes de seguimiento ambiental, supervisar la documentación y verificar su forma y contenido.

Las cuestiones recogidas en las listas de chequeo son el resultado de la experiencia adquirida a nivel práctico trabajando con proyectos de desaladoras sometidas al procedimiento de EIA y la revisión de las DIA de desaladoras e infraestructuras anexas. La mayoría de las cuestiones aquí planteadas no se han extraído de la normativa aplicable sobre EIA y por lo tanto no se corresponden con exigencias legales, aunque sí se considera recomendable su empleo a nivel práctico debido a las mejoras que pueden suponer en los procedimientos de EIA y que pasan a detallarse a continuación:

Las listas de chequeo adjuntas en la **Tabla 1 referidas al PVA:**

- Facilitan la labor de supervisión por parte de los técnicos encargados de elaborar dicho programa, puesto que les permite detectar fallos de forma o posibles deficiencias.
- Simplifican los condicionados de las DIA. El promotor puede emplear las listas de chequeo para detectar carencias en el PVA contenido en el EsIA, con carácter previo a que lo remita al órgano ambiental para la formulación de la DIA.
- Contribuyen a minimizar y optimizar el tiempo dedicado por el órgano ambiental a la supervisión del PVA, facilitando la identificación de posibles no-conformidades que argumentarán la disposición de condicionados en la DIA.
- Reducen la probabilidad de interrumpir el procedimiento de formulación de la DIA por falta de información aportada por el promotor.

Por lo tanto este tipo de listas de chequeo ayudan a simplificar los trámites y contribuyen a reducir el tiempo dedicado a la formulación de las DIA y a mejorar, en general, la eficacia en la tramitación de los procedimientos de EIA. Estas contribuciones por parte de las listas de chequeo, estarían en concordancia con los objetivos que se plantean en el Preámbulo de la Ley 6/2010, de 24 de marzo: "reducir y adecuar el plazo para la ejecución del procedimiento adaptándolo a las exigencias que una sociedad moderna y dinámica demanda".

La mejora en la calidad de los EsIA permitiría minimizar los recursos (tiempo y personal) empleados por parte del órgano sustantivo y el órgano ambiental.

Los formularios adjuntos en la **Tabla 2 referidos a los informes de seguimiento:**

- Facilitan la labor de supervisión por parte de los técnicos encargados de elaborar dichos informes, puesto que les permite detectar fallos o posibles carencias.
- Facilitan la labor de revisión de los informes por parte del órgano sustantivo.

La adopción de esta metodología como un protocolo a seguir en proyectos de IDAM que estén en proceso de redacción, en fase de ejecución o en fase de explotación (dentro del período en el cual se debe aplicar el PVA) contribuirá a agilizar e incrementar la eficacia de los trámites asociados a los procedimientos de EIA, y en concreto los relativos al PVA.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Álvarez Llovera, R. (2002). Integración de los planes de vigilancia ambiental en el sistema de gestión ambiental. *I Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente*, Madrid.

Boletín Oficial del Estado (BOE): <http://www.boe.es>.

Lozano Valero, I., Palacios García de la Rosa D., Doncel Moratilla, A., Iglesias Pérez, L., Ortega Santos, L., Varela Nieto, J.M. y García Sánchez-Colomer, M. (2009). Criterios ambientales a incorporar en proyectos de ingeniería civil para favorecer el procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental. *Ingeniería Civil* nº 154, p. 37-56.

Müller, M. (2006). Evaluación de impactos ambientales en ecosistemas y categorización de tecnologías de gestión. *Curso Introducción a la Evaluación de Impacto Ambiental en ecosistemas: conceptos y técnicas*. Argentina.

Muñoz Cubillo, A. (2009). Modificaciones y desarrollo de la normativa de Evaluación Ambiental. La Evaluación Ambiental Estratégica. *Jornada sobre Evaluación de Impacto Ambiental de las Infraestructuras en el Medio Natural*, Madrid.

Ramírez Santigosa, I., Ballester Sabater, R. y Díez de Revenga Martínez, E. (2007). Herramientas para la elaboración de estudios de afecciones sobre Natura 2000 y otros estudios ambientales de proyectos y planes con repercusiones en el medio natural. *IV Congreso Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental*, Madrid.

Ruiz Arriaga, S. y García Sánchez-Colomer, M. (2008). Los Programas de Vigilancia Ambiental de las Instalaciones Desalinizadoras de Agua Marina. Desarrollo de un método de valoración de su aplicación. *Ingeniería Civil* nº 152, p. 29-42.



Ejecución de Columnas de Grava en el mar

Puerto de Valencia



GEOCISA

OFICINAS CENTRALES

C/ Los Llanos de Jerez 10 y 12- 28823 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 00 - Fax. 91 671 64 60
www.geocisa.com

EDICIONES DEL CEDEX



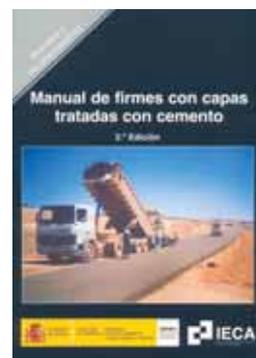
Nº de páginas: 636
Año de edición: 2009
P.V.P.: 48€

La Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano es un documento cuyo objetivo es ordenar el estado del arte en la materia y servir de guía al usuario de las redes de saneamiento y drenaje, independientemente de cual sea su funcionamiento hidráulico (en lámina libre, bajo presión o por vacío), o su concepción (unitarias o separativas). Quedan excluidos expresamente los emisarios submarinos y las estaciones depuradoras. Tampoco son objeto de la guía las instalaciones de recolección de las aguas residuales y pluviales en el interior de los edificios, ni las conducciones de drenaje de las obras lineales.



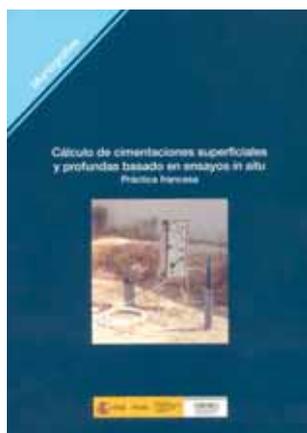
Nº de páginas: 438
Año de edición: 2009
P.V.P.: 40€

La "Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión" es el resultado de un trabajo realizado en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX por encargo de la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas del Ministerio de Medio Ambiente. Tiene por objeto compilar la normativa y reglamentación vigente sobre la materia, así como establecer unos criterios generales en lo relativo al proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión, independientemente de cual sea su destino final (abastecimientos, regadíos, etc).



Nº de páginas: 265
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

Este Manual pretende constituir una ayuda para todos aquellos que tienen que proyectar o construir firmes con capas tratadas con cemento, en especial para los técnicos que se enfrentan por primera vez a un firme de este tipo desde cualquier posición: empresas consultoras, constructoras, laboratorios a administraciones. El texto detalla los conceptos básicos a los materiales tratados con cemento, las propiedades de los distintos tipos de mezclas, su dosificación y caracterización, y describe las prácticas más adecuadas para el proyecto, construcción y control de calidad de los firmes con capas tratadas con cemento. El Manual es el resultado de la colaboración entre el Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA), y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), del Ministerio de Fomento.



Nº de páginas: 194
Año de edición: 2009
P.V.P.: 23€

Este libro es la traducción del texto francés "*Calcul des cimentations superficielles et profondes*" originalmente publicado en 1999 por el profesor Roger Frank. El objetivo ha sido facilitar la divulgación de la práctica de cimentación francesa basada fundamentalmente en métodos directos a partir de ensayos "in situ", y, en particular, el ensayo presiométrico, siguiendo la experiencia y tradición desarrolladas por Louis Ménard. Los métodos directos, menos habituales en los países de tradición anglosajona, como es el caso de España, pueden resultar una alternativa o complemento razonable a los métodos clásicos de tipo indirecto. En el libro se recogen aspectos fundamentales relacionados con los cálculos de capacidad portante de ci-

mentaciones superficiales y profundas, tanto los basados en el método presiométrico como en otros ensayos in situ (CPT, SPT). Se desarrollan también otros aspectos como la evaluación de los esfuerzos parásitos sobre pilotes (rozamiento negativo, empujes laterales) o la interpretación de pruebas de carga en pilotes recogiendo metodologías específicas, poco conocidas fuera de Francia. Pero, conviene tener en cuenta para su empleo, que los ensayos "in situ" que involucren un avance previo de sondeo pueden estar afectados por el modo de ejecución del mismo.



Nº de páginas: 130
Año de edición: 2009
P.V.P.: 35€

Esta publicación, planteada con un horizonte meramente estético, muestra imágenes de obras construidas con hormigón armado en los primeros tiempos que permanecen en pie en la actualidad. Se trata de una publicación visual en la que el lector se puede deleitar con imágenes de alta calidad realizadas por reputados profesionales de la fotografía.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

Vías romanas. Identificación por la técnica constructiva

ISAAC MORENO GALLO (*)

RESUMEN Todas las obras de ingeniería romana presentan características técnicas comunes entre sí, al responder a un momento tecnológico determinado. De esta forma, encontramos un método de asignación cronológica eficaz de los caminos en el análisis comparativo de la técnica constructiva. En este sentido, las vías romanas se caracterizan funcionalmente como verdaderas carreteras.

La formación de la estructura resistente de las vías casi siempre responde a una cierta complejidad, delatora de una planificación avanzada y de un proyecto constructivo preciso.

El seccionamiento transversal es uno de los métodos más adecuados para observar el proceso constructivo de las vías romanas.

Las capas inferiores de las vías romanas suelen estar formadas por piedras gruesas, mientras que las superiores y de rodadura son de áridos finos, como las zahorras naturales, que a veces proceden de zonas lejanas. En ocasiones toda la formación del afirmado se realiza con varias capas de pequeño espesor, con materiales de granulometría fina, insistiendo unas sobre otras debidamente compactadas, hasta adquirir espesores totales de firme de casi un metro.

ROMAN ROADS. IDENTIFICATION BY THE CONSTRUCTION TECHNIQUE

ABSTRACT *Every Roman civil engineering works present similar technical characteristics between them, because of they belong to a particular technological time. Therefore, we find an efficient method to put in chronological order the building date of the roads, into a comparative of building technique. In this way, a Roman paved road is characterized as an actual road. The formation of Roman paved roads resistant structure is often quite complex, thus to their building was needed an advanced planning and a project. A cross section is one of the better methods to know the constructive process of Roman paved roads.*

Bottom layers of Roman paved roads are often formed by thick stones, while top layers are constituted by fine arid that sometimes is from distant places. On certain occasions the road surface is made by several layers of little thickness, which are constituted by material with fine granulometry. The layers were placed one on top of the other and were properly compacted to form finally a road surface of one metre thick.

Palabras clave: Vías Romanas, Ingeniería Romana, Técnica constructiva.

Keywords: Roman roads, Roman engineering, Construction technique.

1. INTRODUCCIÓN

Probablemente no haya habido mayor problema, entre los que han afectado a las vías romanas en los últimos decenios, como el ocasionado por su errónea identificación debido al desconocimiento casi total de su estructura física. Ningún factor ha resultado más destructivo para estos caminos que la absoluta ignorancia de su presencia.

Paradójicamente, la asignación al mundo romano de muchos caminos modernos, por el hecho de presentar estructuras enlosadas en superficie, que se habían difundido como representantes de las vías romanas, ha provocado la promoción de estos caminos como romanos y la asunción popular de que ese debía ser el arquetipo estructural de las vías romanas.

La falta de documentos escritos que avalen el momento constructivo de los caminos y puentes antiguos ha permitido el abuso, casi nunca contestado, de su asignación cronológica al mundo romano. La ausencia de pruebas de cargo de la romanidad de las vías del viejo Imperio, parecía condenar para siempre los últimos vestigios de estos caminos históricos, verdadero sustento de nuestra historia y civilización.

Al margen de lo divulgado hasta el momento y a pesar del grado de confusión al que nos llevaron los escritos historiográficos al uso, a nosotros nos pareció buena idea averiguar todo lo que pudiéramos sobre dónde estaban y qué quedaba de aquellos caminos que hicieron los romanos,

Todas las obras de ingeniería antigua presentan características técnicas comunes entre sí, al responder a un momento tecnológico determinado y aún más en el caso del mundo romano, marcadamente diferente al de otras épocas. De esta forma, encontramos un método de asignación cronológica eficaz en el análisis comparativo de la técnica constructiva, cuanto más cuando no existen otros más fiables, como veremos.

(*) Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Demarcación de Carreteras del Estado en Aragón.



FIGURA 1. Corte de gran altura en la roca caliza para el paso de la Vía Salaria en las montañas de Antrudoco (Italia). En primer plano, la hornacina de la placa conmemorativa desaparecida hace siglos.

2. CARACTERIZACIÓN FUNCIONAL

Tras el análisis de miles de kilómetros de vías romanas indudables y de cientos de restos estructurales evidentes presentes en ellas, restos que nos permitieron sistematizar la téc-

nica constructiva de estos caminos, llegamos a determinadas conclusiones¹.

Probablemente la clave fundamental, que a la vez resume e incluye las otras, es el hecho de que estos caminos se caracterizan funcionalmente como verdaderas carreteras.

Bien es cierto que el análisis técnico de un camino, que determine su función como carretera, solo será posible desde los conocimientos adecuados y mínimos de la ingeniería de los caminos. Las técnicas de trazado, el correcto dimensionamiento del firme, los estudios previos del terreno, la geología aplicada, la mecánica del suelo, etc., forman la panoplia de conocimientos que nos permiten discernir entre las características necesarias que todo camino debe tener para el tránsito de vehículos y cargas, en todo tiempo y condición.

Estas técnicas, aunque con cierta singularidad en el mundo romano, se repiten en algunos aspectos en momentos históricos recientes, en los que se vuelven a hacer verdaderas carreteras. En este gran lapso de tiempo de unos quince siglos también se hacen algunos caminos, pero de ningún modo pueden asignarse tipológicamente a las carreteras.

Ya hablamos en trabajos anteriores de la existencia de factores topográficos, a gran escala y a pequeña escala, que condicionan el trazado de las carreteras romanas. Pero entre todos ellos es el trazado en alzado, el perfil longitudinal, el factor crítico que condiciona las carreteras; aún más a las vías romanas, en las que la tracción animal y las relativamente grandes cargas que se transportaban en aquel momento, solo hacían viable el tránsito carretero por pendientes bajas. Estas pendientes, en lo que se ha podido constatar², no superaban el ocho por ciento. Éste es un factor crítico para este aspecto, pero sabiamente resuelto por los romanos.

1 A estos efectos, véase la obra: MORENO GALLO, I. 2004: *Vías Romanas. Ingeniería y técnica constructiva*. Ministerio de Fomento. CEHOPU. Madrid.

2 Son muy concluyentes los estudios viarios en zonas de montaña y de orografía extremadamente difícil realizados por: ALVARADO BLANCO, S. - RIVAS FERNÁNDEZ, J.C. - VEGA PATO, T. 2000. *La vía romana XVIII (Via Nova). Revisión de su trazado y mensuración, II: de los limici a los gigurri*, Boletín Auriense, Anexo 25, Ourense.



FIGURA 2. Cortes a doble escalón de cinco metros de altura, en la roca esquistosa. Carretera construida sobre el Camino Viejo, en Alcafozes (Idanha-a-Velha), en la vía romana de Emerita a Bracara, por el puente de Alcántara.

Para lograrlo, no escatimaban medios ni esfuerzos. Se desmontaba la montaña y se cortaba la roca, tanto como hiciera falta para que el desarrollo de la carretera permitiera pendientes pequeñas.

Existen casos en los que la geología de las laderas de las montañas por las que discurrieron las vías romanas, ha impedido la conservación de todo vestigio de la carretera antigua. Sin embargo, la resolución del perfil longitudinal ayuda mucho a la identificación de los caminos romanos.

Este es el caso, por ejemplo, del puerto de la Fuenfría en Madrid. Probablemente nunca se encuentre la estructura de la vía romana en unas laderas móviles en extremo, pero el trazado del Camino Viejo de Segovia, que persiste en el corredor de la vieja vía romana, es el más racional de cuantos puedan existir en el valle de Cercedilla para coronar el collado de la Fuenfría³. La carretera romana, con las revueltas desaparecidas, efectuadas para ajustarse al terreno en las vaguadas laterales de la vertiente occidental del valle, la ladera de la solana, probablemente no sobrepasó el ocho por ciento de pendiente en ningún momento. La subida comenzaba pronto, donde se requería para lograr esas pendientes con el mínimo desarrollo en planta para el trazado en ese valle.

No ocurre lo mismo con los otros caminos conservados en el valle, sospechosos de su modernidad precisamente por eso, por el hecho de estar conservados aquí. Ni el Camino Borbónico, hasta hoy supuesto como la vía romana, ni el Atajo de los Pícaros, que parece que será elevado también a esa candidatura, aun siendo de tan irracional trazado como el borbónico, ni otros que seguramente se promocionarán a la romanidad en busca de alguna gloria personal, cumplen mejor los requisitos de trazado racional que el Camino Viejo de Segovia.

Otros aspectos básicos que definen a las carreteras y por supuesto a las romanas, son: sus características estructurales, la excelente capacidad portante total, aportada por la estructura añadida y la especialización de los materiales

constructivos que intervienen en ellas, siempre en función del desempeño para el que están destinados dentro de la estructura.

En contraposición, identificaciones de las vías romanas mediante ciertos procedimientos que podríamos calificar de poco racionales, han venido a querer demostrar muchos recorridos de las vías romanas por la existencia de ciertos yacimientos de la época. Estos se suponían, sin pruebas, a pie de vía, en lugar de demostrar la existencia de la vía junto a ellos, vía que no encontraban ni allí ni en otro sitio.

Muchas energías más se han gastado midiendo mapas e intentando cuadrar las distancias entre ciertos sitios con las millas reflejadas en el Itinerario de Antonino, presuponiendo que el documento está libre de errores o que la milla tenía un valor rigurosamente respetado. Nada más lejos de la realidad; leer lo que narran a estos respectos los clásicos es un ejercicio mucho más saludable y formativo, sus narraciones son casi siempre reveladoras⁴: "... *Esta causa da lugar bastante frecuentemente a grandes errores en la estimación de las distancias: en unos casos por cambios de límites de las provincias, en otros porque se alarga o reduce el número de pasos de los caminos... Además observadores distintos parten de diferentes puntos para las medidas, y las siguen por distintas vías. Así ocurre que no hay dos que coincidan...*".

3. LA ESTRUCTURA

Hemos podido comprobar, en los paquetes de afirmado de las vías romanas que hemos examinado, que la formación de la estructura resistente casi siempre responde a una cierta complejidad, delatora de una planificación avanzada y de un proyecto constructivo preciso.

La composición de las distintas capas suele realizarse con materiales bien diferenciados. Son capas con espesores pequeños para optimizar la compactación o, en todo caso, ajustados a la granulometría del árido empleado, como ocurre en las capas gruesas.

3 RODRÍGUEZ MORALES, J., MORENO GALLO, I., RIVAS LÓPEZ, J. 2004, pp. 63- 86: *La vía romana del puerto de la Fuenfría*. Estudios de Prehistoria y Arqueología Madrileñas, 13, 2004.

4 PLINIO, HN, III, 16, edit. Gredos.



FIGURA 3. Sección de la vía romana de Clunia a Segisamone (Sasamón). Se observa la formación de capas de distinta granulometría y función en la estructura de la carretera romana con una gran capacidad portante final. Excavación realizada por la empresa Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.



FIGURA 4. Sucesión de capas de granulometría fina de poco espesor y bien compactadas. Vía romana de Italia a Hispania en Cortes de Navarra (Navarra). Excavación realizada por la empresa Trama, en marzo de 2008.

No es difícil observar aspectos reveladores del proceso constructivo en la propia estructura cuando ésta ha sido adecuadamente cortada para ello. Se llegan a observar perfectamente las líneas de compactación entre capas, la formación de capas de regularización bajo las gruesas piedras de cimentación, el recebo con áridos de granulometría fina sobre las piedras de esta capa, para sellarla y poder rodarla para la extensión de la siguiente, etc.

En ocasiones toda la formación del firme se realiza con varias capas de pequeño espesor, de entre diez y quince centímetros, con materiales de granulometría fina, insistiendo unas sobre otras debidamente compactadas, hasta adquirir espesores totales del firme de casi un metro. En estos casos, en los que una capa de cimentación de materiales gruesos no existe,

normalmente por la propia ausencia de este tipo de piedras en el terreno, toda la capacidad portante del firme se confía a la sucesión de capas delgadas pero bien compactadas.

En todos los casos se observa la completa eliminación del sustrato vegetal e incluso el saneo de las partes blandas y oquedades cuando el sustrato rocoso está próximo a la superficie, regularizando en estos casos el terreno con rellenos parciales antes de proceder al extendido general de las primeras capas comunes a toda la estructura.

En todos los casos el diseño general de la estructura responde a la naturaleza del terreno natural de asiento, añadiendo más potencia de firme cuanto más pobre o blando es el terreno natural.



FIGURA 5. Capa final de rodadura de zahorras naturales con cuarcitas rodadas, de treinta centímetros de espesor, sobre cimentación de piedras gruesas calizas. Vía romana de Clunia a Segisamone. Excavación realizada por la empresa Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.



FIGURA 6. Corte transversal para el tendido de tuberías en el que se aprecia una de las cunetas colmatada de la antigua carretera. Vía de Italia a Hispania en Bañares (La Rioja), en 2005.

Especial relevancia adquieren los ejemplos en los que los materiales son transportados desde mucha distancia. Esto suele ocurrir preferentemente con las capas finales de rodadura, en las que se buscan áridos de naturaleza especial, prefiriendo los rodados y muy duros a los que son blandos o con aristas.

Cuando estos materiales no están disponibles en un entorno razonablemente cercano, asistimos a transportes muy costosos por su lejanía. En la meseta norte peninsular los hemos constatado de hasta diez kilómetros de distancia, sobre todo para los áridos que forman la capa de rodadura. Si consideramos que esta última capa suele llegar a alcanzar espesores de hasta treinta centímetros, veremos que los volúmenes de transporte y los costes totales aumentan notablemente cuando se deciden por estas soluciones.

Pero lo más frecuente es que se recurra al empleo de canteras cercanas, salvo que no se disponga de materiales pétreos en el entorno. Estas canteras, muchas veces perimetrales a la propia vía, son empleadas al menos para las capas inferiores del firme, o para todo el paquete si los áridos extraídos son adecuados también para las capas de rodadura.

4. EL ANÁLISIS GEOLÓGICO

La diferenciación y el análisis de los materiales de aportación para la construcción de las vías romanas es una de las cuestiones básicas a acometer en el estudio de estas carreteras.

La naturaleza del sustrato natural es la primera de las claves a tratar. En ocasiones es muy diferente a la de los materiales aportados, en cuyo caso facilitará mucho la identificación de estos, pero otras veces la diferenciación es mucho más costosa.

Es frecuente que la vía discurra por terrenos pedregosos, por ejemplo, lechos de gravas en los que la vía se convierte en una acumulación lineal de los materiales propios del terreno. Aun en estas ocasiones, la formación del trapecio elevado sobre el terreno, que solemos encontrarnos convertido en una simple loma dos mil años más tarde, la excavación de las cunetas laterales de drenaje, o el encintado con bordillos de la capa inferior, etc., delatan a la vía romana.

En estos casos, en los que el sustrato es predominantemente pétreo, la cimentación de piedras gruesas, material en el que se confía gran parte de la capacidad portante de la



FIGURA 7. Continuidad de la cuneta, en ambas márgenes de la zanja del tendido de la tubería, en el seccionamiento de la Vía de Italia a Hispania en Bañares (La Rioja).



FIGURA 8. Cimentación de piedras gruesas calizas sobre la que se extiende la capa de rodadura de zahorras naturales con cuarcitas rodadas. Vía romana de Clunia a Segisamone. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.



FIGURA 9. Limpieza de un corte lateral del camino romano previamente realizado por trabajos agrícolas. Paquete de zahorras de tres pies de espesor sobre cimentación de piedras gruesas. El sustrato natural es de naturaleza blanda, formado por arcillas que serían intransitables sin afirmado. Vía Romana de Vxama a Clunia en Soria. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.

estructura, es omitida por innecesaria, al contrario de lo que ocurre en los terrenos blandos, en los que los romanos solían cimentar con una o varias capas de piedras gruesas, asegurando así la resistencia final de la estructura a la presión transmitida por la rueda en vehículos con grandes cargas.

Estas piedras gruesas que constituyen la capa de cimentación son las que proceden casi siempre de los terrenos circundantes. Los transportes son entonces muy pequeños para estas capas, al aprovecharse los estratos rocosos próximos o las canteras colindantes con concentración suficiente en piedras gruesas.

Pero, como hemos indicado, existen muchos casos en los que el terreno no tiene piedra de ninguna naturaleza en grandes distancias. En España hay casos de grandes extensiones de suelos de granulometría muy fina, mares de arcilla con ausencia de materiales pétreos de cualquier tamaño.

Así ocurre en varias subcuencas de la parte central de la del Duero⁵.

En estos casos lo frecuente es que no se establezca una cimentación diferenciada en tamaños respecto a las capas de rodadura porque, teniendo que recurrir inevitablemente a transportes a muy larga distancia, todo el material se emplea de la misma naturaleza, normalmente zahorras naturales que componen el paquete de firmes de arriba abajo. Estos materiales, que son los más aptos para las capas de rodadura, son los más fáciles de cargar y de transportar. Las zahorras, dispuestas en paquetes de firmes de suficiente espesor, jue-

⁵ Casos expuestos en: MORENO GALLO, I. 2001. *Descripción de la Vía de Italia a Hispania en Burgos y Palencia*. Diputación Provincial de Burgos y la Diputación Provincial de Palencia.



FIGURA 10. Huellas de los carros de carga usados para el extendido de la capa final de rodadura, formada de zahorras de cuarcitas rodadas, escalonada atrás, transportada de larga distancia. Las huellas se delatan sobre la capa de materiales finos no rodados usados para el sellado de la cimentación. Vía de Italia a Hispania en Quintanapalla (Burgos). Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en agosto de 2008.

gan también un buen papel en las capas inferiores y en la consecución de la capacidad portante final.

Los materiales gruesos, sin embargo, son más engorrosos de cargar y transportar, menos susceptibles al uso de instrumentos de manipulación y carga. Solo producen un rendimiento aceptable para su uso en las capas de cimentación si proceden de lugares aledaños y con ello ahorran distancias de transporte.

La planificación y el proyecto de las vías romanas estaban condicionados fuertemente por estos factores. Por los resultados constructivos que venimos observando en nuestras investigaciones, es evidente que contaban con buenos expertos en geología aplicada. Sabían de la utilidad de los materiales para cada capa del firme según la función que se espera de ella y sabían dónde encontrarlos con el menor de los costes, aunque en ocasiones éste fuera inevitablemente elevado por las largas distancias de transporte.

Hemos encontrado en las capas de cimentación piedras gruesas de rocas de muy variada naturaleza, variadas a ve-

ces en la misma capa, pero siempre presentan suficiente dureza y calidad.

Es frecuente que queden fosilizadas las huellas de los carros de carga usados para el extendido de las capas superiores del firme. Esto ocurre en las capas inferiores, en las que es normal que se disponga de una capa de materiales finos de regularización, que sella los huecos de los materiales gruesos de cimentación y la hace rodable.

La extracción de los materiales para la construcción de estas capas inferiores, cuando se produce en lugares cercanos a la traza, suele provocar pequeños endorreísmos en ambos flancos del camino. Estas hondonadas fácilmente observables a ambos lados de muchas vías romanas, se corresponden con las primitivas canteras. Aunque parcialmente colmatadas por el tiempo transcurrido, es fácil que se encharquen en tiempo húmedo, y por ello presentan una vegetación específica que las delata.



FIGURA 11. A la izquierda, endorreísmo formado por el gran hueco de extracción de áridos para la construcción de la vía romana de *Emerita Avgvsta* a *Salmantica*, cuyo terraplén se conserva perfectamente en Fuenterroble de Salvatierra (Salamanca).

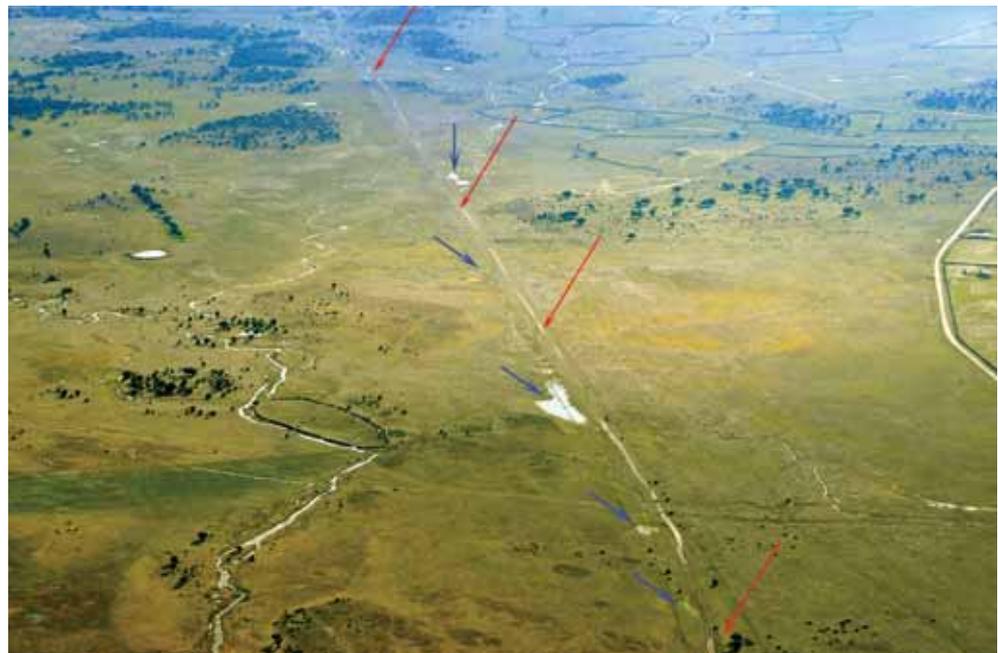


FIGURA 12. Terraplén de la vía romana, señalado con las flechas en rojo, y huecos de extracción de áridos para su construcción (canteras) señalados con flechas azules. Fuenterroble de Salvatierra (Salamanca).



FIGURA 13. Escalonado de las capas de cimentación compuestas de piedras gruesas de yeso, confinadas por la capa de rodadura, que aquí está formada por zahorras cuarcíticas de canto rodado, transportadas desde muy lejos. Los taludes son de tierra. Vía de Italia a Hispania en Briviesca (Burgos). Excavación realizada por 2B Arqueólogos.

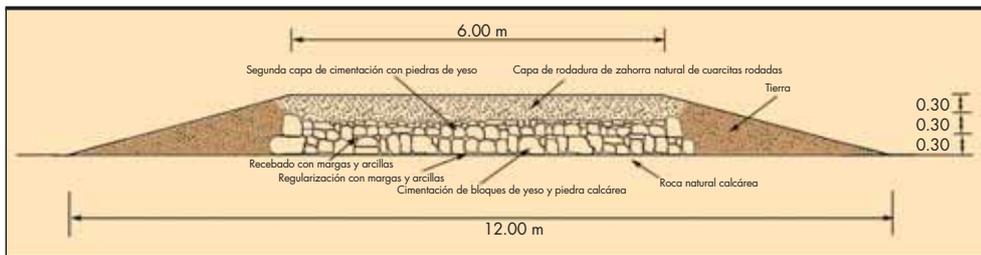


FIGURA 14. Sección transversal constructiva de la Vía de Italia a Hispania en Briviesca (Burgos).

Un caso singular entre los señalados para la formación de cimentaciones, es el de la utilización de rocas solubles. Tal es el caso de las rocas de yeso, que no por solubles son menos duras o menos aptas para estos fines. Sólo es necesaria la precaución de que queden confinadas para evitar su contacto con el agua y su consiguiente meteorización. Hoy se usan en la construcción de carreteras de este modo y así se recomienda por las normas técnicas actuales. Nosotros las hemos visto en las vías romanas usadas del mismo modo.

Pero las capas finales de rodadura son las más cuidadas en su realización, son aquellas en las que más se procura su calidad y en las que más esfuerzo constructivo hemos constatado. La conveniencia y casi necesidad de que los materiales fueran de pequeño tamaño, rodados en lo posible o en todo caso no agresivos con la uña de las bestias, condicionaba su procedencia y ejecución.

Hemos visto capas de rodadura de zahorras naturales de cuarcitas rodadas, otras veces de jabre o arena de granito, la arena de miga que cumple perfectamente esa función también. Estas capas se traen desde donde sea, incluso cuando en el terreno se encuentran áridos menudos pero que, debidamente analizados, se comprueba en ellos alguno de los factores que hicieron desaconsejable su uso. Por ejemplo, la insuficiente dureza que les reduciría a polvo o bien la excesiva angulosidad que hiciera peligrosa la pisada de los animales de tiro.



FIGURA 15. Zahorras naturales de cuarcitas rodadas duras, dispuestas en la capa final de un pie de espesor (30 cm). Vía romana en Soria. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en mayo de 2009.

Es sabido que los animales de tiro romanos no estaban herrados. En este sentido, los romanos adaptaron las carreteras a las necesidades de las pezuñas de la tracción animal, en lugar de lo que ocurrió tras la caída del Imperio, en la Edad Media, cuando se vieron obligados a herrar a los animales para adaptarlos a la infamia del piso soportado.



FIGURA 16. Vía romana subsidiaria de la Vía Apia en Sessa Aurunca, Caserta-Italia. Urbanizada con enlosado basáltico, en la salida de la ciudad antigua, donde el cementerio se prolonga en cierta longitud. Obsérvese el monumento funerario colindante.

Sólo se conoce en el mundo romano el uso de las llamadas hiposandalias metálicas, útiles para el tránsito de los animales por las calles de las ciudades que estaban adoquinadas o enlosadas, como así era en amplias zonas del Imperio. Este elemento, útil para evitar daños a la pezuña en las irregularidades de las losas desgastadas, impedía el progreso veloz de los animales, era contraproducente para la pisada en los materiales sueltos de las vías interurbanas y era retirado cuando se salía de las zonas urbanas o urbanizadas mediante enlosados.

En algunos casos en los que el camino ha sido sometido a uso continuo hasta hace poco tiempo, observamos la presencia de materiales distintos y extraños a los mencionados en la superficie del camino romano. Son áridos procedentes de reparaciones antiguas, asunto que hemos podido contrastar en varias ocasiones, cuando se conservan noticias documentales del hecho, repa-

raciones de momentos históricos en los que la red de Caminos Reales se constituía sobre los caminos principales existentes, incluidos los que procedían de las carreteras romanas.

Pueden verse los restos de los áridos de la capa de rodadura original de la vía romana y sobre ellos piedra basta con aristas que los cubre, procedente a veces de machaqueo. Todo esto es más fácil de observar cuando no se ha transformado el camino en épocas recientes, ni con maquinaria pesada, ni con zahorras modernas. En algunos casos, el propio camino así reparado se conserva abandonado, cubierto por la vegetación de decenios, como certificado de la antigüedad de la reparación.

Estas huellas de las reparaciones, habitualmente de los siglos XVIII y XIX, su potencia y características, la procedencia de los áridos, etc., son perfectamente evidenciadas y leídas en las secciones transversales de las vías romanas cuando se excavan adecuadamente.



FIGURA 17. Hiposandalia romana, propia para la protección de la pezuña de las bestias en las vías urbanas adoquinadas.



FIGURA 18. Corte en la Vía romana de Italia a Hispania en Quintanapalla (Burgos) donde se observan las capas de cimentación, las intermedias y las de la rodadura antigua. Sobre todas ellas una capa de reparación moderna con piedra caliza gruesa de aristas, procedente de machaqueo, que se documenta en el siglo XVIII, hasta cuyos años finales se empleó la vía romana como el Camino Real de Burgos a Bilbao. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.

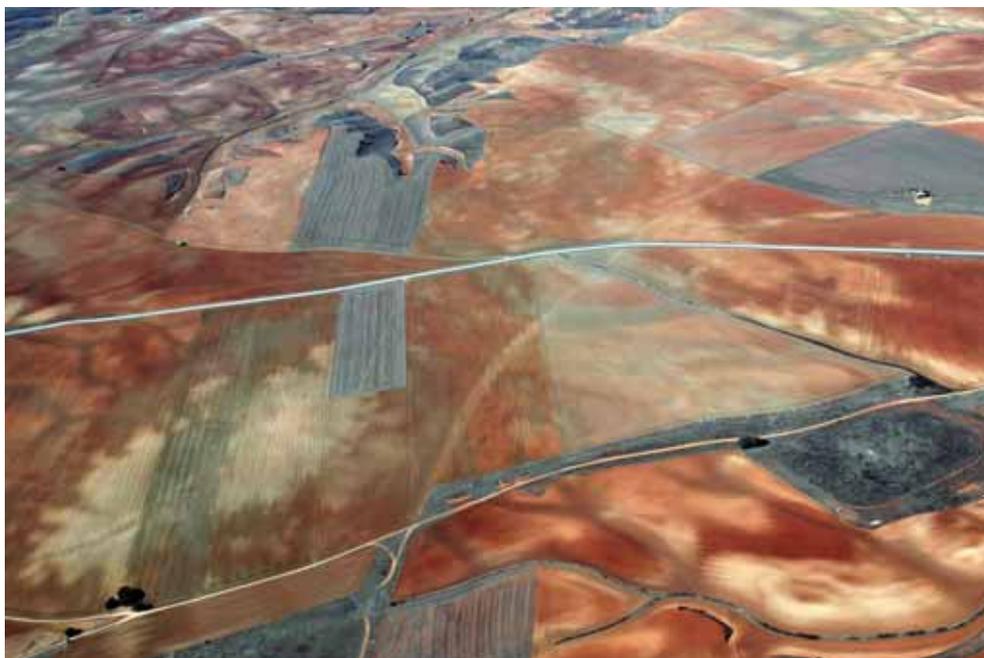


FIGURA 19. Huella de la vía romana de Zaragoza a Astorga por Clunia, destruida por el arado en tierras sorianas.

5. LA HUELLA DE LA ESTRUCTURA DESTRUIDA

Cuando las carreteras romanas son definitivamente destruidas por las labores de labranza, los áridos que las conformaban y otros elementos de la estructura, como las cunetas laterales colmatadas, dejan una huella perceptible, sobre todo desde el aire. Los vuelos a baja altura en determinadas épocas del año, en las que el terreno queda desnudo y lavado y en las que las condiciones de humedad son aptas para ello, son una herramienta muy valiosa para estos fines⁶.

⁶ Labor en la que fue pionero el francés Roger Agache, en la década de los sesenta del siglo XX, con excelentes resultados sobre las vías romanas de la región de la Somme. AGACHE, R. et BREART, B. 1975. Atlas d'archéologie aérienne de Picardie. La Somme Protohistorique et Romaine. Société des Antiquaires de Picardie, Amiens; t. 1: présentation et répertoire, 164 pages et 196 fig.; t. 2, cartes archéologiques couleurs, 18 feuilles I.G.N. au 1/50 000°.

La acumulación de los materiales que componen las vías romanas, por intervención antrópica, deja una huella perceptible desde el aire debido a dos motivos fundamentalmente.

En unas ocasiones, ocurre porque al ser los materiales de origen exógeno contrastan mucho cromáticamente con los presentes de forma natural en el terreno.

Otras veces, es el aumento de la densidad del material pétreo el que contrasta con la del terreno circundante. Incluso aunque el terreno contenga piedra de la misma naturaleza, su concentración es muy inferior a la que se produce en la franja de ocupación de la vía romana destruida.

De cualquier forma, las vías romanas no son las únicas estructuras que dejan huella en el terreno una vez destruidas. Además, su marca varía con las características del terreno natural y de los materiales aportados para su construcción, haciéndose a veces muy evidente, pero, otras, apenas perceptible.



FIGURA 20. Huella de la vía romana de Zaragoza a Astorga por Clunia, destruida por el arado en tierras sorianas.

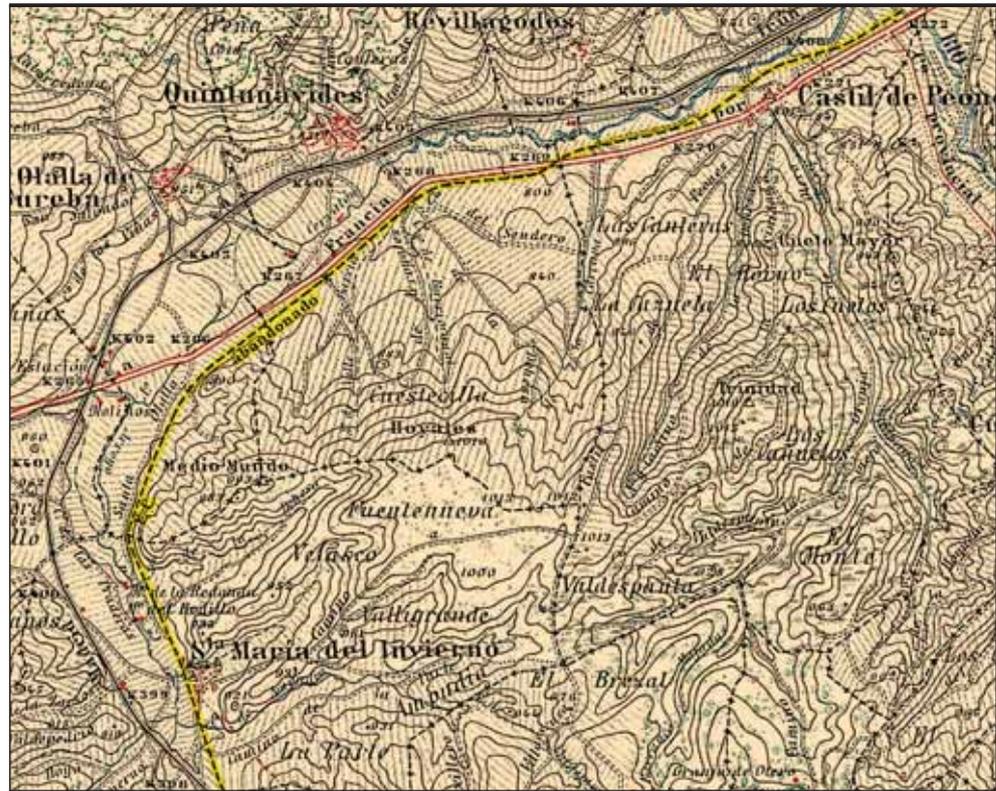


FIGURA 21. Mapa del IGN, a escala 1/50.000, donde figura con toda precisión la traza del ferrocarril abandonado con las leyendas FC abandonado y FC Vasco Castellano (en hoja contigua). Trazado que ha sido identificado con la vía Aquitana a su paso por la zona.

Es necesario siempre contrastar los resultados de la prospección aérea con los trazados de la vía conocidos sobre el terreno, con la toponimia de los lugares que atraviesa y finalmente con la naturaleza de los materiales que delatan la huella de la estructura. Todos estos factores deberían coincidir o, al menos, no contradecirse.

En cualquier caso, los materiales deben corresponderse con los propios constatados en la construcción de las vías romanas, de origen natural, sin procesamientos intermedios como machaqueo u otro factor que les hiciera sospechosos de modernidad. En el caso de que su origen geológico fuera lejano, nos encontraremos ante un dato valioso no constatado en otros caminos antiguos y sí en los romanos donde la plani-

ficación, el proyecto detallado y la intervención de la ingeniería han sido ampliamente constatados⁷.

No efectuar estas comprobaciones o no conocer debidamente los avatares elementales de los caminos, al menos en la historia de los lugares que se trabajan, puede ocasionar errores de mucho bulto.

Hemos conocido alguno de ellos recientemente, en el que se creyó haber encontrado la huella de la Vía Aquitana⁸ en la del ferrocarril Vasco Castellano⁹, a pesar de que el trazado de la plataforma abandonada es conocido en la comarca¹⁰ y hasta se ve perfectamente delineado e identificado en la cartografía usualmente utilizada en estas investigaciones¹¹.



FIGURA 22. Restos de la infraestructura del ferrocarril Vasco Castellano en las fincas labradas de la zona de Briviesca. Se observan materiales constructivos improprios de las carreteras romanas y de cualquier carretera de otro tiempo.

7 A modo general de referencia: MORENO GALLO, I. 2004: *Vías Romanas...* ob. cit.

8 ABÁSALO ÁLVAREZ, J. A. y DIDIERJEAN, F. 2007, pp. 395-427 (ver ortofotos de p. 406): *La Vía Aquitana, aportaciones de la fotografía aérea*. Villes et territoires dans le bassin du Douro à l'époque romaine: actes de la table-ronde internationale (Bordeaux, septembre 2004) / coord. por Milagros Navarro Caballero, Juan José Palao Vicente, María Ángeles Magallón Botaya.

9 Bajo jefatura de Richard Preece Williams, la Compañía Anónima Ferroviaria Vasco Castellana se inscribió el 4 de diciembre de 1901 con dos objetivos claros: absorber el tramo Arlanzón-Villafraja del Ferrocarril Minero de la Sierra de la Demanda, para el establecimiento de circulaciones de mineral propias y tender una nueva vía de ancho internacional (1435 mm) entre Madrid y Bilbao. La compañía fue a la quiebra en 1909, dejando algunos tramos de explanaciones que no conocieron nunca los carriles del tren. Una compleja trama política y económica tendida por Williams, en la que se vieron implicados personajes famosos y acaudalados de la época, dio como resultado que Williams fuera juzgado por falsedad y estafa en varias ocasiones entre 1907 y 1910.

10 Se cultivaban champiñones hasta hace unos años en el túnel abandonado de este ferrocarril, en la localidad de Santa María del Invierno.

11 Como son los estupendos mapas del IGN a escala 1/50.000, elementales para este arte, el de 1932 (nº 168) y el de 1935 (nº 201), donde figura con toda precisión la traza de las explanaciones construidas en este ferrocarril con su nombre propio.



FIGURA 23. En la sección transversal, una vez limpia de los finos que enmascaren los áridos de constitución de las capas, se observan las líneas de compactación y la lechada fósil que las delata mejor que con ningún otro método. Vía romana de *Clunia* a *Segisamone*. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en octubre de 2008.

6. LECTURA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Como hemos apuntado en otros trabajos, la sección transversal es una de las más adecuadas para observar el proceso constructivo de las vías romanas y de cualquier carretera en general¹²: esta es la manera mejor y más sencilla de leer la composición del paquete de firmes y de poder identificar con precisión cada capa, su naturaleza y espesor. De la misma forma que sirve para expresar con claridad cómo hay que hacer una carretera, la sección transversal sirve para leer cómo está hecha y cuál es con exactitud la composición del firme, con independencia de la época en la que se haya ejecutado. Además, en ella se descubren: la naturaleza del terreno de apoyo, los daños ocurridos, las reparaciones, los procesos sedi-

12 MORENO GALLO, I. 2004, pp. 207 y ss.: *Vías Romanas...* ob. cit.

mentarios y cualquier acontecimiento que haya afectado a la historia del camino.

En la sección transversal, una vez limpia de los finos que enmascaren los áridos de constitución de las capas, se observan las líneas de compactación y la lechada fósil que las delata mejor que en ningún otro tipo de cata arqueológica.

Una vez leído el corte transversal, puede procederse al retirado de alguna de las capas superiores. Este escalonado longitudinal, realizado siguiendo las líneas de compactación, es el procedimiento que detecta otros aspectos constructivos, como las huellas de los carros de transporte para la construcción del camino. Esto ocurre siempre que la naturaleza de los materiales empleados en las capas se preste a ello y con más frecuencia sobre las capas de cimentación recebadas con materiales de granulometría fina.

Las huellas de los carros de transporte durante la construcción, se producen por el asiento diferencial producido por la rueda en las capas inferiores, provocado por una gran carga aplicada puntualmente. Estos materiales en la mayoría de los casos son, técnicamente hablando, áridos sueltos que en tránsito normal autocerrarían cualquier huella si no fuera porque con el basculado de los materiales de las capas superiores las huellas quedan tapadas inmediatamente.

No debe de caerse en el error de considerar estas huellas de carros en las capas inferiores, como de momentos de la vida del camino anteriores a un posible recrecimiento de éste. De hecho, los espesores de las capas inferiores, por sí mismos, no lograrían la suficiente capacidad portante necesaria en la estructura, cosa que sería impropia de las realizaciones de aquellos técnicos, que en tantos aspectos han demostrado su buen hacer en la técnica de la ingeniería de carreteras.

Por otro lado, las capas vertidas sobre estas rodadas de carro son las propias de la rodadura, zavorras naturales que en no pocas ocasiones son traídas de muy lejos para este fin. A nadie se le ocurriría efectuar largas distancias de transporte para estas últimas capas, si la carretera hubiera sido funcional durante años, siendo construida con materiales del entorno. No cabría pensar que, en estos supuestos recre-



FIGURA 24. Huellas de carro fosilizadas en los materiales sueltos, bajo la capa de rodadura formada por zavorras de cuarcitas rodadas. También aquí ha sido transportada la zavorra de muy larga distancia. Vía de Italia a Hispania en Fresno de Rodilla (Burgos). Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en agosto de 2008.



FIGURA 25. Escalonado de las capas bien diferenciadas de la vía romana, con zahorras en el nivel de rodadura, huellas de los carros de construcción en capas inferiores y los taludes formados de tierra. Vía Numancia a Vxama en Soria. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en abril de 2009.

cimientos de otra época, se cambiase toda la estrategia constructiva empleada hasta entonces, recurriendo a materiales innecesariamente caros por su lejanía.

Un análisis racional realizado desde el punto de vista de la ingeniería descartará cualquier especulación de este tipo.

El escalonado longitudinal, a veces, facilita la lectura y la diferenciación de las capas al profano que observa el corte, por lo que podría aconsejarse su realización en aquellos casos en los que la sección vaya a ser puesta en valor y publicitada.

7. EL MÉTODO ESTRATIGRÁFICO Y LA ARQUEOLOGÍA DE LOS CAMINOS

El reconocimiento de los depósitos arqueológicos sedimentados y de las evidencias estructurales, aplicando el método estratigráfico, permite identificar e interpretar las primitivas áreas de ocupación humana en sus múltiples variantes, siendo generalmente los restos de cultura material (artefactos) y otros indicadores de actividad (ecofactos), los que debidamente analizados y sistematizados permiten, en última instancia, elaborar propues-



FIGURA 26. Limpieza de los bordillos para facilitar la comprensión de la estructura del firme de la vía romana, con las capas de la piedra aportada bien diferenciadas del terreno natural, compuesto de roca masiva. Vía romana de Vxama a Tiermes. Excavación realizada por Aratikos Arqueólogos en abril de 2009.



FIGURA 27. Método estratigráfico aplicado a un camino antiguo. Decapado de una gran extensión que ha eliminado los niveles de rodadura sin identificarlos como tales. El camino ha sido destruido sin haberlo leído ni interpretado correctamente. Vía romana de *Cartago Nova* a *Segobriga* al norte de *Saltillo* (Chinchilla), Albacete. Foto: J. L. Fernández Montoro (2006).

tas interpretativas tanto de tipo funcional como de carácter cronológico y cultural para los espacios excavados.

Esta metodología tan útil para los estratos producidos por una sucesión ocupacional en épocas pasadas, se revela de una eficacia muy limitada en el estudio de las estructuras construidas por capas, pero en un mismo momento, como son las carreteras.

Por el contrario, el decapado en extensión de los restos de las vías romanas es un método destructivo que conviene evitar¹³.

Incluso en el caso de la superposición de dos o más carreteras, construidas en distintos momentos, la eficacia que ofrece el método estratigráfico en su lectura sigue siendo muy relativa.

Lo cierto es que en las capas de la carretera bien hecha no debe haber otros materiales que los áridos adecuados para su construcción. La posibilidad de encontrar otros materiales u objetos es muy remota y, cuando esto ocurre, nada relevante nos indicará sobre la cronología de su construcción.

Hemos conocido excavaciones de vías romanas realizadas por el método estratigráfico, en las que se ha realizado una interpretación de varios momentos constructivos, datados en momentos cronológicos pretendidamente precisos¹⁴. Pero lo cierto es que nada se ha podido certificar sobre estos aspectos y con este método.

En estas excavaciones en las que una calzada se superpone a otra, asunto éste frecuentemente documentado¹⁵, la composición del firme de ambas estructuras, a base de capas también superpuestas, puede inducir al error de considerar más momentos constructivos que los que realmente se han producido. Así, si es frecuente que en una sola vía romana se crea ver varias superpuestas, en la superposición de dos de ellas, se llega a interpretar la existencia de tres, cuatro, o más.



FIGURA 28 . Vía romana de Italia a Hispania en la entrada del aeropuerto del Recajo, en Agoncillo (La Rioja). Arriba con la gruesa capa de zahorras naturales de cantos rodados, sondeada por una retroexcavadora en 1999. Abajo, tras la desgraciada intervención arqueológica en 2003, fue decapada la vía por el método estratigráfico y eliminada toda la zahorra natural de los niveles superiores sin interpretarse debidamente. Destruído el camino en toda su extensión, el bordillo y las piedras de cimentación quedaron al desnudo.

13 En la búsqueda de las piedras gruesas que se pensaba que coronaban las vías romanas se han decapado muchas vías romanas, en extensiones a veces alarmantes, hasta dejar la capa de cimentación al aire donde se creía descubrir finalmente la vía romana. Se expusieron varios casos en: MORENO GALLO, I. 2004, pp. 208 y ss.: *Vías Romanas...* ob. cit.

14 SILLIÈRES, P. 1985, pp. 63-69. La voie Romaine Segodunum-Cessero à L'Hospitalet-du-Larzac (Aveyron). *Revue Aquitania*, tome 3.

15 MORENO GALLO, I. 2004, p. 138: *Vías Romanas...* ob. cit.

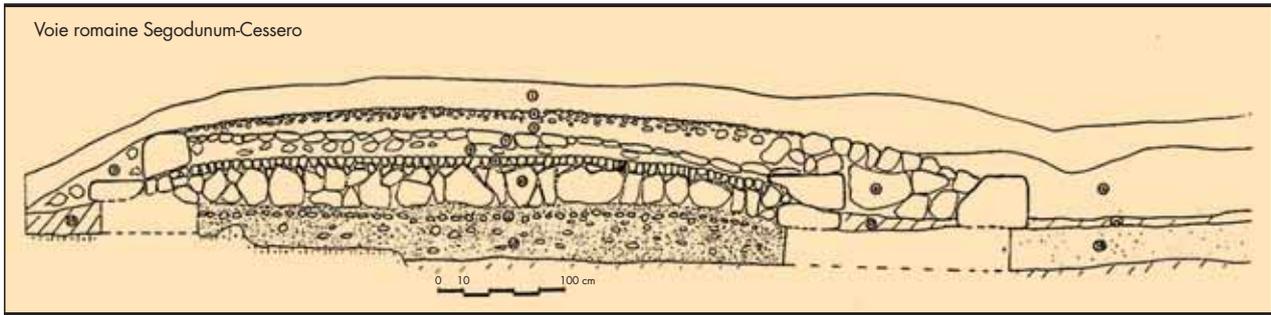


FIGURA 29. Perfil transversal de la estructura del firme interpretada por Sillières de la excavación de L'Hospitalet-du-Larzac (Aveyron). Una calzada amplía a la otra, pero no son los restos cerámicos en el interior de la estructura los que hacen romanas a ninguna de ellas.

En el dibujo interpretativo de la calzada de L'Hospitalet-du-Larzac (Aveyron), excavada por Sillières mediante el método estratigráfico, se observan dos calzadas, al existir dos líneas de bordillo bien diferenciadas. Difícilmente podría probarse alguna más.

La presencia excepcional de restos cerámicos en esta excavación fue utilizada para asignar cronológicamente la superposición de estos caminos a tres momentos diferentes y pretendidamente precisos.

Sin embargo, ningún resto cerámico sobre la estructura del camino, ni dentro de ella, prueba nada concreto sobre el momento constructivo de la vía.

Cualquier cerámica caída durante el tránsito en la vida de una carretera, como es una vía romana, es reducida a polvo por el machaqueo producido por las ruedas de los carros. Si permanece el trozo dentro de la estructura del firme, significará que llegó allí mezclado con los áridos para la construcción de la vía, siendo casi imposible que se encuentre por alguna otra circunstancia.

Por tanto, la rara presencia de restos cerámicos o de otra naturaleza dentro de las estructuras del firme de una carretera, solo significa que la carretera es más moderna que ellos, sin poder precisar en ningún caso cuánto más moderna. Evidentemente, nunca será más antigua.

En el caso de la excavación de L'Hospitalet-du-Larzac, se encontraron tres restos cerámicos en una secuencia cronológica razonable, el más antiguo debajo (indígena) y el más moderno arriba (romano). Perfectamente podrían haberse encontrado en una secuencia contraria y absurda, en función del lugar de procedencia de los áridos de constitución del firme. Estos restos, extraídos decapando los materiales desde arriba, nada nos dicen sobre las técnicas constructivas ni del número de vías superpuestas.

De hecho, las líneas de bordillos de las dos calzadas claramente superpuestas se leen precisamente en la sección transversal interpretada, que no realizada, en esa excavación. Las distintas capas del firme con su función resistente y las líneas de compactación que las definen, no mencionadas en este caso ni en los informes arqueológicos al uso, se hubieran leído en una sección transversal de manera inmejorable.

Esta ampliación del ancho de la calzada, con una nueva línea de bordillo en uno de los lados, podría interpretarse como ampliación de la vía, mucho más que el recrecimiento propio de la calzada, cuya capacidad portante ya es suficiente en la inicial. Sin embargo, el doble bordillo en uno o en los dos lados es habitual y no indica ampliaciones casi nunca.

Calzada con doble bordillo a uno de los lados. Esta estrategia constructiva de apoyo escalonado no indica aquí ninguna ampliación posterior de la vía.



FIGURA 30. Las tierras volteadas al borde del camino, delatan perfectamente el reperfilado con motoniveladora en la calzada romana, previo al extendido de zahorras modernas. Esta huella es característica común en los trabajos realizados con motoniveladoras sobre los caminos. Se observa también el bordillo al pie del terraplén de la vía romana de Italia a su paso por Tricio (La Rioja).

Respecto a una supuesta vía indígena apuntada bajo las romanas, por el hecho de existir ahí un trozo cerámico de esa época, nada cierto se puede decir ya que, en todo caso, se constata claramente la carencia de todo tipo de infraestructura y empedrado en ese nivel. Esta pista de tierra no sería apta para carros y probablemente para ningún otro tipo de tránsito en momentos climatológicos húmedos. Su trazado general tampoco sería el de una carretera, ya que los indígenas carecían de la ingeniería de carreteras de los romanos. Y es sabido que una carretera no puede superponerse a un camino que no lo es, por el crítico condicionamiento que el perfil longitudinal representa para el tránsito rodado de cargas.

Frente a estos preceptos, vemos que la arqueología es un arte excesivamente subjetivo en el tratamiento de las estructuras camineras, desde el momento en el que las exhumaciones son interpretadas a criterio, no siempre cualificado, de quien las realiza.

Si por las cerámicas aparecidas fuera, nada impediría que la calzada de Aveyron fuera de los siglos XVII y XVIII y sin embargo las cerámicas la han hecho romana y hasta indígena, al margen de otros condicionantes. El terreno circundante en esa zona es rico en restos cerámicos, al existir varios yacimientos en el entorno, por lo que en cualquier momento podrían haberse usado áridos contaminados con cerámicas para la construcción del camino.

Pero es precisamente su técnica constructiva, no tratada suficientemente en el trabajo, la que parece asemejar en este caso la estructura del camino a las obras romanas.

La presencia o la ausencia de la prueba cerámica pueden llevar a la vía a un lado o al otro de la romanidad, a criterio del excavador, cuando nada se sabe de la técnica constructiva de las carreteras. Así, hemos asistido a la lectura de algún informe arqueológico¹⁶ en el que se afirmaba: “No contamos con elementos objetivos para manifestar la cronología del camino, ya que no se han hallado en el interior de su estructura materiales romanos”, a pesar de que la sucesión de capas de gravas encintadas en bordillos, perfectamente alineados, formados por bolos cuarcíticos de 20 cm de diámetro, iguales que los de los de muchas vías romanas, delataban nítidamente la técnica constructiva romana. Concluía minimizando la destrucción que el camino había sufrido diciendo: “queremos evidenciar que la zahorra dispuesta sobre el mismo, ha protegido en cierta medida los vestigios del camino tradicional...”, omitiendo, eso sí, el reperfilado previo con motoniveladoras que había dañado irreversiblemente la vía romana, cuya verdadera misión era la modernización del camino al margen de su valor cultural.

8. CONCLUSIÓN

Una de las claves para el éxito en la asignación cronológica de los caminos pasa por el empleo de los conocimientos de la ingeniería para el análisis de la técnica constructiva de los caminos.

La comparación de las estructuras de los caminos investigados con las de las vías romanas bien conocidas en el resto del Imperio y las de otros caminos históricos bien documentados, se hace necesaria para llegar a la constatación final del momento constructivo, gracias a las características técnicas del camino.

Para avanzar en los conocimientos de las técnicas constructivas a través de la historia, en todos los ámbitos de la in-



FIGURA 31. Arriba, la vía romana de Tricio (La Rioja), con el aspecto que presentaba antes de su “protección” con las zahorras, en 2003.

geniería antigua, se hace imprescindible el empleo de estos métodos de estudio por especialistas en la materia, con formación cualificada en materia de ingeniería civil. De hecho, muchas de las herramientas utilizadas para el estudio de los caminos históricos, las más valiosas precisamente, ya son obras de la ingeniería moderna. Tal es el caso de los mapas topográficos, imprescindibles para este tipo de investigaciones.

Lamentablemente, la cooperación con estas disciplinas es hoy escasa, los recelos por un lado y el desinterés por el otro no contribuyen a coordinar los esfuerzos entre investigadores.

Por otro lado, los ingenieros modernos que se emplean hoy en estas artes, lo hacen tras adquirir sus conocimientos de manera autodidacta, que no por formación. Por tanto, el grueso de los ingenieros se enfrenta también a su falta de conocimientos sobre las técnicas constructivas antiguas y sobre la historia de la ingeniería en general. Desgraciadamente, hoy en día, solo unas pocas escuelas de Ingenieros de Caminos imparten parcialmente una asignatura de este tipo, con escasa repercusión en la formación final de los alumnos.

Creemos, por tanto, que para que los ingenieros civiles tengan la necesaria entrada con derecho propio en la investigación de la ingeniería antigua, será necesario trabajar en las universidades para la adecuada formación de los alumnos en este sentido. Es preciso que en el proceso educativo adquieran conocimientos suficientes en materia de ingeniería histórica y de las técnicas constructivas antiguas, de las que aún se desconoce mucho, por lo que nuevos investigadores deberán recurrir al análisis técnico de los propios vestigios de las obras antiguas como método eficaz para su comprensión definitiva.

La ciencia de la ingeniería antigua necesita de la ingeniería moderna, con la urgencia que reclama la desaparición paulatina e inexorable de las obras públicas de los antiguos, víctimas del desconocimiento general, cuando no del análisis inadecuado de quienes no las entienden.

¹⁶ MAGALLÓN BOTAYA, M. A. (01/06/2003), p. 5: Informe de los sondeos arqueológicos realizados en el camino antiguo situado en el término municipal de Tricio (La Rioja). Inédito. Consejería de Cultura Gobierno de La Rioja. Informe realizado a instancias del Gobierno de La Rioja, cuando fue denunciado por el propio SEPRONA en los juzgados de Logroño por la destrucción de la vía romana de Tricio.

EDICIONES DEL CEDEX



Nº de páginas: 267
Año de edición: 2009
P.V.P.: 18€

En esta Monografía se describe el estudio experimental realizado sobre hormigones expuestos a un ambiente marino, situados bien en zona de carrera de mareas, bien en zona sumergida, y pertenecientes a Muelles españoles construidos con cajones flotantes. Tras analizar la documentación relativa a la ejecución de los cajones y revisar el estado actual del hormigón (tras un periodo de exposición variable entre 2 y 31 años), se ha realizado una serie de ensayos encaminados a caracterizar el hormigón y a determinar la penetración de cloruros. Correlacionando estos datos, se ha determinado qué ensayos físicos son los más adecuados para caracterizar la durabilidad del hormigón situados en estos ambientes marinos. A continuación, utilizando estos mismos datos y los recopilados de la revisión bibliográfica realizada, se ha desarrollado un modelo de penetración de cloruros en el hormigón, adaptado a cada uno de los dos ambientes, y se ha obtenido el coeficiente de eficacia de las adiciones minerales, en cuanto a impermeabilidad a los cloruros. Finalmente, se ha llevado a cabo un estudio sobre la influencia del curado con agua de mar sobre las propiedades de hormigones de diferentes calidades.



Nº de páginas: 78
Año de edición: 2009
P.V.P.: 15€

Para conocer de modo fiable el impacto energético y de emisiones de un determinado proyecto hidráulico es necesario aplicar metodologías capaces de analizar de una manera integrada los impactos energéticos de todas las tareas incluidas en el ciclo completo del agua. Estas metodologías, que son de uso común desde hace años en numerosos sectores industriales, son conocidas como "Análisis de Ciclo de Vida" (ACV). Su aplicación viene siendo objeto de normalización internacional (Normas ISO-14040 y derivadas) desde finales de la década de 1990.

Los análisis de ciclo de vida tratan de evaluar la totalidad de los efectos ambientales que genera un determinado producto o servicio en las sucesivas etapas de diseño, producción, distribución, utilización y eliminación. En cada etapa se consideran no sólo los efectos directos, sino también los indirectos, esto es, los que se generan a través de la utilización de materias primas, productos semielaborados, servicios auxiliares y, en general, cualquier actividad vinculada al ciclo de vida del producto.

En el presente trabajo se trata de obtener una primera aproximación al problema de los consumos de materiales y energía que se generan directa e indirectamente durante la construcción de infraestructuras hidráulicas, con una orientación especial hacia los sistemas dedicados al abastecimiento urbano. Por consiguiente, se tomarán en consideración las infraestructuras más habitualmente utilizadas para esta finalidad, dentro de los intervalos de escala que se suelen presentar en los sistemas urbanos, evitando entrar en la consideración de macroproyectos específica o mayoritariamente orientados al regadío. Las estaciones de tratamiento (desaladoras, desalobradoras, potabilizadoras y depuradoras) quedan fuera del ámbito del presente estudio.



El libro "La ciudad paseable" presenta una serie de recomendaciones para la consideración de los peatones en el planeamiento, el diseño urbano y la arquitectura. El objetivo de esta publicación es ofrecer al lector análisis, argumentos y recomendaciones para una mejor consideración de los peatones en el planeamiento urbanístico y en los proyectos arquitectónicos y se inscribe dentro del más general, de potenciar los desplazamientos urbanos a pie, como medio sostenible, saludable y económico de moverse en las ciudades.

Nº de páginas: 430
Año de edición: 2009
P.V.P.: 30€



Nº de páginas: 189
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

La Guía Técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable da continuidad a una serie de documentos normativos relacionados con obras hidráulicas promovidos desde la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. En concreto, los antecedentes directos de este documento son la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión (2003) y la Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano (2007). La Guía se ha organizado en siete capítulos, incluyendo una introducción en el Capítulo 1. El contenido de la Guía Técnica comprende todo el proceso que atraviesa un depósito en su devenir: diseño (Capítulo 4), construcción (Capítulo 5), aseguramiento de la calidad (Capítulo 6) y explotación (Capítulo 7). Asimismo, se definen los distintos tipos de depósitos (Capítulo 2) y las características básicas que deben cumplir los componentes que constituyen un depósito (Capítulo 3).

racterísticas básicas que deben cumplir los componentes que constituyen un depósito (Capítulo 3).

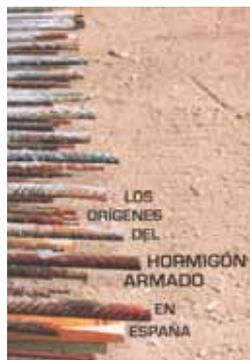


Nº de páginas: 128
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

El correcto manejo y procesamiento de los fangos generados en las estaciones depuradoras de aguas residuales es un importante reto tanto económico como medioambiental. El marco legal que regula el destino final de los fangos exige que estos sean tratados para eliminar su naturaleza putrescible y eliminar efectos nocivos, tanto para el medio ambiente como para la salud humana. En definitiva se pretende que el fango presente un grado de estabilización que dependerá del destino final del mismo.

El término "estabilización" es uno de los más usados y divergentes, existiendo diferentes normas que establecen criterios dispares para considerar un fango estabilizado. Pero ¿es realmente positivo estabilizar un fango si su destino es el aprovechamiento de sus nutrientes en la agricultura? ¿hasta donde hay que estabilizarlo?

¿qué límite de fracción volátil presenta una buena estabilización?. Así mismo, se hace necesario garantizar las condiciones higiénico-sanitarias en la gestión de los fangos, bien habiéndolos sometido a un proceso de higienización o bien mediante una correcta gestión posterior de los mismos. En este trabajo se aborda el análisis de dos conceptos que se consideran relevantes para la correcta gestión de los fangos generados en una depuradora: estabilización e higienización. Por otro lado, se pretende transmitir de manera sencilla y asequible la teoría de los procesos de digestión de fangos, a la vez que se acompaña de los resultados prácticos de un trabajo de experimentación. Se han seleccionado para este estudio los siguientes procesos biológicos: digestión anaerobia mesófila y termófila y digestión aerobia termófila. En estos procesos, además de conseguir una reducción de la putrescibilidad, generación de olores y contenido en patógenos, conllevan una eliminación significativa de la masa de fango producida.



Este libro es de sumo interés tanto para el lector especializado como para aquel que se quiera iniciar en el tema. Se compone de dos partes principales, aunque tenga cuatro capítulos; en la primera, con un lenguaje sencillo y asequible, relata cómo nació el sistema constructivo del hormigón armado y describe el proceso que siguieron las primeras patentes. Después se centra ya en su introducción en España y cómo, a través de sus más importantes representantes, se consolida como un sistema líder en la construcción en nuestro país hasta que fue superado, tiempo después, por el hormigón pretensado.

Nº de páginas: 522
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

DIRECCIÓNDirector: **Mariano Navas Gutiérrez**Calle de Alfonso XII, 3
28014 MADRID

- Telf.: 913 357 500
- Télex: 45022 CEDEX E
- Fax: 915 280 354

GABINETE TÉCNICODirector: **Miguel González Portal****CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS**Director: **José María Grassa Garrido**Calle Antonio López, 81 • 28026 MADRID
Telf.: 913 357 700 • Fax: 913 357 622**CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS**Director: **Juan Manuel Ruiz García**Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID
Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922**CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE**Director: **Alberto Compte Anguela**Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2
28049 El Goloso (MADRID)
Telf.: 913 357 800 • Fax: 913 357 822**CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS**Director: **Antonio Sánchez Trujillano**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249— **GABINETE DE FORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN**Directora: **Isabel Vilches Dueñas**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 307 • Fax: 913 357 314**LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS
Y MATERIALES**Director: **Rafael Astudillo Pastor**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 400 • Fax: 913 357 422**LABORATORIO DE GEOTECNIA**Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 300 • Fax: 913 357 322**CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE
OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)**Gerente: **Amparo Precioso de Murga**Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID
Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816

Ingeniería Civil



Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es

Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €**

Extranjero un año: **81,12 €**

Empresa N.I.F. Particular N.I.F.
Nombre Cargo
Dirección
..... Código Postal
Población Provincia
Teléfono Fax E-mail

Formas de Pago

(Elijase solamente una opción)

Domiciliación bancaria (Solamente para cuentas bancarias en España)

Muy Sres. míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la REVISTA INGENIERIA, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Les saluda atentamente

Entidad bancaria
Domicilio entidad
C.P. Localidad Provincia

Entidad	Oficina	D.C.	Núm. de cuenta

Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Cuenta del CEDEX (desde España):

0182 - 2370 - 45 - 0200200574

Cuenta del CEDEX (desde el extranjero):

IBAN: ES6501822370450200200574

SWIFT: BBVAESMM

Cheque nominativo a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Fecha

Firma

El Titular, Fdo.

Enviar a:

Revista **Ingeniería Civil** (PUBLICACIONES)

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del **CEDEX** • c/ Alfonso XII, 3 • 28014 Madrid

desde nuestra página web
www.cedex.es



Hacemos GRANDES hasta los SUEÑOS más pequeños...

... porque en Ferrovial Agromán,
ponemos en tus manos
a los profesionales más cualificados del sector,
las más avanzadas tecnologías y más de 80 años
de experiencia en servicio y atención al cliente,
lo que nos ha dado reconocido prestigio
como empresa líder a nivel nacional e internacional.

Nosotros creemos en cada uno de nuestros clientes,
creemos en **ese sueño** y lo convertimos
en el más importante, dándole el respaldo
y la **seguridad** de hacerlo realidad.



Túnel Norte del Bypass Sur de la M-30. Madrid.