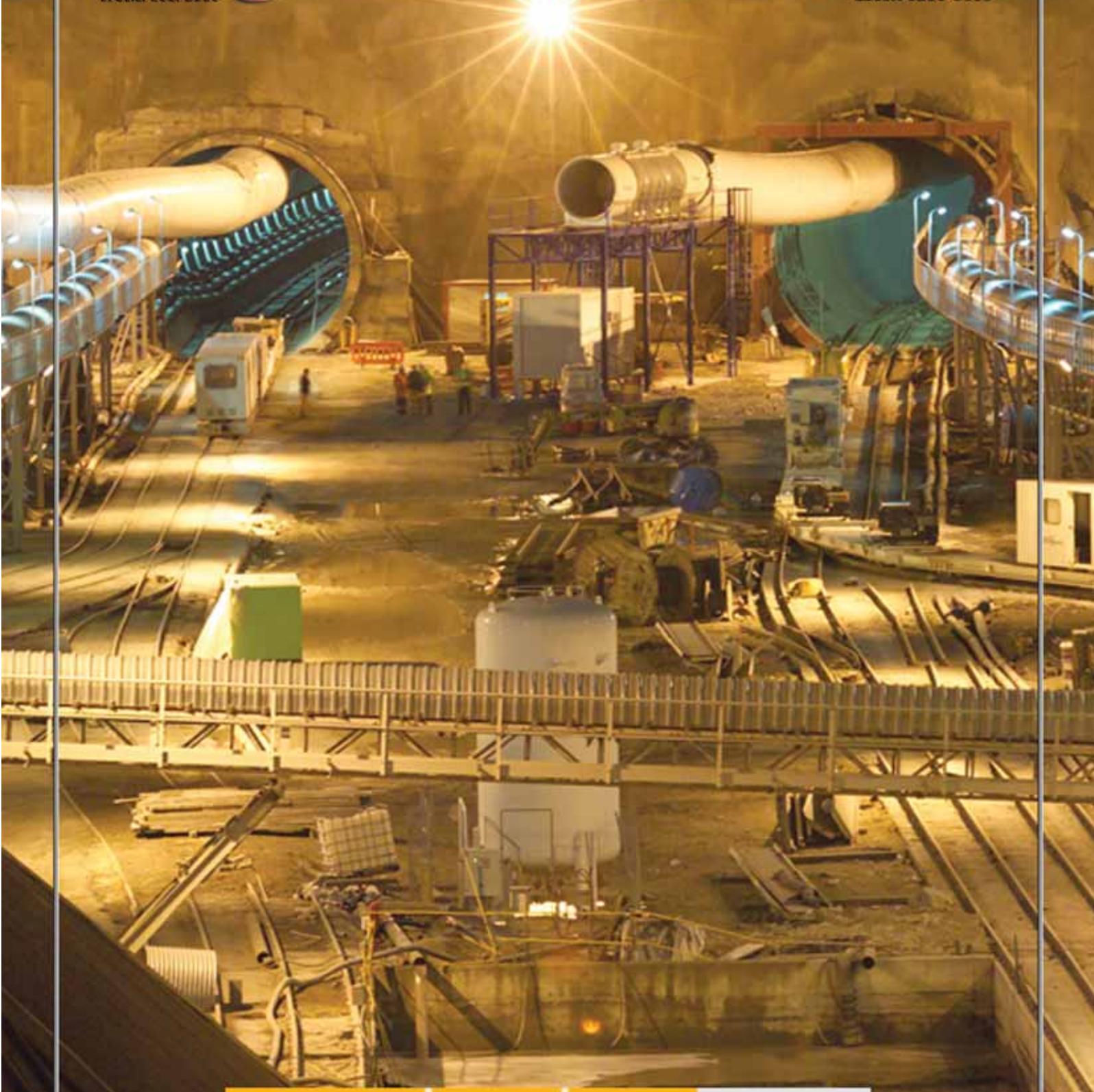


Ingeniería Civil

NÚM. 158/2010

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



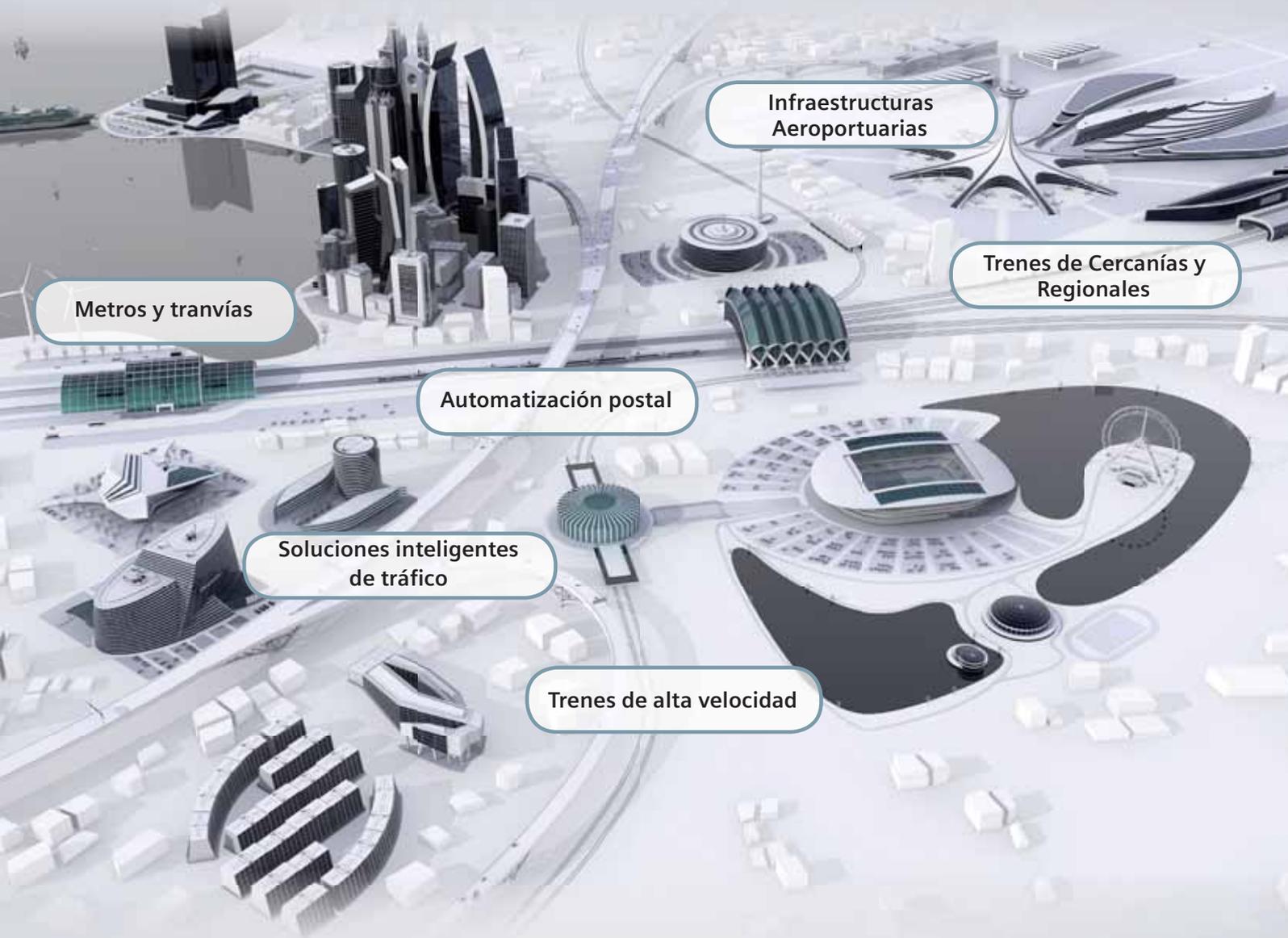
NUESTRA PORTADA: Construcción de túneles para la línea de alta velocidad entre León y Asturias.

SUMARIO

| | |
|--|-----|
| PERSPECTIVA TRAS 90 AÑOS DE CONSTRUCCIÓN EN EL METRO DE MADRID. Jesús M. Trabada Guijarro y Raúl Talavera Manso | 3 |
| HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES (SUPERIOR A 100 MPA) PARA DOVELAS DE REVESTIMIENTO DE TÚNELES. Luis Amador Méndez Lanza, Pablo Rabadán Prieto y Rolando Justa Cámara | 31 |
| LA IMPERMEABILIZACIÓN CON BARRERAS GEOSINTÉTICAS POLIMÉRICAS (GBR-P) EN EL MANUAL PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO DE BALSAS. Blanco, M.; Cea, J. C. de; García, F.; Sánchez, F. J.; Castillo, F; Mora, J. y Crespo, M. A. | 43 |
| DISEÑO FUNCIONAL Y AMBIENTAL DE DIQUES EXENTOS DE BAJA COTA DE CORONACIÓN. L. Brício Garberí, V. Negro Valdecantos, J.J. Díez González y J.S. López Gutiérrez | 53 |
| PERFIL DINÁMICO DE UNA PLAYA. José M. de la Peña Olivas y Francisco J. Sánchez Palomar | 63 |
| EFFECTO DE LA RADIACIÓN SOLAR SOBRE EL LIGANTE BITUMINOSO. Ana Tadeo Rico y Alfredo Torres Pérez | 75 |
| MONITORIZACIÓN DE LA SUBSIDENCIA DEL TERRENO DE LA VEGA MEDIA DEL RÍO SEGURA MEDIANTE INTERFEROMETRÍA SAR DIFERENCIAL AVANZADA. R. Tomás, G. Herrera, J. M. López-Sánchez, J. J. Mallorquí y J. Mulas | 93 |
| VERSIONES Y PERVERSIONES DE PÓRTICOS RÍGIDOS: IMPORTANCIA DEL PANDEO EN LOS DINTELES DE NAVES METÁLICAS. Ignacio Guerra Romero, M ^a del Carmen Fernández Majo y Andrés Juan Valdés | 105 |
| ESTACIONES DE AFORO V-FLAT Y PECES MIGRADORES DE LA PENÍNSULA IBÉRICA: PROBLEMAS Y SOLUCIONES. Francisco Javier Sanz Ronda, Francisco Javier Bravo Córdoba y Andrés Martínez de Azagra | 111 |
| ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LA VEGETACIÓN DUNAR EN LAS COSTAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA. B. Albertos, E. San Miguel, I. Draper, R. Garilleti, F. Lara y J. M. Varela | 121 |
| CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE CINTAS DE BAMBÚ PARA SU USO EN TABLEROS. Lena Mora Rodríguez y Jorge F. Hernández González | 135 |

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

Movilidad completa



Soluciones integradas para el transporte

Allanando el camino a las personas y mercancías alrededor del mundo, para llevarlas a sus destinos de manera más segura, rentable y con menor impacto ambiental, es lo que Siemens entiende como "Movilidad completa": conseguir interconectar de forma eficiente las diversas redes de transporte con soluciones de movilidad integradas.

www.siemens.com/mobility

SIEMENS

Perspectiva tras 90 años de construcción en el Metro de Madrid

JESÚS M. TRABADA GUIJARRO (*) y RAÚL TALAVERA MANSO (**)

RESUMEN En 2009 el Metro de Madrid cumplió 90 años de servicio. En esos 90 años la red ha crecido desde los 3,5 km del primer tramo de la línea 1 hasta superar los 300 km. El crecimiento de la red se ha ido adaptando a la situación política y económica del país, así como a la tecnología de construcción subterránea disponible en cada momento. El artículo repasa los métodos constructivos empleados en Metro de Madrid, analizando los puntos fuertes y débiles de cada uno de ellos.

PERSPECTIVE AFTER 90 YEARS OF PROGRESS IN METRO DE MADRID

ABSTRACT In 2009 Madrid Metro turned 90 years of service. In those 90 years, the network has grown from 3,5km of the first section of Line 1 to exceed 300km. The growth of the network has been adapted to the political and economic situation of the country, as well as the underground construction technology available in each moment. The article reviews the construction methods used in Madrid Metro, analyzing the strengths and weaknesses of each one of them.

Palabras clave: Metro, Túnel, Historia, Métodos constructivos.

Keywords: Underground, Tunnel, History, Construction methods.

1. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA

El Metro de Madrid se inauguró en 1919. Desde la última década del siglo anterior, diversos intentos por establecer un transporte ferroviario subterráneo en Madrid no fructificaron, por falta de apoyo económico y/o institucional.

En mayo de 1914, se presentó en el Ministerio de Fomento el proyecto de un Ferrocarril Metropolitano de Madrid, en régimen de concesión. El proyecto suponía la construcción de 4 líneas de Metro con un total de 14 km. El 12 de enero de 1917 se otorga la concesión por 99 años, comenzando la construcción en julio de ese año.

Treinta y tres meses después, el 17 de Octubre de 1919, se inauguraba el primer tramo, la línea 1 entre Sol y Cuatro Caminos, de 3,5 km y 8 estaciones. En su ejecución se utilizaron el método tradicional de Madrid para el tramo Sol-Gta. Bilbao y a cielo abierto para el tramo Gta. Bilbao-Cuatro Caminos.

1.1. PRIMERAS LÍNEAS: 1919-1926

En los 4 años siguientes a la inauguración, la línea 1 se amplió hacia el sur en un total de 4.1 km: en 1921 se inauguraba el tramo Sol-Atocha (1,8 km) y en 1923 el tramo Atocha-Puente Vallecas (2,3 km). Casi un año después, se inauguró el primer tramo de la línea 2 (Sol-Ventas), de 3,8 km, y en Octubre de 1925 se amplía la línea 2 con el tramo Sol-Quevedo.

Aunque no contemplado en la concesión inicial, a mediados de 1924 se inició la construcción de un ramal de 1 km para conectar el metro con la estación del Norte (ramal Ópera-Norte). Este tramo se inauguró en diciembre de 1925.

De este modo, en 6 años se pusieron en servicio los primeros 14,6 km de la red de metro de Madrid.

1.2. PERÍODO 1926-1936

En 1927 se iniciaron los trabajos de ampliación de la línea 1 desde Cuatro Caminos a Tetuán (1,7 km), que se inauguraron en Marzo de 1929. El año anterior comenzó la prolongación de la línea 2 desde Quevedo hasta conectar con Cuatro Caminos. Este tramo, de 1,5 km, se inauguró en septiembre de 1929. En 1930 se aprobaba el proyecto de una nueva línea, incluida en la concesión aunque no coincidente con el trazado previsto en el proyecto inicial de 1914, que arrancaba en Goya (línea 2) y terminaba en Diego de León. Inicialmente tratado como un ramal de la línea 2, este tramo de 1,1 km fue el germen de la actual línea 4.

1.3. GUERRA CIVIL Y POSTGUERRA: 1936 A 1955

Aunque comenzó en 1934, fue con la guerra civil española recién iniciada cuando se inauguró la línea 3, desde Sol hasta Embajadores (agosto de 1936), con 1,4 km de longitud. Pero fueron tiempos difíciles, y aunque el metro seguía prestando servicio, la ampliación prevista de la línea 3 hacia el norte, hasta Argüelles, tuvo que esperar a tiempos de paz.

Tras algunos titubeos iniciales, los años inmediatos al fin de la guerra no fueron del todo malos para Metro: en 1941 se abrió el tramo de línea 3 Sol-Argüelles (1,9 km) y comenzaron las obras de la nueva línea 4, desde Goya hasta Argüelles, con 3,9 km de longitud. Esta nueva línea se inauguró en 1944.

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consejero Delegado de Madrid Infraestructuras del Transporte (MINTRA) y Director General de Infraestructuras de la Comunidad de Madrid.

(**) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Madrid Infraestructuras del Transporte (MINTRA).



FIGURA 1. Obras de construcción de la primera línea de Metro de Madrid.

Pero diversas situaciones y decisiones (dificultad en suministro eléctrico, política salarial y tarifaria) complicaron la situación económica de Metro y se paralizó las ampliaciones de la red. Sólo se inauguró, en 2 fases, la prolongación de la línea 3 desde Embajadores a Delicias (1949) y de Delicias a Legazpi (1951). En total, 2,0 km adicionales de red.

1.4. EL ESTADO CONSTRUYE LA INFRAESTRUCTURA 1955-1978

Debido a la difícil situación financiera de la compañía Metropolitana, el estado promulgó en Septiembre de 1955 un Decreto Ley por el que Estado y Compañía compartían el régimen de financiación de Metro: el Estado se encargaba de construir la infraestructura y la compañía del material móvil y la explotación.

En 1956 se aprobó un Plan de Transportes que incluía la realización de 60 km de Metro en un periodo de 15-20 años.

En este periodo se realizaron importantes extensiones de la red existente, así como la incorporación de nuevas líneas a la red: la línea 1 se prolongó al norte (hasta plaza de Castilla) y al sur (a Portazgo), la línea 3 de Argüelles a Moncloa y la 4 de Diego de León a Alfonso XIII. Se incorporó el suburbano de Carabanchel a la red de Metro, se abrió una nueva línea, la 5, de 14 km, desde Carabanchel hasta Ciudad Lineal pasando por Callao y Ventas. También se abrió la línea 7 desde Avenida de América hasta Las Musas.

En total, en este período se inauguraron 36,7 nuevos kilómetros de red.

1.5. INTERVENCIÓN ESTATAL 1978-1985

Pese a todo, la situación de desequilibrio económico de la compañía se agravaba, puesto que las nuevas ampliaciones exigían más equipamiento, más material móvil, mayores costes



FIGURA 2. Obras del tramo Bilbao-Luchana de la línea 1 del Metro de Madrid.

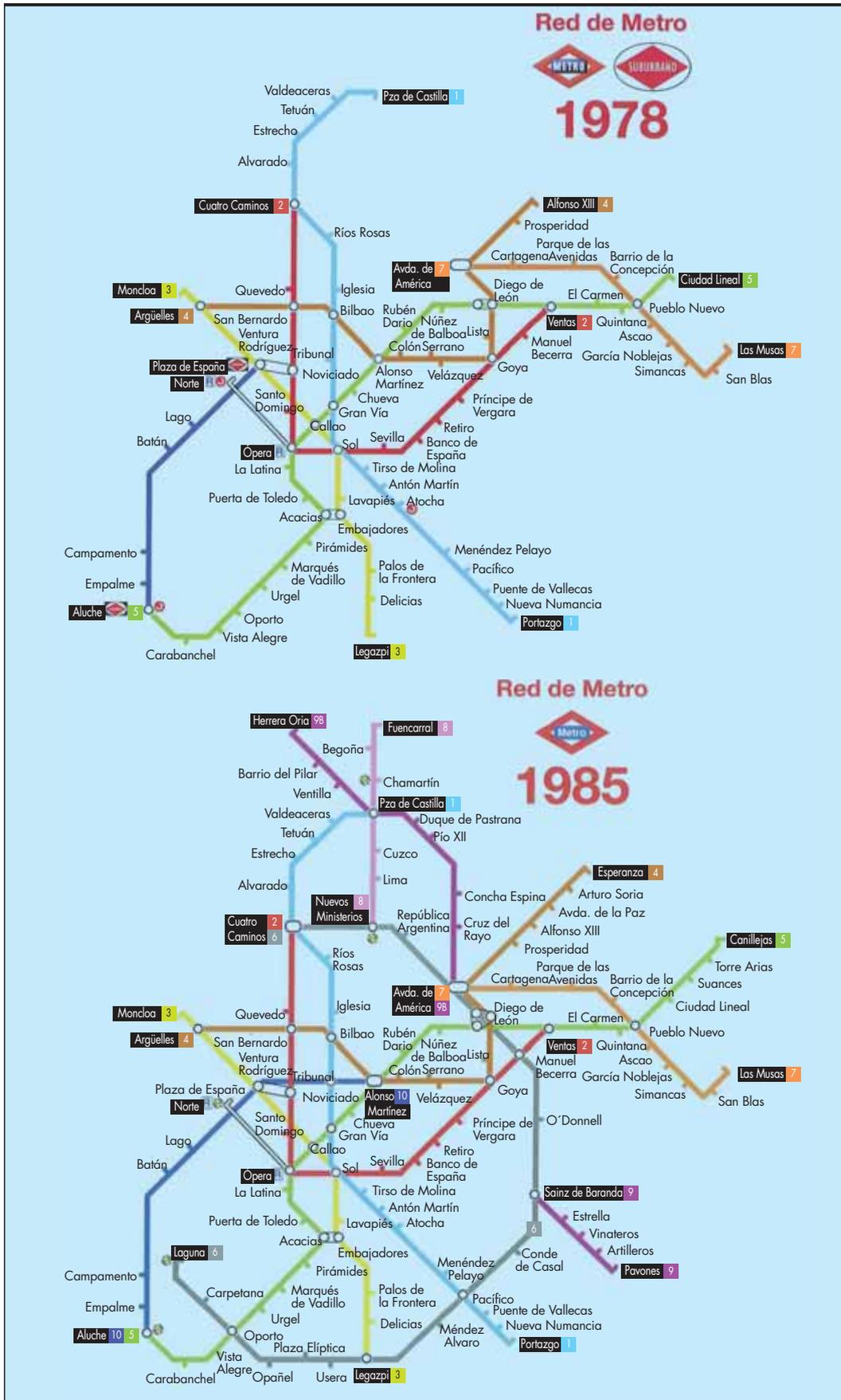


FIGURA 3. Estado de la red de Metro en 1978 y 1985.

de explotación, etc, y las tarifas eran insuficientes para cubrir estos costes. Esto llevó, en 1978, a la intervención por parte del Estado de la Compañía Metropolitana.

No obstante, la red creció más que nunca en esos años; desde la intervención hasta la creación del Consorcio Regional de Transportes, con la Comunidad de Madrid ya establecida, la red se incrementó en 46 km. Se extendieron las líneas 4 y 5 y se abrieron la 6, la 8, la 9 y la 10, a la que se unió el suburbano de Carabanchel.

1.6. EMPRESA PÚBLICA CRT 1986-1995

En Marzo de 1986 el Ayuntamiento y la Comunidad de Madrid asumen la titularidad de la Compañía Metropolitana de Madrid, que se convierte en empresa pública con el accionariado repartido entre el Ayuntamiento (75%) y la Comunidad (25%). Ambos cedieron sus acciones, de forma temporal, al Consorcio Regional de Transportes, que se encargará de planificar y diseñar el sistema de transportes.

Dentro de este Plan, se acomete en 1990, por parte de la Comunidad de Madrid, la prolongación de la línea 1 desde Portazgo hasta Miguel Hernández (1,9 km) y el cierre de la línea 6 (7,1 km) entre Laguna y Ciudad Universitaria. En esta ampliación ya se sientan alguna de las bases con las que se llevarán a cabo las ampliaciones siguientes.

1.7. LOS GRANDES PLANES DE AMPLIACIÓN: 1995-2007

Aprovechando el impulso del periodo anterior, la Comunidad de Madrid se propuso en 1995 recuperar el déficit en transporte público que arrastraba la región. Para ello, el Consorcio planificó un ambicioso Plan que suponía la construcción de al menos 20 km de red en el primer cuatrienio, y sentaba las bases de ampliaciones posteriores.

El gran éxito de ejecución y explotación de las nuevas ampliaciones realizadas entre 1995 y 1999, llevó a dos nuevos planes, cada cual más ambicioso, para los periodos 1999-2003 y 2003-2007.

En estos periodos la red de Metro salió de la región de Madrid, atendiendo a poblaciones periféricas que demandaban estos servicios. Se llevó la red de metro a barrios históricos de

Madrid que tenían déficit de oferta de transporte, se llevó el metro al aeropuerto y se implementó el metro ligero como nueva modalidad de transporte público.

En total, en estos 12 últimos años la red se multiplicó por 3 (de 119 km pasó a 319 km), convirtiéndose en una referencia mundial.

2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS

En la actualidad, la red de Metro de Madrid, incluyendo los metros ligeros, cuenta con 320 km de red en servicio y 319 estaciones. Desde el comienzo de las obras en 1917, diversos han sido los métodos constructivos empleados para la ejecución tanto de los túneles como de las estaciones.

A continuación se repasan los métodos utilizados, tanto para túneles como para estaciones, realizando posteriormente una breve descripción de cada uno de ellos.

2.1. MÉTODOS EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DE TÚNELES

En la tabla 1 se detallan los métodos constructivos empleados en la ejecución de las distintas líneas de Metro de Madrid a lo largo de su historia. Dicha tabla se organiza por líneas, y dentro de cada línea, se ordenan los distintos tramos ejecutados tal y como conforman la propia línea.

En total, se pueden identificar 7 métodos de ejecución de túneles (excluyendo los tramos en superficie): método belga o tradicional de Madrid, métodos a cielo abierto, tuneladoras de frente abierto, tuneladoras de frente cerrado, excavación con entibadoras de lanzas, precorte mecánico y ejecución con nuevo método austríaco modificado.

Se observa que, de los 7 métodos constructivos empleados, los más utilizados son, con diferencia, el método tradicional de Madrid, la excavación a cielo abierto y la tuneladora de presión de tierras EPB. En la figura 5 se presenta la distribución porcentual de cada método empleado.

Se observa que el 75% de los túneles se han ejecutado con EPB o método tradicional de Madrid, porcentaje que llega hasta casi el 90% si se le añaden los métodos de ejecución a cielo abierto. Si no se contaran los km ejecutados con tunela-

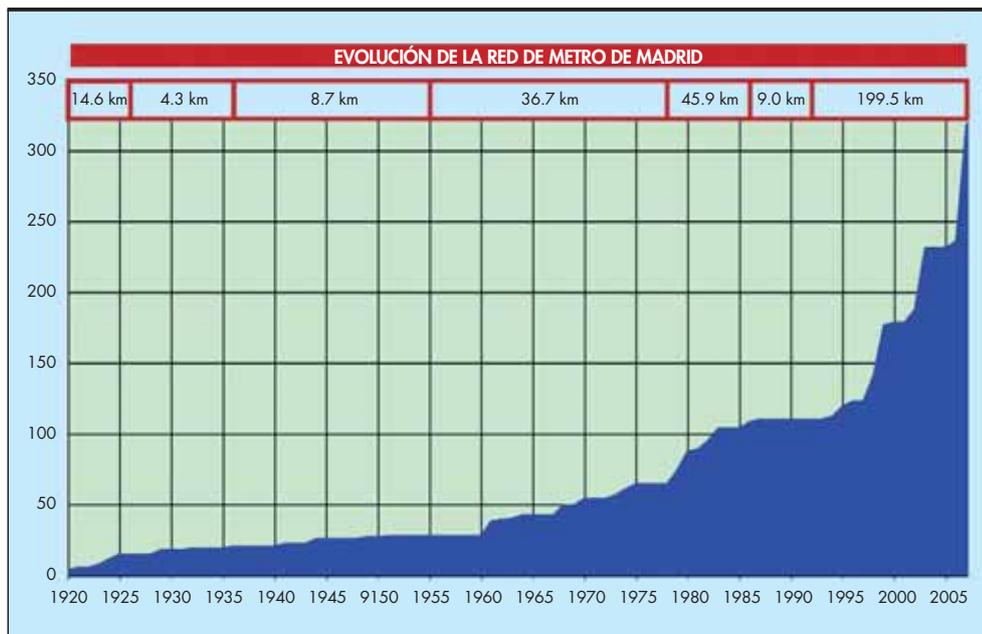


FIGURA 4. Evolución de la red de Metro de Madrid.

PERSPECTIVA TRAS 90 AÑOS DE CONSTRUCCIÓN EN EL METRO DE MADRID

| L I N E A | TRAMO | | METROS | EMPRESA CONSTRUCTORA | AÑO PUESTA EN SERVICIO | MÉTODO CONSTRUCTIVO | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|----------------------|-----------|-------------------------|---------------------------------|---------------------|------------------|------------------|-------------------|--------------------------|----------|-----------------|------------|
| | DE | A | | | | EPM | MÉTODO MADRID | CIELO ABIERTO | ESCUDO ABIERTO | MÉTODO AUS- TRIACO | PRECORTE | ENTIBA- DORA | SUPERFICIE |
| 1 | Pinar de Chamartín | Intercam. Chamartín | 2876,5 | SACYR | 2007 | 1086 | 899 | 891,5 | | | | | |
| | Intercam. Chamartín | Plaza de Castilla | 1978 | FERROVIAL | 2007 | | 1258,47 | 719,2 | | | | | |
| | Plaza de Castilla | Tetuán | 1077 | CUBIERTAS-MZOV | 1961 | | 1077 | | | | | | |
| | Tetuán | Cuatro Caminos | 1741 | SAN ROMÁN | 1929 | | 522 | 1219 | | | | | |
| | Cuatro Caminos | Sol | 3481 | HORMAECHEA | 1919 | | 1500 | 1981 | | | | | |
| | Sol | Atocha | 1837 | METRO | 1921 | | 1837 | | | | | | |
| | Atocha | Vallecas | 2266 | METRO | 1923 | | | 2266 | | | | | |
| | Vallecas | Portazgo | 1048 | CUBIERTAS-MZOV | 1962 | | 1048 | | | | | | |
| | Portazgo | Miguel Hernández | 1855 | CONS. Y CONTRATAS | 1994 | | 1855 | | | | | | |
| | Miguel Hernández | Congosto | 2828 | ACS FERROVIAL AGROMÁN | 1999 | | 1769 | 1059 | | | | | |
| Congosto | Valdecarros | 3105 | FERROVIAL | 2007 | 2611,29 | | 593,71 | | | | | | |
| 2 | Cuatro Caminos | Quevedo | 1463 | SAN ROMÁN | 1929 | | 1024 | 439 | | | | | |
| | Quevedo | Sol | 2237 | METRO | 1925 | | 2237 | | | | | | |
| | Sol | Ventas | 3754 | METRO | 1924 | | 3754 | | | | | | |
| | Ventas | La Elipa | 1613,46 | OHL | 2006 | | 1148,29 | 465,17 | | | | | |
| 3 | Moncloa | Argüelles | 650 | AGROMÁN | 1963 | | 325 | 325 | | | | | |
| | Argüelles | Sol | 1922 | AGROMÁN | 1941 | | 961 | 961 | | | | | |
| | Sol | Embajadores | 1406 | AGROMÁN | 1936 | | 1406 | | | | | | |
| | Embajadores | Delicias | 1311 | AGROMÁN | 1949 | | 1311 | | | | | | |
| | Delicias | Legazpi | 744 | AGROMÁN | 1951 | | 744 | | | | | | |
| | Legazpi | San Cristóbal | 5812,97 | FCC | 2007 | 4290 | 851,62 | 941,2 | | | | | |
| | San Cristóbal | Villaverde Alto | 2891,33 | FCC | 2007 | 2526,28 | 364,64 | | | | | | |
| 4 | Argüelles | Goya | 3371 | AGROMÁN | 1963 | | 3371 | | | | | | |
| | Goya | Diego de León | 1129 | AGROMÁN | 1932 | | 1129 | | | | | | |
| | Diego de León | Alfonso XII | 2151 | DRAGADOS | 1973 | | 2151 | | | | | | |
| | Alfonso XII | Esperanza | 2222 | DRAGADOS | 1979 | | 2222 | | | | | | |
| | Esperanza | Mar de Cristal | 1997 | DRAGADOS | 1998 | 1584 | 235 | 178 | | | | | |
| | Mar de Cristal | Ciudad Universitaria | 2227 | DRAGADOS | 1998 | 2160 | | 261 | | | | | |
| | Ciudad Universitaria | Pinar de Chamartín | 1998 | SACYR | 2007 | 1998 | | | | | | | |
| 5 | Alameda de Osuna | Canillejas | 2417,04 | FERROVIAL | 2006 | 2016,54 | | 400,5 | | | | | |
| | Canillejas | Ciudad Lineal | 2718 | CORSAN | 1981 | | 3371 | | | | | | |
| | Ciudad Lineal | Ventas | 2478 | CUBIERTAS-MZOV | 1964 | | 2478 | | | | | | |
| | Ventas | Callao | 4455 | CUBIERTAS-MZOV | 1970 | | 4455 | | | | | | |
| | Callao | Carabanchel | 6828 | DRAGADOS | 1968 | | 6828 | | | | | | |
| | Carabanchel | Aluche | 1509 | DRAGADOS | 1961 | | 500 | | | | | | |
| | Aluche | Casa de Campo | 1820 | | 2003 | | | | | | | | 1820 |
| 6 | Cuatro Caminos | Manuel Becerra | 4034 | DRAGADOS | 1979 | | | | 4034 | | | | |
| | Manuel Becerra | Pacífico | 2942 | CUBIERTAS-MZOV | 1979 | | | | 1471 | | | 1471 | |
| | Pacífico | Oporto | 5740 | FOMENTO | 1979 | | 1110 | | 4600 | | | | |
| | Oporto | Laguna | 1592 | FOMENTO | 1983 | | 792 | | 800 | | | | |
| | Laguna | Lucero | 785 | CUBIERTAS-MZOV | 1983 | | 550 | | 236 | | | | |
| | Lucero | Puerta del Ángel | 1960 | CUBIERTAS-MZOV | 1983 | | 1960 | | | | | | |
| | Puerta del Ángel | Príncipe Pío | 1146 | AGROMÁN | 1995 | | | 869 | | 277 | | | |
| | Príncipe Pío | Moncloa | 1901 | AUXINI | 1995 | | 1361 | | | | 540 | | |
| | Moncloa | Ciudad Universitaria | 1326 | ENTRECANALES | 1995 | | | 1326 | | | | | |
| Ciudad Universitaria | Cuatro Caminos | 2076 | DRAGADOS | 1987 | | 1776 | | 300 | | | | | |

TABLA 1. Métodos constructivos empleados en la ejecución de las líneas de Metro de Madrid.

PERSPECTIVA TRAS 90 AÑOS DE CONSTRUCCIÓN EN EL METRO DE MADRID

| LÍNEA | TRAMO | | METROS | EMPRESA CONSTRUCTORA | AÑO PUESTA EN SERVICIO | MÉTODO CONSTRUCTIVO | | | | | | | |
|----------------|------------------------|--------------------|----------|----------------------|------------------------|---------------------|---------------|---------------|----------------|------------------|----------|------------|------------|
| | DE | A | | | | EPM | MÉTODO MADRID | CIELO ABIERTO | ESCUDO ABIERTO | MÉTODO AUSTRIACO | PRECORTE | ENTIBADORA | SUPERFICIE |
| 7 | Hosp. del Henares | Coslada | 6651,09 | DRAGADOS | 2007 | 5822,63 | | 826,46 | | | | | |
| | Coslada | M40 | 4135,8 | DRAGADOS | 2007 | 4060,8 | | 75 | | | | | |
| | M40 | Las Musas | 1300 | SACYR | 2007 | | | 1300 | | | | | |
| | Las Musas | Pueblo Nuevo | 4030 | DRAGADOS | 1974 | | 4030 | | | | | | |
| | Pueblo Nuevo | Avda. de América | 3343 | CUBIERTAS-MZOV | 1975 | | 3343 | | | | | | |
| | Avda. de América | Gregorio Marañón | 1248 | CUBIERTAS-FERROVIAL | 1998 | | 1108 | 140 | | | | | |
| | Gregorio Marañón | Canal | 1100 | CUBIERTAS-MZOV | 1998 | | 870 | 230 | | | | | |
| | Canal | Valdezarza | 4520 | FERROVIAL | 1999 | 3435 | | 1085 | | | | | |
| | Valdezarza | Pitis | 4230 | FCC | 1999 | 3556 | | 874 | | | | | |
| 8 | T4 | Barajas | 2572 | FCC | 2007 | 2572 | | | | | | | |
| | Barajas | Campo Naciones | 5037 | FCC-DRAGADOS | 1999 | 5037 | | | | | | | |
| | Campo Naciones | Mar de Cristal | 2500 | DRAGADOS-NECSO-OCP | 1998 | 2500 | | | | | | | |
| | Mar de Cristal | Nuevos Ministerios | 5700 | ACS-FERROVIAL-NECSO | 2002 | 3378 | 2293 | | | | | | |
| | Nuevos Ministerios | Avda. de América | 1664 | CMZ-DRAGADOS | 1986 | | 1664 | | | | | | |
| 9 | Arganda del Rey | Puerta de Arganda | 13650 | NECSO-FCC-ACS | 1998 | | | | | | | | 13650 |
| | Puerta de Arganda | Pavones | 4650 | NECSO-OCP | 1998 | 3500 | | 1150 | | | | | |
| | Pavones | Saínz de Baranda | 3540 | ENTRECANALES | 1980 | | | | 2360 | | | 1180 | |
| | Saínz de Baranda | Avda. de América | 3221 | ENTRECANALES | 1986 | | 3221 | | | | | | |
| | Avda. de América | Plaza de Castilla | 4235 | DRAGADOS | 1983 | | | | | | | 4235 | |
| | Plaza de Castilla | Herrera Oria | 2864 | AGROMÁN | 1983 | | 573 | | 2291 | | | | |
| 10 | Hospital Infanta Sofía | Fuencarral | 15737 | OHLACCIONAUTE MNORTE | 2007 | 13248 | | 2489 | | | | | |
| | Fuencarral | Plaza de Castilla | 3306 | HUARTE | 1982 | | | | 3306 | | | | |
| | Plaza de Castilla | Nuevos Ministerios | 1664 | CMZ-DRAGADOS | 1986 | | 1664 | | | | | | |
| | Nuevos Ministerios | Alonso Martínez | 1610 | FCC | 1998 | | 1075 | 535 | | | | | |
| | Alonso Martínez | Plaza de España | 1243 | CUBIERTAS | 1981 | | 1243 | | | | | | |
| | Plaza de España | Lago | 2442 | | 1961 | | 2442 | | | | | | |
| | Plaza de España | Príncipe Pío | 1070 | CUBIERTAS | 1996 | | 1070 | | | | | | |
| | Príncipe Pío | Lago | 1600 | DRAGADOS | 1996 | 1600 | | | | | | | |
| | Lago | Casa de Campo | 4034 | | 1961 | | | 500 | | | | | 3534 |
| | Casa de Campo | Colonia Jardín | 1433,15 | FCC-FERROVIAL | 2003 | | 640 | 793,15 | | | | | |
| | Colonia Jardín | Cuatro Vientos | 2791 | FCC | 2003 | 2741 | 50 | | | | | | |
| Cuatro Vientos | Puerta del Sur | 2800 | DRAGADOS | 2003 | | | | | | | | 2800 | |
| 11 | Plaza Elíptica | Pan Bendito | 2280 | DRAGADOS | 1998 | | 385 | 1895 | | | | | |
| | Pan Bendito | La Peseta | 2708 | DRAGADOS | 2007 | 2149 | | 559 | | | | | |
| 12 | METROSUR | CONTRATO 1 | 9637 | ACS-VIAS | 2003 | 7911 | | 1726 | | | | | |
| | METROSUR | CONTRATO 2 | 7312 | FCC | 2003 | 3959 | | 2576 | | | | | |
| | METROSUR | CONTRATO 3 | 2293,3 | OHL-SACYR | 2003 | | 413,13 | 1880,17 | | | | | |
| | METROSUR | CONTRATO 4 | 6375 | NECSO | 2003 | 3300 | 1325 | 1750 | | | | | |
| | METROSUR | CONTRATO 5 | 6568 | FERROVIAL | 2003 | 6470 | | 98 | | | | | |
| | METROSUR | CONTRATO 6 | 6238 | DRAGADOS | 2003 | 6078 | | 170 | | | | | |

TABLA 1 (CONTINUACIÓN). Métodos constructivos empleados en la ejecución de las líneas de Metro de Madrid.

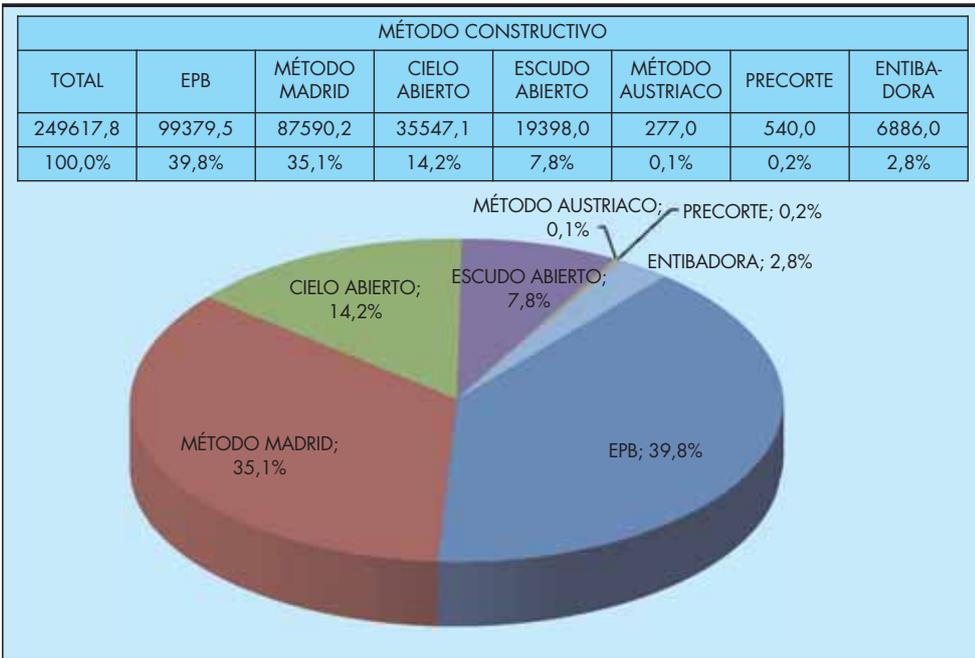


FIGURA 5. Distribución de métodos constructivos.

dora EPB, cuyo uso se inició en 1995, el total de km ejecutados por método tradicional y a cielo abierto alcanzaría el 82%. Por el contrario, el método austriaco y el precorte pueden considerarse métodos secundarios.

En la figura 6 se muestra la utilización de los distintos métodos a lo largo de los años, agrupando los tramos puestos en servicio en periodos de 5 años. Observando dicha figura se puede concluir que:

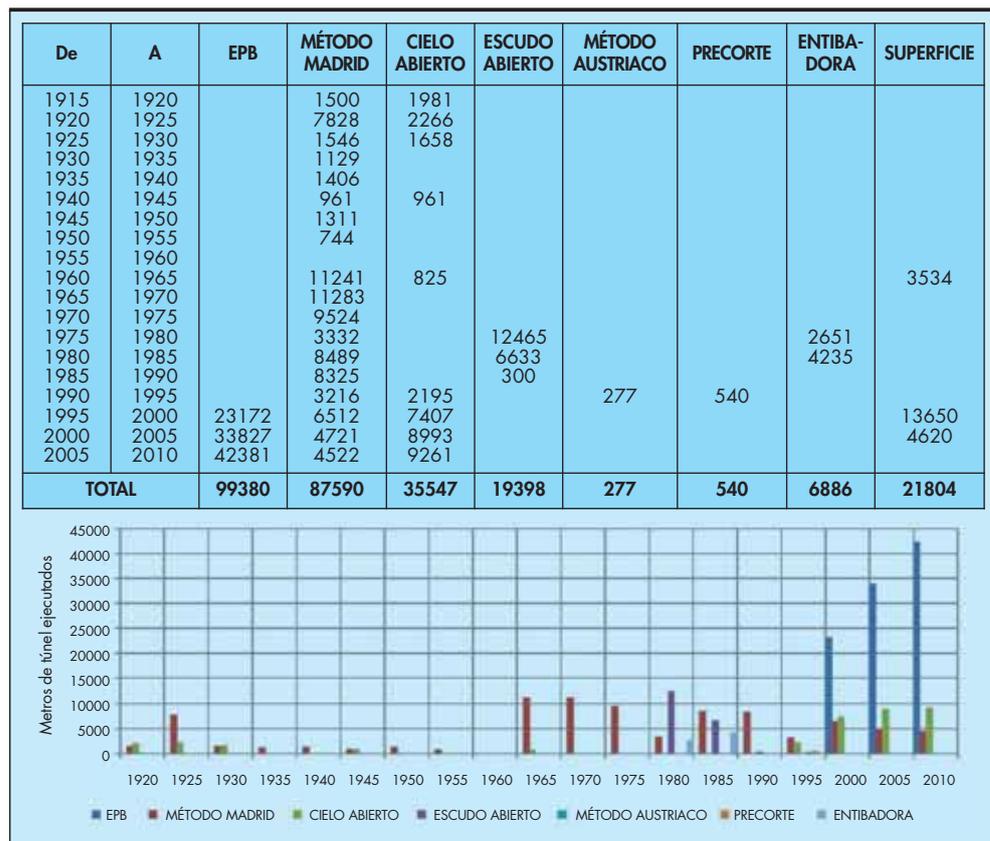


FIGURA 6. Distribución temporal de los métodos constructivos.

- El método tradicional de Madrid se ha empleado, de forma continua, desde el comienzo de las obras de la primera línea en 1917 hasta la apertura de las líneas de la Ampliación 2003-2007.
- Los métodos a cielo abierto también han sido empleados de forma continua, salvo en los años 80, en los que se sustituyeron por otros métodos
- En dicho periodo (años 80) se generalizó el uso de la entibadora de lanzas y el escudo abierto, aunque posteriormente se abandonaron.
- Tanto el método austríaco como el precorte sólo se han utilizado a principio de los 90, en concreto, en el cierre de la línea 6 inaugurado el 1995
- Aunque sólo se viene empleando desde 1995, la longitud total de túnel ejecutado con tuneladora EPB (unos 100 km) es superior a la de cualquier otro método.

2.2. MÉTODOS EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DE ESTACIONES

El conjunto de estaciones subterráneas del Metro de Madrid se han ejecutado históricamente bien a cielo abierto desde superficie bien en caverna. En las primeras líneas, más superficiales, gran parte de las estaciones se realizaban a cielo abierto. Sólo las que se ubicaban a mayor profundidad o aquellas implantadas en calles con alto grado de ocupación (Sol, Gran Vía, Tribunal) se realizaron en mina.

Con el paso de los años, la ocupación de superficie se densifica, así como la red de servicios urbanos. Y las primeras líneas de Metro, ya en servicio, ocupan la zona más superficial. Esto obliga a llevar las estaciones a mayor profundidad, por lo que se generaliza la construcción de las estaciones en caverna.

En 1979 se ejecuta la primera estación a cielo abierto al abrigo de pantallas de hormigón (Avenida de La Paz en línea 4), y en 1988 la segunda, Atocha-RENFE, que es además la primera con vocación de espacio único integrador con otros modos de transporte. A partir de 1994, este método constructivo se generaliza y desde 1999 todas las estaciones ejecutadas se realizan a cielo abierto entre pantallas.

3. LOS TERRENOS DE MADRID

Desde el punto de vista geológico, Madrid se inscribe dentro de la Cuenca de Madrid, unidad sedimentaria menor incluida

dentro de la Depresión del Tajo delimitada por las sierras de Guadarrama y Somosierra al noroeste, Altomira al este y los Montes de Toledo al Sur (Figura 7).

La Fosa del Tajo está constituida fundamentalmente por materiales terciarios y, en menor medida, cretácicos, cuyos afloramientos se restringen a los márgenes de la misma.

Se reconocen tres tipos de depósitos:

- Facies de borde (Facies Madrid), con formaciones detríticas de naturaleza arenosa (arenas cuarzo-feldespáticas) en los niveles superiores y más arcillosas en los inferiores.
- Facies Central, química (margas yesíferas, yesos y calizas).
- Facies de transición (arcillas margosas, núcleos de "chert" (cuarzo), arenas micáceas y arcillas de alta plasticidad).

Todos estos depósitos se distribuyen de forma que, moviéndose en dirección perpendicular a la Sierra, se pasa de los sedimentos detríticos a los de transición (arcillas litificadas de alta plasticidad localmente denominadas peñuelas) y terminando en los yesos.

Desde 1917, los sucesivos túneles de Metro construidos han atravesado las distintas formaciones presentes en Madrid, desde los rellenos antrópicos hasta los yesos, pasando por las arenas y arcillas. Cada uno de estos terrenos tiene su problemática a la hora de excavarlos, pudiendo destacar:

- Capas importantes de rellenos sueltos, de nula capacidad portante, pueden generar inestabilidades en el frente, subsidencias inadmisibles, etc.
- Capas de arenas sin cohesión, que pueden generar inestabilidades en frente o dorsales.
- Arcillas con problemas de expansividad, y pegajosidad en caso de excavación con tuneladoras
- Capas de yesos, masivos o con arcillas, de gran dureza. En excavación con tuneladora, presenta problemas de fraguado en el interior de la cámara. También puede implicar la aparición de fenómenos kársticos.
- Presencia de agua, embolsada en capas arenosas, o subálvea, que puede generar arrastre de finos hacia la excavación con el consecuente riesgo de inestabilidad.

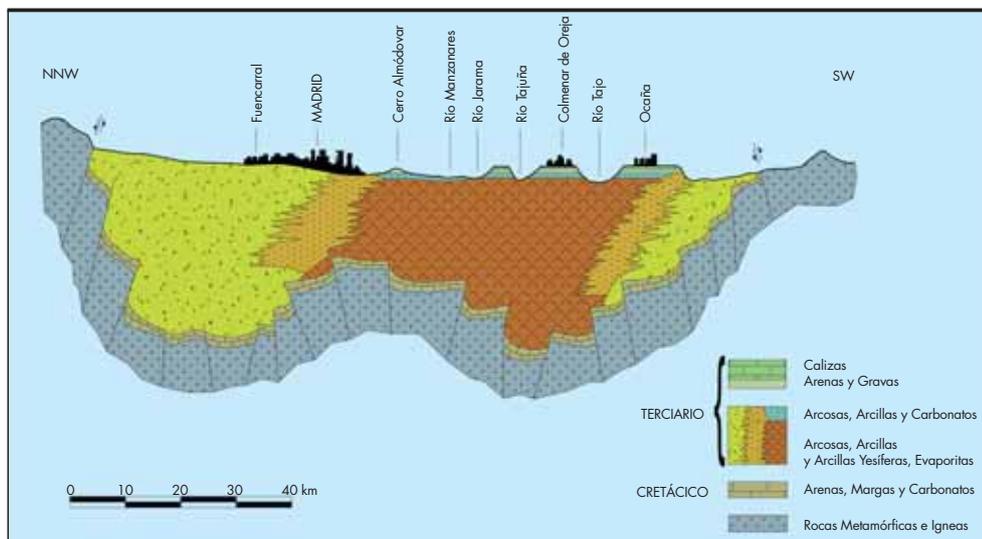


FIGURA 7. Terrenos de Madrid.

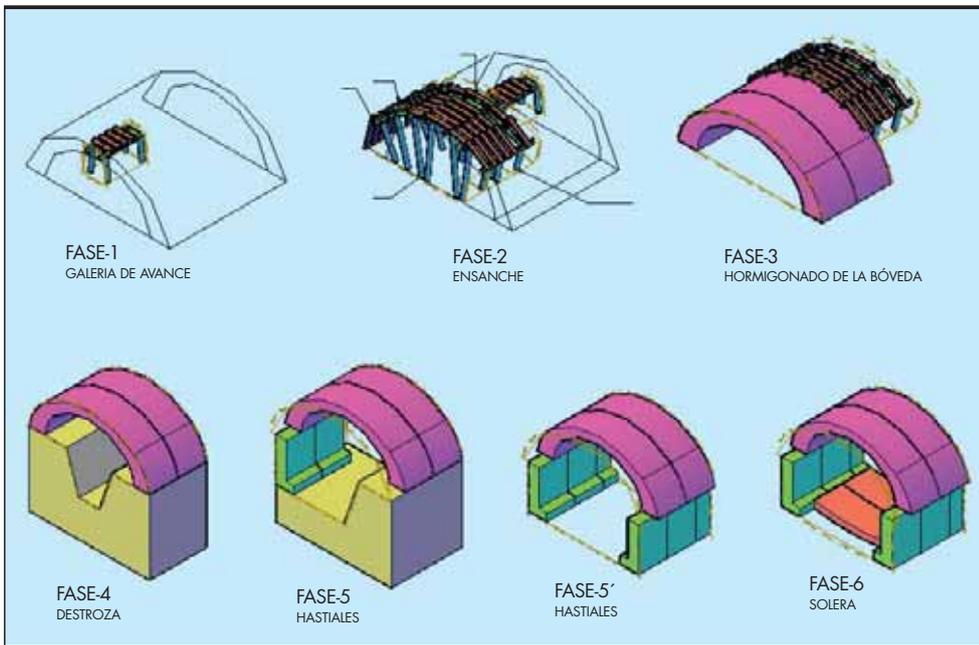


FIGURA 8. Fases del Método Tradicional.

4. EL MÉTODO TRADICIONAL DE MADRID

Es el método que se ha venido utilizando en Madrid desde la inauguración del Metro en 1919. Procedente de la minería, consta de varias fases que se van realizando sucesivamente, construyendo en primer lugar la media sección superior y posteriormente el resto. De esta forma, la sección de frente abierto sin proteger es relativamente pequeña.

Las fases de excavación y hormigonado, como se representa en la Fig. 8, son:

- Bóveda.
- Destroza central.
- Hastiales laterales.
- Contrabóveda.

4.1. BÓVEDA

Se inicia la excavación con una galería de avance en clave, de 1 metro de ancho por 1,50 de alto, con entibación continua de tabla de eucalipto. Las tablas se van colocando a medida que avanza la excavación, apoyadas en el propio terreno, forrando la parte superior de la galería. Una vez ejecutada la galería en la longitud de avance (entre 1,25 y 2,5 m según el terreno), se colocan las longarinas, que son perfiles metálicos TH que servirán de apoyo a las tablas, disponiéndose longitudinalmente al túnel y separadas 1 metro.

Entre las tablas y la longarina se coloca una tabla corrida haciendo de falso apoyo y separando éstas con calas para dejar espacio suficiente a las tablas de los pases laterales siguientes. Esta tabla corrida se denomina "falso".



FIGURA 9. Galería de avance.



FIGURA 10. Excavación de destroza central.

Una vez finalizada la galería de avance, se comienza a abrir la excavación a ambos lados de ésta en pases, numerándose éstos con primeros, segundos, etc., según se van alejando de la misma. La ejecución de los pases se realiza de forma análoga, pasando las tablas de entibación a través del falso y acuñadas contra la longarina ya colocada. De esta forma se configura una partición de la sección, en secciones de unos 3 m² con un sostenimiento unido transversalmente.

Inmediatamente después de ejecutada la excavación se procede al encofrado y hormigonado de la sección de bóveda, con lo que se impide la deformación instantánea del terreno. La excavación se realiza con martillos neumáticos y la evacuación mediante cintas transportadoras hasta tolva y camión. Los apoyos de la bóveda en el terreno deben ser inclinados, para un mejor reparto de las cargas.

4.2. DESTROZA CENTRAL

Una vez hormigonada la bóveda, y con un desfase de unos 5 ó 6 anillos, se comienza la destroza, consistente en excavar una caja central dejando un resguardo del orden de 1 a 1,5 m en los hastiales, para que los empujes que la bóveda transmite al terreno que sirve de apoyo no formen planos de rotura peligrosos, que pudieran dar origen al asentamiento y rotura de la misma. Esta operación se realiza con máquina excavadora que además se utiliza para retirar las tierras procedentes de la excavación de la bóveda que vierten en la destroza a través de una o varias cintas transportadoras.

4.3. HASTIALES LATERALES

Finalizada la destroza, se ejecutan los hastiales por bataches contrapeados. Su excavación se realiza con la misma máquina



FIGURA 11. Túnel ejecutado mediante método Tradicional de Madrid terminado.

que la destroza y se refina posteriormente a mano. La entibación suele ser ligera y poco cuajada. Se excavan módulos de 2,5 m, al igual que los anillos, con las dos precauciones siguientes:

- La junta de los anillos debe caer aproximadamente en el centro del batache con el fin de no descalzar la bóveda completamente.
- Nunca se excavan dos batches enfrentados al mismo tiempo por las mismas razones.

Esta operación, que parece tener poca importancia cuando el terreno es relativamente bueno, se puede complicar y llegar a ser una de las fases más comprometidas cuando existe abundancia de agua y el terreno tiene poca cohesión.

4.4. SOLERA O CONTRABÓVEDA

Se realiza la excavación correspondiente con máquina, en una longitud de 10 a 15 m (cinco anillos), que suele realizarse en fin de semana, hormigonando posteriormente con plantillas para conseguir la forma de la sección tipo. Se puede hacer en toda la luz o por mitades. Cuando el terreno presenta mucha agua se recurre a zanjas o pozos drenantes.

Este método, utilizado desde 1917 para construir 87,6 km de túnel, además de cañones, galerías, etc, está bien calibrado en los terrenos de Madrid. El rendimiento medio se sitúa en torno a 50 m/mes por frente de trabajo. Presenta como principales ventajas:

- Mínima inversión inicial en instalaciones, por ser un método que sólo requiere herramienta de mano y maquinaria tradicional de excavación.
- Posibilidad de avance en varios frentes, siempre que se disponga de varias rampas de ataque y personal especializado suficiente.
- Estabilidad del frente al ser un método de ataque a sección partida y tener la posibilidad de entibar éste.
- Adaptabilidad a casi cualquier tipo de terreno, lo que permite ejecutar sin tratamientos previos, en zonas en las que no sería posible con otros métodos.

- Gran flexibilidad de actuación frente a imprevistos, acortando los pases, aumentando la entibación, o tratando el terreno.
- Buen control de asentos, debido al propio sistema de ejecución con poco frente abierto, con el pre-sostenimiento colocado inmediatamente después de excavar y con el sostenimiento definitivo pegado al frente de excavación.
- Precio competitivo con métodos más mecanizados.
- Reduce incertidumbres de plazo al necesitar menos tratamientos que otros sistemas.

Por el contrario, se pueden citar como principales inconvenientes:

- Dependencia de mano de obra especializada para la ejecución del método.
- El método implica una elevada proporción entre la mano de obra y los materiales.
- Provoca muchas juntas de construcción, con la consiguiente repercusión en el acabado superficial y la duración a largo plazo de la obra.

5. MÉTODO ALEMÁN

Este sistema se ha utilizado para la construcción de estaciones en caverna, cuando su ejecución desde superficie no era factible. Es un sistema tradicional, con la misma filosofía que el tradicional de Madrid pero para luces superiores, en las que el apoyo de la bóveda directamente sobre el terreno podría no ser estable.

El sistema está basado en limitar al máximo la sección de excavación, hormigonar lo más rápidamente posible la sección excavada y apoyarlo todo en un sostenimiento continuo que impida las deformaciones iniciales del terreno. Se realizan en primer lugar los muros de hastiales y posteriormente la bóveda que apoya en ellos, tal y como se indica en las fases del método (Fig. 13):

- Excavación de galerías de hastiales y clave.
- Excavación y hormigonado de la semi-sección de los hastiales.



FIGURA 12. Estación subterránea ejecutada mediante método Alemán.

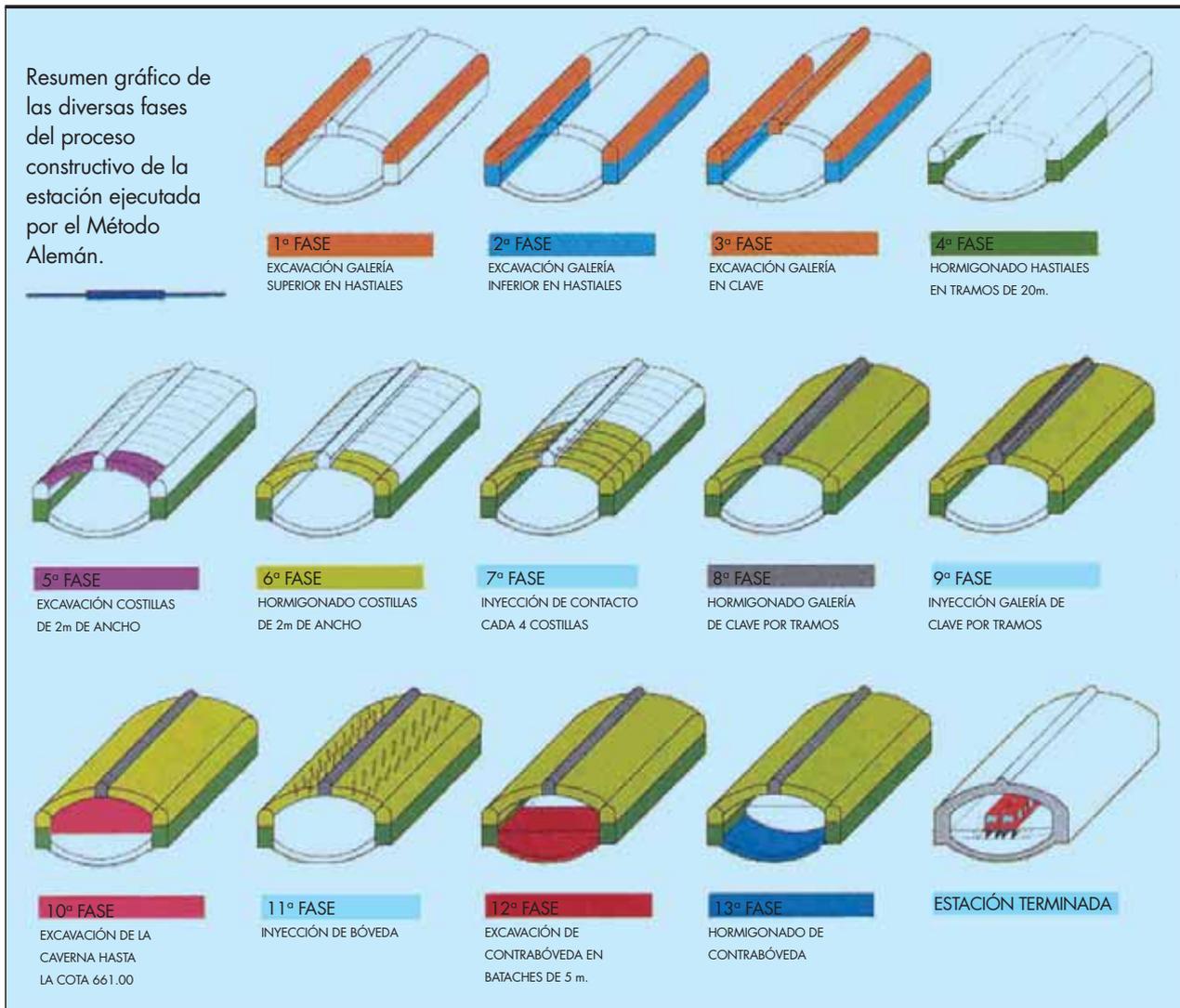


FIGURA 13. Fases de ejecución de una caverna mediante método Alemán.

- Excavación y hormigonado de galerías transversales de bóveda.
- Excavación de la caverna y hormigonado de la contra-bóveda.

5.1. EXCAVACIÓN DE GALERIAS DE HASTIALES Y CLAVE

Se inicia el ataque de la caverna desde un pozo auxiliar, desde un túnel o rampa de acceso, mediante la apertura de dos galerías laterales, en lo que serán los hastiales de la caverna en la sección superior de los mismos, con una dimensión de 2,50 x 2,50 m aproximadamente (Foto 9) y una galería en la clave de la futura caverna de menor dimensión de 2,00 x 1,50 m. Se excavan estas galerías en toda su longitud y se dispone de un sostenimiento mediante cerchas de vigas metálicas de sección TH y entibación de madera, similar al utilizado en el método tradicional de túneles.

5.2. EXCAVACIÓN Y HORMIGONADO DE LA SEMI-SECCIÓN DEL HASTIAL

Desde el fondo de las galerías laterales, y en retroceso, esto es, desde el final de la galería al inicio de la misma, se pro-

cede a la excavación y hormigonado de la semi-sección del hastial, mediante pozos de 2,50 m de profundidad y 5 m de longitud.

5.3. EXCAVACIÓN Y HORMIGONADO DE LAS GALERIAS TRANSVERSALES DE BÓVEDA

Desde ambas galerías longitudinales de los hastiales, sobre la sección hormigonada, se ejecuta una galería transversal (denominada costilla) con la forma de la directriz de la bóveda de la caverna, que conecta con la galería de clave y de una dimensión de 2 a 3 m de ancho y 1,50 m de altura, con un sostenimiento compuesto por longarinas metálicas y tabla. Una vez terminada la excavación y sostenimiento de esta galería transversales y desde la galería de clave se procede al hormigonado de estas costillas laterales junto con la semi-sección de la galería de hastiales y la propia galería de clave en el ancho de excavado.

Realizando estas galerías (excavación y hormigonado) en retroceso desde el fondo de la excavación hacia el inicio, se tiene totalmente ejecutada la estructura de la caverna: bóveda y hastiales.



FIGURA 14. Galería de hastial (Estación de Guzmán el Bueno).

5.4. EXCAVACIÓN DE LA CAVERNA Y HORMIGONADO DE LA CONTRABÓVEDA

Se excava la totalidad de la caverna, sacando las tierras por el propio túnel o desde pozos auxiliares, y se ejecuta la contrabóveda, por tramos de 10 m a 20 m de longitud.

De esta forma se obtiene una caverna subterránea de 12 a 20 m de luz, sin haber realizado excavaciones de galerías superiores a tres metros de luz. Al igual que se comentaba en el método tradicional es fundamental, para asegurar el control de las subsidencias en superficie, realizar el relleno sistemático de huecos entre hormigón y terreno (inyecciones de contacto).

Las ventajas e inconvenientes de este método constructivo son similares a las del método tradicional de Madrid.

6. MÉTODOS A CIELO ABIERTO

En este apartado se aglutinan los métodos de construcción que se ejecutan desde superficie. Fundamentalmente se tratan dos: el cut and cover o entre pantallas, y el falso túnel ejecutado en trinchera. El primero de ellos, con las limitaciones de la época, ya se ejecutó para poner en servicio la primera línea del Metro de Madrid, en 1919. También es el que se utiliza actualmente, de forma sistemática y casi exclusiva, para la ejecución de nuevas estaciones.

En ambos casos, se requiere una condición previa, y es que se pueda ocupar temporalmente la superficie bajo la cual discurrirá el túnel. Si esta condición se cumple y no existe ningún condicionante de servicios, obras subterráneas intermedias o cualquier otro impedimento, la elección del método a



FIGURA 15. Excavación de la caverna (Estación de Guzmán el Bueno).

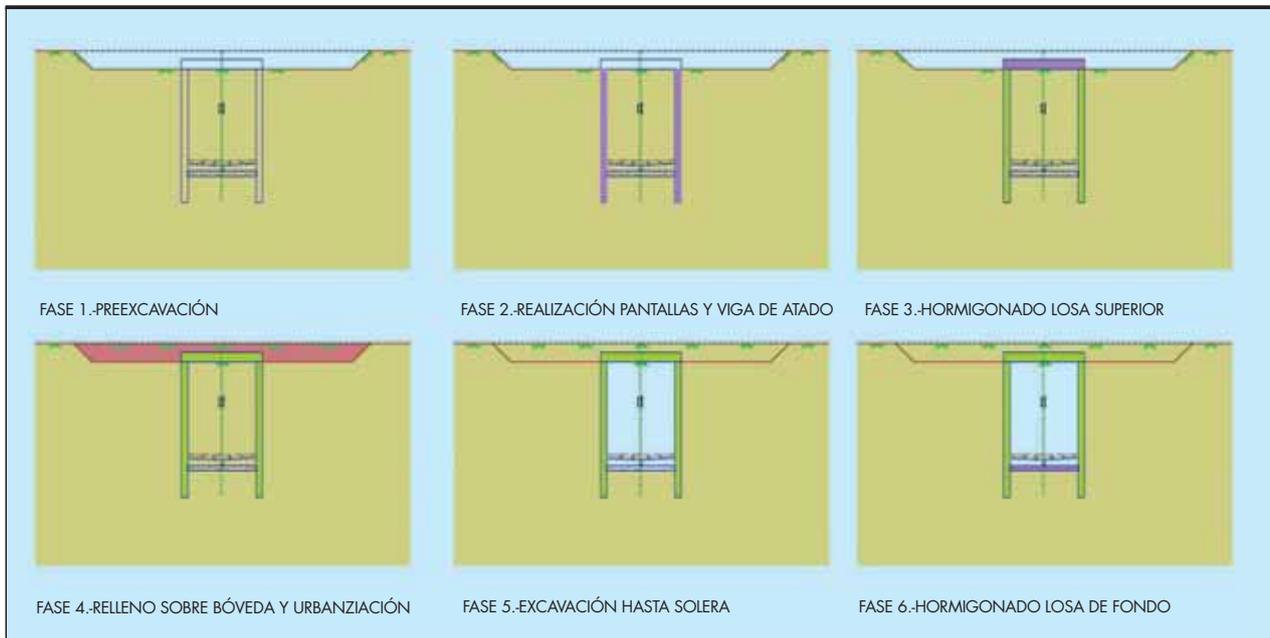


FIGURA 16. Fases de ejecución del túnel a cielo abierto.

cielo abierto o subterráneo sólo estará determinado por la profundidad, rendimientos, plazos y costes de una u otra solución. En el caso de Madrid, y para las profundidades y entorno en el que se han empleado estos métodos, se puede considerar un rendimiento promedio de 100 m/mes.

6.1. SISTEMA CUT AND COVER

El sistema cut and cover es relativamente sencillo, tal y como se esquematiza en la Fig. 16 adjunta.

La ejecución consta de las siguientes fases:

- Ejecución de muros laterales.
- Excavación entre muros hasta cota de losa superior y ejecución de la misma.
- Reposición de uso en superficie y excavación bajo losa.
- Ejecución de contrabóveda.

El sistema admite múltiples variantes, en función de la tipología de la losa superior, el momento de reposición del uso preexistente en superficie, la necesidad de ejecutar losas o apuntalamientos intermedios, etc.

6.1.1. Construcción de muros pantallas

Se trata de la ejecución convencional de pantallas, con las operaciones previas de muro guía para excavación de las pantallas, excavación con o sin fluido estabilizante (lodos o polímeros), colocación de armadura y hormigonado (Fig. 17). Las pantallas suelen ser de 0,60 m a 1,20 m de espesor y las profundidades normalmente varían entre los 10 y 30 m.

Puede considerarse también la opción de pilotes separados (en ausencia de agua) o de pilotes secantes. En los primeros años de ejecución de Metro, estos muros laterales se hacían mediante pozos y zanjas entibadas, manualmente.

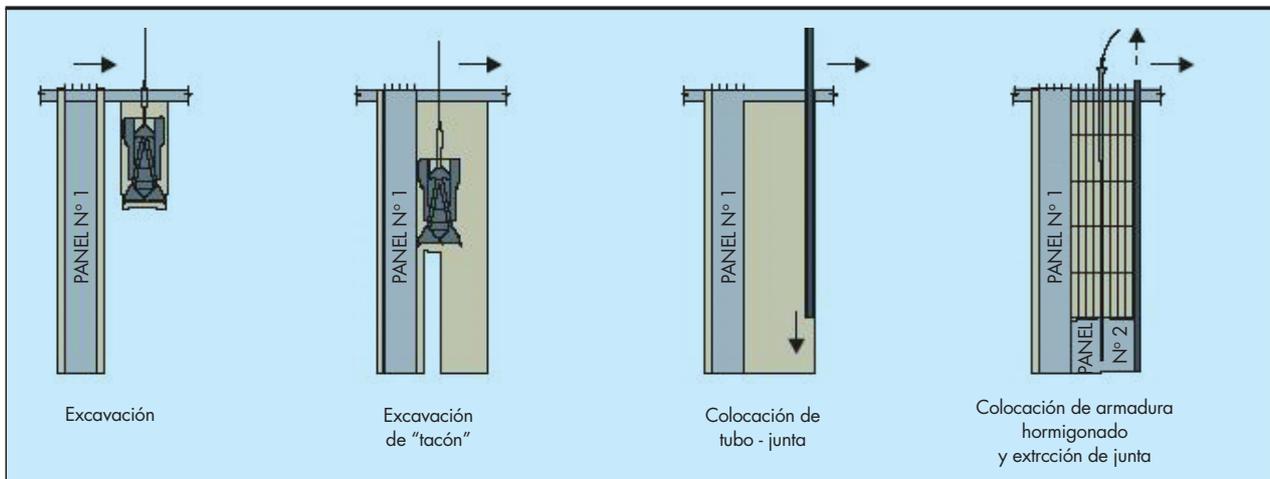


FIGURA 17. Ejecución de un batache de una pantalla.



FIGURA 18. Ejecución de un muro lateral de túnel desde superficie.

6.1.2. Excavación entre pantallas

Se excava el terreno hasta el nivel de bóveda o losa superior, disponiendo codales provisionales en caso necesario. Dependiendo del espesor de rellenos a disponer, se dispondrá una losa plana o una bóveda propiamente dicha.

6.1.3. Construcción de la bóveda y relleno

La fase se inicia picando la pantalla para empotrar la bóveda o losa plana en ella. La bóveda puede construirse sobre el propio terreno (dando a la excavación la forma adecuada) o bien mediante un encofrado que se apoya en el terreno, lo que requiere que la excavación sea algo mayor.

Una vez construida la bóveda e impermeabilizada, se rellena sobre la misma, y se restituye la superficie a su estado original. Este relleno ejerce un acodamiento sobre las pantallas, similar a la de los codales, lo que permite seguir ejecutando la estructura.

6.1.4. Excavación bajo cubierta y realización de contrabóveda

La excavación de la sección del túnel se realiza al amparo de la bóveda o losa, desde el propio túnel, lo que obliga a extraer las tierras mediante una rampa o pozo. Se excava hasta el nivel de contrabóveda y se ejecuta esta, empotrándola a las pantallas.

Aunque es poco habitual, en ocasiones (carga de agua importante) debe colocarse un nivel de arriostramiento entre la bóveda y contrabóveda, que dificulta las condiciones de trabajo y debe ser retirado una vez ejecutada la contrabóveda.

En el caso de las estaciones, el procedimiento constructivo es idéntico, aunque con alguna particularidad (figura 21):

- En las estaciones, para dar cabida a andenes y cuartos, es necesaria una luz mayor. Esto conlleva la necesidad de apoyos intermedios para las losas, generalmente en forma de pilas-pilote.
- La losa superior puede ser hormigonada in situ o de vigas prefabricadas.
- Es necesario crear un nivel intermedio (nivel de vestíbulo) en el que se sitúan los elementos de adquisición y cancelación de billetes. Esto implica la inserción de una losa intermedia entre losa superior y contrabóveda.
- Esta losa intermedia puede hacerse apoyada en el terreno (conectándose a las pilas-pilote), con cimbra apoyada en la contrabóveda, o colgada de la losa superior (postensada).



FIGURA 19. Ejecución de bóveda de túnel desde superficie.



FIGURA 20. Excavación interior bajo bóveda.

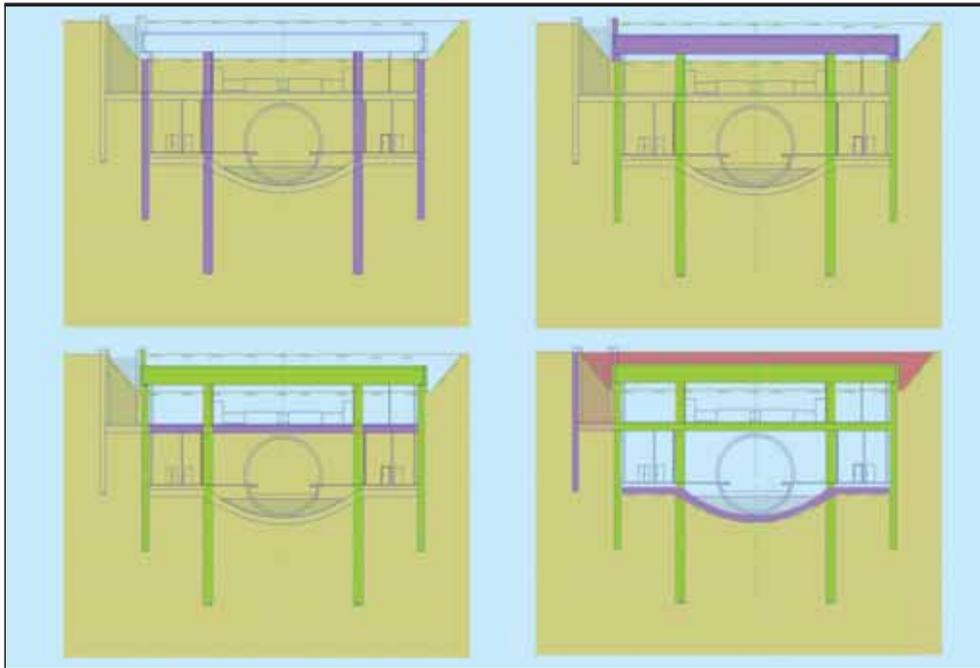


FIGURA 21. Fases de ejecución de una estación mediante cut and cover.



FIGURA 22. Estación de La Fortuna.



FIGURA 23. Ejecución de túnel a cielo abierto en trinchera.

6.2. FALSO TÚNEL EN TRINCHERA

Este método puede considerarse residual, puesto que exige una gran disponibilidad de terreno en superficie, algo prácticamente imposible en suelo urbano. En el caso de Madrid, sólo se ha empleado para fondos de saco y tramos en campo abierto, donde la urbanización está prevista pero aún no ha sido desarrollada.

Básicamente, consiste en abrir una trinchera hasta cota de contrabóveda para luego ejecutar la estructura del túnel y cubrir la trinchera de nuevo. Se pueden distinguir las siguientes fases:

- Excavación en trinchera hasta cota de contrabóveda.
- Ejecución de contrabóveda.

- Ejecución de muros laterales.
- Ejecución de bóveda con carro encofrador.
- Impermeabilización, relleno lateral, relleno sobre clave hasta restitución de uso preexistente.

Las principales ventajas de los métodos a cielo abierto son las siguientes:

- Se reducen las incertidumbres respecto a la seguridad, al plazo y al coste.
- Las subsidencias inducidas son notablemente menores y se eliminan los tratamientos del terreno.



FIGURA 24. Ejecución de túnel a cielo abierto en trinchera.

- Se tiene una mayor independencia del tipo de terreno atravesado.
- Menor dependencia de mano de obra especializada.
- Se pueden abrir varios frentes simultáneamente, lo que redundaría en reducción de plazo y menor vulnerabilidad en caso de presentarse un problema en el frente.
- Permite el aprovechamiento del espacio subterráneo creado entre superficie y gálibo del túnel: aparcamientos, galerías para servicios, etc.

Sus principales inconvenientes son:

- Necesidad de ocupación en superficie y un mayor riesgo de interferencia con servicios urbanos (abastecimiento de agua, alcantarillado, luz, gas, etc).
- Impacto en el patrimonio histórico y natural que exista en superficie.
- Suponen por lo general una mayor molestia al ciudadano, en cuanto a ocupaciones, desvíos de tráfico, ruidos, polvo, etc.

7. NUEVO MÉTODO AUSTRIACO MODIFICADO

El nuevo método austriaco modificado ha sido poco utilizado en el Metro de Madrid, tan sólo 277 m de túnel se han ejecutado por dicho método. Además, no se trata estrictamente del denominado NATM, puesto que no se sigue la filosofía implícita del método.

Resumidamente, la aplicación del NATM supone que el propio terreno colabora en su sostenimiento, de manera que la corona de terreno adyacente a la excavación se deforma en el tiempo de forma controlada, gracias a un sostenimiento primario más o menos ligero que se coloca tras la excavación. Este conjunto terreno deformado-sostenimiento ligero alcanza un equilibrio tenso-deformacional que permite continuar con los trabajos hasta que se coloca el revestimiento definitivo.

En el caso de Madrid, la única similitud con el NATM es el empleo de algunos de los elementos típicos del sostenimiento, no así el principio básico del método de dejar moverse al terreno. En el caso de Madrid, el túnel se ejecuta en 2 fases,

avance y destroza. Debido a lo escaso de su uso en Madrid (menos de 300 m), no se tienen datos de rendimientos promedios aplicables.

7.1. AVANCE

La ejecución del frente de avance, cuya sección comprende la totalidad de la bóveda más aproximadamente un metro de altura de hastiales, se excava mediante equipos mecánicos, (retroexcavadora, rozadora o pala cargadora, según las características del terreno) en una longitud de avance variable entre uno y dos metros, e inmediatamente se coloca un sostenimiento primario constituido por cerchas de acero, de perfil omega (cerchas TH) separadas entre 0,5 y 1 metro, unidos con tresillones metálicos separados 1 metro, y una capa continua de hormigón proyectado de entre 15 y 20 cm de espesor, aplicada en varias fases, con fibras metálicas, en una cuantía de alrededor de 40 kg/m³.

La disposición de este sostenimiento primario se realiza con un desfase máximo de 2 metros respecto a la excavación, en aquellos casos en los que es necesario, se le aplica una capa de unos 3 cm de espesor de hormigón proyectado de sellado para evitar alteraciones y pérdidas de humedad.

Posteriormente se hormigona la bóveda con el revestimiento definitivo, con un desfase entre sostenimiento y revestimiento de unos 18 m para permitir hacer otros trabajos de mejora y consolidación del terreno. Todo el proceso requiere una medición sistemática de la deformación del sostenimiento para tomar las medidas correctoras que fueran necesarias.

7.2. DESTROZA

Se ejecuta de forma similar al método tradicional, continuando con los hastiales y contrabóveda de la misma manera.

El principal problema no es el método en sí, sino la aplicación del mismo para suelos y en ámbitos urbanos. El principio de que el terreno debe deformarse para soportar parte de las cargas y poder así disminuir parte del sostenimiento primario puede ser adecuado en rocas (presentan reducida deformabilidad) pero en suelos y sobre todo en el caso de suelos rígidos no es posible, ya que alcanzan la rotura con una deformación muy pequeña, y en algunos casos prácticamente sin avisar.

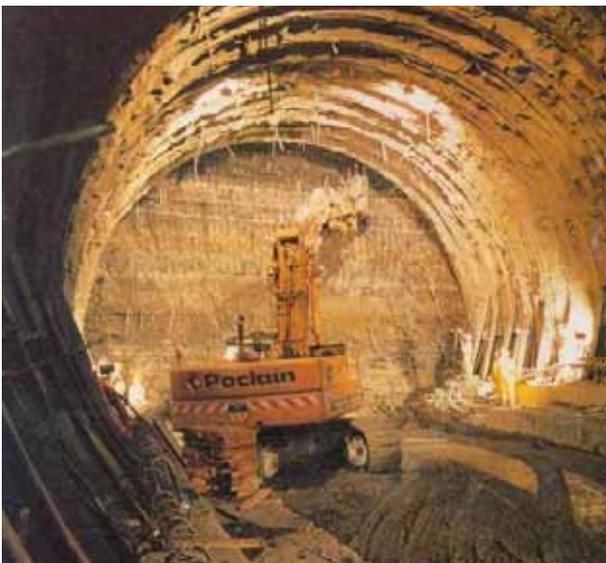


FIGURA 25. Ejecución de túnel mediante NATM.

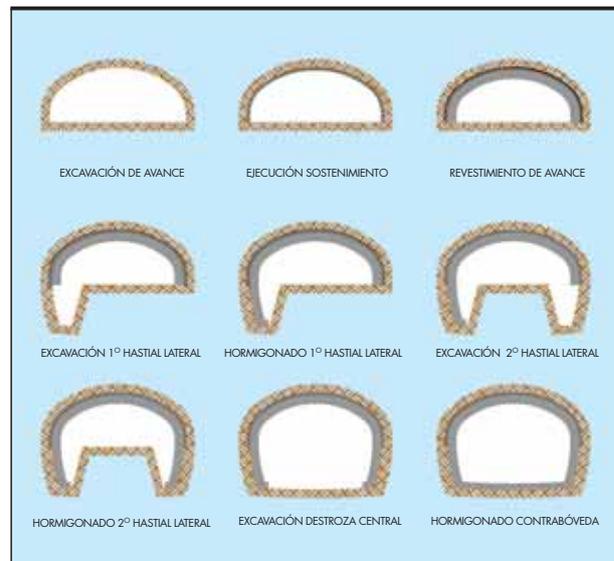


FIGURA 26. Fases del NATM Modificado.

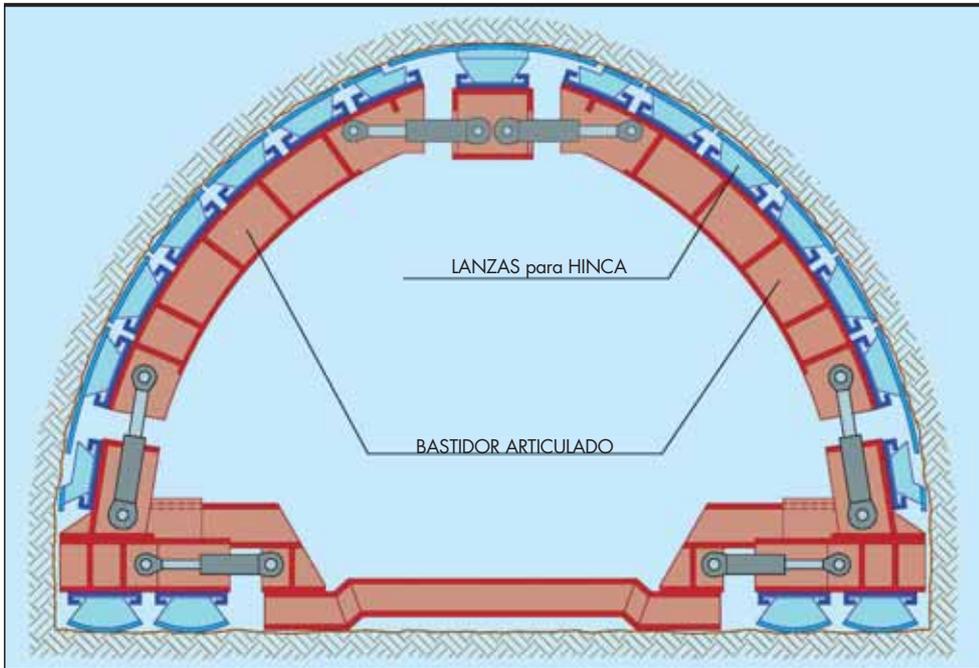


FIGURA 27. Esquema simplificado de una entibadora.

Además, aunque no se produzcan roturas graves, en túneles urbanos relativamente próximos a la superficie, la deformación del terreno adyacente al túnel puede inducir unos movimientos en superficie inadmisibles.

La sección de túnel abierta sin protección alguna es muy grande, lo que multiplica los riesgos en el caso de Madrid, donde es frecuente la aparición de capas de suelo sin apenas cohesión y con carga de agua.

8. LA ENTIBADORA DE LANZAS

Este método de construcción ha estado muy presente en Madrid en los años 70 y 80, ejecutándose un total de 6,9 km de túnel. El principio de este método es sustituir la entibación de los métodos clásicos por una entibación metálica desplazable que, además, permite hincar una serie de lanzas en el terreno para crear un paraguas a cuyo abrigo pueda excavar la sección.

Las entibadoras pueden trabajar en excavaciones a sección parcial o completa. Consisten en un bastidor doble articulado, sobre el que se sitúan perimetralmente lanzas o placas guiadas que, generalmente mediante gatos hidráulicos, se hincan en el terreno. Cuenta además con un sistema de traslación longitudinal autónomo.

Las fases de ejecución son las siguientes:

- Hincado de las lanzas para formar el sostenimiento.
- Excavación y desescombro del frente, por métodos manuales o mecánicos (rozadora, excavadora, etc).
- Avance de la entibadora y hormigonado con carro del anillo que deja libre.
- Excavación de destroza central.
- Ejecución de hastiales laterales por bataches.
- Contrabóveda.

En caso de que la entibadora sea a sección completa, en el avance se incluiría la destroza central y la ejecución de los hastiales laterales.



FIGURA 28. Entibadora de lanzas (FCC, Acceso ferroviario a Alcobendas).

En teoría, al crear un pre-sostenimiento con las lanzas y la entibación, se consigue una protección parcial del túnel y obtener mejores rendimientos que con el método clásico de Madrid en el que el avance se hace por fases de ensanche lateral. No obstante, el frente de túnel abierto, no protegido, es muy superior, y la gravedad en caso de que se presenten inestabilidades mayor.

Así pues, las ventajas aportadas por este método son:

- La ejecución de un pre-sostenimiento previo a la excavación.
- Al ser un método parcialmente mecanizado está menos sujeto a los posibles errores humanos y se mejoran las condiciones de seguridad del personal en el frente de excavación.
- Es un método aceptable en terrenos cohesivos. Al ser terrenos autoestables, la ejecución es muy sencilla.

En cuanto a sus inconvenientes:

- De difícil ejecución en terrenos que no sean autoestables, principalmente en arenas con pocos finos, incrementándose la inestabilidad con la presencia de agua.
- En terrenos de escasa o nula cohesión, las sobre-excavaciones pueden ser importantes.
- Por lo general, se trabaja en un único frente, lo que hace al sistema más sensible al cumplimiento de plazos en caso de aparición de algún problema.

9. EL PRECORTE MECÁNICO

Este método se ha utilizado a sección completa, en un total de 540 m de túnel. Se realiza en las siguientes fases:

- Formación del sostenimiento.
- Excavación de la sección interior.
- Formación de muretes laterales y contrabóveda.
- Revestimiento definitivo.

9.1. FORMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Para la ejecución de este sistema es necesario disponer del equipo de precorte del terreno, consistente básicamente en un

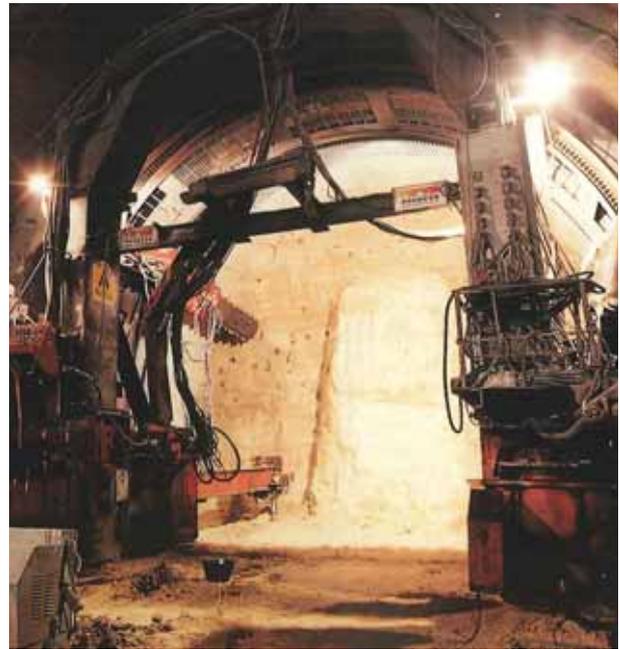


FIGURA 29. Equipo de precorte mecánico.

gran bastidor muy robusto que tiene la forma de la sección del túnel a excavar, que está dotado de un equipo de traslación longitudinal autónomo mediante gatos hidráulicos (Figura 29). Sobre el bastidor se desplaza un equipo de corte de cadena, que produce en el terreno una ranura perimetral en la sección a excavar de 18 a 25 cm de espesor. La longitud del precorte está condicionada por la dimensión del equipo de corte y suele ser de 3,5 m.

La ranura perimetral de 3 metros se hace por bataches sucesivos a un lado y otro de la sección, rellenándose inmediatamente con hormigón proyectado de alta resistencia inicial hasta completar el perímetro de la sección.

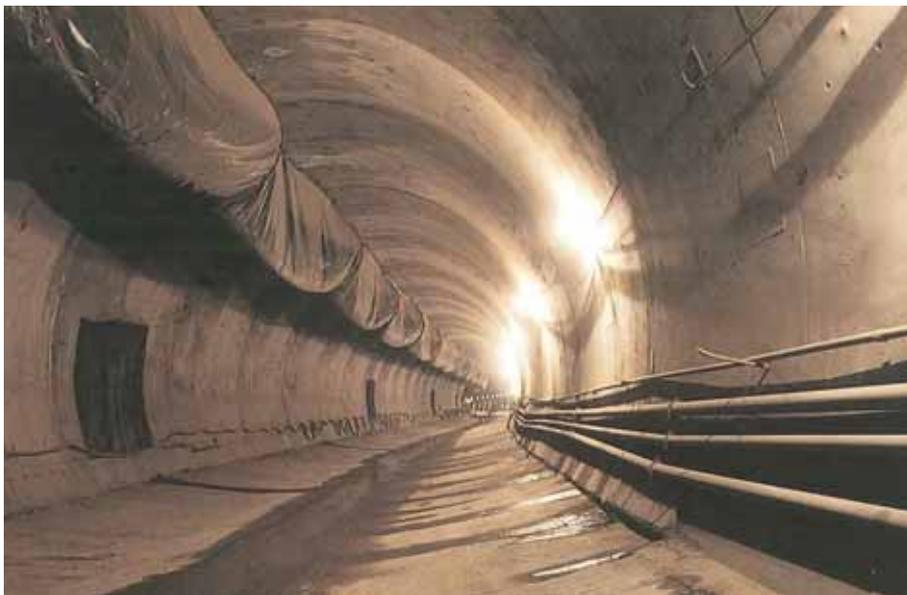


FIGURA 30. Sección definitiva de túnel ejecutado mediante precorte mecánico.

9.2. EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN INTERIOR

Una vez completada la sección del sostenimiento se excavan las tierras, dejando un machón central para estabilizar el frente, pudiendo disponer en alguna ocasión de anclajes de fibra de vidrio para mejorar dicha estabilidad. Terminada la fase de excavación se ejecuta un nuevo anillo concéntrico con el anterior. Los avances son de 3 a 3,5 m con un solape de 0,50 a 1,00 m entre anillos, resultando un avance neto de 2,75 m.

Normalmente se refuerzan los anillos con una o varias cerchas metálicas y se debe acodalar la base con vigas metálicas o riostras de hormigón (para evitar el cierre de la sección) que quedan embebidas en la contrabóveda definitiva.

9.3. FORMACIÓN DE MURETES LATERALES Y CONTRABÓVEDA

A la menor distancia posible del frente, compatible con las operaciones de sostenimiento y excavación (aproximadamente unos cuarenta metros), se ejecutan los muretes laterales que empotran las bases de los anillos, sobre los que discurren luego el carro del encofrado y se excava y hormigona la contrabóveda que cierra la sección, en tramos de cinco metros de longitud.

9.4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO

Finalmente mediante un encofrado convencional con la forma de sección definitiva del túnel se hormigona el revestimiento por tramos de unos cinco metros. En el caso de ser necesario se dispone una membrana impermeable entre el sostenimiento y revestimiento.

La separación entre las fases se puede acortar en caso de que sea necesario por problemas derivados de la estabilidad del terreno. Todo el proceso requiere una medición de la deformación del sostenimiento para adoptar medidas correctoras si fueran necesarias.

Las ventajas aportadas por este método son:

- La ejecución de un presostenimiento, previo a la excavación, que tiene una gran influencia en la reducción de asientos.
- Al ser un método mecanizado está menos sujeto a los posibles errores humanos y se mejoran las condiciones de seguridad del personal en el frente de excavación.
- Es un método indicado en terrenos cohesivos y en rocas blandas, no abrasivas. Al ser terrenos autoestables, la ejecución es muy sencilla.
- El acabado interior del sostenimiento es muy regular y, por tanto, los excesos de hormigón del revestimiento definitivo son limitados.
- Elimina las inyecciones de contacto y de consolidación en el trasdós.

Frente a las anteriores ventajas, se presentan los inconvenientes:

- De difícil ejecución en terrenos que no sean autoestables, principalmente en arenas con pocos finos, incrementándose la inestabilidad con la presencia de agua. Esta inestabilidad se presenta durante la excavación de la ranura anular de la prebóveda, lo que puede obligar a efectuar cortes de una menor anchura y a reducir la profundidad de la ranura excavada.
- En terrenos de escasa o nula cohesión, las sobreexcavaciones pueden ser importantes, superiores incluso al 50%. Los avances se pueden ver reducidos y los solapes entre las bóvedas sucesivas del hormigón proyectado pueden aumentar respecto a lo previsto
- Un problema en el frente paraliza la obra, sin posibilidad de atacar por otros frentes, debido al precio de la

maquinaria, que está diseñada para una sección tipo específica. Salvo túneles largos, en donde se ataca por varios frentes, no es posible tener varios equipos. Si el tramo a ejecutar es corto, la amortización de la maquinaria es un gran inconveniente.

- Se requiere un drenaje previo y efectivo de la zona e incluso su impermeabilización, para asegurar la estabilidad de todos y cada uno de los puntos del frente, antes de iniciarse la excavación.

Los problemas derivados de la inestabilidad en el frente de excavación son los mismos para cualquier método que se utilice, exceptuando la excavación con presión en el frente. Sin embargo, cuanto mayor sea la sección excavada, los problemas de inestabilidad pueden ser mayores y afectar a una zona más amplia del entorno. Por esta razón, el método del Precorte Mecánico, al llevar la excavación a plena sección, es potencialmente más peligroso.

10. TUNELADORAS DE FRENTE ABIERTO

Históricamente, es la primera tipología de escudos en aparecer. En el Metro de Madrid han trabajado un total de 3, realizando 19,4 km de túnel. Un escudo abierto no es más que un robusto anillo de acero que protege el perímetro de la excavación y el montaje del revestimiento, en el que se apoya mediante gatos para seguir avanzando.

Dicho anillo tiene 3 sectores diferenciados: el sector delantero o sector de corte, el intermedio o sector de empuje, y el trasero o sector de colocación del revestimiento.

El frente de la máquina puede presentar diversas soluciones, en función del sistema de excavación a emplear:

- Excavación manual mediante martillos neumáticos.
- Excavación mecanizada mediante brazo excavador o brazo rozador. En este caso, puede contarse con un sos-

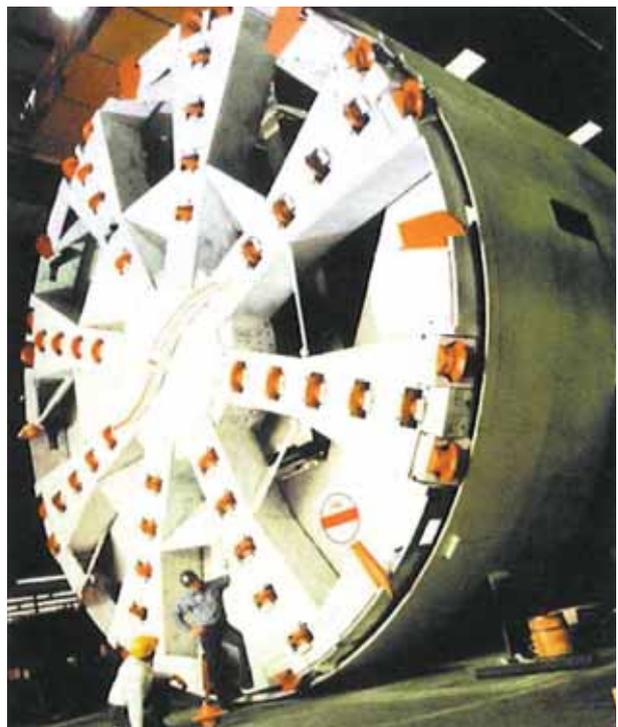


FIGURA 31. Tuneladora de frente abierto



FIGURA 32. Escudo abierto utilizado en el Metro de Madrid.

tenimiento parcial del frente, en forma de paneles que se aproximan al frente mediante gatos, según va excavando el brazo.

- Excavación mediante rueda giratoria mecanizada. El frente está totalmente sostenido por la rueda, aunque sin presurización alguna. Las aperturas para la entrada de material presentan un sistema hidráulico que las permite cerrar parcialmente, para controlar la entrada de material, o totalmente en caso de inestabilidad.

La excavación con este tipo de escudos se realiza a sección completa, por lo que presenta mayor riesgo cuanto menor protección del frente exista. En cualquier caso, al no tener presurizado el frente, el riesgo de entrada repentina de material (por ejemplo, la presencia de bolsas de agua con presión en paquetes de arenas sin cohesión, tan habitual en Madrid) siempre está presente.

Entre las principales ventajas de este sistema constructivo se encuentran:

- Mejores rendimientos, sobre todo en tramos largos, al poder simultanear las tareas de excavación y montaje de revestimiento. Como valor promedio, se puede considerar 200-250 m/mes.
- Mayor seguridad de los trabajadores al encontrarse éstos en el interior del escudo.
- Menor dependencia de la mano de obra especializada debido al alto grado de mecanización.

Y como desventajas principales:

- Alta inversión inicial.
- Necesidad de espacio para pozo de introducción, acopios e instalaciones auxiliares.
- Frente sin proteger, por lo que el riesgo de entrada de material y/o agua al interior del escudo existe.
- Un único frente de trabajo, lo que complicaría la consecución de las obras en caso de avería.

11. TUNELADORAS DE PRESIÓN DE TIERRAS (EPB)

Para el caso de que el túnel se tenga que construir en terrenos blandos e inestables, y sobre todo en suelos permeables sometidos a carga freática, el escudo de frente abierto presentaba los inconvenientes de todo sistema con gran frente abierto. Por ello, el siguiente paso de la técnica fue el de la utilización de escudos presurizados.

Los escudos presurizados garantizan la contención del terreno del frente de la excavación, impidiendo, además, la penetración del agua del subsuelo al interior del túnel.

La presurización se buscó inicialmente acudiendo al empleo de aire comprimido, que se aplicaba bien a un tramo completo del túnel excavado y revestido, al que se accedía mediante esclusas, bien a la zona inmediata al frente de excavación, que se concebía como una cámara hermética.

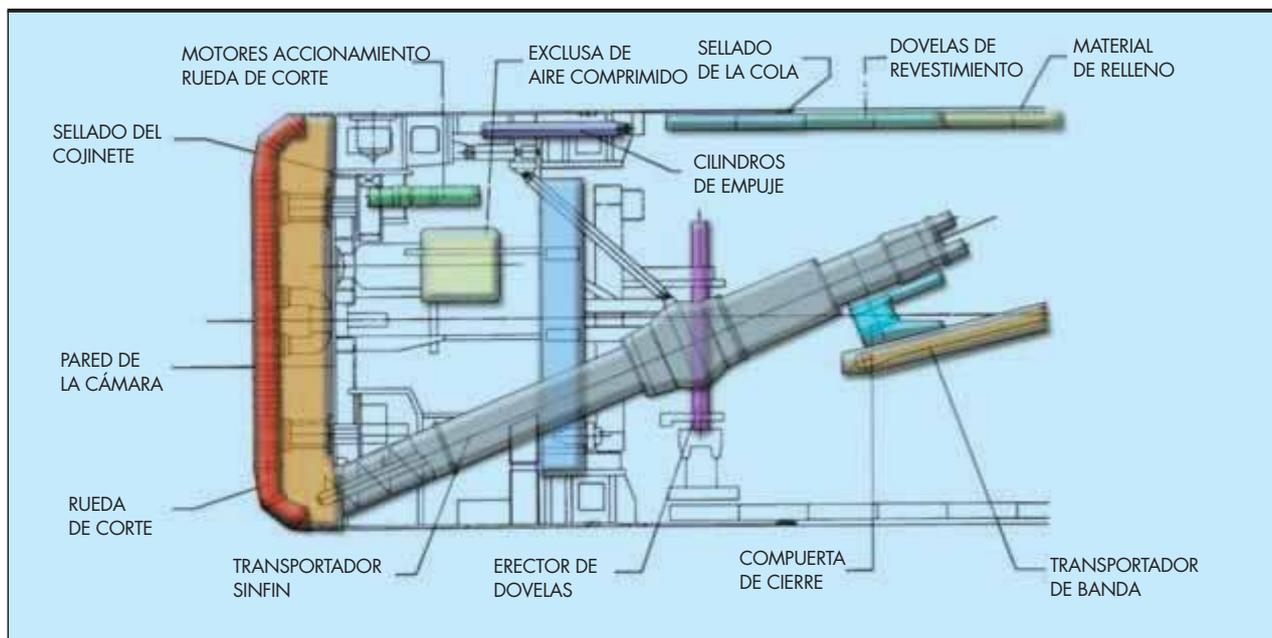


FIGURA 33. Escudo cerrado tipo EPB utilizado en el Metro de Madrid.



FIGURA 34. Escudo cerrado tipo EPB utilizado en el Metro de Madrid.

Posteriormente, se desarrollaron otros sistemas que persiguen los mismos objetivos de sostenimiento del frente y estanqueidad de la excavación, mediante la presurización de una cámara estanca situada tras la rueda de corte del escudo. El primero de los sistemas, denominado hidroescudo (Slurry Shield), presuriza el frente mediante la inyección de lodos bentoníticos a la cámara estanca. Estos lodos sirven, además, como vehículo para la extracción del material excavado, que se realiza por vía húmeda mediante el bombeo del fango resultante por tuberías hasta una instalación situada en superficie en donde se regenera el lodo, para posteriores usos, y se separa el inerte para su transporte al vertedero.

Otro de los sistemas de presurización del frente lo constituyen las tuneladoras que desarrollan la técnica de Equilibrio a Presión de Tierras, conocidas como tuneladoras EPB (Earth Pressure Balance), quizás las que mayor desarrollo y utilización están alcanzando en los últimos tiempos por su versatilidad. En este caso, la presurización de la cámara se consigue manteniendo en la cámara una mezcla de terreno extraído, aguas y espumas a cierta presión. Esta presión se regula mediante la extracción controlada de la mezcla a través de un tornillo sinfín.

La excavación se consigue mediante la rotación de la cabeza de corte, equipada con herramientas de corte (rastris-

llos, cinceles, picas, discos) adecuadas. El revestimiento se materializa en el interior del escudo mediante el posicionamiento de las distintas dovelas que conforman el anillo con un erector.

Aparte de las ya mencionadas para los escudos abiertos, las tuneladoras de frente cerrado presentan estas ventajas adicionales:

- Mayor seguridad y estabilidad del frente debido a la presurización.
- Mayor independencia de los terrenos excavados, al ser el sistema menos susceptible a los cambios de éste.
- Reducción de los problemas generados por el agua.
- Menor necesidad de tratamientos en el frente.
- Menores subsidencias en superficie por el control que se consigue mediante la presurización.

En el caso de Madrid, con este sistema se han ejecutado un total de 99,4 km, todos ellos a partir del año 1995, habiéndose convertido desde entonces en el sistema masivo de construcción de los túneles y elemento esencial en el éxito de las sucesivas ampliaciones de la red acometidas desde 1995. Un valor promedio de rendimiento para este método constructivo puede ser 500 m/mes.



FIGURA 35. Estación utilizada como pozo de ataque de 2 tuneladoras EPB.

12. CONCLUSIONES

A la luz de los datos expuestos anteriormente, se pueden extraer una serie de conclusiones en relación a los métodos de construcción empleados históricamente en el Metro de Madrid y la tendencia para su empleo en el futuro.

- La tuneladora EPB seguirá siendo el procedimiento constructivo esencial en la ejecución de túneles. La seguridad que supone su uso (tanto para trabajadores en el interior como frente a las subsidencias exteriores) y el rendimiento que se consigue (500 m/mes, frente a los 100 m/mes de los métodos a cielo abierto, o 50 m/mes del método tradicional) la hacen incomparable ante cualquier otro método.

- Además, alguno de los inconvenientes iniciales se pueden considerar atenuados: por un lado, ya hay varias tuneladoras EPB que han trabajado en Madrid, por lo que en caso de poder disponer de ellas las inversiones iniciales son notablemente menores (ya no hay que comprar sino reparar). De esta forma, podrían acometer tramos de menor longitud sin dispararse los costes.
- Por los motivos expuestos anteriormente (seguridad, rendimientos, costes), el empleo de tuneladoras de frente abierto no tiene justificación alguna. Siempre es preferible emplear tuneladoras de frente cerrado.
- Puede haber diversos motivos por los que el empleo de una tuneladora EPB no sea viable: tramos cortos de tú-

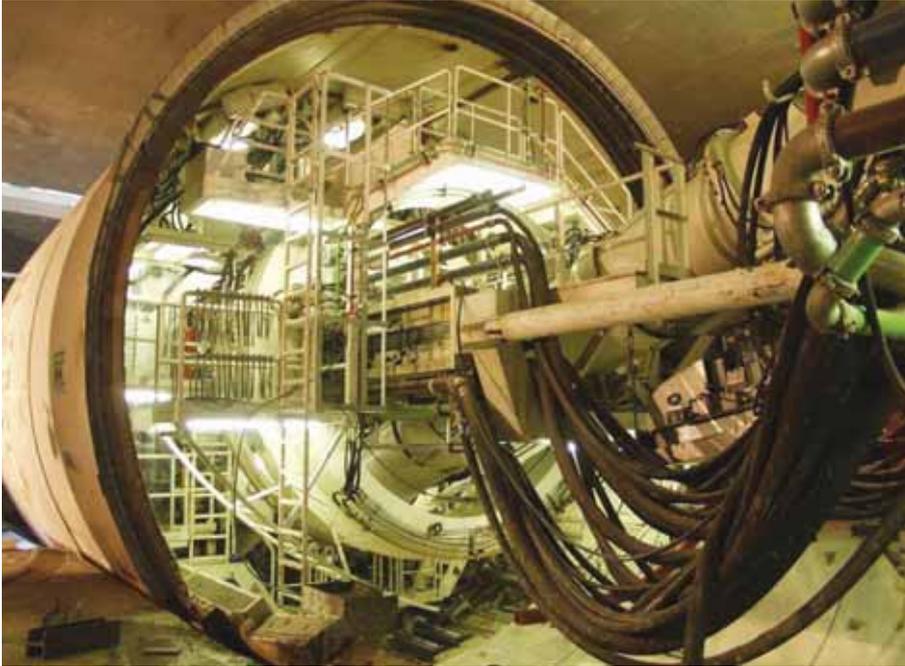


FIGURA 36. Tuneladora EPB en arrastre por estación.

nel, imposibilidad de ubicar un pozo de ataque con todas las instalaciones auxiliares y acopios, etc. En ese caso, habría que recurrir a procedimientos de ejecución a cielo abierto y, si no fuera posible, al empleo del método tradicional de Madrid. Fuera de la EPB, estos métodos son los que se consideran más seguros y fiables.

- De emplear estos métodos, y teniendo en cuenta sus rendimientos, es fundamental planificar el número de frentes necesarios para poder finalizar las obras en plazo. A este respecto hay que tener muy presente la escasez actual de equipos cualificados en el método tradicional, por lo que puede ser necesario combinar ambos sistemas.
- En cualquier caso, el método tradicional de Madrid se seguirá utilizando para cañones, galerías de conexión, tunelillos de conexión entre líneas o a cocheras, fondos de saco, etc.

- Los métodos constructivos de gran frente abierto (NATM, precorte, escudo abierto) no justifican su empleo debido al riesgo que supone su ejecución en suelos y en entorno urbano.
- Respecto a las estaciones, la tendencia es seguir empleando el cut and cover como método constructivo casi exclusivo, frente a métodos subterráneos: los riesgos geotécnicos son notablemente menores, el control de los costes y los plazos están por tanto más controlados, y además el diseño que se consigue se adapta mejor a los requisitos funcionales que actualmente se manejan en Metro de Madrid.
- El método alemán para la construcción de estaciones subterráneas en caverna sólo se justifica cuando por razones de profundidad o afecciones en superficie sea inviable la ejecución mediante pantallas. No obstante, es un método con mayores riesgos, más lento y más caro.



FIGURA 37. Montaje de tuneladora EPB con back-up.

13. BIBLIOGRAFÍA

ARNAIZ, M. (1993): "Sistemas constructivos en obras en ejecución para la ampliación del Metro de Madrid. Período 1990-1993. Jornadas Técnicas sobre la Ampliación del Metro de Madrid. Consejería de Transportes de la Comunidad de Madrid.

CABEZAS, J.V., GARRIDO, A. (1980): "Ejecución del túnel del Metro de Madrid en el tramo Sainz de Baranda-Pavones". Revista de Obras Públicas nº 3.181. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

MADRID, Ayuntamiento de (1986). "Geología, Geomorfología, Hidrogeología y Geotecnia de Madrid".

MELIS, M. (1996): "Reflexiones sobre la construcción de los túneles del Metro de Madrid". Revista de Obras Públicas nº 3.359. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

MENDAÑA, F., RUIZ MERINO, J. (1997): "Las tuneladoras modernas". Revista de Obras Públicas nº 3.369. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

MOYA, A. (2009): "Metro de Madrid 1919-2009. Noventa años de historia". Metro de Madrid.

OTEO, C., RODRÍGUEZ ORTIZ, JM y MENDAÑA, F. (2003): "Sobre los sistemas de construcción y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del Metro de Madrid". Revista de Obras Públicas nº 3.429. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

TRABADA, J. (1993): "Reflexiones y experiencias sobre las obras de ampliación del Metro". Jornadas Técnicas sobre la Ampliación del Metro de Madrid. Consejería de Transportes de la Comunidad de Madrid.

TRABADA, J. (1997): "Excavación en terrenos blandos". Capítulo 6 del libro: "Manual de túneles y obras subterráneas". Editor Calor López Jimeno.

TRABADA, J. (1996): "Comparación de resultados Cut and Cover, Método Belga, Precorte y perspectivas de Nuevas Tendencias: Experiencias en el Metro de Madrid". Curso sobre Excavaciones Urbanas. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

VVAA. (2000). "El Metro de Madrid: Un nuevo reto". Revista de Obras Públicas, nº 3.405, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

PRIMERA ASAMBLEA GENERAL DE LA PLATAFORMA TECNOLÓGICA ESPAÑOLA DE GEOTERMIA -GEOPLAT-



GEOPLAT celebra su casi primer año de existencia con la presentación del documento Visión a 2030 de la Plataforma, primer hito alcanzado satisfactoriamente para congratulación del sector geotérmico español.

Madrid, miércoles 14 de abril de 2009.- A las 10h en CSIC (Consejo Superior de Investigaciones Científicas) comenzaba la primera Asamblea de la Plataforma Tecnológica Española de Geotermia -GEOPLAT-, que se constituyó en el mismo Consejo hace menos de un año, el 11 de mayo de 2009. GEOPLAT, como herramienta tecnológica del Ministerio de Ciencia e Innovación -MICINN- durante este tiempo se ha consolidado como un grupo de coordinación científico-técnica sectorial compuesto por los agentes del sector de la geotermia en España, que han trabajado codo con codo en la elaboración del documento Visión a 2030.

Los contenidos del documento Visión a 2030 se han estructurado en tres grandes bloques:

- Análisis del sector de la geotermia en España y en Europa, sus antecedentes y su situación actual en cuanto a tecnologías geotérmicas y marco regulatorio entre otros aspectos importantes. También se caracteriza el potencial geotérmico en España.
- Retos y oportunidades para el futuro del sector respecto a su mercado y posicionamiento, sostenibilidad, adecuación de su marco legal, fomento de su desarrollo tecnológico y formación de profesionales cualificados.

- Escenarios de visión para el sector geotérmico español. Ejercicio de prospectiva en el que se establecen dos escenarios a 2020 y a 2030 para cada una de las tecnologías geotérmicas:

| | 2020 | 2030 |
|--------------------|---|---|
| Geotermia PROFUNDA | 1.000 MW _{eléctricos} + 300 MW _{térmicos} | 3.000 MW _{eléctricos} + 1.000 MW _{térmicos} |
| Geotermia SOMERA | 1.000 MW _{térmicos} | 3.000 MW _{térmicos} |

El sector ha conseguido en tiempo récord poner en funcionamiento una Plataforma Tecnológica en la que interactúan más de 125 entidades distribuidas en siete grupos de trabajo, y alcanzar con éxito el primer hito de su andadura: la finalización del documento Visión a 2030 de GEOPLAT.

En adelante, los miembros de GEOPLAT liderados por su Grupo Rector, están preparados para comenzar a trabajar en la consecución del siguiente hito: la elaboración de la Agenda Estratégica de Investigación de la Plataforma. En la cual deben diseñarse un conjunto de acciones con objetivos e hitos concretos establecidos a corto, medio y largo plazo; cuya implementación debe permitir la evolución tecnológica en el sector de la geotermia en España y por tanto contribuir al crecimiento y éxito del mismo.

PARA MÁS INFORMACIÓN:
SECRETARÍA TÉCNICA
c/ Aguarón 23B, 1ºB. 28023 Madrid
902 106 256 / secretaria@geoplat.org
www.geoplat.org



📍 Línea 2 del Metro. Ventas-La Elipa. Madrid



📍 Metronorte. San Sebastián de los Reyes. Madrid



📍 Metro Ligero Oeste. Madrid

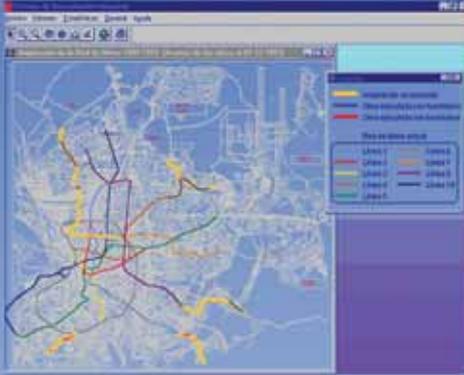
Soliderez de futuro

La **fuerza** de un **gran grupo internacional**
de construcción y concesiones.



OHL

www.ohl.es



90 AÑOS DE METRO DE MADRID

Cimentaciones

Tratamientos de Suelos

Asistencias Técnicas

Auscultación y control técnico de infraestructuras

Unidad de Seguimiento para Auscultación y Control

Implantación de sistemas de auscultación

Sistemas informáticos de gestión integral:

- Instrumentación
- Geología y geotecnia
- Avance de ejecución
- Control documental general de la obra

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

Hormigón de altas prestaciones (superior a 100 Mpa) para dovelas de revestimiento de túneles

LUIS AMADOR MÉNDEZ LANZA (*), PABLO RABADÁN PRIETO (*) y ROLANDO JUSTA CÁMARA (*)

RESUMEN El presente artículo describe los pasos seguidos desde el diseño de la mezcla, su colocación en obra, el control de calidad de los componentes y el proceso de fabricación para obtener un hormigón de altas prestaciones (>100 Mpa), destinado a la fabricación de dovelas para el revestimiento de algunos tramos de los túneles de Pajares para la línea de Alta Velocidad ferroviaria entre León y Asturias.

HIGH PERFORMANCE CONCRETE (HIGHER THAN 100 MPA) FOR TUNNEL LINING SEGMENTS

ABSTRACT This article describes the steps taken, both for the concrete mix design, its placing on site, the quality control of its components and the manufacturing process, to obtain a very high strength concrete (>100 Mpa), to be used in the manufacture of pre-fabricated segments for the lining in some sections of Pajares tunnels for the high speed railway line between Leon and Asturias.

Palabras clave: Tuneladora, Hormigón de altas prestaciones, Dovelas prefabricadas, Control de calidad exhaustivo.

Keywords: Tunnel boring machine, High performance concrete, Precast segments, Exhaustive quality control.

1. OBJETIVO

El presente artículo detalla los pasos dados tanto en el diseño de la mezcla, como en la puesta en obra y el control de calidad de los componentes y del proceso de fabricación para obtener el hormigón de altas prestaciones (>100 Mpa) utilizado en la fabricación de dovelas para el revestimiento de una parte de los túneles de PAJARES en la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid – Oviedo.

2. CONSIDERACIONES GENERALES

En primer lugar hay que señalar que el hormigón habitualmente usado en la prefabricación de dovelas ha de reunir unas características especiales como son: consistencia seca y ganancia de resistencia alta en un período corto que permitan un rápido desmoldeo de las dovelas y el uso de los moldes al menos dos veces por día. Los detalles y conclusiones que se exponen en este artículo no contemplan su empleo en otro tipo de estructuras ni otra puesta en obra, ya que las dosificaciones que aquí se detallan deberán sufrir las correcciones necesarias para otros usos donde se contemple bombeo u otras características específicas.

3. ENSAYOS PREVIOS

El estudio del hormigón de altas prestaciones que se pretendía conseguir se basó en las siguientes premisas:

- Utilización de materiales de la zona, siempre que fuera posible.
- Empleo de materiales ya utilizados anteriormente en la fabricación de dovelas, con el fin de facilitar la logística de la fábrica.

Para el estudio se utilizaron áridos calizos y cuarcíticos procedentes de canteras cercanas a la obra, así como ofitas y corneanas procedentes de Burgos, Navarra y Ávila. Se ensayaron distintos cementos de Tudela de Veguín procedentes de las dos fábricas cercanas a la obra, una en La Robla (11 Km) y otra en Aboño (Gijón), así como el cemento CEM I 52,5R Esp de Olazagutía con el que se había trabajado en obras anteriores con elevados requisitos de resistencia a edad temprana. En cuanto a los aditivos se emplearon aditivos superplastificantes de última generación de BASF, SIKA Y CHRYSO, así como distintos tipos de adiciones de sílice (humo de sílice, microsílice y nanosílice).

Como principales conclusiones de los estudios previos destacaremos:

- Los mejores resultados de resistencia se obtenían con los áridos cuarcíticos.
- Los cementos que permitían alcanzar mejores resistencias fueron el I 52,5 N de la fábrica de Aboño de Tudela

(*) Acciona Infraestructuras S.A.



FIGURA 1.

de Veguín, y el cemento II A/S 52,5 N de la fábrica de La Robla de Tudela de Veguín.

- El aditivo que permitía alcanzar mayores resistencias fue el SIKKA VISCOCRETE 20 HE que ya se estaba empleando en la obra en la fabricación de dovelas.
- Las distintas adiciones de sílice no permitían aumentos significativos de resistencias con los materiales anteriormente indicados.

En el siguiente apartado mostraremos las distintas características de los materiales seleccionados.

4 MATERIALES

4.1. CEMENTO

De entre los dos cementos indicados en el apartado anterior se optó por el cemento CEM II A/S 52,5 N de la fábrica de



FIGURA 2.

La Robla de Tudela de Veguín por la proximidad de la fábrica a la obra, lo que facilitaba la logística del suministro para los elevados consumos necesarios en la fabricación de dovelas.

Las ventajas que aporta este tipo de cemento frente a los cementos de tipo CEM I son:

- Físicas:
 - A igualdad de áridos la demanda de agua del hormigón es mucho menor por el efecto de dilución que produce la escoria, ya que en los primeros días la escoria funciona sólo como un árido fino que no absorbe agua y actúa de separador de las partículas de clinker, mejorando notablemente el nivel de hidratación del mismo.
 - Por otro lado los superplastificantes también actúan solo sobre el clinker, por lo que al estar diluido necesita menos aditivo.
 - La escoria no solo no necesita, sino que además actúa como de "rodamiento", lo que permite confeccionar hormigones con una relación agua/cemento A/C más baja.
- Químicas:
 - El agua se combina con los silicatos y los aluminatos, a la vez que éstos reaccionan con el SO₃ para formar Etringita. Como el contenido de SO₃ está limitado por la Norma, siempre sobra aluminato que se combina con 1,2 veces de agua, formando una estructura muy porosa que no da resistencias y retiene agua por capilaridad. Si el cemento lleva escoria, se produce un efecto de dilución del aluminato original, para la misma cantidad de SO₃.
 - La escoria posee un 35% de sílice amorfa que reacciona con la cal de hidrólisis, que siempre es muy abundante, pero esas reacciones son mucho más lentas que las del cemento (varios días después) por lo que se comienzan a formar hidrosilicatos de calcio y aluminosilicatos de calcio aprovechando la cal de hidrólisis que permanece suelta por la masa intersticial. Estas nuevas estructuras se van formando en los poros, grietas o fisuras que tiene la ya rígida trama de la hidratación del clinker. Estas nuevas estructuras, al ir rellenando los huecos van formando un bloque mucho más compacto, aumentando progresivamente las resistencias, notándose a partir de los 15/20 días y continuando hasta el año.

Resumiendo, el empleo de este tipo de cemento posee las siguientes ventajas:

- Permite rebajar la relación A/C.
- Baja el consumo de superplastificante.
- Permite obtener hormigones mucho más compactos.

4.2. ÁRIDOS

El árido seleccionado se trata de un árido cuarcítico procedente de la cantera de Cuarcitas de Ciñera situada a unos 5 km de la obra cuyas principales características son:

- Se trata de de metacuarcitas originadas por deformación y recristalización de cuarzo-arenitas.
- La composición mineral alcanza el 99% de cuarzo, entre el 0,5 y el 1% de moscovita y menos del 1% de otros minerales accesorios como turmalina, apatito,

circón, opacos, rutilo, anatasa y más raramente anfíbol.

- Como consecuencia de la composición mineral de estas rocas, cuarzo con muy pequeña proporción de otros silicatos se puede establecer que estos áridos no presentan reactividad frente a los álcalis del cemento, ya que los minerales susceptibles de presentar dicha reactividad, clastos de lidita, no llegan a alcanzar el 1%. Dicha no reactividad ha sido comprobada mediante la realización de ensayos de reactividad álcali-sílice.
- En cuanto a la resistencia a la compresión, los ensayos de carga puntual Franklin realizados para la obtención de sello de calidad ADIF de la cantera dieron resultados medios de 2.760 Kp/cm², lo que muestra la elevada resistencia a compresión de la roca explotada en la cantera.
- En cuanto al análisis granulométrico se debe indicar que en la fabricación de los hormigones objeto del presente artículo se han empleado dos fracciones granulométricas, a saber: arena 0/5 y garbancillo 5/12, ambas lavadas, cuyas principales características son:
 - Garbancillo 5/12:
 - Coeficiente de desgaste Los Ángeles: de 25 a 30.
 - Coeficiente de forma: 0,20-0,25.
 - Índice de lajas: entre 12 y 20.
 - Absorción de agua: en torno al 0,7%.
 - Peso específico: en torno a 2,5 t/m³.
 - Arena 0/5:
 - Friabilidad: entre 10 y 15.
 - Equivalente de arena medio: en torno a 80.
 - Peso específico: en torno a 2,5 t/m³.
 - Absorción de agua: en torno a 0,6%.
 - Módulo de finura medio: 3,0.

Aunque en un principio el árido no se ajusta a las recomendaciones recogidas en la bibliografía para los áridos destinados a la fabricación de hormigones de alta resistencia en lo referido al desgaste y a la forma del mismo, los resultados de su empleo en la fabricación de nuestros hormigones han sido muy satisfactorios.

4.3. ADITIVO

El aditivo empleado es el SIKA VISCOCRETE 20 HE. La formulación del aditivo, de tipo poli-éter, se basa en largas cadenas de óxido de etileno que proporcionan gran capacidad de dispersión, junto con una corta cadena principal, constituida por pocos grupos de tipo carboxilo, que facilita el desarrollo de resistencias a edades tempranas. El elevado número de cadenas de óxido de etileno favorece la resistencia a la segregación.

Resumiendo, entre las ventajas que aporta este tipo de aditivo se pueden destacar:

- Pronunciada aptitud de compactación,
- Reducción muy importante del agua de amasado, lo que implica altas resistencias, gran impermeabilidad y gran durabilidad.
- Altas resistencias iniciales,
- Disminución de la fluencia y retracción.
- Resistencia a la carbonatación.

| DOSIFICACIÓN POR Kg/m ³ | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---------------|---------------|--------------|---------|------------------|-------------|---------|----------------|--------------|------------------|
| DOSIFICACIÓN N° | TIPO HORMIGÓN | CUARCITA 5/12 | CUARCITA 0/5 | CEMENTO | | AGUA LITROS | ADITIVO | | RELACIÓN A/C | AMASADO SEGUNDOS |
| | | | | Kgs | TIPO | | LITROS | TIPO | | |
| 180 | HA-80-S-12 | 1153 | 769 | 460 | CEM II/AS-52,5 N | 110 | 6,389 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 210 |
| 180-1 | HA-80-S-12 | 1153 | 769 | 460 | CEM II/AS-52,5 N | 110 | 8,519 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 210 |
| 190 | HA-90-S-12 | 1139 | 759 | 475 | CEM II/AS-52,5 N | 114 | 6,597 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 300 |
| 190-3 | HA-90-S-12 | 1139 | 759 | 485 | CEM II/AS-52,5 N | 110 | 8,981 | VISCOCR. 20-HE | 0,23 | 300 |
| 1100 | HA-100-S-12 | 1125 | 750 | 490 | CEM II/AS-52,5 N | 118 | 6,806 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 300 |
| 1100-1 | HA-100-S-12 | 1303 | 559 | 500 | CEM II/AS-52,5 N | 120 | 9,259 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 300 |
| 1105 | HA-105-S-12 | 1303 | 559 | 500 | CEM II/AS-52,5 N | 120 | 11,574 | VISCOCR. 20-HE | 0,24 | 300 |
| 1105-1 | HA-105-S-12 | 1303 | 559 | 500 | CEM II/AS-52,5 N | 125 | 12,269 | VISCOCR. 20-HE | 0,25 | 300 |

TABLA 1. Nave 1.

| DOSIFICACIÓN POR Kg/m ³ | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---------------|----------------|---------------|--------------|--------------------|------------------|----------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| DOSIFICACIÓN N° | TIPO HORMIGÓN | CUARCITA 12/20 | CUARCITA 5/12 | CUARCITA 0/5 | CE- MENTO kg | TIPO CEMENTO | AGUA LITROS | ADITIVO LITROS | TIPO ADITIVO | RELACIÓN A/C |
| 280 | HA-80-B-12 | | 1129 | 753 | 470 | CEM II/AS-52,5 N | 122 | 7,398 | VISCOC. 20-HE | 0,26 |
| 2100 | HA-100-B-12 | | 1303 | 559 | 500 | CEM II/AS-52,5 N | 120 | 9,259 | VISCOC. 20-HE | 0,24 |

TABLA 2. Nave 2.

5. DOSIFICACIONES

En las tablas 1 y 2 se muestran las distintas dosificaciones empleadas en la obra.

Y en la tabla 3 se muestra la hoja de diseño de la dosificación n° 190-3.

Observando las tablas se puede ver las modificaciones que se han ido introduciendo en las dosificaciones a raíz de la experiencia obtenida durante los trabajos. Indicamos a continuación las más significativas:

- Aumento del tiempo de amasado: durante la fabricación de los anillos se comprobó que las dosificaciones empleadas en la Nave 2 daban lugar a mayores resistencias, siendo la única diferencia la consistencia y el tiempo de mezclado ya que al tiempo de amasado se le unía los treinta minutos de transporte, así que se subió el tiempo de amasado a cinco minutos, y se aumentó la dosificación de aditivo para dar mayor fluidez a la muestra, lo que además facilita el amasado y la puesta en obra del hormigón.
- Aumento de la dosificación de garbancillo: se empezó con una relación Garbancillo/Arena de 60/40, subiéndose a 70/30 con lo que se mejoraba la puesta en obra del hormigón.

6. FABRICACIÓN DE HORMIGÓN

A lo largo de los trabajos de fabricación de dovelas hemos determinado un procedimiento de trabajo para la fabricación de los hormigones de muy alta resistencia con pequeñas dispersiones, teniendo en cuenta que los acopios de áridos se encuentran a la intemperie, y que el área donde se ubica la fábrica presenta una climatología complicada con largos periodos de lluvias y nieve.

Con objeto de minimizar los problemas de control del contenido de agua en los áridos se adoptaron las siguientes medidas:

- En los periodos lluviosos se controla la humedad de los áridos en cada cambio de tolva.
- Se purgan las dos primeras toneladas de árido cuando se empieza a utilizar una tolva.
- Se suprime la posibilidad de añadir agua de dilución desde el control de fabricación de la planta.
- Subida del tiempo de amasado, tal y como se ha comentado en el apartado anterior.
- Subida del aditivo superplastificante, para facilitar el amasado y la puesta en obra.

ESTUDIO DE DOSIFICACIÓN DE ARIDOS (FULLER)

PROCEDENCIA: ENSAYOS PREVIOS LABORATORIO. (HA-90-S-12)

FECHA: 20/07/2006

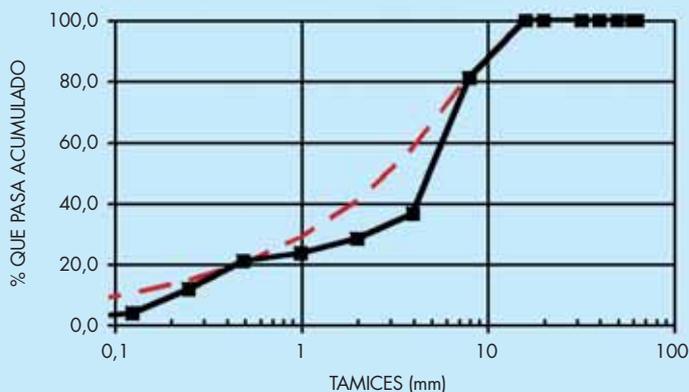
ADITIVO = SIKA VISCOCRETE 20-HE = 1,5% = 7,125 Kgs. EPL-001
 Kg. de cemento/m³ = 475 Litros de agua a añadir = 114 REL. A/C = 0,24
 Tamaño máx. (mm) = 12 AJUSTE GRANULOMÉTRICO TEÓRICO
 Kg. de humo/m³ = 0

TABLA DE DOSIFICACIONES

| | % Vol. Aridos | Vol. relat. (dm ³) | Densidad (kg/dm ³) | Peso (kg) | Peso litro (kg) | Vol. conjunto (dm ³) | Denominación |
|---------|---------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|-----------------|----------------------------------|-------------------------------|
| CEMENTO | | 155,7 | 3,05 | 475 | 1,12 | 424 | CEM II/AS-52,5-N (TUDELA) |
| ARIDO 1 | 0,00% | 0,00 | 0,01 | 0 | 1,54 | 0 | |
| ARIDO 2 | 40,00% | 292,10 | 2,60 | 759 | 1,50 | 506 | ARENA 0/5 CUARCITA LAVADA. |
| ARIDO 3 | 60,00% | 438,16 | 2,60 | 1139 | 1,50 | 759 | ÁRIDO 5/12 CUARCITA. (CIÑERA) |
| ARIDO 4 | 0,00% | 0,00 | 0,00 | 0 | 1,50 | 0 | |
| ARIDO 5 | 0,00% | 0,0 | 0,00 | 0 | 1,50 | 0 | |
| AGUA | | 114,0 | 1,00 | 114 | 1,00 | 114 | |
| TOTAL | 100,00% | 1000,0 | | 2488 | | 1804 | |

| ARIDO RESULTANTE | | | | FULLER | ARIDO 1 | ARIDO 2 | ARIDO 3 | ARIDO 4 | ARIDO 5 | |
|-------------------|----------|------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|
| TAMIZ ASTM | TAMIZ mm | % reten. acumul. | % pasa acumul. | |
| | 63,5 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0 | |
| | 60 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0 | |
| | 50 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 40 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 32 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 20 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 16 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 100,0 | 100,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 8 | 19,1 | 80,9 | 81,6 | 0,0 | 100,0 | 68,2 | 0,0 | 0,0 | |
| | 4 | 63,5 | 36,5 | 57,7 | 0,0 | 86,5 | 3,2 | 0,0 | 0,0 | |
| | 2 | 71,8 | 28,2 | 40,8 | 0,0 | 67,6 | 2,0 | 0,0 | 0,0 | |
| | 1 | 76,5 | 23,5 | 28,9 | 0,0 | 56,0 | 1,8 | 0,0 | 0,0 | |
| | 0,49 | 79,3 | 20,7 | 20,2 | 0,0 | 49,3 | 1,7 | 0,0 | 0,0 | |
| | 0,25 | 88,4 | 11,6 | 14,4 | 0,0 | 26,7 | 1,6 | 0,0 | 0,0 | |
| | 0,125 | 96,4 | 3,6 | 10,2 | 0,0 | 7,0 | 1,3 | 0,0 | 0,0 | |
| | 0,063 | 98,1 | 1,9 | 7,2 | 0,0 | 3,2 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | |
| Módulos de finura | | | | 4,949 | 4,461 | 10,000 | 3,069 | 6,202 | 10,000 | 10,000 |

CURVA GRANULOMÉTRICA



APORTACIÓN FINOS
Kgs/m³

| | |
|------------------|--------|
| ÁRIDO N°1 | 0,00 |
| ÁRIDO N°2 | 24,30 |
| ÁRIDO N°3 | 11,39 |
| ÁRIDO N°4 | 0,00 |
| ÁRIDO N°5 | 0,00 |
| CEMENTO | 475,00 |
| APORTACIÓN TOTAL | 510,70 |

TABLA 3.



FIGURA 3.

7. CONTROL DE CALIDAD

Un apartado muy importante a tener en cuenta a la hora de analizar los resultados obtenidos en la fabricación de hormigones de muy alta resistencia es el control de calidad tanto de los materiales como del hormigón producido. Se resumen a continuación los controles realizados:

- Seguimiento diario por parte del personal del laboratorio de los áridos suministrados.
- Ensayos semanales completos de áridos, realizándose ensayos complementarios, en caso de estimarse necesario, después de la realización de las inspecciones diarias de los áridos suministrados.
- Ensayos semanales de resistencia a compresión del cemento, al fin de tener un seguimiento continuo de la calidad del cemento suministrado.

- Trazabilidad del material de laboratorio empleado en la toma de probetas, con objeto de rechazar aquellos en los que se observara anomalías en la rotura de las probetas fabricadas con ellos.
- Control de la temperatura del azufre de refrentado para evitar que un sobrecalentamiento afectara a las propiedades del mortero de azufre.
- Control geométrico de las probetas.
- Trazabilidad de los laborantes que realizan la toma de probetas, refrentado y rotura de las mismas para evitar los errores sistemáticos en cada uno de los pasos.

La tabla 4 muestra la hoja de control de las roturas de hormigón.

Como resultado de estos controles cabe destacar que el recorrido relativo medio para las tres tomas que se rompen por serie a 28 días es del orden de un 3%.



FIGURA 4.

HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES (SUPERIOR A 100 MPA) PARA DOVELAS DE REVESTIMIENTO DE TÚNELES

| SERIE | 7 días | | | | | | | | | | 28 días | | | | | | | | | | Laborante toma | r | MEDIA | DOSIFI | Nº | | | | | | | | | |
|----------|----------|-----|-----|-------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|------------|-------|-----|-----|-----|--------|-------|-------|-----|-----|----------------|---|-------|--------|----|--------------|-------|------------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | DENSIDAD | | | | | RESISTE | | | | | DENSIDADES | | | | | MOLDES | | | | | | | | | | RESISTENCIAS | | | | | | | | |
| | P-1 | | P-2 | | r | MEDIA | | P-1 | | P-2 | | P-1 | | P-2 | | P-1 | | P-2 | | P-1 | | | | | | P-2 | | P-1 | | P-2 | | P-3 | | |
| | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | | | | | | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 | P-1 | P-2 |
| DO-23960 | 4 | 90 | 561 | 2,463 | 2,463 | 0,04 | 111,4 | 113,5 | 109,3 | 2,482 | 2,484 | 2,477 | 464 | 13 | 430 | 124,1 | 123,9 | 122,4 | 1 | | | | | | | 0,01 | 123,5 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23961 | 4 | 491 | 92 | 2,463 | 2,470 | 0,09 | 107,7 | 102,7 | 112,6 | 2,469 | 2,473 | 2,469 | 589 | 107 | 51 | 123,2 | 120,2 | 120,8 | 1 | | | | | | | 0,02 | 121,4 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23962 | 4 | 590 | 34 | 2,470 | 2,475 | 0,05 | 108,8 | 111,3 | 106,2 | 2,466 | 2,478 | 2,481 | 121 | 73 | 27 | 119,3 | 119,5 | 120,7 | 1 | | | | | | | 0,01 | 119,8 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23963 | 4 | 17 | 468 | 2,471 | 2,474 | 0,11 | 111,2 | 105,2 | 117,1 | 2,479 | 2,488 | 2,482 | 469 | 9 | 477 | 118,2 | 116,5 | 115,5 | 1 | | | | | | | 0,02 | 116,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23964 | 4 | 475 | 549 | 2,471 | 2,480 | 0,03 | 110,9 | 109,1 | 112,6 | 2,480 | 2,463 | 2,485 | 492 | 521 | 484 | 121,8 | 121,1 | 120,7 | 1 | | | | | | | 0,01 | 121,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23965 | 4 | 490 | 62 | 2,473 | 2,472 | 0,02 | 111,6 | 112,8 | 110,3 | 2,465 | 2,485 | 2,470 | 506 | 461 | 499 | 118,8 | 123,3 | 121,1 | 1 | | | | | | | 0,04 | 121,1 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23966 | 4 | 116 | 120 | 2,477 | 2,469 | 0,06 | 108,0 | 111,4 | 104,6 | 2,481 | 2,478 | 2,474 | 69 | 555 | 450 | 117,3 | 116,5 | 117,7 | 1 | | | | | | | 0,01 | 117,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23967 | 4 | 16 | 476 | 2,462 | 2,471 | 0,07 | 109,2 | 105,5 | 112,8 | 2,489 | 2,470 | 2,477 | 25 | 101 | 75 | 118,8 | 119,5 | 116,8 | 1 | | | | | | | 0,02 | 118,4 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23968 | 6 | 48 | 491 | 2,481 | 2,467 | 0,01 | 113,7 | 113,1 | 114,2 | 2,486 | 2,482 | 2,502 | 558 | 30 | 73 | 121,7 | 117,3 | 118,9 | 1 | | | | | | | 0,04 | 119,3 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23969 | 6 | 97 | 512 | 2,470 | 2,483 | 0,01 | 106,8 | 106,4 | 107,1 | 2,480 | 2,476 | 2,475 | 510 | 494 | 490 | 115,6 | 114,2 | 117,3 | 1 | | | | | | | 0,03 | 115,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23970 | 6 | 514 | 13 | 2,469 | 2,471 | 0,03 | 110,8 | 109,1 | 112,5 | 2,488 | 2,491 | 2,483 | 555 | 111 | 589 | 113,6 | 117,4 | 118,0 | 1 | | | | | | | 0,04 | 116,3 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23971 | 6 | 492 | 549 | 2,475 | 2,486 | 0,03 | 112,1 | 110,6 | 113,5 | 2,477 | 2,444 | 2,471 | 552 | 47 | 120 | 116,0 | 114,3 | 115,8 | 1 | | | | | | | 0,01 | 115,4 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23972 | 6 | 34 | 11 | 2,483 | 2,483 | 0,00 | 110,6 | 110,4 | 110,8 | 2,479 | 2,479 | 2,488 | 506 | 65 | 104 | 116,2 | 119,9 | 119,1 | 1 | | | | | | | 0,03 | 118,4 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23973 | 6 | 499 | 83 | 2,470 | 2,483 | 0,01 | 105,1 | 104,6 | 105,5 | 2,474 | 2,477 | 2,487 | 553 | 547 | 10 | 111,6 | 111,8 | 114,4 | 1 | | | | | | | 0,02 | 112,6 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23974 | 6 | 462 | 62 | 2,480 | 2,488 | 0,05 | 107,6 | 105,1 | 110,0 | 2,477 | 2,483 | 2,478 | 75 | 57 | 490 | 116,7 | 121,6 | 118,5 | 1 | | | | | | | 0,04 | 118,9 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23975 | 6 | 91 | 104 | 2,476 | 2,479 | 0,02 | 111,6 | 112,6 | 110,6 | 2,473 | 2,479 | 2,493 | 448 | 42 | 9 | 120,6 | 119,7 | 120,7 | 1 | | | | | | | 0,01 | 120,3 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23976 | 4 | 461 | 506 | 2,469 | 2,473 | 0,06 | 109,5 | 112,5 | 106,4 | 2,479 | 2,474 | 2,472 | 27 | 73 | 90 | 118,2 | 116,8 | 117,7 | 1 | | | | | | | 0,01 | 117,6 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23977 | 4 | 499 | 62 | 2,483 | 2,488 | 0,02 | 110,9 | 109,8 | 112,0 | 2,501 | 2,486 | 2,496 | 17 | 121 | 561 | 120,6 | 118,2 | 117,3 | 1 | | | | | | | 0,03 | 118,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23978 | 4 | 116 | 490 | 2,482 | 2,482 | 0,09 | 108,7 | 103,6 | 113,8 | 2,487 | 2,483 | 2,479 | 468 | 34 | 464 | 114,5 | 119,5 | 116,5 | 1 | | | | | | | 0,04 | 116,8 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23979 | 4 | 120 | 484 | 2,483 | 2,478 | 0,01 | 105,2 | 104,7 | 105,6 | 2,473 | 2,483 | 2,477 | 469 | 590 | 13 | 114,4 | 116,9 | 117,3 | 1 | | | | | | | 0,02 | 116,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23980 | 4 | 69 | 521 | 2,476 | 2,485 | 0,02 | 105,5 | 106,3 | 104,6 | 2,480 | 2,489 | 2,469 | 9 | 51 | 430 | 115,6 | 116,1 | 115,5 | 1 | | | | | | | 0,01 | 115,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23981 | 4 | 555 | 492 | 2,480 | 2,470 | 0,09 | 108,8 | 113,5 | 104,1 | 2,476 | 2,481 | 2,493 | 477 | 107 | 491 | 112,8 | 120,6 | 117,3 | 1 | | | | | | | 0,07 | 116,9 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23982 | 4 | 450 | 549 | 2,454 | 2,484 | 0,00 | 112,1 | 111,9 | 112,2 | 2,486 | 2,468 | 2,473 | 475 | 589 | 92 | 122,3 | 116,5 | 120,7 | 1 | | | | | | | 0,05 | 119,8 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23983 | 6 | 51 | 34 | 2,485 | 2,495 | 0,01 | 114,3 | 114,0 | 114,6 | 2,490 | 2,491 | 2,495 | 462 | 111 | 491 | 129,0 | 124,9 | 119,3 | 1 | | | | | | | 0,08 | 124,4 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23984 | 6 | 65 | 553 | 2,459 | 2,488 | 0,03 | 112,0 | 110,3 | 113,6 | 2,477 | 2,477 | 2,492 | 90 | 57 | 589 | 120,1 | 120,6 | 118,2 | 1 | | | | | | | 0,02 | 119,6 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23985 | 6 | 48 | 547 | 2,491 | 2,488 | 0,03 | 110,3 | 111,7 | 108,8 | 2,498 | 2,488 | 2,508 | 548 | 91 | 510 | 117,3 | 119,2 | 124,2 | 1 | | | | | | | 0,06 | 120,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23986 | 6 | 506 | 494 | 2,484 | 2,482 | 0,02 | 115,3 | 114,0 | 116,5 | 2,487 | 2,500 | 2,493 | 590 | 492 | 62 | 119,0 | 125,8 | 124,7 | 1 | | | | | | | 0,06 | 123,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23987 | 6 | 47 | 555 | 2,485 | 2,486 | 0,00 | 114,2 | 114,2 | 114,1 | 2,494 | 2,499 | 2,484 | 443 | 104 | 558 | 118,3 | 123,1 | 122,1 | 1 | | | | | | | 0,04 | 121,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23988 | 6 | 30 | 120 | 2,496 | 2,482 | 0,02 | 105,5 | 104,5 | 106,4 | 2,510 | 2,489 | 2,475 | 11 | 512 | 499 | 115,5 | 116,2 | 112,1 | 1 | | | | | | | 0,04 | 114,6 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23989 | 6 | 552 | 549 | 2,465 | 2,476 | 0,03 | 112,0 | 113,5 | 110,5 | 2,488 | 2,471 | 2,471 | 83 | 75 | 97 | 122,6 | 118,9 | 120,7 | 1 | | | | | | | 0,03 | 120,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23990 | 6 | 73 | 514 | 2,489 | 2,495 | 0,04 | 114,5 | 112,4 | 116,5 | 2,471 | 2,487 | 2,477 | 9 | 13 | 490 | 119,0 | 126,9 | 122,1 | 1 | | | | | | | 0,06 | 122,7 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23991 | 5 | 549 | 484 | 2,459 | 2,467 | 0,04 | 102,4 | 104,3 | 100,4 | 2,468 | 2,482 | 2,472 | 9 | 17 | 27 | 115,6 | 115,1 | 116,9 | 1 | | | | | | | 0,02 | 115,9 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23992 | 5 | 120 | 476 | 2,468 | 2,470 | 0,03 | 109,7 | 107,9 | 111,4 | 2,475 | 2,476 | 2,479 | 25 | 69 | 590 | 125,3 | 119,4 | 119,0 | 1 | | | | | | | 0,05 | 121,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23993 | 5 | 51 | 590 | 2,478 | 2,484 | 0,01 | 107,2 | 107,6 | 106,8 | 2,462 | 2,476 | 2,466 | 101 | 555 | 62 | 122,5 | 119,0 | 115,8 | 1 | | | | | | | 0,06 | 119,1 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |
| DO-23994 | 5 | 107 | 75 | 2,474 | 2,479 | 0,01 | 108,3 | 108,6 | 107,9 | 2,481 | 2,479 | 2,478 | 116 | 450 | 90 | 121,3 | 125,5 | 116,8 | 1 | | | | | | | 0,07 | 121,2 | HA-90-S-12 | 190-3 | | | | | |

TABLA 4.

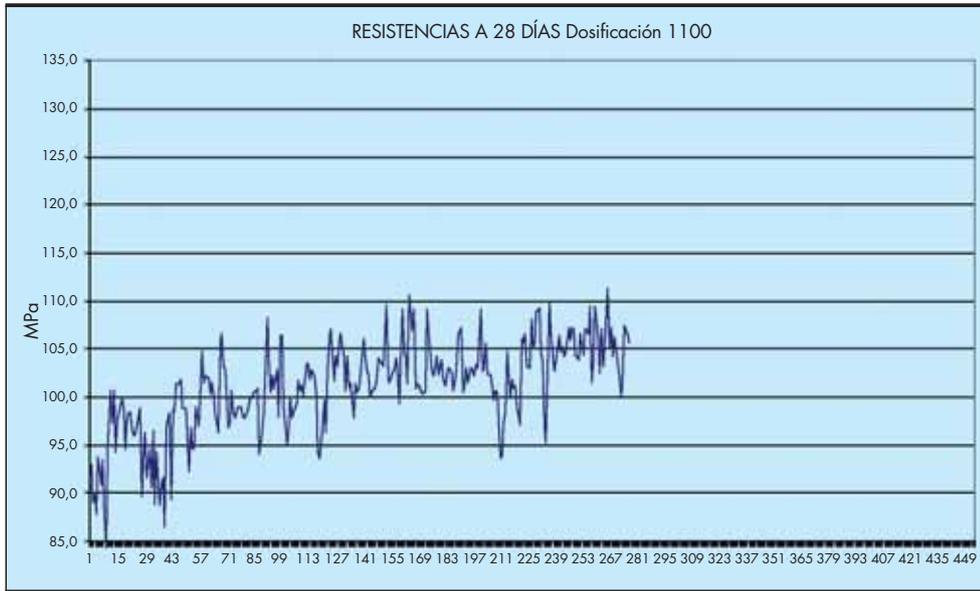


FIGURA 5.

8. RESULTADOS DE ENSAYOS

Dado el gran volumen de datos de que disponemos el análisis pormenorizado de los mismos sería demasiado prolijo, es por ello que presentaremos los gráficos de resultados de forma que permitan comprobar las conclusiones mostradas en los párrafos anteriores, así como las conclusiones del apartado final. De cara a facilitar el análisis se muestra a continuación el orden cronológico con el que se emplearon cada una de las dosificaciones a analizar:

- Dosificación 1100
- Dosificación 1105 (1ª Utilización)
- Dosificación 190
- Dosificación 1105 (2ª Utilización)
- Dosificación 1105-1
- Dosificación 190-3

En la figura 5 se observa la “curva de aprendizaje”, es decir, cuando se empezó a trabajar con este tipo de hormigones fue necesario que los plantistas se adaptaran a trabajar con este tipo de hormigones, además hay que destacar que los hormigones de altas prestaciones se comenzaron a fabricar durante el otoño/invierno entre finales del año 2006 y principios del 2007, siendo un periodo muy lluvioso y con abundantes nevadas, lo cual queda reflejado en los picos de las gráficas correspondientes a las dosificaciones 1100,1105 (1ª utilización) y 1105 (2ª utilización).

El comparativo entre la primera y segunda utilización de la dosificación 1105 tiene por objeto mostrar la eficacia del aprendizaje por parte del personal encargado de la fabricación del hormigón, así como mostrar la eficacia de las medidas implantadas con objeto de minimizar las incertidumbres en el control del agua introducida en la mezcla

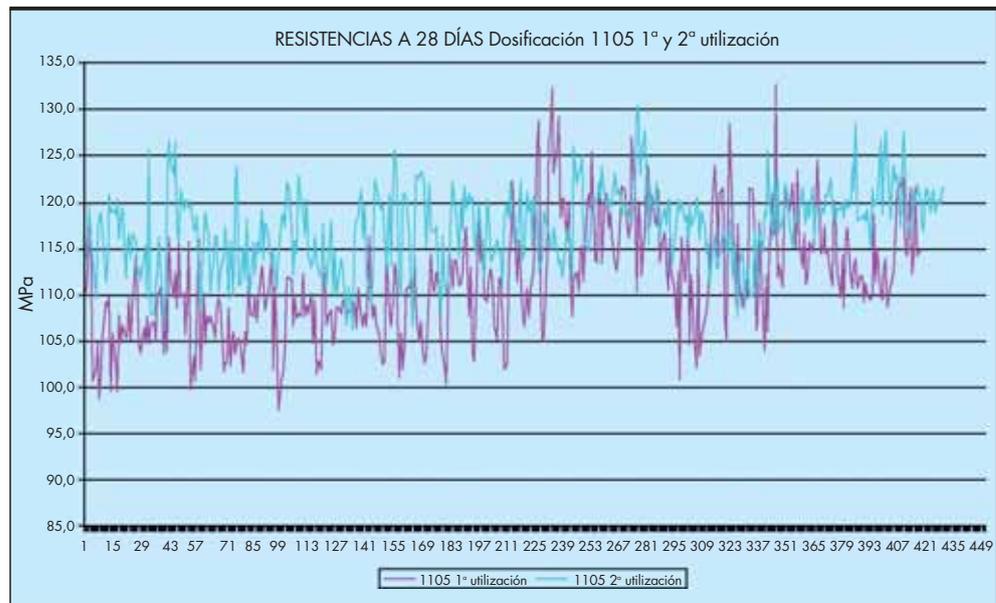


FIGURA 6.

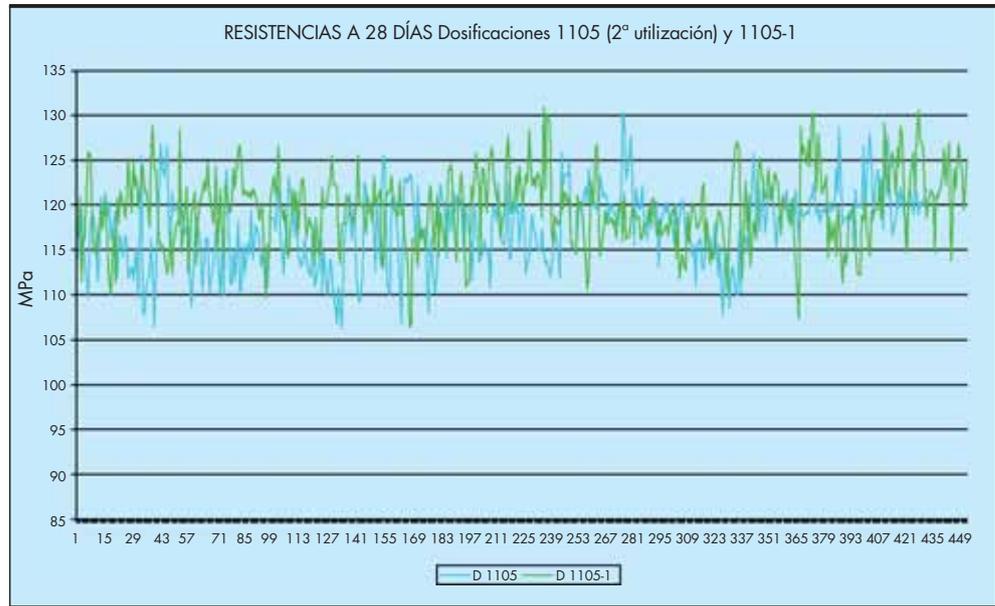


FIGURA 7.

por la humedad de los áridos en los periodos de climatología adversa.

En las figuras 7 y 8 tratamos de mostrar la mejora en las resistencias obtenida al aumentar el superfluidificante para facilitar la puesta en obra del hormigón, así como aumentar la eficacia del amasado al proporcionar mayor fluidez al hormigón aún dentro de la consistencia seca.

Del análisis conjunto de los resultados del control de resistencias en la fabricación del hormigón de dovelas pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Es necesario un tiempo de aprendizaje y adaptación del personal encargado de la fabricación del hormigón.
- El tiempo de amasado ha de aumentarse lo suficiente para garantizar la correcta mezcla de todos los compo-

nentes, teniendo en cuenta las bajas relaciones agua/cemento empleadas.

- Las dosificaciones con mayor fluidez, siempre dentro de las consistencias secas, permiten alcanzar mayores resistencias, debido a que aumenta la eficacia del amasado, a la vez que facilita la puesta en obra, reduciendo los tiempos de vibrado.
- Es recomendable trabajar con áridos cubiertos, ya que las condiciones climatológicas influyen de forma decisiva en la resistencia final del hormigón, siendo necesario una mayor dosificación de cemento que compense las bajadas de resistencia debidas a las variaciones de contenido de agua por la humedad de los áridos.

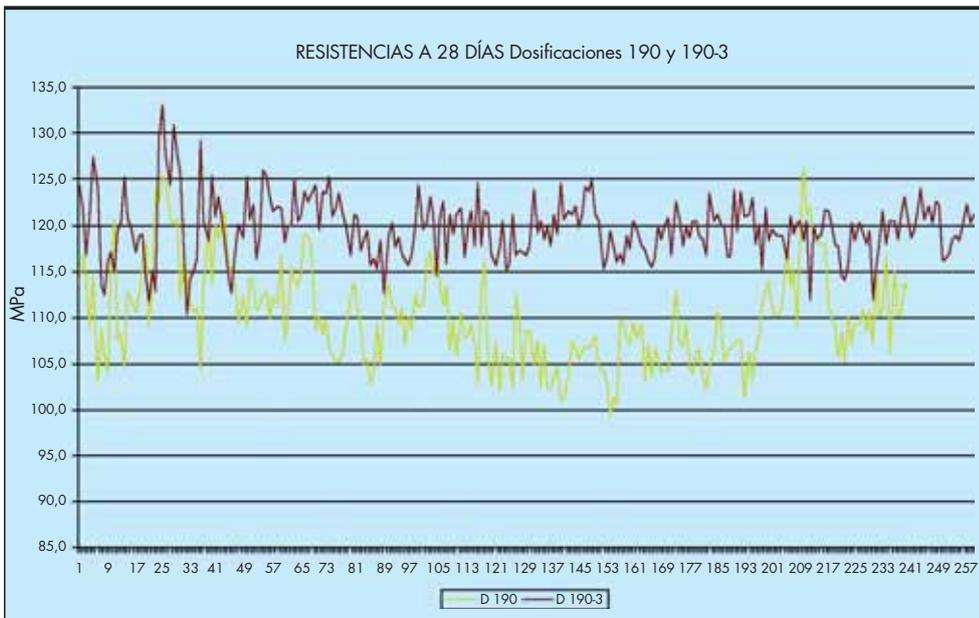


FIGURA 8.

9. CONCLUSIONES

En primer lugar ha de destacarse que el desarrollo de hormigones de altas prestaciones para la fabricación de dovelas en los TÚNELES DE PAJARES lote I ha sido pionero en España, que el trabajo ha sido innovador ante la falta de experiencia previa en la fabricación de dovelas con hormigones de tan alta resistencia, así como por la escasa bibliografía existente. Es de señalar que el conocimiento sobre el tema ha ido aumentando como resultado de la experiencia obtenida durante los trabajos, lo que se ha visto reflejado en la consecución de mayores resistencias con menor cantidad de cemento.

Entre las conclusiones obtenidas de nuestra experiencia en la fabricación de dovelas con hormigones de altas prestaciones cabría destacar:

- En contra de lo recomendado en la bibliografía sobre este tipo de hormigones creemos que el empleo de cementos tipo CEM II A/S presenta grandes ventajas sobre los cementos tipo CEM I debidas, principalmente a las características que le brinda la adición de escoria de alto horno, tal y como se ha explicado en el apartado 4.1, pudiendo incluso llegar a emplearse cementos de tipo CEM IIIA en estructuras de hormigón que no requieran elevadas resistencias a edades cortas, y que permitan esperar a edades mayores a 28 días para entrar en carga. El empleo de este tipo de cementos permite la fabricación de hormigones muy compactos, la densidad de las probetas supera los 2.500 g/dm³ y muy impermeables, con profundidades de penetración de agua menores de 0,5 mm, lo que en el caso de los revestimientos de túneles representa una notable ventaja a la hora de pensar en la durabilidad del revestimiento, ya que esta impermeabilidad impide el ataque químico tanto al hormigón como a las armaduras.

En colaboración con el Departamento de I+D+i de Acciona, y de cara a la comprobación experimental de las propiedades anteriormente descritas se llevaron a cabo una serie de análisis termogravimétricos y de medida del flujo de calor respecto a la temperatura de análisis (STD). La tabla 5 muestra el resumen de los análisis realizados con los cementos I 52,5 R y II/A-S 52,5 N. a diferentes edades en los que, efectivamente se observa para el cemento II/A-S el gel C-S-H aumenta con la edad. En el caso de la Portlandita se observa que en el caso del cemento II/A-S a partir de los 7 días hay una disminución de la misma debido a la reacción de ésta con la escoria para formar C-H-S, con el consiguiente aumento de agua no evaporable.

| EDAD | Agua GEL (C-S-H) | | Agua de Portlandita Ca(OH) ₂ | |
|------|------------------|-------------------|---|-------------------|
| | CEM I 52,5 R | CEM II A/S 52,5 N | CEM I 52,5 R | CEM II A/S 52,5 N |
| 1 | 4.168 | 4.185 | 2.601 | 2.403 |
| 3 | 5.146 | 5.282 | 3.202 | 2.865 |
| 7 | 5.723 | 6.414 | 3.156 | 2.840 |
| 14 | 6.282 | 7.208 | 3.310 | 2.795 |
| 21 | 6.487 | 7.167 | 3.357 | 2.659 |
| 28 | 6.624 | 7.489 | 3.334 | 1.829 |

TABLA 5.

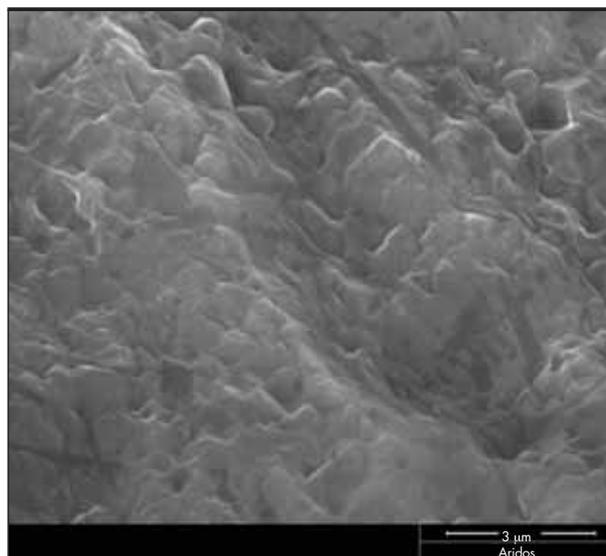


FIGURA 9.

- Al igual que en el caso del cemento los áridos cuarcíticos empleados conducen a buenos resultados en la fabricación de hormigones a pesar de no ajustarse a las recomendaciones dadas en la bibliografía, entendemos que dicho buen resultado se debe principalmente a su elevada resistencia a compresión, a pesar de que su coeficiente de desgaste parece no reflejarla. De cara a la comprobación de nuestra hipótesis de que la rugosidad del árido favorece la interacción pasta árido, con el consiguiente aumento de resistencias, en colaboración con el Departamento de I+D+i se llevó a cabo un estudio de los áridos con microscopio electrónico de barrido (SEM), del que a continuación se muestran unas imágenes en las que efectivamente se puede comprobar que la textura superficial de los áridos es muy rugosa, lo que mejora la adherencia y el empaquetamiento mecánico del árido con la pasta de cemento, con el consiguiente incremento de la resistencia de la interfase árido-pasta y, por tanto, la resistencia del hormigón. Además se llevó a cabo un estudio de fluorescencia de rayos X (EDX) del que, como elementos destacables se observó la presencia de titanio, que aunque aparece como elemento minoritario, podría aportar resistencia a la roca, debido a su gran densidad y dureza. Se muestra en la figura 10 la imagen del estudio EDX.
- Otro punto muy importante a la hora del diseño de la dosificación es la adecuada dosificación del aditivo superplastificante, que ha de ser lo suficientemente elevada para permitir además de relaciones agua-cemento muy bajas, fluidez del hormigón suficiente para permitir un correcto amasado de la mezcla.
- Tiempo de amasado suficiente para permitir la correcta homogenización del hormigón.
- Una recomendación que creemos muy importante a la hora de garantizar una baja dispersión en la calidad del hormigón es el trabajar con áridos cubiertos para controlar al máximo su humedad y por tanto la relación agua-cemento real de la mezcla, lo que permitiría además optimizar la cantidad de cemento a emplear para la fabricación de este tipo de hormigones. En nuestro caso hemos alcanzado resistencias estimadas superiores a los 100 MPa con contenidos de cemento de 465

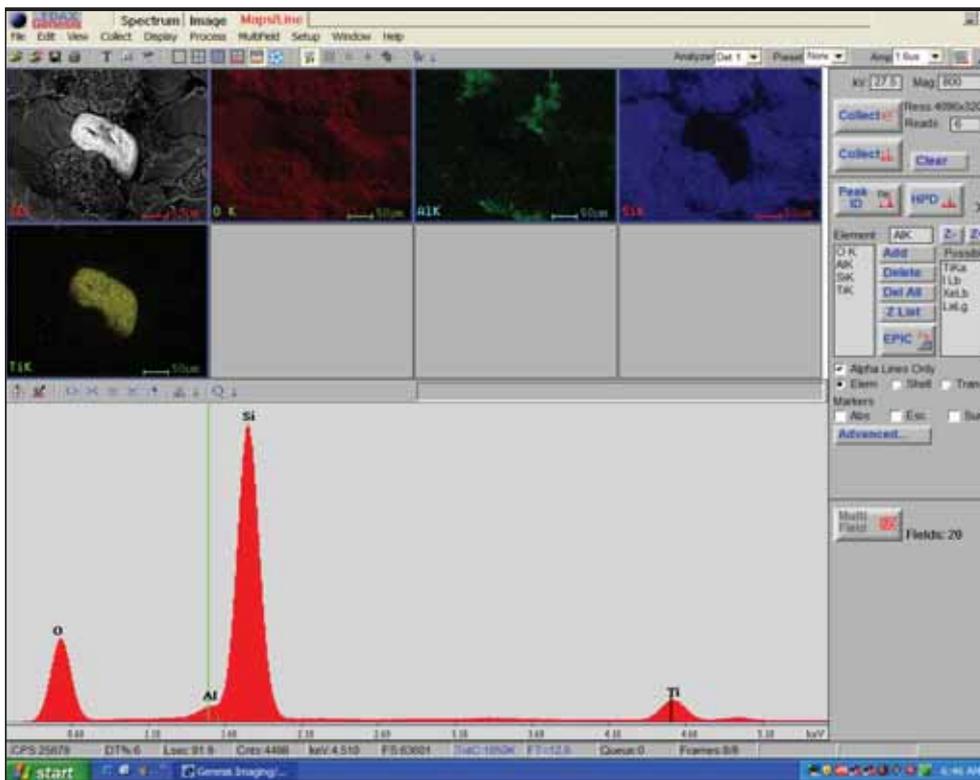


FIGURA 10.

kg/m³. Con la dosificación 190-3 mostrada en el Apartado 6 se ha llegado a alcanzar una resistencia estimada media de 115 MPa durante la fabricación de más de cuarenta lotes de anillos de dovelas (más de 4.000 m³ de hormigón) siendo la resistencia mínima alcanzada por un lote 109 MPa y la máxima 124 MPa.

- Es necesario, para alcanzar estas resistencias, un control de calidad lo más exhaustivo posible tanto de los componentes como del proceso de elaboración del hormigón.

10. FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO

No queremos dejar de resaltar las líneas de desarrollo sobre las que creemos que sería interesante trabajar en un futuro:

- Posibilidad de empleo de otros tipos de cementos.
En el caso de estructuras que no requieran elevadas resistencias a edades tempranas y que puedan esperar a edades mayores de 28 días para entrar en carga significativa de diseño puede pensarse en emplear el cemento CEM IIIA 42,5 N, e incluso la utilización de mezcla de cementos BL I 52,5 R (65%) y CEM III/B 32,5 N (35%).
- Diseño de hormigones de altas prestaciones bombeables o autocompactables.

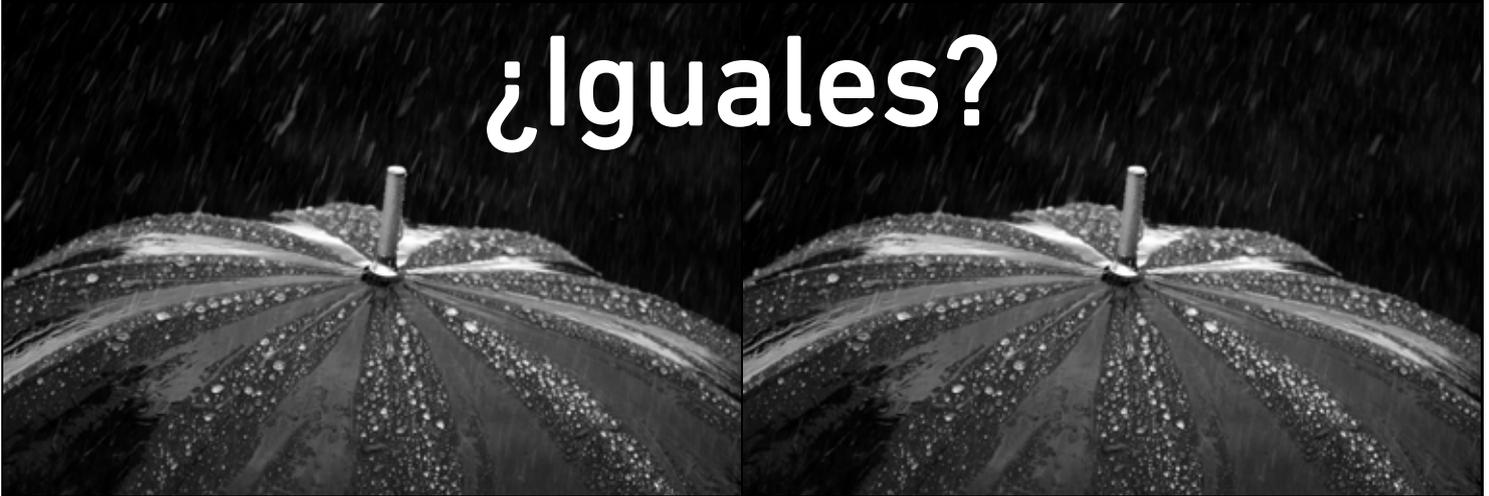
11. REFERENCIAS

1. G. González Isabel. Hormigón de Alta Resistencia. INTEMAC. 1993.
2. P. Alaejos Gutiérrez y M. Fernández Cánovas. Hormigón de alta resistencia: Dosificaciones y propiedades mecánicas. CEDX. 1995.
3. Bettor MBT SA. Hormigón de altas prestaciones. II Congreso de ACHE. Puentes y Estructuras de edificación.
4. E. Dapena, F. Rodríguez y F. Alonso. Hormigones de altas prestaciones para la construcción de estructuras laminares tenso-armadas. II Congreso de ACHE. Puentes y Estructuras de edificación.
5. G. Gutiérrez Martín, J. J. Arenas de Pablo, D. C. González Cabrera y M. A. Vicente Cabrera. Estudio del comportamiento en flexocompresión de los hormigones de alta resistencia. II Congreso de ACHE. Puentes y Estructuras de edificación.
6. M. Santamaría González y D. Mediero Almendros. Hormigones de alta resistencia. IBERINSA: 1997.
7. J. Calavera Ruiz, P. Alaejos Gutiérrez, E. González del Valle, J. Fernández Gómez y F. Rodríguez García. Ejecución y Control de Estructuras de Hormigón. INTEMAC. 2004.
8. C. Patricia Garavito y J. Calavera Ruiz. Influencia del tipo de refrentado y de la clase de probeta: cúbica o cilíndrica, en la medida de la resistencia del hormigón. Cuaderno n° 57. INTEMAC. 2005.
9. J. P. Ollivier, J.C. Maso and B. Bourdette. Interfacial transition zone in concrete. Advn. Cem. Bas. Mat. 1995; 2: 30-38.
10. S. K. Al-Oraimi, R. Taha and H.F. Hassan. The effect of the mineralogy of coarse aggregate on the mechanical properties of high strength concrete. Construction and Building Materials 20 (2006) 499-503.
11. A. Kilic, C.D. Atis, A. Teymen et al. The influence of aggregate type on the strength and abrasion resistance of high strength concrete. Cement and Concrete Composites 30 (2008) 290-296.
12. H. Yacizi. The effect of curing conditions on compressive strength of ultra high strength concrete with high volume mineral admixtures. Building and Environment 42 (2007) 2083-2089.

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



Calidad y Respeto por el Medio Ambiente



www.atarfil.com

☎ 902 439 200

La impermeabilización con barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) en el manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas

BLANCO, M. (*); CEA, J. C. de (**); GARCÍA, F. (*); SÁNCHEZ, F. J. (**); CASTILLO, F. (*); MORA, J. (*) y CRESPO, M. A. (*)

RESUMEN En este artículo se presenta la parte del Manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas dedicada a las barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P). Se hace referencia a los materiales que constituyen las geomembranas, a sus propiedades y a los requerimientos exigibles a las mismas.

WATERPROOFING WITH POLYMERIC GEOSYNTHETIC BARRIERS (GBR-P) IN THE MANUAL FOR THE DESIGN, CONSTRUCTION, MANAGEMENT AND MAINTENANCE OF RESERVOIRS

ABSTRACT *This article presents a part of Manual for the Design, Construction, Management and Maintenance of Reservoirs relative to waterproofing with Polymeric Geosynthetic Barriers (GBR-P). The nature materials of geomembranes is studied also theirs characteristics and specifications.*

Palabras clave: Impermeabilización, Geomembranas, Manual.

Keywords: Waterproofing, Geomembranes, Manual.

1. INTRODUCCIÓN

Se puede considerar que la construcción de balsas para riego en España se inició en el Sudeste peninsular. Este hecho pionero en la península, se verá fuertemente refrendado por el Plan Hidráulico de la Comunidad Autónoma de Canarias que durante la década de los ochenta lleva a cabo un ambicioso programa público de construcción que permitió desarrollar una tecnología cuyo método y rigor, no sólo en la fase de proyecto y ejecución de las obras sino también en el posterior seguimiento de las mismas, resulta de gran interés para aquellos que han de utilizar la técnica de aplicación de geomembranas en la impermeabilización de pequeños embalses de materiales sueltos. Por un lado, el empleo de este tipo de depósitos ha ido creciendo a lo largo de los años ya que su uso se ha extendido a agua potable para abastecimiento a poblaciones, alimentación de pequeñas centrales hidroeléctricas, almacenamiento de lixiviados en vertederos, aguas depuradas, etc. Por otra parte, la necesidad acuciante de agua se hace patente día a día y el número de balsas se ha incrementado notablemente.

Aunque en bastantes casos el diseño, proyecto y construcción de balsas se ha llevado a cabo correctamente, con altos niveles de profesionalidad, también es cierto que por desconocimiento del tema, en otras ocasiones la mencionada construcción dejaba mucho que desear. Aparte del libro de Amigó y Aguiar “Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas” y la “Guía para el proyecto y construcción de balsas de tierra” editada por la Generalitat Valenciana no existe una bibliografía importante sobre el tema, salvo los libros de ponencias y comunicaciones libres de los Congresos de Sevilla y Palma de Mallorca relativos a **proyecto, construcción e impermeabilización de balsas**.

Esta escasez de literatura científica ha llevado a la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino y al Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) a elaborar una **Manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas**.

En este artículo se pasa revista a la parte de geomembranas sintéticas para la impermeabilización de balsas. Históricamente, fue en la década de los setenta del siglo pasado, cuando se comenzó en nuestro país la construcción de pequeños depósitos para el almacenamiento de agua, fundamentalmente, con fines agrícolas, y tendríamos bastantes referencias en la zona levantina y en Canarias, donde se utilizaban “films” o películas de polietileno de baja densidad, siempre

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

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

enterradas para los mencionados fines. Posteriormente, esos materiales macromoleculares fueron, poco a poco, sustituyéndose por lo que hoy conocemos con el nombre de geomembranas o barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) en términos de la norma europea, ya con mayores espesores y capaces de resistir las inclemencias de las radiaciones ultravioletas procedentes del sol; precisamente su inicio surgió en los mismos puntos geográficos antes citados como consecuencia de la escasez de agua y la necesidad de regular la existente.

La primera balsa impermeabilizada con una geomembrana sintética tuvo lugar en Kualapuu (Holokai-Hawai) cuya naturaleza era elastomérica a base de caucho butilo. España siguió los mismos pasos y tras el mencionado caucho, con notables problemas de ataque por ozono, fue introduciéndose un termoplástico, el poli(cloruro de vinilo) plastificado al que, con el tiempo, le harían competencia el polietileno de alta densidad y el caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico. En la actualidad, la química de los nuevos materiales macromoleculares avanza tan de prisa que de manera continuada pone en el mercado nuevos productos cuya idoneidad desconoce el usuario.

2. EL GRUPO DE TRABAJO

El grupo de trabajo dirigido por los técnicos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) estuvo constituido por Manuel Blanco Fernández, Florencio García Sánchez, Escolástico Aguiar González, Enrique Santarrufina Sanmartín, Francisco Ruiz Caballero, Mario García Gironés, Isidro Sans Sánchez-Ocaña y Joaquín Segura Graiño (q.e.d.), recientemente fallecido.

La elaboración del capítulo de geomembranas se realizó a lo largo de casi dos años con reuniones periódicas en Madrid, Tenerife, Palma de Mallorca, Granada y Colmenar Viejo. Se

aportaron los conocimientos de los técnicos en cuanto a materiales, puesta en obra, seguimiento, patología e incluso un capítulo o anexo de nomenclatura de macromoléculas que al final por la extensión del manual no figurará en el mismo.

También, se ha realizado un trabajo experimental para completar las tablas de requerimientos de geomembranas poco comunes, y en las que se disponían de escasos datos experimentales; por ello se han efectuado ensayos de tracción y alargamiento, resistencia al punzonamiento estático y dinámico y doblado a bajas temperaturas en poliisobutileno, polipropileno y polietileno de muy baja densidad reforzado con tejido de hilos sintéticos.

Además y en colaboración con la Universidad Complutense de Madrid, se han aislado e identificado cualitativa y cuantitativamente los plastificantes de una serie de láminas de poli(cloruro de vinilo) plastificado empleando las técnicas de espectroscopia infrarroja, cromatografía de gases y espectrometría de masas, que permitió incluir en el manual unos párrafos para geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado de gran durabilidad.

En este artículo solo haremos mención a la parte de materiales y no al resto de los temas abordados por el grupo de trabajo que se presentan en diversos capítulos del mencionado manual.

3. BARRERAS GEOSINTÉTICAS POLIMÉRICAS (GBR-P) O GEOMEMBRANAS

De acuerdo con la norma UNE-EN ISO 10318, elaborada en el Comité Europeo de Normalización CEN-TC-189, la clasificación de los geosintéticos se presenta en el diagrama de la figura 1.

En la figura 2 aparecen los tres tipos de balsas: normal, cubierta y flotante.

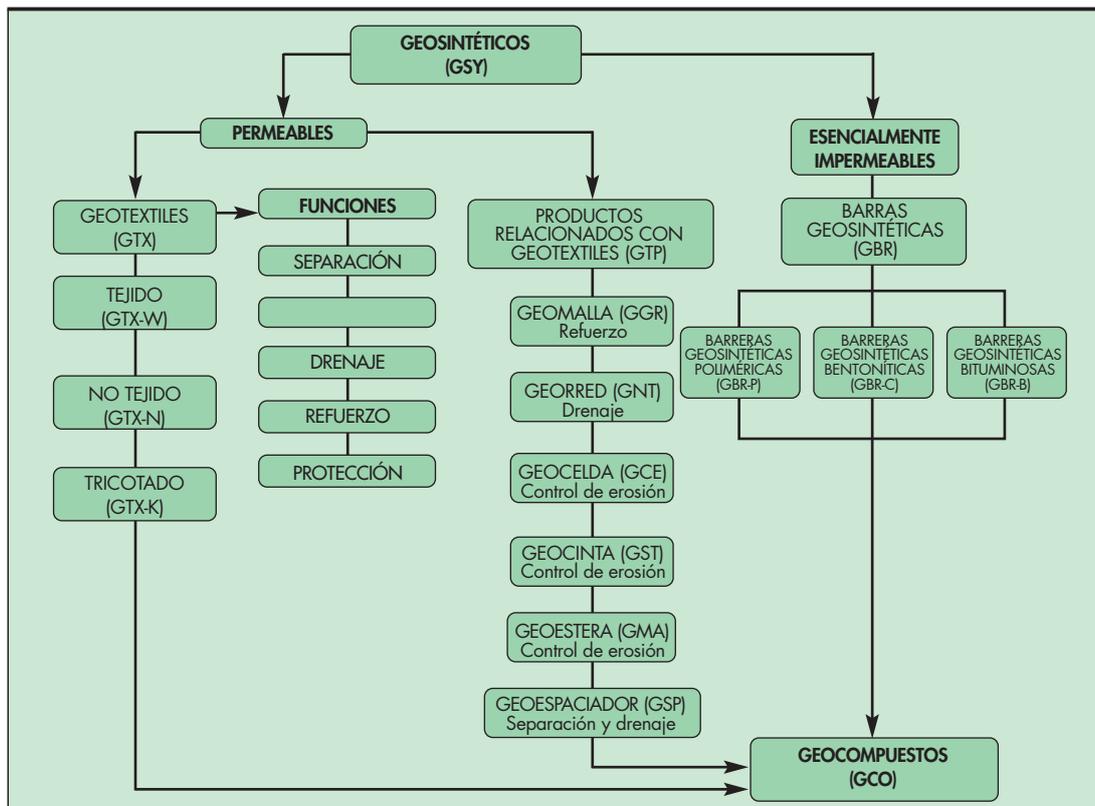


FIGURA 1. Clasificación de los geosintéticos.



FIGURA 2. a) Balsa de Bediesta (Isla de La Palma) impermeabilizada con una geomembrana de PVC-P. b) Balsa cubierta de Ravelo (Tenerife) con pantalla impermeable de EPDM. c) Balsa de cubierta flotante de Agudulce (Almería) con barrera geosintética polimérica de CSM.

3.1. MATERIALES

Aunque se pueden emplear barreras geosintéticas bituminosas (GBR-B) llamadas también geomembranas bituminosas, en este manual no se hace referencia a las mismas por su falta de experiencia en nuestro país y en este campo, hasta el momento.

En cuanto a las barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) o geomembranas sintéticas y basándose en la normativa europea, los materiales poliméricos para impermeabilización se pueden agrupar en tres clases:

- I. Termoplásticos.
- II. Cauchos termoplásticos.
- III. Elastómeros.

Termoplastos o materiales termoplásticos. Son aquellos polímeros que por acción del calor reblandecen (“plastifican”) de forma reversible, solidificándose de nuevo al enfriar. Funden sin descomposición. Están constituidos por macromoléculas lineales o muy poco ramificadas.

Los **elastómeros** son polímeros que desde el punto de sus propiedades físicas se denominan duroplastos, materiales termoestables o termoendurecibles. Son aquellas materias poliméricas que por acción del calor (o por catalizadores apropiados) se endurecen de forma irreversible. Descomponen al fundir. Están formados por macromoléculas muy ramificadas o reticuladas.

Los **cauchos termoplásticos** son elastómeros que tienen un comportamiento termoplástico en lugar de termoestable.

Los materiales básicos que engloban esta clasificación figuran en la tabla 1, que estarán, lógicamente, acompañados de los aditivos correspondientes.

3.1.1. Aditivos

Los aditivos son aquellos productos que acompañan a las resinas en la formulación de una lámina, cambiando notablemente sus propiedades.

Aunque existen una gran variedad de aditivos solo se hará referencia a los de mayor interés desde el punto de vista de las láminas:

- Cargas.
- Plastificantes.
- Antienviejecimiento.
- Agentes ignífugos o piroretardadores.
- Agentes de entrecruzamiento.
- Fungicidas.
- Pigmentos.
- Agentes de conductividad.

Las **cargas** son aditivos sólidos que se incorporan al polímero para modificar sus propiedades físicas, especialmente mecánicas. Suelen dividirse en dos tipos: inertes y reforzantes. Las consideradas cargas inertes, como carbonato cálcico, barita, talco, caolín, dióxido de titanio, no son tal pues suelen afectar a algunas propiedades; su acción dependerá del tamaño de la partícula incorporada, de su forma, de su naturaleza química e impurezas que la acompañan.

Los **plastificantes** son sustancias normalmente líquidas que añadidas a un material plástico aumentan su flexibilidad. Los productos comúnmente empleados con este fin suelen ser ésteres de elevado peso molecular. La pérdida de estos plastificantes por extracción o, fundamentalmente, por migra-

ción, conduce a la geomembranas a una degradación progresiva que se ve favorecida bien por las radiaciones solares, o bien por la presencia de agua, dependiendo de la naturaleza del agente de plastificación.

Se hace uso de aditivos **antienvejecimiento** debido a que la mayoría de los materiales plásticos cambian de propiedades con el paso del tiempo. Entre estos aditivos antienvejecimiento cabe destacar los citados a continuación:

- **Antioxidantes** para evitar, en lo posible, la degradación de la cadena del polímero que se rompe por el calor durante el proceso de fabricación de la lámina o de las radiaciones UV una vez instalada.
- **Antiozonizantes** que previenen la degradación de ciertos cauchos, fundamentalmente cuando están sometidas a tensión.
- **Estabilizadores contra la deshidrocloración** que retardan la pérdida de ácido clorhídrico en materiales clorados.
- **Absorbentes de luz UV** que eviten la reacción en cadena de degradación de la macromolécula provocada por las radiaciones solares. De todos ellos, uno de los más utilizados es el negro de humo que se incorpora a la resina en una proporción comprendida entre el 2 y el 3% en el caso de los polietilenos. 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.

Los **agentes ignífugos o piroretardadores** son aquellas sustancias que en pequeñas cantidades disminuyen o retrasan su carácter inflamable. Las láminas que se utilizan como geomembranas en la impermeabilización de balsas en las que puede haber un riesgo de incendio deben ser, al menos, autoextinguibles.

Otros productos empleados como aditivos son los **fungicidas** que incorporados a las resinas previenen del ataque por hongos a las láminas.

Los **pigmentos** son aquellas sustancias sólidas que confieren color y opacidad a la lámina.

Los **agentes de conductividad** permiten transformar la superficie de la lámina en conductora.

3.2. LÁMINAS

Aunque se han utilizado materiales de aplicación “in situ” en la impermeabilización de balsas, aquí se hará referencia, exclusivamente, a los materiales sintéticos empleados en forma de lámina.

Membrana es la lámina aplicada, entendido como un componente del sistema de impermeabilización, que sirve para proporcionar estanquidad al mismo. El concepto de geomembrana hace referencia a la membrana que va a aplicarse en la tierra, aunque como es sabido en casi la totalidad de las ocasiones el soporte será otro elemento, generalmente, otro geosintético.

3.2.1. Tipos

Las láminas confeccionadas a base de materiales plásticos o elastómeros, empleados en la impermeabilización se suelen presentar de cuatro formas distintas:

- Láminas homogéneas**, constituidas, exclusivamente, por el material polimérico y los aditivos correspondientes.
- Láminas multicapa**, formadas como su nombre indica, por una serie de capas, del mismo o de distintos materiales. De este modo, se puede conseguir mejorar las propiedades mecánicas, antirretracción, protección ultravioleta. Es corriente en láminas de poli(cloruro de vinilo) plastificado, observar dos colores distintos en la lámina, la capa externa suele llevar abundancia de aditivos para la protección ultravioleta.

A su vez este tipo de lámina puede subdividirse en:

- **Láminas con refuerzo o armadas**, cuando el material macromolecular lleva inserciones de fibras, velos o tejidos. Los materiales de refuerzo, comúnmente utilizados para estos fines, son la fibra de vidrio y los hilos sintéticos, fundamentalmente, hilos de poliéster. Dependiendo del tipo de refuerzo se puede mejorar una propiedad determinada para un uso particular. En unos casos, el objetivo fundamental de esta inserción es la mejora de las propiedades mecánicas; en otros, la estabilidad dimensional de la lámina.

| NOMENCLATURA | MATERIAL BASICO | CLASE |
|---|--|-------|
| ECB EVA/C EEA PE PEC PP PIB PVC-P TPO | Copolímeros de acrilatos/etileno y betún Copolímeros de acetato de vinilo y etileno Copolímeros de acetato de etilo y etileno Polietileno Polietileno clorado Polipropileno Poliisobutileno Poli(cloruro de vinilo) plastificado Termoplástico poliolefínico | I |
| E/P CSM | Copolímeros de etileno/propileno Polietileno clorosulfonado | II |
| CR EPDM IIR NBR BR POE* | Caucho de cloropreno Caucho terpolímero de etileno/propileno/monómero diénico Caucho butilo Caucho de acrilonitrilo/butadieno Caucho de butadieno Poliolefina elastomérica | III |
| * Aunque la nomenclatura más extendida es la que figura en la tabla se pueden encontrar en la bibliografía otras siglas equivalentes como FPP al PP; CSPE al CSM y TPE al POE, entre otros. | | |

TABLA 1. Materiales sintéticos utilizados en la confección de láminas para impermeabilización.

| PROPIEDAD | MATERIAL | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|----------|------|-------|-------|-----|-----|-------|-----|----|-----|----|-----|------|-----|
| | EVA/C | PEAD | PELBD | PEMBD | PEC | PIB | PVC-P | TPO | PP | CSM | CR | IIR | EPDM | POE |
| Refuerzo | | | | SI | | SI | SI | SI | SI | SI | | | SI | SI |
| Características de tracción | B | E | E | E | A | B | A | A | B | B | A | A | A | B |
| Resistencia al desgarro | E | E | E | E | A | B | A | B | E | E | R | R | R | E |
| Punzonamiento | | | | | | | | | | | | | | |
| Dinámico | A | E | B | B | B | B | B | B | B | B | R | R | R | B |
| Estático | E | R | A | E | B | B | B | E | B | R | E | E | E | E |
| Resistencia radiaciones UV | B | E | B | A | B | B | A | B | B | B | E | E | E | E |
| Resistencia al ozono | E | E | E | E | E | E | E | E | E | E | R | R | B | E |
| Resistencia de la soldadura | | | | | | | | | | | | | | |
| Soldabilidad | B | B | B | E | E | B | E | E | A | A | R | R | R | E |
| Pelado | B | E | E | E | B | B | B | B | B | B | R | R | R | B |
| Facilidad de instalación | B | E | E | E | E | B | E | E | B | B | B | B | B | E |
| Reparabilidad | A | E | E | E | E | A | E | E | A | R | R | R | R | E |

Donde: R, Regular. A, Aceptable. B, Bueno. E, Excelente.

TABLA 2. Cuadro comparativo de las propiedades de las geomembranas.

- **Láminas revestidas** externamente con velos, tejidos, u otros refuerzos, para evitar la aparición de tensiones del proceso de fabricación y/o para reforzar la resistencia mecánica.

3.2.2. Características

De los materiales que se citan en la tabla 1, los más empleados hasta el momento han sido: poli(cloruro de vinilo) plastificado, polietileno de alta densidad y copolímero de etileno-propileno-monómero diénico. En la tabla 2 se hace referencia a las características más representativas de las geomembranas.

3.2.2.1. Poli(cloruro de vinilo) plastificado

Es un material rígido de limitada estabilidad frente al calor. Por esta razón, es preciso incorporarle aditivos que lo hagan útil como lámina

Entre los aditivos que acompañan a la resina en la formulación de las láminas, cabe destacar, en primer lugar, a los plastificantes aunque la plastificación puede realizarse de otras formas.

El PVC-P suele utilizarse como lámina homogénea y también reforzada ya sea con fibra de vidrio o con hilos sintéticos.

La formulación es trascendental en este producto y hace que las láminas puedan tener una durabilidad muy diferente.

Si se desea una lámina de gran durabilidad se exigirá que el peso molecular del plastificante sea igual o superior a 400. Si en la formulación se emplean varios plastificantes el peso molecular medio del conjunto será, asimismo, igual o superior a 400; en este caso para su cálculo se utilizará la ecuación de Wilson.

Si la balsa va a permanecer bastante tiempo vacía o en aquellos lugares que vaya a estar siempre en contacto con la

intemperie sería aconsejable usar como plastificante un ftalato cuyo radical alquilo fuese lineal; por el contrario, si se tiene previsto que la balsa esté casi siempre llena o en las zonas cubiertas por el agua, se deberá utilizar un radical alquilo ramificado.

3.2.2.2. Polietileno

El polietileno es la poliolefina más sencilla y se presenta en formas diferentes:

- **Polietileno de baja densidad (PEBD).**- Es aquel que presenta un número elevado de ramificaciones y por ello baja cristalinidad.
- **Polietileno lineal de baja densidad (PELBD).**- Es aquel que presenta ramificación no tan elevada como el PEBD y se diferencia del anterior en la presencia de alfa-olefinas en su macromolécula.
- **Polietileno de alta densidad (PEAD).**- Es aquel que apenas tiene ramificaciones en su cadena principal y por ello presenta un alto grado de cristalinidad. Es un material que presenta un punto de fluencia bien definido, y sus características mecánicas deben referirse tanto a él como al punto de rotura. (Fig. 3)
- **Polietileno de muy baja densidad (PEMBD).**- En realidad puede considerarse como una especialización del PELBD en el que se incrementan las cadenas cortas y el número de ramificaciones, por ello es un material no cristalino. Se emplea en obras donde el estado de los soportes no es el idóneo para la impermeabilización. Es uno de los materiales de mejor comportamiento desde el punto de vista de punzonamiento estático (Fig. 4). Es susceptible de llevar refuerzo.



FIGURA 3. Balsa de Calderones (Valencia) impermeabilizada con PEAD.



FIGURA 4. Balsa del Cerrillo del Libro (Almería) impermeabilizada con PEMBD.

3.2.2.3. Caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico

El EPDM es un elastómero sintetizado a partir de etileno, propileno y una pequeña proporción de un dieno. Sus propiedades son semejantes a las del caucho butilo con la particularidad de que presenta una mayor resistencia al envejecimiento y al ozono. Es atacado por aceites de petróleo y gasolina. No obstante, hay que ser prudente durante la realización de la obra pues su resistencia al impacto dinámico es baja y su resistencia al desgarro es menor que en otro tipo de polímeros. En cambio, su resistencia al punzonamiento estático es muy buena.

3.2.3. Requerimientos

Las cualidades exigibles a una lámina para su colocación en una pantalla de impermeabilización deben estar en concordancia con las acciones a que ésta va a estar sometida. Además de la propia impermeabilidad, a las geomembranas se les requiere, con carácter general, las siguientes características:

Dimensionales:

- Espesor.
- Ancho.
- Rectitud y planeidad.
- Aspecto.

Mecánicas:

- Resistencia a la tracción.

Alargamiento en rotura o en el punto de carga máxima (en reforzadas).

Resistencia al desgarro.

Resistencia al impacto dinámico.

Resistencia al punzonamiento.

Adherencia entre capas.

Resistencia a la perforación por raíces.

Resistencia de la soldadura (por tracción y por pelado).

Térmicas:

Doblado a bajas temperaturas.

Estabilidad al calor (Estabilidad dimensional).

Durabilidad:

Envejecimiento térmico.

Envejecimiento artificial acelerado.

Resistencia al ozono.

Tiempo de oxidación (para el PE).

“Stress-cracking” (para el PE).

Otras propiedades:

Resistencia a agentes químicos.

Resistencia al betún.

Resistencia a los microorganismos.

Comportamiento al agua.

Las características propias de cada una de las geomembranas existentes en el mercado difícilmente pueden recogerse en este documento, no obstante en la tabla 2 se presenta un cuadro comparativo de las propiedades generales de las geomembranas más empleadas en este campo de la Tecnología.

Se conocen como **normas** a las especificaciones técnicas aprobadas por una institución con actividades de normalización, para su aplicación repetida y continua, cuya observancia no es obligatoria.

Los países desarrollados cuenta con organismos, estatales o privados, que tienen la responsabilidad de la normalización. En España esta actividad la lleva a cabo la entidad privada AENOR (Asociación Española de Normalización) y sus normas se denominan UNE (Una Norma Española).

En la Unión Europea se ha creado el CEN (Comité Europeo de Normalización) que elabora las normas en este marco. Además de los 27 países de la Unión forman parte de CEN las naciones del espacio europeo: Suiza, Noruega, Islandia y Lichtenstein. Cuando este organismo empieza a crear una nueva norma, ningún país implicado puede editar una norma propia por el denominado principio de "status quo". Cuando la norma europea se edita debe ser adoptada por todos los países de la organización y anula a las nacionales si es que existiesen.

En cuanto al tema de la impermeabilización con geomembranas, en el año 1.985 tuvo lugar en Berlín la primera reunión, de carácter constituyente sobre el tema. En la actualidad es el comité técnico CT-254 que lleva por nombre "Flexible Sheets for Waterproofing" el encargado de la elaboración de estas normas; dicho comité ha editado ya la norma correspondiente a

geomembranas para su utilización en presas y embalses. No obstante, dicha norma no hace referencia a especificaciones sino a una serie de ensayos que deben realizarse y el fabricante dar los datos correspondientes y poder hacer el denominado mercado CE. El mercado CE significa libre comercio en los distintos países de la Unión, pero no implica calidad.

Por otra parte, la norma europea, no considera cálculos ni requisitos de diseño o dimensionado, ni tampoco cubre las técnicas de instalación de las geomembranas.

Como se ha indicado, la norma europea no habla de exigencias y teniendo en cuenta la gran variedad de materiales sintéticos utilizados como geomembranas que para la mayoría del sector resulta desconocido en las tablas 3 y 4 se presentan, respectivamente, los requerimientos mínimos a exigir a las geomembranas homogéneas y reforzadas utilizadas en la impermeabilización de balsas. En cualquier caso el espesor mínimo será de 1,5 mm y preferiblemente de 2,0 mm. La prueba de doblado se realizará a -20°C a excepción de los siguientes casos cuyas temperaturas de doblado serán:

| Material | Temperatura (°C) |
|------------------------|------------------|
| PEAD, PELBD, PEMBD, PP | -75 |
| CR | -35 |
| IIR, CSM | -40 |
| EPDM | -55 |

Los ensayos de las tablas citadas anteriormente se llevarán a cabo según la norma UNE EN 13 361 y la determinación del recorrido del punzón antes de la perforación de acuerdo a la norma UNE 104 307.

| CARACTERÍSTICA | MATERIAL | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------|---------|---------|---------|-----|--------|---------|-----|-----|-----|------|-----|-----|
| | EVA/C | PEAD | PELBD | PEMBD | PEC | PVC-Ph | PVC-Pfv | TPO | CR | IIR | EPDM | POE | PIB |
| Resistencia a la tracción, MPa, mín. | 20 | 25 | 25 | 20 | 12 | 15 | 10 | 20 | 10 | 8 | 9 | 15 | 3 |
| Esfuerzo en el punto de fluencia, MPa, mín. | - | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Esfuerzo al 300% de alargamiento, MPa, mín. | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 4,1 | 6,0 | - | - |
| Alargamiento en rotura, %, mín. | 750 | 700 | 750 | 1000 | 300 | 250 | 200 | 500 | 250 | 300 | 400 | 700 | 500 |
| Alargamiento en el punto de fluencia, %, máx. | - | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Doblado de bajas temperaturas | Sin grietas | | | | | | | | | | | | |
| Resistencia al desgarro, N/mm | 60 | 140 | 100 | 75 | 35 | 50 | 50 | 60 | 35 | 35 | 35 | 85 | 20 |
| Resistencia al impacto dinámico | | | | | | | | | | | | | |
| - Altura del percutor, mm, mín | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 300 | 300 | 300 | 500 | 500 |
| Resistencia al punzonamiento: | | | | | | | | | | | | | |
| - Recorrido del percutor, mm, mín | 50 | 8 | - | 45 | 25 | 20 | 20 | 25 | 30 | 30 | 30 | 25 | 30 |
| Contenido en negro de humo, % | - | 2,0-3,0 | 2,0-3,0 | 2,0-3,0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

TABLA 3. Requerimientos exigibles a geomembranas homogéneas.

| CARACTERÍSTICA | MATERIAL | | | |
|---|-------------|------|------|-------|
| | PVC-P | CSM | PP | PEMBD |
| Resistencia a la tracción, N/50 mm, mín. | 1100 | 1100 | 1100 | 1000 |
| Alargamiento en el punto de carga máxima, %, mín. | 15 | | | |
| Doblado a bajas temperaturas (-20°C) | Sin grietas | | | |
| Resistencia al desgarro, N | 130 | 550 | 500 | 350 |
| Resistencia al impacto dinámico: | | | | |
| – Altura del percutor, mm, mín. | 500 | | | |
| Resistencia al punzonamiento: | | | | |
| – Recorrido del percutor, mm, mín. | 12 | 10 | 30 | 10 |

TABLA 4. Requerimientos exigibles a geomembranas reforzadas.

4. BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, E.; Blanco, M.; Vara, T.; Armendáriz, V. y Soriano, J. *Evolución de las geomembranas sintéticas instaladas en el campo experimental de El Saltadero con vistas a su empleo en la impermeabilización de Obras Hidráulicas*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 477-488. Palma de Mallorca (2008).

Aguiar, E.; Blanco, M.; Romero, A.; Sacristán, A.; Soriano, J. y Vara, T.- *Efectos de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de la Cruz Santa*. Aislamiento e impermeabilización, **24**, 14-21 (2002).

Aguiar, E.; Blanco, M.; Soriano, J. y Vara, T.- *Influencia de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de La Tabona*. Ing. Civil, **130**, 95-103 (2003).

Amigó, E. y Aguiar, E. *Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas*. Consejería de Agricultura y Alimentación. Gobierno de Canarias (1994).

Blanco, M. *Geomembranas*. I Simposio nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas. Sevilla. (2005).

Blanco, M.; y Aguiar, E. - *Aspectos más relevantes del comportamiento en obra de los materiales sintéticos utilizados como geomembranas impermeabilizantes en embalses ubicados en la Comunidad Autónoma de Canarias*. Ing. Civil, **117**, 25-35 (2000).

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).

Blanco, M.; Aguiar, E.; Cea, J. C. de; Soriano, J.; Castillo, F.; García, F. y Crespo, M. A.- *Seis años de experiencia en el empleo de geomembranas de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM) en la impermeabilización de balsas* Ing. Civil, **152**, 43-50 (2008).

Blanco, M.; Aguiar, E. y Zaragoza, G. *Patología de geomembranas sintéticas instaladas como pantallas impermeabilizantes en embalses in Llanos and col.* (Eds.), Dam Maintenance & Rehabilitation, Editorial Balkema (2002) pp. 957-964 Rotterdam (Holanda).

Blanco, M.; Castillo, F. y Aguiar, E.- *Comportamiento de los plastificantes utilizados como aditivos del poli(cloruro de vinilo) plastificado usado como geomembrana en obras hidráulicas*. Rev. Plast. Modernos **92** (603), 246-250 (2006).

Blanco, M.; García, F.; Cea, J. C. de y Sánchez F. J.- *Impermeabilización de balsas con geomembranas sintéticas: control y seguimiento*. Aislamiento e impermeabilización, **46**, 38-46 (2008).

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).

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).

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).

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).

Cea, J. C. de y Blanco, M. *Las geomembranas sintéticas en la impermeabilización de obras hidráulicas*. Proc. I Congreso Nacional de Impermeabilización. Madrid, junio (2005).

Guía para el proyecto y construcción de balsas de tierra.- Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Direcció General del Àgua. Generalitat Valenciana, diciembre (2007).

Koerner, R. M. - *Designing with Geomembranes*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA, 292, 4th edition. (1999).

Leiro, A.; Blanco, M. y Zaragoza, G.- *Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs*. Geosynthetics 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (Eds.) Editorial Balkema (2002) pp. 979-982 Rotterdam (Holanda).

PVC Geomembrane Institute (PGI). PVC Geomembrane Material Specification 1104. University of Illinois, Urbana, IL. (2004).

Sans, I.- *Estado actual de la normativa técnica UNE sobre impermeabilización con materiales impermeabilizantes: edificación y obra civil*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 779-788. Palma de Mallorca. (2008).

Suero, A. y Vaschetti, G.- *How to select a geomembrane to waterproof hydraulic structures*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 189-202. Palma de Mallorca. (2008).

UNE-EN 13 361.- Barreras geosintéticas. Características para su utilización en la construcción de embalses y presas.

UNE-EN ISO 10 318.- Geosintéticos. Términos y definiciones.

UNE 104 307.- Materiales sintéticos. Determinación del recorrido del punzón antes de la perforación en geomembranas sintéticas impermeabilizantes instaladas en balsas.

UNE 104 426.- Materiales sintéticos. Puesta en obra. Construcción de balsas cubiertas con geomembranas sintéticas.

Wilson, A. S.- *Plasticizers: Principles and Practice*.- Institute of Materials. London. (1995).



Un camino **seguro**

Edificación oficial y privada
Obra civil
Ferrocarril
Rehabilitación estructural
Restauración del patrimonio
Conservación y mantenimiento de edificios
Conservación y mantenimiento de infraestructuras
Gestión integral del agua

Mantenimiento medioambiental
Ejecución sustitutoria
Desarrollo de ingeniería y prefabricados de hormigón
Promoción inmobiliaria y desarrollo del suelo
Construcción y explotación en régimen
de concesión de infraestructura
Energías

Sean cuales sean sus retos

en la construcción de nuevos espacios subterráneos, MEYCO® le aporta mucho más que materiales y productos químicos para hormigón proyectado.

Su nueva gama de soluciones incluye desde TBM e inyecciones hasta impermeabilización y protección contra incendios, con el apoyo del conocimiento especializado en ingeniería de nuestro equipo internacional.

www.basf-cc.es

 **BASF**

The Chemical Company



Ampliando Horizontes

Bajo tierra

MEYCO

Diseño funcional y ambiental de diques exentos de baja cota de coronación

L. BRICIO GARBERÍ (*), V. NEGRO VALDECANTOS (**), J.J. DÍEZ GONZÁLEZ (***) y J.S. LÓPEZ GUTIÉRREZ (****)

RESUMEN La investigación que se presenta en este artículo aborda el diseño de los diques exentos, por constituir éstos un tipo de obras de defensa costera con los que poder luchar de una forma estable y sostenible contra muchos de los problemas de erosión que existen en las playas.

Se plantea como objetivo principal la formulación de un método de diseño funcional y ambiental (no estructural) que permita definir las características fundamentales de un dique exento en función del efecto que se quiera inducir en la costa, satisfaciendo las demandas sociales y preservando o mejorando la calidad del medio ambiente litoral. Además, se busca la aplicabilidad general del método mediante la consideración de relaciones entre variables de distinta naturaleza (climáticas, geomorfológicas y geométricas) que influyen en los cambios experimentados en la costa tras la construcción del dique exento.

El estudio de las relaciones entre las distintas variables se realiza sobre los datos de una base de diecinueve diques exentos reales, existentes en el litoral mediterráneo español, y sigue una metodología basada en el planteamiento de monomios adimensionales y en la búsqueda de relaciones de dependencia entre ellos.

Finalmente, la discusión de los resultados obtenidos conduce a la propuesta de un método de diseño que utiliza algunas de las relaciones gráficas encontradas entre las variables estudiadas y con el que se consigue el objetivo principal anteriormente expuesto.

FUNCTIONAL AND ENVIRONMENTAL DESIGN OF DETACHED, LOW CREST LEVEL BREAKWATERS

ABSTRACT *The research work as presented in this article covers the design of detached breakwaters since they constitute a type of coastal defence work with which to combat many of the erosion problems found on beaches in a stable, sustainable fashion.*

The main aim of this work is to formulate a functional and environmental (non structural) method of design enabling the fundamental characteristics of a detached breakwater to be defined as a function of the effect it is wished to induce on the coast whilst meeting social demands and preserving or improving the quality of the littoral environment. The general applicability of the method is also sought by means of considering relations between variables of different natures (climatic, geomorphologic and geometric) influencing the changes experienced on the coast after the detached breakwater has been built.

The study of the relations between the different variables is carried out on the data from a base of nineteen actual, existing detached breakwaters on the Spanish Mediterranean coastline and follows a methodology based on the implementation of non-dimensional monomials and on a search for relations of dependency between them.

Finally, a discussion on the results obtained lead to a proposal for a design method that uses some of the graphic relations found between the variables studied with which the aforesaid main objective is achieved.

Palabras clave: Dique exento, Diseño funcional, Tómbolo, Saliente, Hemitómbolo.

Keywords: Detached breakwater, Functional design, Tombolo, Salient, Hemitombolo.

1. INTRODUCCIÓN

La costa constituye una estrecha franja, fuertemente presionada y sometida a grandes desequilibrios como consecuencia

de múltiples y variadas causas, tanto naturales (oleaje, mareas, subida del nivel medio del mar...) como derivadas de la acción directa del hombre (construcción de obras marítimas que interrumpen el transporte de sedimentos, urbanismo ma-

(*) Doctora Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Técnico Superior del Ministerio de Fomento. Ministerio de Fomento. Pº de la Castellana 67, 28071 Madrid.

(**) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular de Universidad (Puertos)E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. c/ Profesor Aranguren, s/n, 28040 Madrid.

(***) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático (Oceanografía). E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. c/ Profesor Aranguren, s/n, 28040 Madrid.

(****) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Asociado de Universidad (Puertos). E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. c/ Profesor Aranguren, s/n, 28040 Madrid.



FIGURA 1. Playa de Blanes (Término Municipal de Blanes, Gerona) –izquierda– y Playa del Posiguet (Término Municipal de Alicante, Alicante) –derecha–.

sivo en áreas costeras, etc.). Es por ello que existen en la actualidad un gran número de playas con problemas erosivos, y que la búsqueda de soluciones para protegerlas y garantizar su estabilidad es, hoy por hoy, una necesidad prioritaria, tanto desde un punto de vista social como ambiental. De entre las posibles actuaciones en la costa susceptibles de hacer lograr este fin se encuentra la construcción de diques exentos.

Los diques exentos son obras marítimas exteriores, aisladas y sensiblemente paralelas a la línea de costa, que se construyen a una cierta distancia de la orilla. Protegen de la acción del oleaje un determinado tramo del litoral, creando una zona de abrigo al reducir la cantidad de energía que penetra en él, y siendo potencialmente capaces de crear zonas de acreción en el tramo de costa que protegen. Se trata de estructuras artificiales inspiradas en el funcionamiento de formaciones naturales tales como arrecifes, barras o islotes próximos a la orilla (Figura 1).

Estas obras constituyen una tipología estructural utilizada para la protección de playas desde mediados del siglo XX, fundamentalmente desde la década de los años setenta. Los resultados obtenidos con ellos desde entonces han sido diversos, desde notables éxitos hasta reconocidos fracasos.

Su estudio ha sido abordado en múltiples ocasiones y la propuesta de un método de diseño para este tipo de obras ha sido, y es, un objetivo general perseguido por muchos investigadores. Sin embargo, pese a lo prolijo de los estudios realizados en este campo, existe una notable dispersión de esquemas analíticos de dimensionamiento, lo cual pone de manifiesto la dificultad real al abordar el diseño de un dique exento por la carencia de unas pautas claras, fiables y sencillas. Como consecuencia, la adopción de este tipo de obra como solución para la protección o estabilización de una playa suele resultar menos atractiva que la de otras posibles actuaciones.

Esta realidad contrasta con la teórica conveniencia de utilizar diques exentos frente a otro tipo de obras, ya que éstos resultan ventajosos desde la perspectiva de una menor afectación a la dinámica litoral, porque, a priori, no interrumpen el transporte longitudinal de sedimentos. Es por ello que, desde el Laboratorio de Puertos de la Escuela de Caminos de Madrid, se ha llevado a cabo una investigación sistemática, orientada al desarrollo de un método para el diseño funcional y ambiental de diques exentos, que permita definir sus características fundamentales en función del efecto que se quiera inducir en la costa, satisfaciendo las demandas sociales y preservando o mejorando la calidad del medio ambiente litoral.

2. OBJETIVOS

Se trata de plantear el problema desde el punto de vista científico, técnico y de proyecto, partiendo de la base de que se conocen las características climáticas, geomorfológicas y de la dinámica litoral del lugar donde se estudia ubicar el dique exento, y de que se sabe cuál es el resultado que se quiere inducir en la costa tras su construcción, por lo que se tiene que poder fijar “a priori” el estado final de equilibrio. Por tanto, el objetivo perseguido, es el de plantear un modelo analítico predictivo para el diseño funcional de diques exentos, de aplicabilidad general, que permita:

1. Tener en cuenta las características climáticas y geomorfológicas del lugar donde se va a proyectar la obra.
2. Determinar la correcta ubicación del dique en la franja litoral considerando la interacción entre la obra y el transporte longitudinal de sedimentos y teniendo en cuenta los conceptos de profundidad litoral y de cierre.
3. Relacionar las características geométricas y estructurales del dique con los efectos producidos en la costa (la potencial posibilidad de generar lenguas de arena sumergidas o de dar lugar a formaciones tipo tómbolo o hemitómbolo).
4. Satisfacer las demandas sociales y preservar o mejorar la calidad del medio ambiente litoral al favorecer con sus efectos en la costa el uso y disfrute de las playas y permitir, simultáneamente, el desarrollo de biocenosis típicas de sistemas arrecifales, potenciando así la biodiversidad del medio.

3. METODOLOGÍA

Se inició la investigación llevando a cabo una profunda revisión del estado del arte en materia de diques exentos y se encontró que existen muchos modelos de diseño que relacionan el tipo de respuesta inducida en la costa con los dos parámetros geométricos básicos de este tipo de obras, que son: la longitud del dique exento y la distancia de éste a la línea inicial de orilla.

Sin embargo, prácticamente ninguno de ellos relaciona la respuesta de la costa tras la construcción del dique con variables de otra naturaleza, como las que caracterizan el clima marítimo local o la geomorfología del lugar. Esto implica que dichos modelos no pueden aplicarse generalizadamente, por-

que como los efectos producidos en la costa por un dique exento son notablemente sensibles al oleaje incidente y, por tanto, a los estados del mar y a la batimetría local, los métodos de diseño que no consideran como variables del problema las condiciones de contorno sólo pueden aplicarse en aquellos casos en los que dichas condiciones de contorno climáticas y geomorfológicas se asemejen a las de los casos de origen que fueron considerados para la formulación del modelo.

Tras este análisis se concluyó que para dotar al método de diseño de ese carácter general, era necesario estudiar las posibles relaciones entre variables de distinta naturaleza que tuviesen influencia en los cambios hidrodinámicos y morfológicos de la costa tras la construcción de un dique exento. Para ello se estableció una metodología de trabajo basada en tres cuestiones clave:

1. En primer lugar, la selección de diques exentos a considerar como fuentes de origen de los datos de estudio.

Se partió de la consideración del conjunto total de diques existentes en el litoral español y se establecieron unos criterios de selección que permitiesen acotar la muestra y tener en cuenta sólo aquellos de características homogéneas para los que los parámetros que tienen influencia en la respuesta de la costa pero que no iban a ser considerados como variables del problema fueran prácticamente iguales. (Posteriormente, las hipótesis adoptadas como criterios de selección habrían de ser entendidas como prescripciones a tener en cuenta al aplicar el método de diseño obtenido como resultado de la investigación).

Los criterios de selección fueron los siguientes: considerar diques exentos aislados en playas de arena abiertas, de baja cota de coronación (francobordo entre -0,50 y 2 m) y estructura permeable con sección granular homogénea, ubicados en zonas donde la carrera de marea fuera menor o igual a 1 m. Al aplicar estos filtros el conjunto definitivo de diques exentos considerados como fuentes de datos quedó reducido a un conjunto de 19 obras, que son las que se recogen en la Figura 2 y en la Tabla 1.

2. En segundo lugar, la elección de variables a estudiar (teniendo en cuenta sólo aquellas que son determinantes con el fin de simplificar el problema), y la definición de monomios adimensionales entre los que buscar relaciones de dependencia.

El conjunto de variables consideradas en la investigación que necesitaron ser medidas o calculadas para cada uno de los 19 diques exentos anteriores, son las que se recogen en la Tabla 2, y sus valores son los de la Tabla 3. Asimismo, el conjunto de monomios adimensionales empleados para estudiar las relaciones entre las distintas variables son los que figuran en la Tabla 4.

3. El tercer y último paso de la metodología de trabajo consistió en la búsqueda de relaciones entre el factor geométrico del dique (B/X) y el resto de monomios adimensionales, y el ajuste de funciones entre los monomios para los que se encontrase algún tipo de relación utilizando el método de los mínimos cuadrados.

4. RESULTADOS

De entre los casos estudiados sólo se obtuvieron resultados claros y positivos para las relaciones entre:

- B/X y NI (tanto NI_0 como NI_d): Esta relación permite vincular las características geométricas básicas del dique exento con las características climáticas y morfológicas del emplazamiento (Figura 4).

La nube de puntos presenta una tendencia creciente y se concentra dentro de una franja limitada por dos bandas límites de forma exponencial, cuyas funciones de ajuste presentan un coeficiente de regresión superior a 0,99.

- B/X y X/X_{sa} : Se relacionan las características geométricas del dique exento con las de la dinámica litoral, permitiendo determinar la posición relativa de la obra dentro de la zona *surf* (Figura 6).



FIGURA 2. Mapa de situación de los diques exentos considerados en la investigación.

| CÓDIGO | Provincia | Término Municipal | Playa | Respuesta de la costa |
|--------|-----------|-----------------------|------------------|-----------------------|
| T1 | Tarragona | Tarragona (Altafulla) | Tamarit | Saliente |
| T2 | Tarragona | Cambrils | Cap de Sant Pere | Saliente |
| C1 | Castellón | Benicásim | Terrers | Saliente |
| C2 | Castellón | Burriana | El Serradal | Tómbolo |
| C3 | Castellón | Chilches | Chilches | Tómbolo |
| C4 | Castellón | Chilches | Chilches | Tómbolo |
| A1 | Alicante | Denia | Les Basetes | Limitada/Nula |
| A2 | Alicante | Altea | La Roda | Saliente |
| A3 | Alicante | Alicante | Postiguet | Tómbolo |
| MU1 | Murcia | Águilas | Poniente | Saliente |
| AL1 | Almería | Almería | Las Conchas | Saliente |
| AL2 | Almería | Roquetas de Mar | Aguadulce | Saliente |
| AL3 | Almería | Adra | San Nicolás | Tómbolo |
| G1 | Granada | Almuñécar | Puerta del Mar | Saliente |
| MA1 | Málaga | Rincón de la Victoria | Cala del Moral | Saliente |
| MA2 | Málaga | Málaga | Malagueta | Saliente |
| MA3 | Málaga | Estepona | La Rada | Limitada/Nula |
| CA1 | Cádiz | La Línea | Levante | Saliente |
| ME1 | Melilla | Melilla | Cárabos | Limitada/Nula |

TABLA 1. Conjunto de diques exentos del litoral mediterráneo empleados en la investigación.

La función ajustada gráficamente a la nube de puntos es una función polinómica de cuarto grado, que presenta un factor de ajuste elevado (coeficiente de regresión de 0,9). Conviene apuntar que su forma es semejante a la de distribución del transporte longitudinal de sedimentos, que alcanza un máximo a una distancia de 2/3 de la distancia entre la línea de orilla y la línea de rotura del frente de ondas.

- **B/X y Y/X:** Permite establecer el tipo de respuesta que se quiere inducir en la costa a resguardo del dique exento y relacionarla con las características fundamentales de la obra (Figura 5).

En este caso no se encontró una función de ajuste por el método de los mínimos cuadrados, pero sí se observó la existencia de áreas gráficas diferenciadas según los valores adoptados por el factor geométrico B/X , para los casos de formación de respuesta limitada o nula, saliente poco desarrollado y saliente bien desarrollado.

El análisis de dichos resultados condujo a la propuesta de un método de diseño con el que se consigue el objetivo principal de la investigación, y que hace uso de las relaciones encontradas entre los monomios anteriores.

5. MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO

Se trata de un método que se desarrolla en cinco pasos, y que se puede aplicar una vez conocidos los datos de partida del problema y fijada la respuesta de la costa que se desea obtener. Concretamente exige:

1. Asumir que es aplicable al diseño de un dique exento aislado, rectilíneo y sensiblemente paralelo a la costa, de

baja cota de coronación (francobordo entre $-0,50$ y 2 m) y de estructura permeable con sección granular homogénea.

2. Seleccionar para la ubicación del dique exento un tramo de costa abierto, no afectado por la presencia de ninguna otra obra o elemento que altere en las características del oleaje incidente, y donde la carrera de marea no sea superior a 1 m.
3. Conocer, como datos de partida relativos al lugar de emplazamiento de la obra, previamente estudiados y calculados, los relacionados con el clima marítimo local, la playa, el material sedimentario y la dinámica litoral, definidos en la Tabla 2.
4. Fijar la respuesta de la costa que se desea obtener (tómbolo, hemitómbolo o respuesta limitada).
5. Considerar una aportación artificial de sedimentos, estable conforme a las características de la dinámica litoral local, con el fin de garantizar y acelerar la consecución del estado final de equilibrio que se quiere inducir en la costa, así como de minimizar los posibles efectos negativos de la erosión en las playas limítrofes con el tramo en el que se va a actuar.

Una vez verificadas todas las premisas y condiciones anteriores, los pasos a seguir serían los siguientes:

5.1. PASO 1

Comprobar, a modo de recomendación previa, si se está en un caso en el que el peralte del oleaje en profundidades indefinidas no supera el valor de $0,034$. En caso de superarse ese valor no se recomienda el uso de las gráficas propuestas en la metodología porque se estaría fuera del rango de valo-

| Parámetros relacionados con el clima marítimo local | | | |
|---|---|-----|-------------------------------|
| H_{12} | Altura de ola significativa en aguas profundas excedida 12h al año en régimen medio. | | |
| T_s | Periodo significativo del oleaje correlado con la altura de ola H_{12} . | | |
| L_0 | Longitud de onda del oleaje en aguas profundas calculada con el periodo significativo. | | |
| L_d | Longitud de onda del oleaje a pie de dique calculada con el periodo significativo. | | |
| Parámetros relacionados con el dique exento | | | |
| X | Distancia del dique exento a la línea inicial de orilla. | | |
| B | Longitud del dique exento. | A | Anchura de coronación. |
| CC | Cota de coronación. | d | Profundidad del dique exento. |
| Parámetros relacionados con la playa y el material sedimentario | | | |
| m_t | Pendiente media teórica de la playa sumergida. ($m_t = d/X$) | | |
| S | Relación entre el peso específico del sedimento y el del fluido. | | |
| Y | Longitud del saliente formado a resguardo del dique exento. | | |
| Respuesta | Tipo de respuesta inducida en la costa (tómbolo, saliente, respuesta limitada/nula). | | |
| Parámetros relacionados con la dinámica litoral | | | |
| d_{sa} | Profundidad litoral calculada a partir de la fórmula de Hallermeier (1983). $d_{sa} = \frac{2,9 \cdot H_{12}}{\sqrt{(S-1)}} - \frac{110 \cdot H_{12}^2}{(S-1) \cdot g \cdot T_s^2}$ | | |
| X_{sa} | Ancho de la franja litoral o zona surf. ($X_{sa} = d_{sa} / m_t$) | | |
| NI_0 | Número de Iribarren en aguas profundas, que relaciona la pendiente media de la playa con el peralte del oleaje en profundidades indefinidas. $NI_0 = \frac{m_t}{\sqrt{\frac{H_{12}}{L_0}}}$ | | |
| NI_d | Número de Iribarren a pie de dique, que relaciona la pendiente media de la playa con el peralte del oleaje a la profundidad en la que se encuentra el dique exento. $NI_d = \frac{m_t}{\sqrt{\frac{H_{12}}{L_d}}}$ | | |

TABLA 2. Variables con influencia en la respuesta de la costa tras un dique exento.

res obtenidos con los datos de origen para los que se garantiza la aplicabilidad del método (Figura 3).

5.2. PASO 2

A partir de la gráfica de la Figura 4 y del dato del Número de Iribarren en aguas profundas, obtener un primer intervalo de valores posibles del factor geométrico (B/X) del dique exento que se quiere diseñar, para los cuales es esperable una respuesta significativa de la costa.

5.3. PASO 3

En función de la magnitud de la respuesta que se quiere inducir en la costa, afinar el rango de valores posibles para el factor geométrico a partir de los resultados obtenidos en la gráfica de la Figura 5, que relaciona el factor geométrico del dique exento (B/X) con el factor de posición del saliente que se va a generar (Y/X), siendo Y la magnitud del saliente emergido formado a resguardo del dique exento y medido desde la línea inicial de orilla. Esto es:

Tómbolo $B/X > 1,67$ (en todo caso $B/X > 0,85$)

Hemitómbolo

Saliente bien desarrollado ($Y/X > 0,5$) $B/X \in [1'14, 1'67]$

Saliente poco desarrollado ($Y/X < 0,5$) $B/X \in [0'56, 1'14]$

5.4. PASO 4

A partir de la gráfica de la Figura 6 y teniendo en cuenta el intervalo estimado de posibles valores para el factor geométrico B/X obtenido en los pasos anteriores, se fijaría la posición relativa del dique exento con respecto a la línea de rompientes (X/X_{sa}). De esta forma se estaría tomando la decisión de situar el dique en la zona litoral o activa del perfil de playa (si la profundidad a pie de dique es menor que la profundidad litoral: $X < X/X_{sa}$ y $d < d_{sa}$), en la zona de transición o asomeramiento (si la obra exenta se encuentra entre la profundidad activa y la de cierre: $d_{sa} < d < d_c$), o en profundidades mayores (profundidades *offshore* si se supera el punto neutro o la profundidad de cierre: $d > d_c$).

| CÓDIGO | Parámetros relacionados con el dique exento | | | | | Parámetros relacionados con la playa | | Parámetros relacionados con el clima marítimo local | | | | Parámetros relacionados con la dinámica litoral | | | |
|--------|---|-------|--------|-------|-------|--------------------------------------|-------|---|-----------|-----------|-----------|---|--------------|--------|--------|
| | X (m) | B (m) | CC (m) | A (m) | d (m) | m_h | Y (m) | H_{12} (m) | T_s (s) | L_0 (m) | L_d (m) | d_{sa} (m) | X_{sa} (m) | NI_0 | NI_d |
| T1 | 180 | 100 | 0,50 | 5 | 4,0 | 0,022 | 82 | 2,30 | 7 | 83,43 | 43,13 | 4,66 | 210 | 0,134 | 0,096 |
| T2 | 195 | 120 | 2,00 | 12 | 4,5 | 0,023 | 34 | 2,30 | 7 | 83,43 | 47,34 | 4,66 | 202 | 0,139 | 0,105 |
| C1 | 149 | 205 | 0,70 | 10 | 3,0 | 0,020 | 132 | 2,83 | 7 | 85,65 | 34,66 | 5,55 | 276 | 0,111 | 0,070 |
| C2 | 50 | 82 | 0,50 | 9 | 3,0 | 0,060 | 50 | 2,83 | 7 | 85,65 | 34,66 | 5,55 | 93 | 0,330 | 0,210 |
| C3 | 138 | 138 | 0,50 | 8 | 2,0 | 0,014 | 138 | 2,83 | 7 | 85,65 | 23,86 | 5,55 | 389 | 0,079 | 0,041 |
| C4 | 177 | 150 | 0,50 | 7 | 2,0 | 0,011 | 177 | 2,83 | 7 | 85,65 | 23,86 | 5,55 | 492 | 0,062 | 0,033 |
| A1 | 290 | 183 | -0,50 | 12 | 2,5 | 0,009 | 24 | 3,07 | 8 | 92,05 | 31,59 | 6,01 | 697 | 0,047 | 0,028 |
| A2 | 180 | 190 | 0,20 | 12 | 5,0 | 0,028 | 59 | 3,07 | 8 | 92,05 | 56,52 | 6,01 | 216 | 0,152 | 0,119 |
| A3 | 78 | 155 | 1,00 | 7 | 3,0 | 0,038 | 78 | 3,07 | 8 | 92,05 | 37,25 | 6,01 | 156 | 0,211 | 0,134 |
| MU1 | 120 | 200 | 1,00 | 12 | 4,0 | 0,033 | 105 | 3,86 | 7 | 81,75 | 42,27 | 6,95 | 209 | 0,153 | 0,110 |
| AL1 | 120 | 190 | 0,50 | 8 | 4,5 | 0,038 | 92 | 3,14 | 8 | 94,91 | 53,86 | 6,16 | 164 | 0,206 | 0,155 |
| AL2 | 88 | 100 | 0,50 | 6 | 3,0 | 0,033 | 63 | 3,14 | 8 | 94,91 | 38,41 | 6,16 | 185 | 0,183 | 0,117 |
| AL3 | 72 | 102 | 0,50 | 6 | 3,5 | 0,049 | 72 | 3,14 | 8 | 94,91 | 43,92 | 6,16 | 127 | 0,267 | 0,182 |
| G1 | 130 | 150 | 0,00 | 8 | 6,5 | 0,050 | 108 | 2,85 | 8 | 105,65 | 77,19 | 5,79 | 116 | 0,304 | 0,260 |
| MA1 | 200 | 175 | 0,50 | 10 | 5,0 | 0,025 | 80 | 2,85 | 8 | 105,65 | 64,87 | 5,79 | 232 | 0,152 | 0,119 |
| MA2 | 180 | 205 | 0,25 | 6 | 5,0 | 0,028 | 30 | 2,85 | 8 | 105,65 | 64,87 | 5,79 | 209 | 0,169 | 0,133 |
| MA3 | 170 | 160 | 0,00 | 12 | 3,5 | 0,021 | 14 | 3,85 | 9 | 137,48 | 63,61 | 7,78 | 378 | 0,123 | 0,084 |
| CA1 | 145 | 165 | 1,80 | 15 | 3,7 | 0,024 | 30 | 3,85 | 9 | 137,48 | 66,66 | 7,78 | 322 | 0,144 | 0,100 |
| ME1 | 186 | 200 | -0,50 | 10 | 3,5 | 0,019 | 13 | 3,14 | 8 | 94,91 | 43,92 | 6,16 | 327 | 0,103 | 0,070 |

TABLA 3. Valores de las variables consideradas en la investigación para cada uno 19 diques exentos.

| Monomios adimensionales relacionados con las características del dique | |
|--|--|
| B/X | Factor geométrico del dique o ratio entre la longitud del dique exento (B) y su distancia inicial a la línea de orilla (X). |
| Monomios adimensionales relacionados con las características del entorno | |
| H_{12}/L_0 | Peralte del oleaje en aguas profundas, donde H_{12} es la altura de ola significativa excedida doce horas al año en régimen medio y L_0 es la longitud de onda del oleaje en aguas profundas calculada con el periodo significativo del oleaje (T_s). |
| H_{12}/L_d | Peralte del oleaje a la profundidad a la que se encuentra el dique, donde H_{12} es la altura de ola significativa excedida doce horas al año en régimen medio y L_d es la longitud de onda del oleaje a pie de dique calculada con el periodo significativo del oleaje (T_s). |
| NI_0 | Número de Iribarren en profundidades indefinidas, que relaciona la pendiente media teórica de la playa (m_h) con la raíz cuadrada del peralte del oleaje en aguas profundas (H_{12}/L_0). |
| NI_d | Número de Iribarren a pie de dique, que relaciona la pendiente media teórica de la playa (m_h) con la raíz cuadrada del peralte del oleaje a la profundidad en la que se encuentra el dique exento (H_{12}/L_d). |
| X/X_{sa} | Factor de posición del dique o ratio entre la distancia inicial a la línea de orilla del dique exento (X) y el ancho de la franja litoral o zona surf (X_{sa}), en la que tiene lugar la mayor parte del transporte longitudinal de los sedimentos. |
| d/d_{sa} | Factor de profundidad del dique o ratio entre la profundidad a la que se encuentra ubicado el dique exento (d) y la profundidad límite litoral (d_{sa}). |
| Y/B | Factor geométrico del saliente o ratio entre la longitud del saliente formado a resguardo del dique exento (Y) y la longitud de la estructura (B). |
| Y/X | Factor de posición del saliente o ratio entre la longitud del saliente formado a resguardo del exento (Y) y la distancia del dique a la línea inicial de orilla (X). |

TABLA 4. Monomios adimensionales considerados en la investigación.

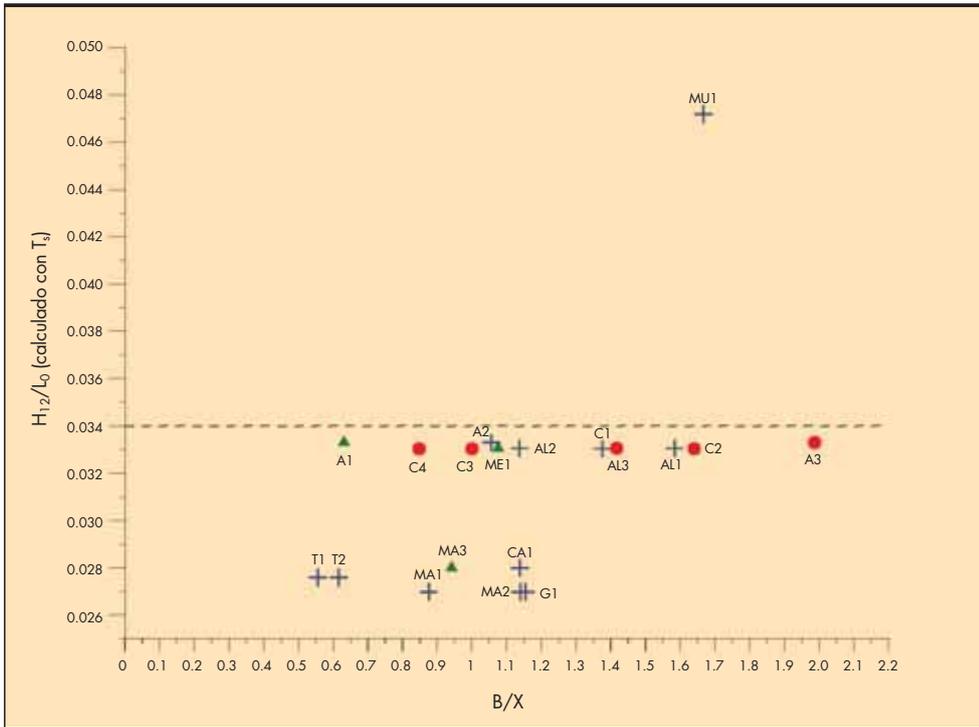


FIGURA 3. Relación entre el peralte del oleaje en aguas profundas y el factor geométrico del dique exento.

Asimismo, fijado el valor de XX_{sa} , se estaría en disposición de determinar el valor del factor geométrico del dique exento (B/X) y el de la distancia de la estructura a la línea inicial de orilla (X). Con este último se calcularía el valor de la longitud del dique exento (B).

5.5. PASO 5

Con la gráfica de la Figura 7, y a partir del dato del Número de Iribarren a pie de dique (NI_d), se comprobaría si el valor obtenido del factor geométrico del exento se encuentra dentro del rango de valores obtenidos con los datos de origen.

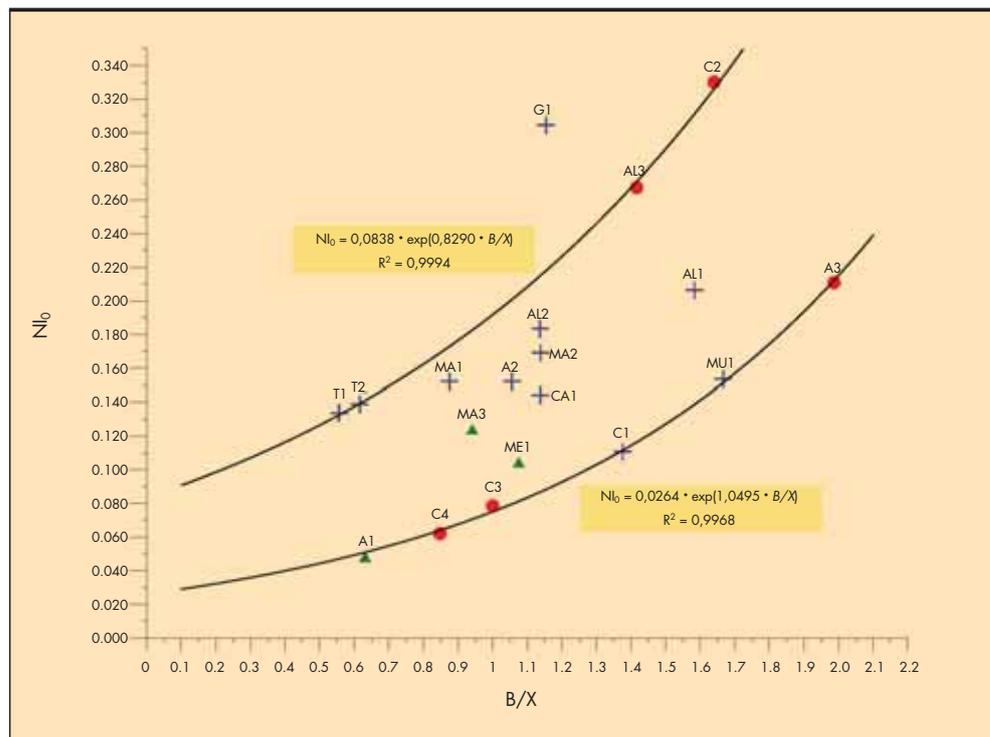


FIGURA 4. Relación entre el Número de Iribarren en profundidades indefinidas y el factor geométrico del dique exento.

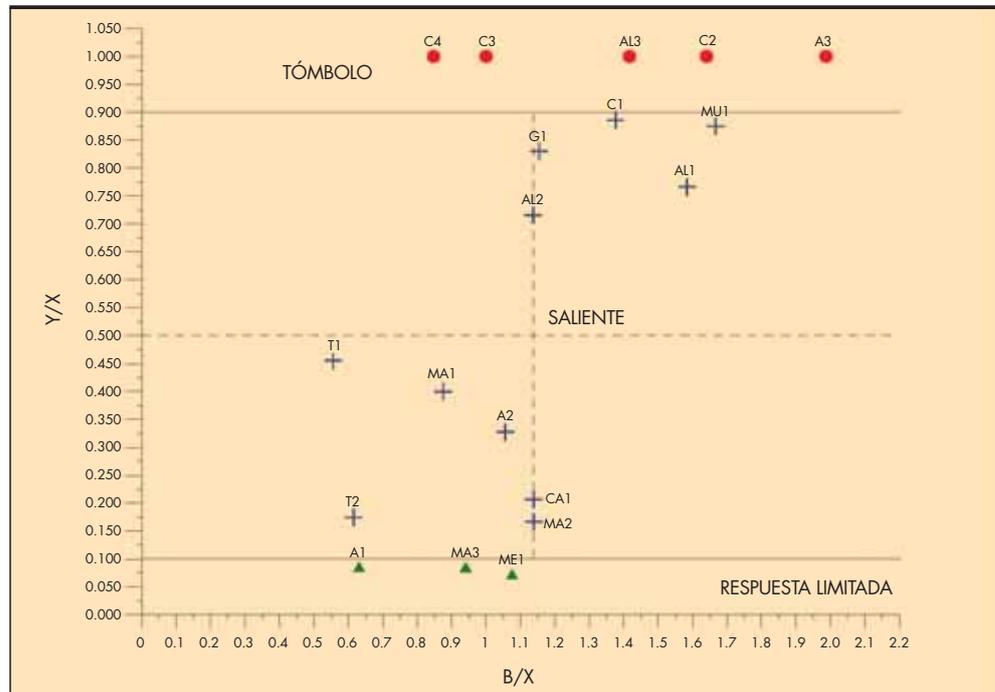


FIGURA 5. Relación entre el factor de posición del saliente formado en la costa y el factor geométrico del dique exento.

6. CONCLUSIONES

La investigación llevada a cabo concluye con la propuesta de un método de diseño de diques exentos que responde a los objetivos planteados inicialmente, si bien es fundamental llamar la atención sobre su aplicabilidad limitada, al menos temporalmente, para el caso de diques exentos aislados que cumplan con las hipótesis inicialmente planteadas en la investigación, las cuales constituyen las prescripciones del

método de diseño propuesto. Dado que el método se basa en unas gráficas de diseño ajustadas a datos reales de diques existentes en un determinado lugar (litoral mediterráneo español), éste sólo será válido desde un punto de vista cuantitativo para casos en los que las condiciones de contorno puedan asemejarse a las de los casos de origen.

Es por ello, que se requiere continuar con la investigación, ampliando en trabajos posteriores la muestra de datos con ensayos en modelo físico y en modelo numérico, y con

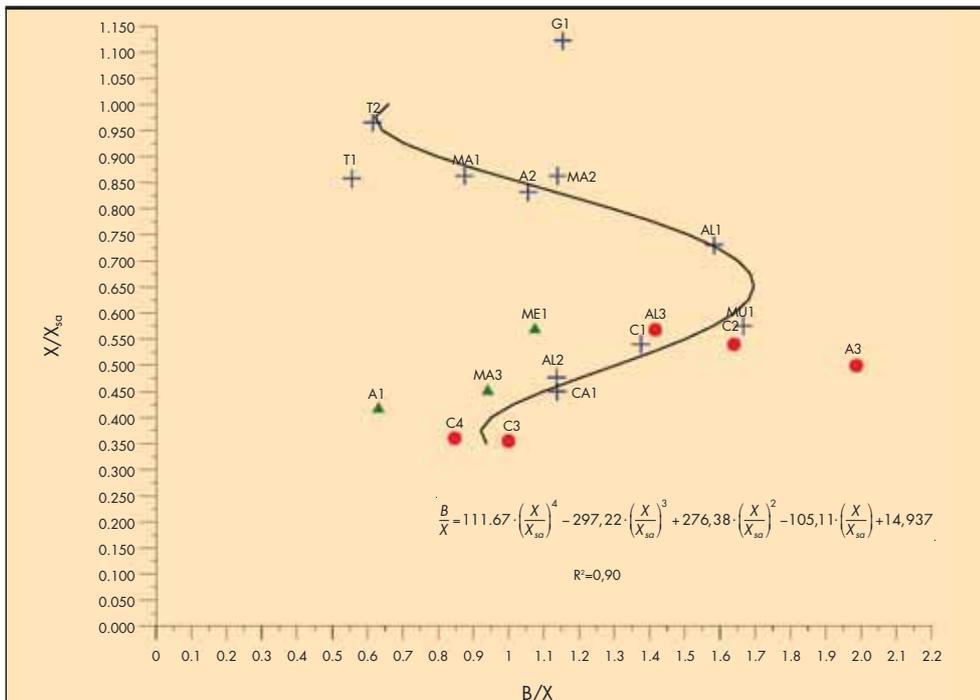


FIGURA 6. Relación entre el factor de posición y el factor geométrico del dique exento.

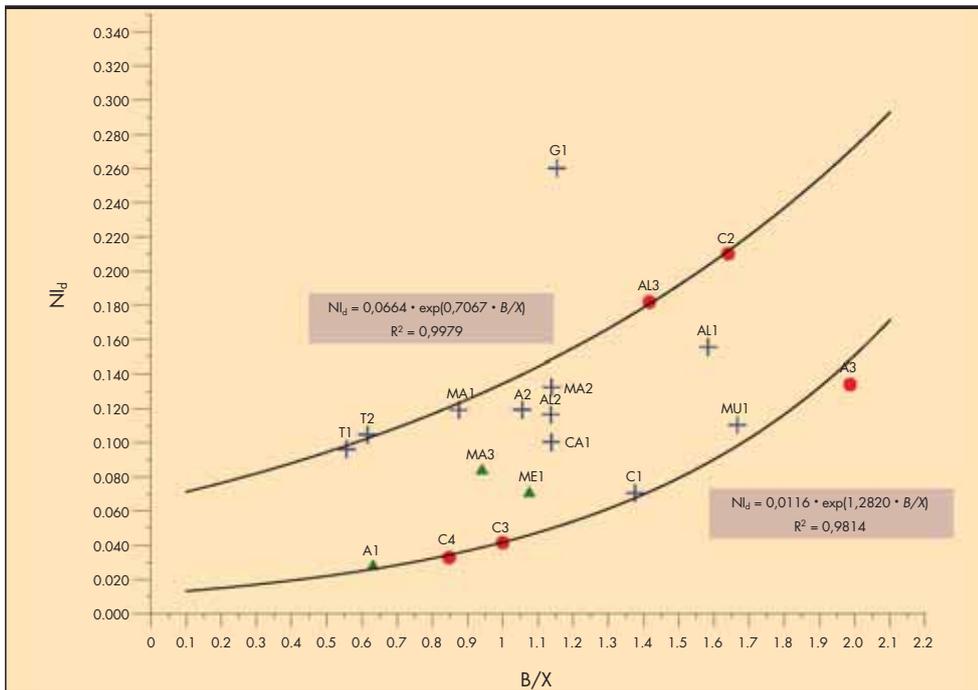


FIGURA 7. Relación entre el Número de Iribarren a pie de dique y el factor geométrico del exento.

datos de diques de otros lugares, con el fin de mejorar el ajuste de las funciones obtenidas, de encontrar relaciones con otras variables y de generalizar en mayor medida la aplicabilidad del método.

7. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado dentro del programa de formación de investigadores de la Universidad Politécnica de Madrid.

Los autores desean agradecer la contribución y el apoyo prestados por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, y por el Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC), por permitir el acceso a sus archivos y la consulta de documentación, así como la lectura de los trabajos de investigación en materia de diques exentos, fundamentales para la desarrollo de la investigación presentada.

8. BIBLIOGRAFÍA

Bricio, L., Negro, V. y Diez, J.J. 2008. Geometric detached breakwater indicators on the Spanish Northeast Coastline. *Journal of Coastal Research*, Vol. 24, No. 5, (pp. 1289-1303). ISSN: 0749-0208.

Chasten, M.A., Rosati, J.D., McCormick, J.W. y Randall, R.E. 1993. *Engineering Design Guidance for Detached Breakwaters as Shoreline Stabilization Structures*. Technical Report

CERC-93-19. Vicksburg (Mississippi): U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center.

Diez, J.J. 1982. Shore protection of Almanzora Coast. *Proceedings of the IV Congress International Association of Engineering Geology*, Nueva Deli 1982, Vol. VII, (pp.231-245).

Hallermeier, R.J. 1983. Sand transport limits in coastal structure design. *Proceedings of the 2nd Coastal Structures Conference, March 1983, Arlington (Virginia)*, (pp. 703-716). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Herbich, J.B. (ed.) 2000. *Handbook of Coastal Engineering*. Nueva York: McGraw-Hill, Chapter 5.

Hsu, J.R.C. y Silvester, R. 1990. Accretion behind single offshore breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 116, No. 3, mayo/junio 1990, (pp. 362-380).

Silvester, R. y Hsu, J.R.C. 1997. Coastal Stabilization. *World Scientific; Advanced Series on Ocean Engineering*, Vol. 14, Capítulo 4.2.

Peña, J.M. de la y Sánchez, F.J. 2008. *Directrices para el diseño de diques exentos en las costas españolas*. Monografía, octubre 2008, ISBN: 978-84-7790-474-8, 153 p. Madrid (España): Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

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.



Perfil dinámico de una playa

JOSÉ M. DE LA PEÑA OLIVAS (*) y FRANCISCO J. SÁNCHEZ PALOMAR (**)

RESUMEN A lo largo del año 2009 el CEDEX, por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, realizó un informe técnico, dividido en dos partes que estudió y analizó los perfiles de diversas playas de las costas españolas. En este artículo se presenta un resumen de los trabajos efectuados con motivo de este trabajo sobre el comportamiento de los perfiles de playa y la adaptación de diversa teorías a ellos, proponiendo finalmente un modelo teórico de perfil que más se ajustaba a lo observado en ellas y proponiendo un tratamiento dinámico del perfil, en lugar de aquellos que lo estudiaban y trataba de manera estática.

DYNAMIC PROFILE OF A BEACH

ABSTRACT Throughout the year the 2009 CEDEX, by order of the Main Directorate of Sustainability of the Coast and the Sea, realised a technical report, divided in two parts that studied and analyzed the beach profiles diverse of the Spanish coasts. In this article a summary of the work carried out on the occasion of this work appears on the behaviour of the beach profiles and the diverse adaptation of theories to them, finally proposing a theoretical model of profile that adjusted more to the observed thing in them and proposing a dynamic treatment of the profile, instead of they studied which it and dealt with static way.

Palabras clave: Perfiles de playa, Perfil de equilibrio.

Keywords: Beach profile, Equilibrium profile.

1. INTRODUCCIÓN

Cuando nos proponemos estudiar un perfil de playa e intentamos conocer la forma que tiene, recurrimos a diversas teorías que lo intentan predecir y determinar. Estas teorías de predicción de forma del perfil, pueden generalizarse en cuatro tipos:

- Monoparábolicos
- Biparábolicos

- Exponenciales
- Racionales

Esta generalización es esencial para poder abordar la comparación de cada uno de ellos con los datos en la naturaleza. Los datos tomados fueron los que se midieron en diversas campañas realizadas por el CEDEX a lo largo del tiempo; siendo de las siguientes playas: Salinas, Peñíscola, Malagueta, San

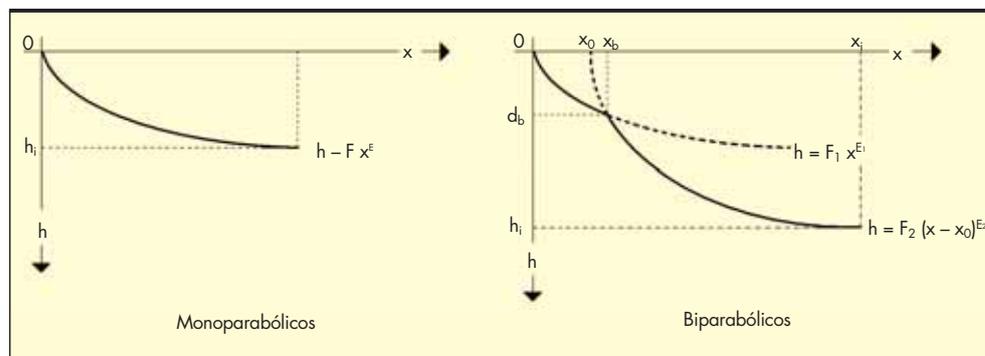


FIGURA 1. Esquema de los perfiles teóricos mono y bi parabólicos.

(*) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Coordinador del Programa Técnico Científico de Dinámica Litoral del Área de Costas del Centro de Estudios de Puertos y Costas CEDEX.

(**) Ingeniero Técnico de Obras Públicas, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

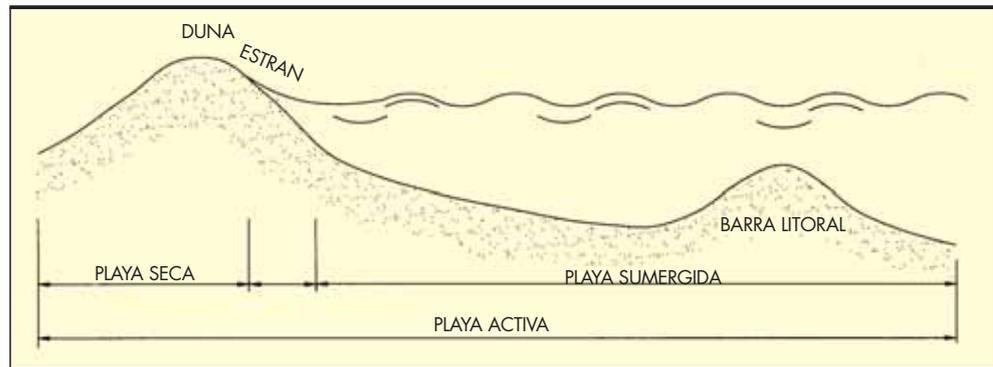


FIGURA 2. Partes del perfil de playa próximo a la costa, a partir de los rompientes (Peña y Otero, 1990).

Andrés y Campello. El análisis del perfil se ha hecho en la zona donde existe movimiento de material, para lo cual se ha tenido que identificar los límites del perfil. Posteriormente, se analiza el llamado perfil de equilibrio, y el tratamiento que diversos autores han supuesto de éste. Con ello se alcanza a estudiar lo que es el concepto de perfil estático y dinámico, y en esta última acepción se tiene que tener en cuenta sus estados extremos y las variables representativas y con ello estaremos en condiciones de poder analizar la adaptación que las diversas teorías a los perfiles reales de una playa.

2. ZONIFICACIÓN Y LÍMITES DEL PERFIL

Desde el punto de vista de su perfil, pueden distinguirse diferentes tipos de playa: playa completa, playa sustentada (cuando la playa se apoya en un pie sumergido, sea natural o artificial) y playa sumergida (cuando no existe playa seca).

Teniendo en cuenta una playa completa, la zonificación de un perfil de playas, atendiendo a sus características morfodinámicas, puede ser:

- Playa seca o zona de tierra.
- Playa sumergida o zona de mar.
- Estrán o zona intermareal.

La zona de playa seca es la zona donde no alcanza el mar y por tanto el material sedimentario se encuentra seco. Está compuesto por la duna y la berma de la playa. La duna constituye el material de reserva de la playa, mientras que la berma suele estar formada por dos o más plataformas que corresponden a los temporales más frecuentes, siendo la más baja la existente en período de bonanza.

La playa sumergida es el tramo del perfil más estudiado y donde los diferentes autores han intentado representarla definiendo diferentes curvas que sirvan para aproximar el perfil de la playa. Su estructura más general es una curva cóncava, que dependiendo de la época del año y de la situación geográfica pueden tener una o varias barras. La zona entre la barra y la línea de orilla se denomina seno por la forma cóncava que suele presentar.

El estrán está compuesto por aquellos tramos que se encuentran alternativamente secos o mojados debidos a la marea o al oleaje de ese momento. El material sedimentario se encuentra húmedo, por lo que a esta zona se la denomina playa mojada.

Las zonas anteriores no son fijas a lo largo del año, ni siquiera, en muchas ocasiones, a lo largo de un día. La zona de mar, de tierra y la intermareal cambian continuamente dependiendo del oleaje, de la marea astronómica, de la marea meteorológica, de los temporales y de las características del sedimento de la playa.

La playa seca, para un mismo sedimento, al aumentar el oleaje y los niveles de marea reduce su superficie y origina diferentes bermas acordes al nivel del mar existente. Para el caso anterior, la zona intermareal aumenta, al igual que la playa sumergida; ya que, al aumentar el oleaje aumenta la profundidad a la que los fondos de la playa son afectados por el mismo.

Todo lo anterior, muestra que al hablar del perfil de una playa hay que tener en cuenta la época del año en que se tomó el perfil y las características del clima marítimo anteriores a la obtención de los datos; que a su vez depende de sí el perfil se tomó en una temporada con clima marítimo estable, o si se realizó el trabajo tras un temporal. Y todo esto, independientemente de si el perfil corresponde a la zona central de una playa abierta, o a una playa más o menos cerrada por cabos naturales o por obras artificiales; puertos, espigones, etc., que también influyen en la forma final del perfil.

El perfil de playa es un elemento dinámico que varía continuamente con el tiempo y que depende, como se ha dicho, de las características del sedimento y del clima marítimo. Esto hace que al hablar de perfiles de playa sea muy importante definir los límites entre los que se puede mover el perfil, no es suficiente conocer el perfil un momento dado, tanto si corresponde a un período de bonanza, como a un período de temporal o a uno intermedio.

El límite de la zona de tierra depende del oleaje y de las sobrelevaciones del nivel del mar de todo tipo que puedan presentarse, por lo que se debería de hablar de perfil límite en tierra asociado a un período de retorno para unas condiciones de clima marítimo determinado.

El límite del perfil sumergido depende de la profundidad de cierre del perfil, que a su vez depende del oleaje de temporal que se considere, por lo que el límite sumergido también está relacionado con el período de retorno del oleaje de temporal.

Es decir, los límites del perfil de una playa se mueven; tanto los límites de tierra, como sumergidos, en unos intervalos que hay que conocer y donde se deben determinar las probabilidades de presentación de un tipo determinado de perfil.

3. DEFINICIONES DEL PERFIL DE EQUILIBRIO A LO LARGO DEL TIEMPO

A lo largo del tiempo los diferentes autores, que se han ocupado del estudio del comportamiento de los perfiles de playa, han definido el concepto de perfil de equilibrio. En este apartado se presenta un resumen de algunas de las definiciones utilizadas para el perfil de equilibrio.

3.1. FENNEMAN (1902):

Es la referencia más antigua, que ya recogió Bruun en el año 1954, y que versa:

“There is a profile of equilibrium which the water would ultimately impart if allowed to carry its work to completion. The continual change of shoreline and the supply of new drift are everchanging conditions with which no fixed form can be in equilibrium. There are, however, certain adjustments of current, slope and load which, when once attained, are maintained with some constancy. The form involved in their adjustments is commonly known as the profile of equilibrium. When this profile has once been assumed the entire form may slowly shift its position toward or from the land, but its slope will change little or not at all.”

Cuya traducción sería:

“Hay un perfil de equilibrio que el mar finalmente generará si se le permitiera llevar a cabo su trabajo completamente. Los continuos cambios de la línea de costa y de los arrastres sedimentarios cambian las condiciones por lo que una forma fija no puede estar en equilibrio. Sin embargo, hay momentos en que se obtiene cierta estabilidad en las corrientes, pendientes y cargas sedimentarias. La forma alcanzada en estas circunstancias es comúnmente conocida como perfil de equilibrio. Cuando este perfil ha sido asumido la forma entera puede mover lentamente su posición hacia o desde tierra, pero su pendiente cambiará poco o nada.”

3.2. SAVILLE (1950):

Escribió sobre perfiles de equilibrio en laboratorio, cuyo trabajo también recogió Bruun en 1954, indicando:

“In extending these experimental results to prototype conditions, it must be remembered that these results were obtained on so-called equilibrium beaches, beaches which were completely at equilibrium with the waves acting upon them. There was, therefore, no net transport of material perpendicular to the beach contour. Such a condition seldom if ever exists in nature.”

Cuya traducción sería:

“Al extender los resultados experimentales a las condiciones de prototipo, se debe recordar que estos resultados fueron obtenidos en las llamadas playas en equilibrio, playas que estuvieron completamente en equilibrio con las olas actuando sobre ellas. No hubo, por tanto, transporte neto de material perpendicular a la orilla. Tales condiciones raras veces, si alguna vez, existen en la naturaleza”.

3.3. BRUUN (1954):

El ingeniero danés definió perfil de equilibrio como:

“Laboratory experiments have shown the existence of “equilibrium profiles”, which, are defined in section 3.71 as profiles which maintain their form. Under actual conditions the equilibrium profile must be defined as a statistical average profile which maintain its form despite minor fluctuations in the time interval considered”

Cuya traducción sería:

“Experimentos de laboratorio han mostrado la existencia de un perfil de equilibrio, los cuales, son definidos en la sección 3.71 como perfiles que mantienen su forma. Bajo las condiciones actuales el perfil de equilibrio debe ser definido como un perfil promedio estadístico que mantiene su forma a pesar de las fluctuaciones menores en el intervalo de tiempo considerado”.

3.4. VICENTE NEGRO (1989):

Aportó un nuevo concepto de éste al considerar el perfil de equilibrio de una playa. No consideró un perfil de equilibrio para unas determinadas características de oleaje y granulometría, sino que definió unas franjas de confianza o método de las envolventes de equilibrio de perfil esquemático ante diferentes condiciones de clima marítimo y de parámetros sedimentológicos, que disminuyen la incertidumbre que existe en la determinación de la situación de retroceso y pérdida transversal de la línea de orilla.

3.5. LARSON Y KRAUS (1989):

Escribieron en el informe del programa SBEACH, que recoge Pilkey et al (1993), estas consideraciones sobre el perfil de equilibrio de una playa:

“From a theoretical viewpoint, it is of minor importance if the equilibrium profile is never realized in the field due to variable waves and water level, and complex three dimensional hydrodynamic processes, as long as the concept is verified by (we assume wave tank) experiment”

Cuya traducción sería:

“Desde un punto de vista teórico, es de menor importancia si el perfil de equilibrio nunca se alcanza en el campo debido a las variaciones de los oleajes y niveles del mar, y a los complejos procesos hidrodinámicos tridimensionales, mientras el concepto sea verificado (suponemos tanques de oleaje) experimentalmente”.

3.6. MEDINA, LOSADA Y DALRYMPLE (1990):

Definieron el perfil de equilibrio como:

“...perfil que se mantendría constante cuando una determinada zona de costa con unas características fijas (tamaño de arena, etc.) esté solicitada por una serie de fuerzas actuantes (olas, corrientes y mareas). Esto es, el perfil no varía en el tiempo si las fuerzas actuantes permanecen constantes”.

Como los perfiles de playa presentan unas variaciones importantes en las fuerzas actuantes, el perfil de equilibrio puede ser entendido como un perfil medio estadístico en un plazo determinado de tiempo p. e. un año. Quiere esto decir que un método adecuado para el estudio de un perfil de playa sería la determinación del perfil medio y el examen de las desviaciones del mismo respecto a la media.”

3.7. DEAN (1991 Y 2002):

Respecto al perfil de playas escribió, cuya traducción sería:

“El perfil de equilibrio es conceptualmente el resultado de un balance entre fuerzas destructivas y constructivas. En el laboratorio, es relativamente fácil alcanzar un perfil de equilibrio lanzando un tren de olas estable sobre la arena durante un largo tiempo. Después de la remodelación del perfil inicial, resulta un perfil “final” que cambia poco con el tiempo. Este es el perfil de equilibrio para estos materiales de playa y para aquellas condiciones de oleaje. En la naturaleza, el perfil de equilibrio se considera un concepto dinámico, por los cambios continuos del campo de olas incidente y del nivel del mar; por tanto, el perfil responde continuamente. Promediando estos perfiles en un período largo de tiempo, puede ser definido un equilibrio medio”.

3.8. PILKEY ET AL (1993):

En las conclusiones de su artículo, respecto al perfil de equilibrio, se pregunta, traducido:

“(1) ¿Existe el perfil de equilibrio en la naturaleza? Sí, desde un punto de vista de gran escala hay pendientes locales que están probablemente en equilibrio con un gran número de factores oceanográficos y geográficos”.

3.9. INMAN, ELWANY Y JENKINS (1993):

Respecto al perfil de playas escribieron su definición de perfil de equilibrio, cuya traducción sería:

“Un perfil de equilibrio debe ser, por definición, un perfil a lo largo del cual el transporte de sedimentos transversal, local, promediado en el tiempo, es cero en todos los puntos, lo mismo que el transporte longitudinal. Sin embargo, las características de la fuerza del oleaje que gobierna el transporte de sedimentos y los cambios en el perfil, los tipos de transporte de sedimento (suspensión o arrastre), y los mecanismos de respuesta de la playa están lejos de ser comprendidos”.

3.10. GONZÁLEZ (1995):

En su tesis doctoral, indica respecto al perfil de equilibrio:

“...dado que las variaciones de los diferentes agentes (oleaje, etc.) están, en principio, acotadas, también lo estará la variabilidad del perfil pudiéndose admitir en la naturaleza la existencia de una situación modal o perfil de equilibrio que sufre variaciones en función del clima marítimo existente. Más aún, es posible reconocer períodos en los que las condiciones de oleaje pueden considerarse constantes (verano, invierno, un temporal). Bajo estas condiciones la playa puede desarrollar un perfil de equilibrio.”

3.11. BERNABEU (1999):

En su tesis doctoral, dijo:

“...la existencia de un perfil de equilibrio en la naturaleza es prácticamente imposible, debido a las variaciones constantes de los distintos agentes dinámicos. En sentido estricto, el perfil de equilibrio es un concepto teórico que únicamente será posible alcanzar en la en la laboratorio, donde las condiciones están controladas”.

Después la autora, refiriéndose a lo dicho por González (1995) respecto al perfil de equilibrio, continúa:

“...pudiéndose definir un estado modal o más frecuente, que consideraremos como el perfil de equilibrio de la playa. Este concepto podrá aplicarse a cualquier línea de costa para describir las características generales del perfil de playa real. Por tanto, definirá el equilibrio dinámico que existe cuando el perfil de playa varía continuamente en respuesta a las condiciones de la zona de rompientes.”

3.12. GÓMEZ PINA (2001):

En su tesis doctoral, definió el perfil de equilibrio como:

“Situación o estado al que llega un perfil de playa, en situación de oleaje constante, con tiempo suficiente.

En sentido estricto no existe la situación de perfil de equilibrio en la naturaleza. Existen sin embargo situaciones prolongadas en las que sí podemos suponer que existe la situación de equilibrio.”

4. CONCEPTO DE PERFIL ESTÁTICO Y PERFIL DINÁMICO DE UNA PLAYA

Si se hace una reconsideración crítica de todas las definiciones de perfil de equilibrio de playa que se han insertado en el apartado anterior se puede llegar a una serie de conclusiones interesantes para poder abordar cualquier estudio sobre perfiles, como el que se pretende en este trabajo.

Ninguno de los autores cree en la existencia de un perfil de equilibrio. Todos ellos, aunque con matices siguen la idea dada por Feneman (1902). Para resolver este problema existen dos vías elegidas por los autores: La primera es suponerse un perfil medio dentro de las oscilaciones medias anuales, como Bruun (1954), Medina et al (1990), y Dean (1991-2002); a este perfil medio se le da una banda de confianza introdu-



FIGURA 3. Estados naturales de una playa que indican el estado dinámico del perfil.

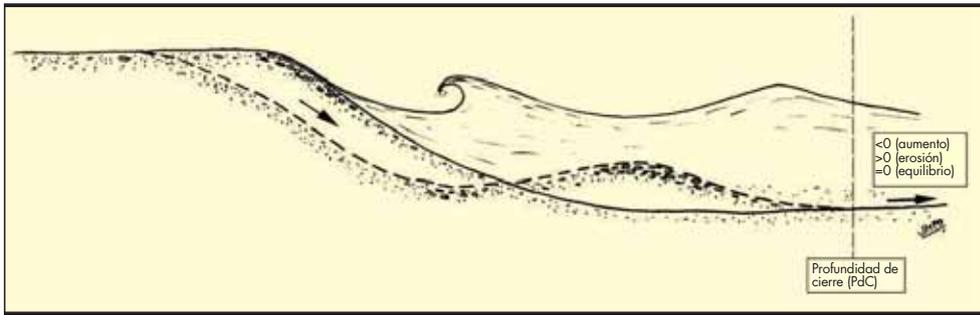


FIGURA 4. Estados extremos de un estado de equilibrio dinámico de un perfil.

cido este concepto por Vicente Negro (1989). La segunda vía es la que se introduce más tarde con González (1995), Bernabeu (1999) y Gómez Pina (2001), ellos aún negando la existencia estricta de un perfil de equilibrio, admiten que existen momentos, con determinadas condiciones de clima marítimo que puede considerarse como perfil de equilibrio.

El problema estriba, en que si no se cree en un perfil de equilibrio, huelga cualquier formulación exacta que lo quiera determinar. Pero, en todos los autores existe otro concepto de perfil latente, que solamente Dean lo indica expresamente, y es que no se puede entender el perfil de playa como un elemento estático sino dinámico; variando su forma en tanto varía las fuerzas climáticas marinas que inciden sobre él. Entonces cabría preguntarse por qué tanto esfuerzo por determinar una forma de perfil que no es precisa en sí. La respuesta la dan los propios autores en sus definiciones de perfil de equilibrio: porque puede existir un perfil que sea representativo de esa playa y que nos indique el comportamiento medio que esta puede tener con el clima marítimo existente en ella. El problema está en cuál es ese perfil representativo si el perfil medio que apunta Bruun (1954) asumiendo ligeras oscilaciones sobre él, o el perfil de un estado de cierta tranquilidad climática marina, o de bonanza, que es subjetivamente el que nos apunta los últimos estudios, y sobre el que la gran mayoría de autores trabajan.

Si se acepta que el perfil de playa es un elemento dinámico, como todos los autores admiten, éste tendrá infinitos estados por los que pasará a lo largo del tiempo; pero en ese estado dinámico existirá al menos un extremo, que es el que hasta ahora se ha usado: el estado de bonanza, o la incidencia del oleaje con una escasa energía, pudiendo definirse otro estado, también extremo, de máxima acción del oleaje sobre él, aunque entonces tendría que entrar el concepto de periodo de retorno. También podría pensarse en estado medio del perfil; pero éste si es anual dependerá, a su vez, del clima del oleaje en ese año.

Además, el conocimiento del perfil de playa con una acción determinada del oleaje debiera ser acompañado de un grado de incertidumbre que intrínsecamente tienen los datos que obtenemos, apuntado muy acertadamente en los últimos trabajos de Sánchez Arcilla et al (2009)

Por tanto debiera introducirse la idea de estados extremos de un perfil de playa, no como una línea sino como una banda de fluctuación de líneas de perfiles en los cuales solamente debe conocerse un perfil representativo y la banda u horquilla que lo acompaña, o bien los dos estados extremos de esa horquilla; el de bonanza probablemente como perfil representativo del comportamiento de la playa y el de máxima acción en un periodo de tiempo determinado como estado del perfil que delinea los límites superior e inferior de la dinámica propia del perfil. Pero ambos deben definirse bien para no dar lugar a equívocos a la hora de su análisis en la naturaleza.

Si solamente se considera el estado dinámico del perfil, este estará en equilibrio cuando el balance sedimentario de él sea nulo como vienen a indicar Inman et al (1993).

5. ESTADOS EXTREMOS DEL PERFIL Y GRADO DE INCERTIDUMBRE

Con las premisas de los apartados anteriores, debiera indicarse que no existe un estado de equilibrio de una playa en su sentido estricto, o más bien como idea estática de éste. Debiendo recurrirse al concepto dinámico; fluctuando en una franja y sin pérdida de material, debiendo siempre ir con el “apellido” de periodo de retorno, si bien esto da problemas como más tarde se indicará. Con ello se podría definir el perfil de una playa, teóricamente, mediante sus dos estados extremos:

- En perfecta calma.
- En máxima agitación para un periodo de tiempo determinado, periodo de retorno.

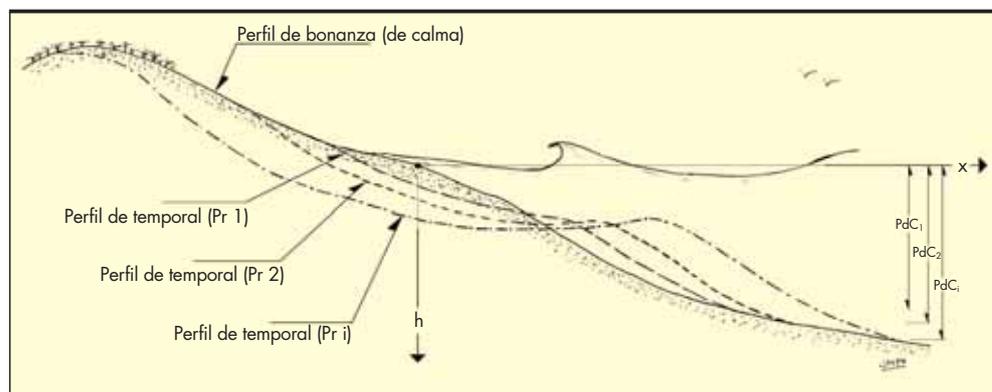


FIGURA 5. Estados extremos de un perfil de playa con diferentes periodos de retorno.

Aún definiendo ambos estados, nos encontraríamos con un grado de incertidumbre que se tiene al adquirir y tratar los datos que nos dan y define ambos estados tal y como Sánchez Arcilla et al (2009) han estudiado, obteniéndose una banda de incertidumbre muy alta cuando se trata de definir el periodo de retorno.

El primero de los estados, en perfecta calma, es el más fácil de definir, y probablemente el que debiera tomarse para comparar los diferentes estados del perfil de una playa determinada, e implícitamente parece que es él al que los diferentes autores se refieren al estudiar el “perfil de equilibrio”. Éste se puede hallar cuando ha pasado un largo periodo de bonanza que ha permitido al mar restablecer ese estado más favorable, cuyo periodo podría oscilar entre 1 y 3 meses, dependiendo si en aquel periodo de tiempo la calma es total o han habido oleajes de baja intensidad, no temporales, entendiéndose por temporales aquellos oleajes con $H_{1/3} > 1,5$ m, aunque Sánchez Arcilla et al (2009) consideran la existencia de temporal para alturas de ola significantes mayores de 2 m. Pero también, puede suponerse aptos para la comparación en perfiles de bonanza las zonas abrigadas, con baja probabilidad de incidir oleajes de las características apuntadas anteriormente.

6. COMPORTAMIENTO DEL PERFIL DINÁMICO Y VARIABLES REPRESENTATIVAS

Antes de exponer los resultados del análisis de los grupos de perfiles que se pudo utilizar para el trabajo, es conveniente explicar el modelo y la metodología seguida para estudiar el perfil dinámico, esto es; estudiando en grupo cómo se comporta el perfil de una playa determinada. Para ello lo primero que se tiene que considerar son las envolventes del perfil a lo largo de un tiempo t , que será el que se considere, en una primera aproximación como periodo de retorno.

La primera de las hipótesis de partida es tomar el perfil medio, como perfil representativo que divide a ese volumen V entre envolventes en dos volúmenes iguales: del perfil medio hasta la envolvente inferior, V_i , y del perfil medio hasta la envolvente superior, V_e : esto es:

$$V_i = V_e$$

Pero esta igualdad, si no existen pérdidas en el perfil por transporte sólido litoral longitudinal o/y transversal, se man-

tiene en todo momento, esto es; en un instante determinado, el perfil de la playa tendrá una forma determinada que se mantendrá dentro de ese volumen envolvente y que lo dividirá en dos, V'_i y V'_e , de tal forma que se cumpla:

$$V'_i = V'_e = V'_i = V'_e$$

Por lo tanto, para caracterizar un perfil determinado de una playa en su estado dinámico hay que conocer las envolvente, o el perfil medio, la anchura A del desplazamiento entre envolventes y las profundidades de cierre activa y máxima.

El problema estriba que solamente sabremos ese comportamiento para un periodo de retorno determinado que nos lo fija, en un principio, el número de años que se ha ido observando el perfil en cuestión, aunque también depende de los temporales ocurridos en un periodo corto de tiempo antes de tomar la medida. Además, dado que para caracterizar un perfil nos hacen falta un buen número de observaciones de éste, solamente se puede tomar datos en aquellas playas que cumpla que existe gran número de observaciones de un perfil; pero esto no suele ser lo corriente, como se podrá observar en los apartados siguientes.

Las variables que se han considerado para analizar y caracterizar los perfiles dinámicos de playa son las siguientes, en orden de su estudio y análisis:

1. Estudio conjunto de todos los estados de un perfil que se tengan en las diferentes campañas.
2. Determinación de la envolvente de ese grupo de perfiles.
3. Cálculo del perfil medio; determinado a partir de la envolvente, superior e inferior o del grupo de perfiles.
4. Cálculo de la curva teórica que se adapta al perfil medio; parábola, bi-parábola o curva exponencial.
5. Determinación de las profundidades de cierre activa y máxima para el intervalo de años en que se realizaron las campañas.
6. Distancia máxima y mínima horizontal de la zona activa del perfil que ha fluctuado.

Además, se deben estudiar para cada playa, si las condiciones lo permiten, al menos dos perfiles, con el objeto de comprobar que el comportamiento de ambos es similar.

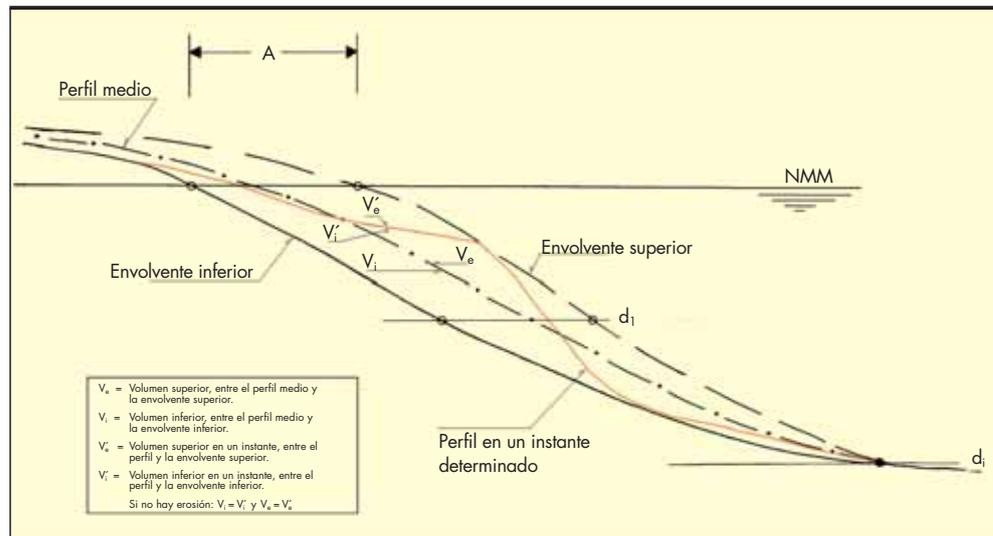


FIGURA 6. Hipótesis del comportamiento dinámico de un perfil.

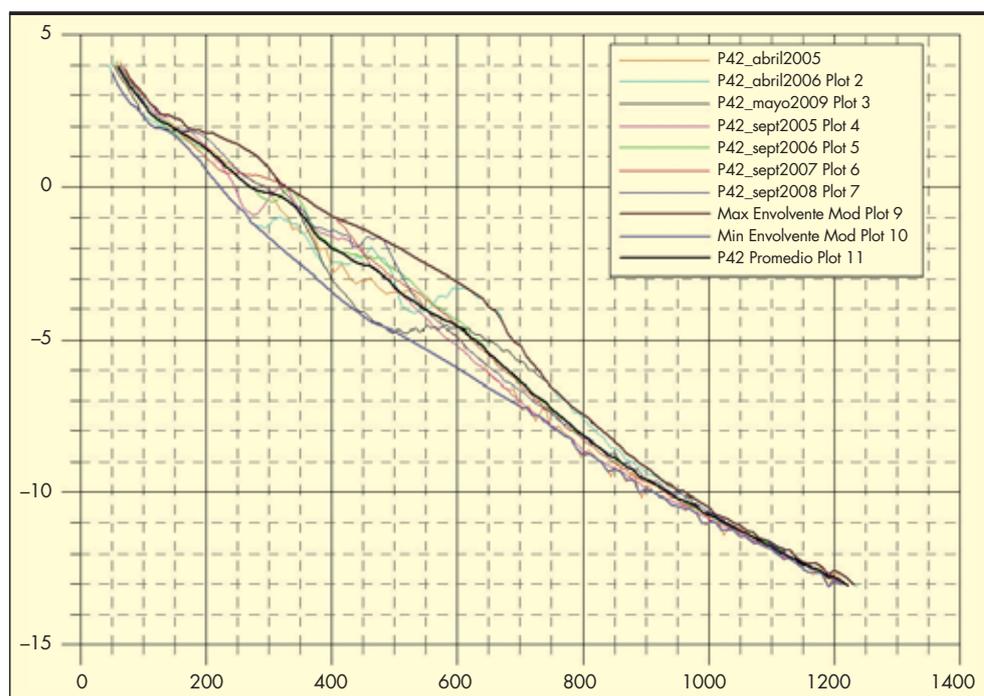


FIGURA 7. Ejemplo del análisis dinámico del perfil; perfil 10 de la Playa de Salinas, Castrillón (Asturias).

7. ANÁLISIS DE ADAPTACIÓN DE PERFILES

En el estudio realizado en el CEDEX para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, se analizaron in total de cinco playas con dos perfiles por playa, y se aplicó para su análisis las cinco variables que se indican en el apartado anterior, con los resultados que se muestran a continuación.

En la tabla 1 se resumen los resultados de las variables que determinan la superficie en la cual se mueve el perfil para adaptarse a la acción del oleaje en cada momento de los análisis de los grupos de perfiles para cada playa. En ella hay datos que no se aprecian en el análisis por lo que se indican como indeterminados, “indet.” en la tabla. Resulta interesante, como análisis de la muestra, el número de datos y

| Playa y perfil | H ₀ ¹³⁷ (m) | Variación máxima (m) | | PdC activa (dl) (m) | | PdC máxima (di) (m) | | T toma de datos | |
|----------------|-----------------------------------|----------------------|----------------|---------------------|---------|---------------------|---------|------------------------|---------|
| | | A | d _A | Medida | Teórica | Medida | Teórica | Total (años / campaña) | Sesgo |
| Salinas 30 | 5,3 | 200 | -1/-4,2 | 4,5 | 9,27 | 13 | 18,55 | 4 / 7 | centro |
| Salinas 42 | 5,3 | 200 | -2,3/4,5 | 4,5 | 9,27 | 13 | 18,55 | 4 / 7 | centro |
| Peñíscola 2 | 2,6 | 75 | -2,2/-3,2 | 3,2 | 4,55 | 4 | 9,10 | 3 / 4 | verano |
| Peñíscola 5 | 2,6 | 28 | -1,3/-1,7 | Indet. | 4,55 | 5 | 9,10 | 3 / 4 | verano |
| Malagueta10I | 3 | 17 | -1,3/-1,7 | 2,7 | 5,25 | 4,25 | 10,50 | 2,3 / 3 | Poco V |
| Malagueta10II | 3 | 55 | -2/-2,4 | 2,4 | 5,25 | 5 | 10,50 | 1,6 / 4 | Poco In |
| Malagueta31I | 3 | 30 | -0,8/-1,5 | 1,5 | 5,25 | 4 | 10,50 | 2,3 / 3 | Poco V |
| Malagueta31II | 3 | 40 | -1,5 | 3 | 5,25 | 5,6 | 10,50 | 1,6 / 4 | Poco In |
| S. Andrés 16 | 3 | 50 | -3,2/-4 | 4,2 | 5,25 | 6 | 10,50 | 4,5 / 3 | Poco In |
| S. Andrés 31 | 3 | 25 | -3,8 | 4 | 5,25 | 5,5 | 10,50 | 4,5 / 3 | Poco In |
| Campello 10 | 2,8 | 15 | -0,3 /-1 | Indet. | 4,9 | 4 | 9,8 | 1 / 2 | Verano |
| Campello 4 | 2,8 | 22 | -1 | Indet. | 4,9 | 4 | 9,8 | 1 / 2 | Verano |

TABLA 1. Comparativa de variables superficiales de perfiles.

cuándo fueron tomados; resumiéndose en la tabla en las dos últimas columnas: "T toma de datos", donde se ha separado el número de años que se estuvieron tomando y el número de datos, campañas, que se realizaron; y el sesgo indica si las campañas que se realizaron son representativas del año, tanto de invierno como de verano, en cuyo caso se pone "centro" mientras que si solamente representan un periodo del año se pone "verano" o "invierno", o cuando hay más de un periodo que otro, entonces se precede con "Poco...".

Como puede apreciarse en la tabla en la mayoría de las playas existen muy pocos datos, y solamente en la playa de Salinas el paquete de perfiles está centrado y el número de datos es suficientemente correcto como para ser representativo el resultado, mientras que el resto los datos son escasos y se encuentran sesgados respecto al periodo del año, por lo que solamente se pueden considerar como aproximados o tendencias del comportamiento de las playas, no pudiendo hacer un análisis dinámico correcto del perfil de la playa en cuestión.

Las profundidades de cierre activas y máximas son mucho mayores las teóricas que las obtenidas con los datos; seguramente, debido a ese sesgo y falta de datos que se ha indicado en el párrafo anterior. Mostrando claramente que, cuando se quiere caracterizar una playa y analizar su comportamiento, las campañas que se realicen deben ser tendientes a ser representativas del movimiento del perfil a lo largo del año, con al menos dos campañas en periodo estival e invernal y, además, la extensión en el tiempo ha de ser al menos de 4 o 5 años. Con estas premisas, puede indicarse que los datos que se han manejado no son suficientes como para conocer el comportamiento esperable de los perfiles de playa en las costas españolas, y solamente se puede indicar aproximaciones o tendencias del comportamiento de las playas en cuestión.

En la tabla se observa, además, que la variación máxima del perfil se da en un intervalo de profundidades grande cuanto más campañas se hayan realizado y mejor distribuidas estén en el año.

En las siguientes tablas se muestran los resultados comparativos de los ajustes teóricos de todos los perfiles analizados, en los cuales se ha incluido una última columna que se ha denominado "Adaptación", en ella se han valorado tres factores: 1) Coeficiente de regresión, 2) La suma residual de los cuadrados, y 3) Apreciación subjetiva de la representatividad de la curva teórica con la real.

Dando la siguiente valoración: E, excelente, cuando se adapta perfectamente la curva teórica con un coeficiente de correlación muy alto y muy baja la suma residual de los cuadrados. Pasando por los escalones de MB, muy buena; B, buena; R, regular; M, mala; MM, muy mala; y P, pésima cuando ni se parecen las curvas, el coeficiente de correlación es muy bajo y la suma residual de los cuadrados es altísima.

El perfil parabólico ensayado viene determinado por la ecuación genérica de la parábola:

$$Y = -A \cdot X^B + C$$

Siendo C la traslación horizontal de la parábola respecto a la línea de orilla, que solamente se ha considerado cuando existe una fluctuación importante en la línea de orilla como es el caso cuando existe marea, solamente considerado en la playa de Salinas, siendo para el resto cero.

Como se puede apreciar todas las playas tiene una adaptación aceptable a una parábola. Solamente en el caso de un perfil de la playa de la Malagueta, perfil 10, la adaptación es mala, debido a que existe un escalón muy profundo que no reproduce el perfil teórico. En cualquiera de las maneras, no existe ninguna uniformidad entre los exponentes, B, de las parábolas; en ocasiones hasta en la misma playa, y lo mismo

| Playa y perfil | A | B | Adaptación |
|----------------|--------|--------|------------|
| Salinas 30 | 0,0202 | 0,9525 | M B |
| Salinas 42 | 0,035 | 0,883 | M B |
| Peñíscola 2 | 0,123 | 0,638 | M B |
| Peñíscola 5 | 0,4050 | 0,454 | M B |
| Malagueta 10I | 0,025 | 1,139 | M |
| Malagueta 10II | 0,007 | 1,352 | M |
| Malagueta 31I | 0,066 | 0,902 | B / R |
| Malagueta 31II | 0,048 | 0,949 | B / R |
| S. Andrés 16 | 0,099 | 0,723 | B |
| S. Andrés 31 | 0,138 | 0,684 | B |
| Campello 10 | 0,163 | 0,626 | B |
| Campello 4 | 0,205 | 0,579 | B |

TABLA 2. Perfil parabólico ($Y = -A X^B$).

se puede decir del coeficiente A. Por lo que sería absurdo intentar una adaptación única que englobase todos los casos, que, además, se ha indicado, no es buena representación de los diversos estados que puede encontrarse el perfil de una playa a lo largo del tiempo, sino solamente una aproximación.

Los resultados de la adaptación de una curva exponencial son similares a los obtenidos en el caso de la parábola y con similares considerandos.

El perfil exponencial ensayado viene determinado por la ecuación genérica de la parábola:

$$Y = -G(1 - e^{JX}) + C$$

Siendo C la traslación horizontal de la curva respecto a la línea de orilla.

Los datos que se obtienen en la adaptación de la pendiente de la playa no corresponden en todos los casos a la pendiente real de ésta, teniendo en cuenta que la pendiente de la playa tomada es la media desde la línea de orilla hasta la profundidad de 10 m, lo que indica una pendiente media y esta es la que se adapta bastante bien en la mayoría de los casos. No obstante, la adaptación observada no es excesivamente mala, salvo en el caso de las playas de Peñíscola y Campello, donde se acababa de regenerar la playa y probablemente no se había producido la redistribución natural del sedimento.

Cuando se ha forzado a una adaptación teórica del perfil al tipo de Dean, se observa que ésta, como es lógico, es algo peor que las adaptaciones teóricas anteriores; pero no son excesivamente malas: solamente en el caso del perfil 10 de la playa de la Malagueta, con un escalón importante, la adaptación es muy mala, y el resto de los perfiles de esta playa, es mala y en Peñíscola, el perfil 5 también. La comparación del tamaño medio del sedimento real y el que da la adaptación al perfil de Dean, proporcionó resultados, en aquellas playas donde se tenían datos, que no se alejaban mucho unos de otros; por lo que, en una primera aproximación resultan aceptables estos ajustes del coeficiente de Dean.

El perfil parabólico ensayado viene determinado por la ecuación genérica de la parábola:

$$Y = -A \cdot X^{0,667} + C$$

| Playa y perfil | G | J | m real (0 a 10m) | m teorico | | | Adaptación |
|----------------|--------|----------|---------------------|----------------|-----------------|--------------------|------------|
| | | | | m ₀ | m ₁₀ | m _{medio} | |
| Salinas 30 | 106,98 | 0,000146 | 0,0114 | 0,0157 | 0,0136 | 0,0146 | M B |
| Salinas 42 | 78,21 | 0,000214 | 0,0114 | 0,0167 | 0,0142 | 0,0155 | M B |
| Peñíscola 2 | 11,06 | 0,0019 | 0,0116 | 0,0210 | 0,00061 | 0,0108 | B |
| Peñíscola 5 | 8,81 | 0,0034 | 0,0105 | 0,03 | 0,0012 | 0,0156 | M |
| Malagueta 10I | 999,99 | 0,00005 | 0,052 | 0,050 | 0,049 | 0,050 | M |
| Malagueta 10II | 1000 | 0,00004 | 0,047 | 0,040 | 0,040 | 0,040 | M |
| Malagueta 31I | 31,29 | 0,00147 | 0,038 | 0,046 | 0,031 | 0,038 | B / R |
| Malagueta 31II | 57,91 | 0,00067 | 0,0373 | 0,0388 | 0,0322 | 0,0355 | B / R |
| S. Andrés 16 | 15,39 | 0,00173 | 0,018 | 0,027 | 0,0102 | 0,0186 | R |
| S. Andrés 31 | 14,03 | 0,0023 | 0,020 | 0,0322 | 0,0102 | 0,0212 | R |
| Campello 10 | 11,16 | 0,0026 | 0,015 | 0,029 | 0,0053 | 0,017 | B |
| Campello 4 | 10,10 | 0,00285 | 0,0137 | 0,029 | 0,0036 | 0,016 | R |

TABLA 3. Perfil exponencial $Y = -G(1 - e^{-X})$.

Siendo C la traslación horizontal de la parábola respecto a la línea de orilla que solamente se ha considerado cuando existe una fluctuación importante en el línea de orilla como es el caso cuando existe marea, solamente considerado en la playa de Salinas. Y siendo para el resto cero y A el coeficiente de Dean.

| Playa y perfil | A | D50 Dean (mm) | D50 real (mm) | Adaptación |
|----------------|-------|------------------|------------------|------------|
| Salinas 30 | 0,174 | 0,61 | 0,33* | R |
| Salinas 42 | 0,173 | 0,61 | 0,35* | R |
| Peñíscola 2 | 0,10 | 0,20 | 2,96 | M B |
| Peñíscola 5 | 0,103 | 0,21 | 1,68 | M |
| Malagueta 10I | 0,254 | FR | 2,56 | M M |
| Malagueta 10II | 0,224 | FR | 1,29 | M |
| Malagueta 31I | 0,227 | FR | 1,17 | M |
| Malagueta 31II | 0,213 | 1,04 | 1,45 | M |
| S. Andrés 16 | 0,139 | 0,37 | 0,5-1 | B |
| S. Andrés 31 | 0,153 | 0,45 | 0,5-1 | B |
| Campello 10 | 0,127 | 0,31 | 0,32 | B |
| Campello 4 | 0,119 | 0,27 | 0,32 | R |

TABLA 4. Ejemplo del Perfil parabólico de Dean ($Y = -A X^{2/3}$). (* Tomadas en la campaña de 2001).

8. CONCLUSIONES

Las conclusiones son de dos tipos diferentes, dependiendo de si se quiere trabajar o analizar perfiles de playa; o se necesita tener un perfil teórico para usar en proyectos de actuaciones en playas. Las conclusiones para cada uno de ellos son las siguientes.

8.1. DEL ANÁLISIS DEL PERFIL DE PLAYA:

1. El perfil de equilibrio en completa calma, propuesto inicialmente, para un análisis estático de perfil es prácticamente imposible de conseguir en playas abiertas, por lo que se debe optar por analizar dinámicamente el perfil; esto es, considerando todos los estados y formas que va adquiriendo el perfil a lo largo del tiempo.
2. Para estudiar y analizar el comportamiento de un perfil de playa no es válido caracterizarlo en un instante determinado ya que éste solamente representa la playa en el instante que se ha tomado y no el comportamiento general.
3. Para que sea válido el análisis dinámico debe tener un mínimo de datos, pudiéndose aceptar éstos cuando: las campañas que se realicen deben ser tendentes a ser representativas del movimiento del perfil a lo largo del año, con al menos dos campañas en periodo estival e invernal y, además, la extensión en el tiempo ha de ser al menos de 4 o 5 años.
4. El perfil dinámico viene representado por las siguientes variables:
 - I. Estudio conjunto de todos los estados de un perfil que se tengan en las diferentes campañas.
 - II. Determinación de la envolvente de ese grupo de perfiles.

- III. Cálculo del perfil medio; determinado a partir de la envolvente, superior e inferior o del grupo de perfiles.
- IV. Cálculo de la curva teórica que se adapta al perfil medio; parábola, bi-parábola o curva exponencial.
- V. Determinación de las profundidades de cierre activa y máxima para el intervalo de años en que se realizaron las campañas, real y teórico.
- VI. Distancia máxima y mínima horizontal de fluctuación de la zona activa del perfil.

8.2. DEL USO DEL PERFIL DE PLAYA TEÓRICO:

Si se extrapolan los resultados a una concepción general del comportamiento esperable de los perfiles de playa a lo largo de las costas peninsulares españolas se puede indicar, en líneas generales:

5. El perfil medio dinámico se adapta, en una primera aproximación, a una curva tipo parabólica o exponencial. Pudiéndose utilizar los criterios de Komar y McDougal, y Dean en esa aproximación. Teniendo en cuenta que la pendiente real de la playa correspondería con la pendiente media de la curva exponencial de Komar y McDougal no con la de la línea de orilla, esto es: $m_{\text{real}} [0-10\text{m}] = 1/2 (m_0 + m_{10})_{\text{teórico}}$.
6. La fluctuación del perfil, o variación máxima A, si se toman los valores extremos, para caer del lado de la seguridad, de los datos obtenidos, debe suponerse una banda de fluctuación 38 veces la $H_{0,137}$ para el norte de España y de 30 veces para el Mediterráneo. Dándose esta variación horizontal máxima entre la línea de orilla y la profundidad de cierre activa.
7. La profundidad de cierre activa debe calcularse según el criterio de Hallermeier.
8. La profundidad de cierre máxima debe tomarse entre 2 y 1,5 veces la profundidad de cierre activa; siendo el primer valor más apto para la costa atlántica y el segundo para la mediterránea. Si bien se puede usar el primer valor para caer del lado de la seguridad.
9. Dado que todas las afirmaciones anteriores están basadas en escasos datos, éstas deben tomarse como aproximadas, no pudiendo darlas como certeza absoluta ya que para ello se necesitarían muchos más datos de los que se ha dispuesto.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bernabeu, A. M. (1999). *Desarrollo, validación y aplicaciones de un modelo general de perfil de equilibrio de playas*; Universidad de Cantabria. Tesis Doctoral.

Bruun, P. (1954). *Coast erosion and the development of beach profiles*; U.S. Army, Corps of Engineers (Memoria Técnica nº 44).

Dean, R. G. (1991). *Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications*; Journal Coastal Research, Vol. 7 nº 1 (pp 53-84).

Dean, R. G. y R. A. Dalrymple (2001). *Coastal Processes with Engineering Applications*; Cambridge University Press.

Fenneman, M. M. (1902). *Development of the profile of equilibrium of the subaqueous shore terrace*; Journal of Geology. Vol. X. (pp. 1 a 32).

Gómez Pina, Gregorio (2001). *Modelo biparabólico de cuantificación de perfiles en mares con marea basado en datos de campo del litoral español*; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Tesis Doctoral.

González, M. (1995). *Morfología de playas en equilibrio. Planta y perfil*; Universidad de Cantabria, Tesis Doctoral.

Inman, D. L., M. H. S. Elwany y S. A. Jenkins. (1993). *Shore-rise and Bar-Berm profiles on ocean beaches*; Journal of Geophysical Research. Vol. 98. NO. C10. (pp.18181 a 18.199).

Larson, M y N. C. Kraus, (1989). *SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change*; Tech. Report CERC-89-9. U.S. Army Corps of Engineers Coastal Engineering.

Medina, R., M. A. Losada y R. A. Dalrymple (1990). *Análisis de perfiles de playa por medio de funciones ortogonales empíricas (método FOE)*; Revista de Obras Públicas. Junio. (pp. 9 a 17).

Negro, V. (1989). *Isolíneas de realimentación y rellenado en playas sin marea. Método de las envolventes para equilibrio morfodinámico en perfil transversal*; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Tesis Doctoral.

Peña Olivas, José Manuel de la (dirección) y Miguel Ángel Otero Barreiro (1990). *Estudio Sistemático de Perfiles de Playa*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (informe técnico nº 22-417-9-087, para la Dirección General de Puertos y Costas.

Peña Olivas, José Manuel (2007). *Guía técnica de estudios litorales. Manual de costas*; Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (colección señor nº 39).

Pilkey, O. H., R.S Young, S.R. Riggs, A.W Sam Smith, H. Wu y W. D. Pilkey(1993). *The concept of shoreface profile of equilibrium: A critical review*; Journal of Coastal Research. Vol. 9, nº 1 (pp. 255 a 278).

Saville, T. Jr. (1950). *Model study of sand transport along an infinitely long, straight beach*; Trans. Amer. Geophys. Union. Vol. 31. nº 4.

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

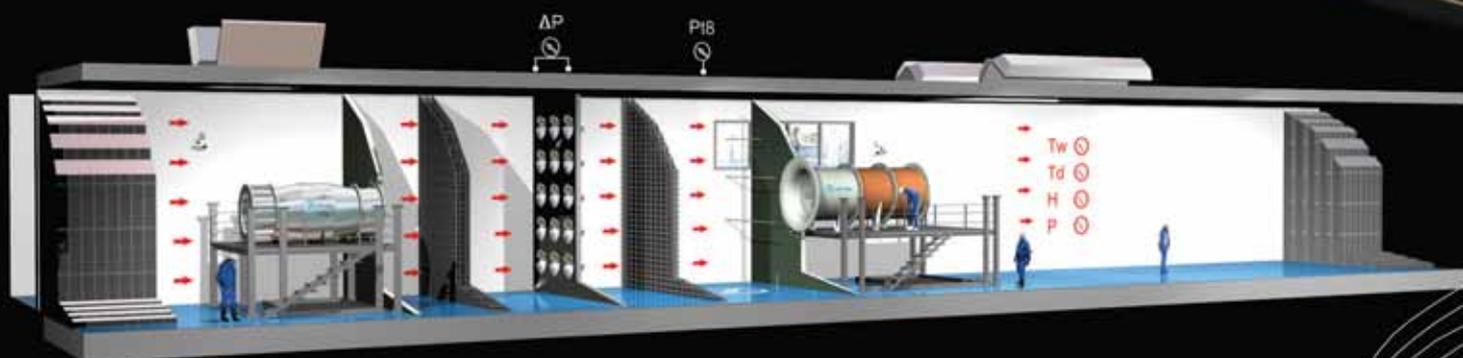
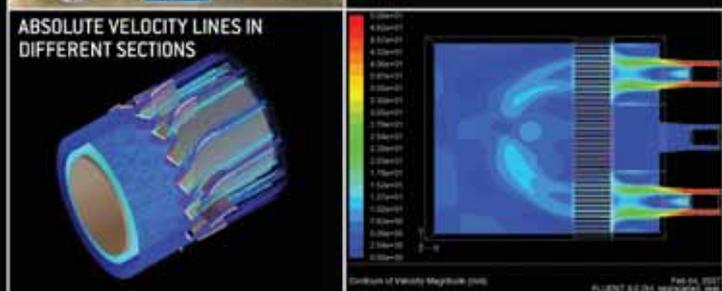
www.sando.com

Sistemas de ventilación

La medida de nuestra experiencia



Más de 40 años de experiencia, miles de ventiladores axiales en los 5 continentes, un equipo de cualificados profesionales y unos medios de diseño y ensayos, hacen de **zitrón** líder mundial en sistemas de ventilación axial.



ZITRÓN, S.A.
Oficinas centrales: Autovía AS-II Nº 2386
33392 Pol Rocas. Gijón. España
P.O. box: 404 - 33280 - Gijón. España
Telefono: +34 98 516 81 32
Fax: +34 98 516 80 47
E-Mail: zitron@zitron.com



Efecto de la radiación solar sobre el ligante bituminoso

ANA TADEO RICO (*) y ALFREDO TORRES PÉREZ (**)

RESUMEN El betún de las mezclas bituminosas se transforma a lo largo de su vida de servicio como pavimento asfáltico en un material frágil y duro. Este envejecimiento se debe principalmente a la oxidación de los grupos funcionales moleculares componentes de su estructura. Es conocido que la radiación ultravioleta acelera el proceso de oxidación. Sin embargo, se ha prestado poca atención al efecto de la radiación solar sobre el envejecimiento del betún. En este sentido, el objeto de este trabajo se ha orientado a estudiar el envejecimiento causado por acción de la radiación solar. Para el estudio se han seleccionado cuatro betunes comerciales de otras tantas empresas, dos betunes asfálticos 50/70, y dos betunes asfálticos modificados con polímeros. Se han preparado cuarenta muestras de cada betún y se han colocado bajo cuatro tratamientos de envejecimiento, variando las condiciones de temperatura y radiación, durante un periodo comprendido entre 40 y 500 días. De cada muestra se han medido el Punto de Reblandecimiento anillo y bola y el Punto de Fragilidad Fraass en función del tiempo bajo radiación. Los resultados de ensayo a lo largo del periodo de radiación han mostrado valores crecientes función del tratamiento de envejecimiento y las características del betún. Como complemento, se ha determinado la densidad y estabilidad Marshall de una serie de muestras de un lote de una mezcla asfáltica sometidas a periodos crecientes de exposición bajo radiación solar. Los resultados han demostrado el incremento de la estabilidad en función del tiempo de exposición. Estos experimentos ponen de manifiesto que la radiación solar altera las propiedades físicas de los betunes, debido a la oxidación de su estructura molecular, dando lugar a un material frágil y duro. De manera que el estudio del efecto de la radiación solar sobre el betún podría ser considerado un buen medio de caracterización para valorar las propiedades de los betunes en su aplicación como ligantes bituminosos.

SOLAR RADIATION EFFECT ON THE BITUMINOUS BINDER

ABSTRACT *Asphalt, used as binder in road construction, becomes more brittle and harder during working life on the surface of the road pavement, conducting toward their deterioration. This is caused by the oxidation of the molecular functional groups of the asphalt molecular structure. Moreover, it is observed that ultraviolet radiation increases the oxidation process. However, the effect of solar light on the asphalt degradation has been poorly researched. The aim of this work is to study asphalt ageing caused by effect of solar radiation, by using standard tests. Four commercial asphalts from different companies were selected: two with penetration number 50/70, and the other two polymer modified asphalts. From each of the asphalts forty samples were taken off and placed in four different aging conditions of temperature and radiation for a period ranging from 40 to 500 days. Ring and Ball test, and Fraass breaking Point test, were used to analyze the changes of asphalt properties after exposition to solar radiation. The results of the four analyzed asphalts showed a distinct behavior, not only in the test temperature increase but also in the rate. Another experiment was carried out. Samples from a hot mix asphalt batch were placed under solar radiation, and were compacted by the Marshall procedure after increasing periods of time. Density and resistance to plastic flow using Marshall Apparatus were measured. Results showed an increase in the stability of samples under radiation. Both experiments show that the solar radiation is enough to cause changes in the asphalt molecular structure due to oxidation. So that, the study of the effect of the solar radiation on the asphalt properties could be a good tool to assess the performances of asphalt pavement.*

Palabras clave: Betún asfáltico, Betún modificado, Radiación solar, Envejecimiento, Punto reblandecimiento, Punto Fraass.

Keywords: Asphalt, Modified asphalt, Solar radiation, Ageing, Ring and Ball Point, Fraass Point.

1. INTRODUCCIÓN

Es una realidad que los firmes de carreteras se degradan con el tiempo. Esta degradación se manifiesta porque la mezcla

bituminosa que constituye el firme pierde sus propiedades mecánicas de elasticidad y flexibilidad originales, cuya causa se atribuye, fundamentalmente, a las sollicitaciones mecánicas a las que está sometida por el efecto de las cargas del tráfico soportado. En este sentido, el estudio y dosificación de las mezclas bituminosas se ha basado, en el devenir de esta ciencia de la ingeniería civil, en su comportamiento ante las sollicitaciones mecánicas. No obstante, la mezcla está definida por la naturaleza del ligante, esto es, el betún asfáltico. El betún,

(*) Laboratorio de Materiales. Demarcación de Carreteras de Valladolid. M. Fomento.

(**) Unidad de Apoyo, CEDEX.

dadas sus propiedades termoplásticas, fácil adhesividad, durabilidad, impermeabilidad, y consistencia es un producto muy adecuado para el propósito ligante en las mezclas bituminosas. Ahora bien, si se hace abstracción de la mezcla y se separa en los dos componentes: esqueleto mineral, y ligante, desde el punto de vista de la degradación, el esqueleto mineral es, por lo general, inerte y durable, mientras que el ligante, por su naturaleza orgánica, es degradable; pierde sus propiedades adhesivas, termoelásticas y termoplásticas, haciéndose más frágil y quebradizo. De manera que el comportamiento durable de una mezcla está directamente relacionado con la estabilidad del betún componente. Los betunes han estado caracterizados, o clasificados más bien, para los propósitos de mezclas bituminosas, mediante ensayos normalizados, conectados con alguna propiedad física, cuyos resultados permiten una determinada clasificación de acuerdo con unas especificaciones. Obviamente, casi todos estos ensayos son empíricos. No obstante, se han usado y están en vigor debido, principalmente, a su simplicidad en el procedimiento operativo y la experiencia acumulada por el uso ininterrumpido de estos métodos de ensayo. Es de destacar que entre los ensayos para la caracterización, que en esencia se limitan a dos ensayos normalizados: Penetración (NLT-124) y Punto de reblandecimiento anillo y bola (NLT-125), no se contempla ninguno que se aproxime a medir la degradación con el tiempo o envejecimiento; el estudio del envejecimiento de betún se limita, sobre todo, a los empleados como impermeabilizantes. Este procedimiento de caracterización ha funcionado en tanto que el consumo de betún bituminoso ha sido moderado y los yacimientos, ya naturales o procedentes del residuo de la destilación del petróleo, se mantuvieron estables.

A comienzos de los años 70 se produjo una importante crisis del petróleo. Los betunes procedentes del residuo y destilación del petróleo ya no eran tan regulares en sus cualidades físicas. Se observó un deterioro importante y prematuro en los firmes de carreteras de los Estados Unidos, y se puso de manifiesto que los ensayos empíricos empleados hasta entonces se mostraban insuficientes y muy limitados. Como consecuencia se crea el programa SHRP (Strategic Highway Research Program) (1) con el objeto de desarrollar un conocimiento más claro de las propiedades fundamentales químicas y físicas del betún. El programa SHRP, establecido por el congreso americano en 1987 para mejorar el rendimiento y la durabilidad de las carreteras americanas, se orientó al desarrollo de un nuevo sistema de especificaciones, especificaciones Superpave, para caracterizar los pavimentos bituminosos. Bajo este programa se elaboraron nuevos métodos de ensayo que, en lo que respecta a la caracterización del betún, se centra, en especial, en la medida de sus propiedades físicas, motivado sin duda por la complejidad de su composición química. En las especificaciones la temperatura juega un papel importante, de tal modo que a cada rango de temperatura alta, media y baja, relacionados directamente con la ubicación geográfica donde se usará el betún, corresponden unos ensayos específicos para su caracterización. En este sentido, las especificaciones Superpave introducen, como novedad, un nuevo aspecto para la caracterización del betún; se toma en consideración la intervención del medio ambiente como elemento importante en la degradación del ligante. El envejecimiento se manifiesta a escala molecular por la oxidación de las moléculas de los grupos funcionales componentes del betún. La oxidación es la causa del incremento de la fragilidad del betún, y la pérdida de sus propiedades viscoelásticas. Con objeto de medir el proceso de envejecimiento, se proponen los ensayos RTFO (Rolling Thin Film Oven) (2), y PAV (Pressure Aging Vessel) (3). El ensayo RTFO se realiza a temperaturas elevadas, próximas a las de

la envuelta de la mezcla asfáltica, y a presión atmosférica, con inyección de aire, mientras que en el ensayo PAV la muestra está sometida a alta presión de aire, 2 MPa, y temperaturas por encima de las máximas temperaturas estimadas para el pavimento. El primer ensayo da cuenta de la pérdida de materiales volátiles y envejecimiento del betún en el proceso de envuelta con los áridos y extendido, mientras que el ensayo PAV estaría relacionado con el proceso de envejecimiento de la mezcla bituminosa a largo plazo, que se produce durante su vida en servicio.

En lo que al envejecimiento a largo plazo se refiere, sin embargo, la correlación entre las condiciones de presión y temperatura del ensayo PAV y las de las mezclas en servicio distan bastante de ser equivalentes. En ningún modo la mezcla asfáltica va a estar sometida, durante su vida en servicio, a estas condiciones de presión y temperatura. Por lo tanto, es cuanto menos cuestionable que los resultados que se obtengan de este procedimiento de ensayo sean extrapolables para medir la degradación a largo plazo de las mezclas asfálticas en las condiciones ambientales a las que ésta estará sometida (4). En este supuesto, como en casos semejantes, la reciprocidad entre los binomios temperatura y presión, por una parte, y tiempo, por otra, no es del todo válida; aumentar la temperatura y presión para reducir el tiempo de ensayo no da como resultado la degradación que se esperaría de la mezcla asfáltica durante su vida de servicio (5,6).

Por otra parte el extendido de la mezcla en la carretera no sólo está en presencia del aire de la atmósfera, y sometida a cambios de temperatura; sufre los efectos de cambios de humedad, y contactos periódicos directos con el agua, y, lo que es más importante, está bajo la acción de la radiación electromagnética solar. En lo que se refiere a la interacción del agua con la mezcla, las mezclas asfálticas se someten a ensayos para determinar su susceptibilidad frente al agua. Ahora bien, no hay ensayos que midan la respuesta de la mezcla o del betún a la radiación solar. De los dos componentes principales de la mezcla, betún asfáltico y áridos, el betún, por su propia naturaleza, es en mayor medida más susceptible a la radiación solar que el árido. De manera que la respuesta de la mezcla a la radiación solar vendrá condicionada por la susceptibilidad del betún a la radiación.

La radiación solar es la causa del aumento de temperatura en la mezcla, y da lugar a la degradación del betún. El betún, como sustancia orgánica, es fotosensible. Es conocido que el betún de Judea se empleó para fabricar las primeras planchas fotográficas (7), y en algunos libros sobre la historia de la fotografía se define el betún como "un hidrocarburo que se endurece por la acción de la luz". Es un hecho que la luz, sobre todo en el rango Ultravioleta, induce a un endurecimiento de la capa superficial (8). Los estudios sobre betunes envejecidos por radiación ultravioleta, mediante análisis químicos de su composición antes y después de la radiación, ponen de manifiesto la oxidación de las moléculas orgánicas componentes del betún posterior al tratamiento (9). Es por esto que sólo se tiene en cuenta la oxidación en el proceso de envejecimiento, en el que las moléculas orgánicas componentes del betún son susceptibles de reaccionar con el oxígeno. Sin embargo, desde otro punto de vista, se puede argumentar que el campo electromagnético asociado a la radiación solar modifica la polaridad de las moléculas, lo que favorece la velocidad de oxidación de los componentes del betún. No obstante, hay muy pocas referencias en la literatura especializada acerca del envejecimiento o degradación del betún asociado con la radiación electromagnética solar en su uso como ligante bituminoso (10).

Desde la presentación en España del programa SHRP y las especificaciones Superpave en Barcelona (11) se nos suscitó la

inquietud de la razón por la cual la radiación solar no se tenía en cuenta como un factor adicional para caracterizar la degradación del betún. Las cuestiones surgieron de inmediato; en condiciones ambientales habituales ¿sería relevante el efecto de la radiación sobre la degradación del betún?, ¿cuál de los dos factores, radiación o temperatura, sería predominante?, ¿todos los betunes presentan la misma respuesta a la radiación?, ¿cuál es el rango de radiación, dentro del espectro solar, al que el betún es más susceptible?, ¿se podría emplear la susceptibilidad a la radiación como un parámetro de caracterización del betún?

Con objeto de tratar de descifrar estas preguntas hemos realizado la experimentación que exponemos en el presente artículo: la medida de la respuesta del betún a cuatro tratamientos de envejecimiento, diseñados previamente, mediante los métodos de ensayo disponibles en nuestro laboratorio. A modo de corolario, se presenta una segunda experiencia orientada a comprobar en que medida las propiedades mecánicas de una mezcla bituminosa se modifican por efecto de la radiación solar; para lo cual se determina la resistencia a compresión de la mezcla, según el procedimiento de ensayo Marshall (NLT-159), en función del periodo de envejecimiento. Entre una y otra experiencia, la voluntad quiso y las circunstancias fueron propicias para que uno de los autores del presente trabajo llevara a cabo un estudio, con mejores recursos, del alcance de la degradación del betún por efecto de la radiación electromagnética (12). Esto nos ha facilitado establecer la conexión de los resultados experimentales obtenidos en el presente trabajo con las modificaciones que sufre la estructura molecular de los betunes debido a la radiación solar. En los siguientes apartados se detalla el arreglo experimental de ambas experiencias, y se exponen los resultados experimentales y su discusión.

2. DISEÑO EXPERIMENTAL

2.1. ENVEJECIMIENTO DE BETUNES

El envejecimiento de betunes se lleva a cabo colocando una serie de muestras de betún en distintas situaciones de solea-

miento, en el recinto del laboratorio, de coordenadas: 41°38'N, 4°43'O y altitud 698 m. Puesto que la película superficial del betún es la que va a estar sobre todo afectada por el efecto de la radiación solar, para la caracterización del betún después del periodo de radiación se escogen los ensayos normalizados disponibles en el laboratorio que requieren menor cantidad de muestra. Estos son el Punto de Reblandecimiento anillo y bola, **PRayb**, (13) y el Punto de fragilidad Fraass, **PF** (14). El ensayo PRayb proporciona la temperatura límite entre los grados de consistencia elastoplástico y viscoso, mientras que el ensayo PF da como resultado la temperatura a la que el betún pierde su carácter elástico y se torna quebradizo. Dada la naturaleza del betún, ambas temperaturas no pueden considerarse temperaturas de cambios de estado, por lo que sus valores están condicionados sin duda al procedimiento de ensayo. En cierto modo, estas temperaturas extremas permiten establecer un rango, que algunos autores definen como intervalo de plasticidad, que determinan los límites sólido-viscoelástico y viscoelástico-viscoso a bajas y altas temperaturas, respectivamente (15).

Para llevar a cabo el experimento se han seleccionado cuatro betunes asfálticos: dos betunes asfálticos B50/70, y dos betunes asfálticos modificados con polímeros. Los betunes han sido proporcionados por suministradores de empresas comerciales clientes del laboratorio. Las características de los betunes, de acuerdo con los ensayos normalizados recogidos en las especificaciones del PG3 (16), se presentan en la tabla 1.

Los cuatro tratamientos de envejecimiento se definen como: a) **laboratorio**, b) **oscuridad**, c) **acristalado** y d) **aire**, que significan:

- a) **Laboratorio.** Muestras almacenadas en el laboratorio, que se mantienen a temperatura constante, 25°C, en un recinto cerrado y oscuro, hasta la fecha de la realización de los ensayos de caracterización, de acuerdo con el programa establecido.
- b) **Oscuridad.** Las muestras de este grupo se alojan en bolsas apropiadas para proteger los materiales fotosensibles. Las bolsas se colocan en una zona sombría en la

| BETUNES | | Betunes asfálticos | | Betunes modificados | |
|---|---------|--------------------|-------|---------------------|-------|
| Caracterización | Método | A | B | C | D |
| Penetración (25°C; 100g,5s), (0,1 mm) | NLT-124 | 57 | 58 | 62 | 60 |
| Punto de reblandecimiento anillo y bola, (°C) | NLT-125 | 50,0 | 50,3 | 63,9 | 60,8 |
| Punto de fragilidad Fraass, (°C) | NLT-182 | -9 | -11 | -7 | -12 |
| Índice de Penetración | NLT-181 | -0,89 | -0,75 | +2,4 | +1,7 |
| Viscosidad S.S.F | NLT-133 | | | | |
| a 147°C, (s) | | 150 | 138 | - | - |
| a 160°C, (s) | | 86 | 86 | - | - |
| Densidad relativa (25°C/25°C) | NLT-122 | 1,04 | 1,03 | 1,02 | 1,02 |
| Recuperación elástica por torsión(25°C), (%) | NLT-329 | - | - | 25 | 50 |
| Consistencia flotador (60°C), (s) | NLT-183 | - | - | > 700 | > 700 |
| Ductilidad (5 cm/min) 85°C), (cm) | NLT-126 | - | - | 15 | 21 |

TABLA 1. Caracterización de los betunes asfálticos, A y B, y los betunes asfálticos modificados con polímeros, C y D.

terrazza del laboratorio. En estas condiciones, las muestras están a temperatura ambiente y protegidas de la radiación.

c) **Acristalado.** Muestras exentas colocadas en la terraza sobre una superficie plana horizontal, y apantalladas por una superficie de vidrio cristalino transparente común. La superficie cristalina está situada a unos 25 cm por encima del conjunto de la superficie de las muestras. El cristal común es opaco a la radiación ultravioleta. En estas condiciones, las muestras están expuestas a la intemperie, con la excepción de la radiación absorbida por la pantalla de vidrio. Los recipientes con las muestras están alojados sobre bases de madera.

d) **Aire.** Muestras colocadas en la misma disposición que las muestras del tratamiento c), sin ningún tipo de protección.

Para cada betún se preparan 47 muestras; 36 para alojar en la terraza y 11 para mantener en el laboratorio, a 25°C. Las muestras de la terraza constan de 20 g de betún extendido sobre una superficie circular de 15 cm de diámetro, de manera que el betún constituye una oblea de 1mm de espesor aproximadamente. Las muestras almacenadas en el laboratorio están en recipientes cilíndricos de 5 cm de diámetro y 5 cm de generatriz, y contienen 60 g, aproximadamente. Las 36 muestras por betún para alojar en la terraza se clasifican al azar, en tres grupos de 12. Cada grupo se dispone bajo los tres tratamientos b) **oscuridad**, c) **acristalado** y d) **aire**.

En estas condiciones se colocan, en total, 144 muestras en la terraza, distribuidas de acuerdo con los tratamientos previamente definidos, y 44 muestras en el laboratorio, según el tratamiento a). La experiencia comienza a primeros de marzo de 1999 de acuerdo con el siguiente calendario: al cabo de 40 días, se extrae una muestra al azar de cada betún que está bajo el tratamiento d), y se determinan los valores de P_{Rayb} y P_F. A los diez días aproximadamente se extrae otra muestra de cada betún bajo el tratamiento c); se

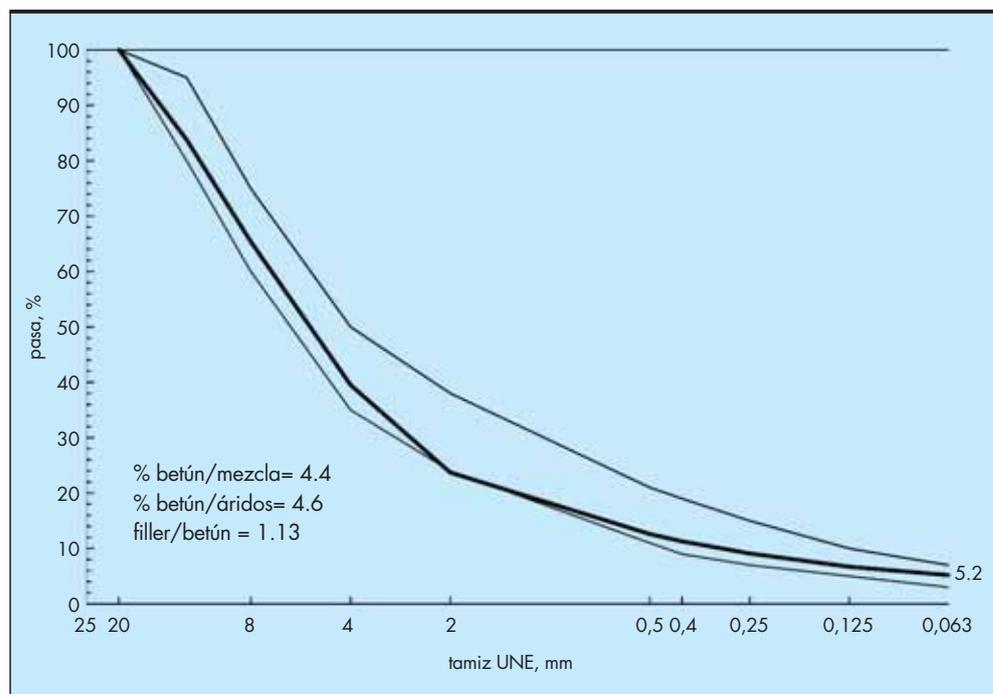
sigue de igual modo con las cuatro muestras del tratamiento b) y, por último se ensayan las cuatro muestras de cada betún alojadas en el laboratorio, tratamiento a). El proceso continúa de manera cíclica y sucesiva hasta agotar todas las muestras preparadas. De acuerdo con este protocolo, las últimas determinaciones de P_{Rayb} y P_F se realizaron a finales de julio de 2000.

2.2. ENVEJECIMIENTO DE LA MEZCLA BITUMINOSA

Con objeto de verificar el efecto de la radiación solar sobre una mezcla bituminosa, se seleccionó la mezcla de tipo semi-denso S-12, que es común en las capas de firme de aglomerado, y se escogió un lote de una planta de aglomerado asfáltico de la región. Las propiedades granulométricas de la mezcla y el contenido de ligante están recogidos en la figura 1. La mezcla se dividió en 12 muestras, de 4 kilos aproximadamente, que se extendieron en una superficie de 0,16 m², que equivale a una capa de espesor aproximado de 1,5 cm. Cuatro de las muestras se almacenaron en el laboratorio, a temperatura constante, 25°C, en un recinto cerrado y oscuro, y las demás se colocaron sobre una superficie plana y horizontal en la terraza del laboratorio. De cada muestra se fabricaron dos probetas de aglomerado, mediante el procedimiento de la norma NLT-159 (17); se determinan la densidad, según la norma NLT-168 (18), y la resistencia a la deformación plástica, estabilidad, empleando el aparato Marshall. La resistencia y la deformación plástica quedan registradas tanto analógica, mediante un registro gráfico, como numéricamente.

El proceso comienza a primeros de marzo de 2007 con la fabricación de probetas con la mezcla de una de las muestras almacenadas en el laboratorio y se sigue de igual modo, cada 15 días aproximadamente, con las muestras alojadas en la terraza. El trabajo experimental termina a finales del mes de agosto del mismo año. En este periodo se intercala cada 40 días la fabricación de probetas con las tres muestras restantes almacenadas en el laboratorio.

FIGURA 1. Granulometrías de los áridos de la mezcla bituminosa y del huso S-12. En el gráfico se indican el contenido betún/áridos y la relación filler/betún. Los datos son el promedio de tres determinaciones, correspondientes a tres probetas extraídas al azar de las fabricadas en el curso de la experiencia.



3. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DISCUSIÓN

3.1. ENVEJECIMIENTO DE BETUNES

Como se ha indicado más arriba, de cada una de las muestras de betún sometidas a los cuatro tratamientos de envejecimiento, 188 en total, se determinan los valores de P_{Rayb} y PF, según el calendario establecido. Puesto que estas dos determi-

naciones precisan dos medidas por ensayo, se comprende que el número de medidas en el proceso experimental ha sido suficientemente grande. No obstante, los datos que sirven para el análisis que se expone a continuación son el resultado del valor medio de las dos determinaciones por ensayo.

Las figuras 2 y 3 muestran las representaciones de los valores de P_{Rayb} y PF, respectivamente, de cada betún con res-

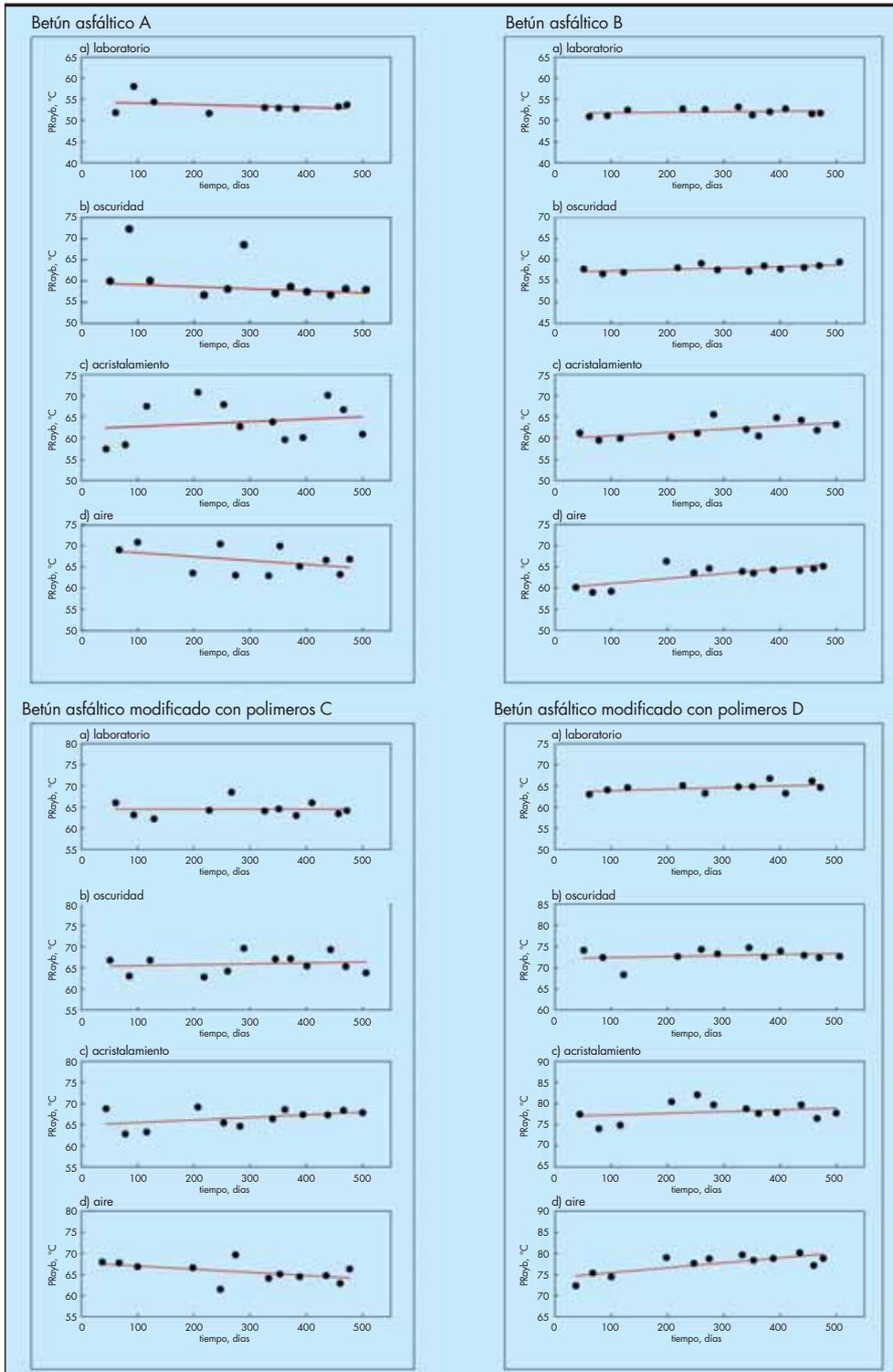


FIGURA 2. Punto de reblandecimiento anillo y bola, P_{Rayb}, de los cuatro betunes con respecto al tiempo de exposición, en función del tratamiento de envejecimiento diseñado. La línea de las figuras es la recta de regresión de los resultados de ensayo.

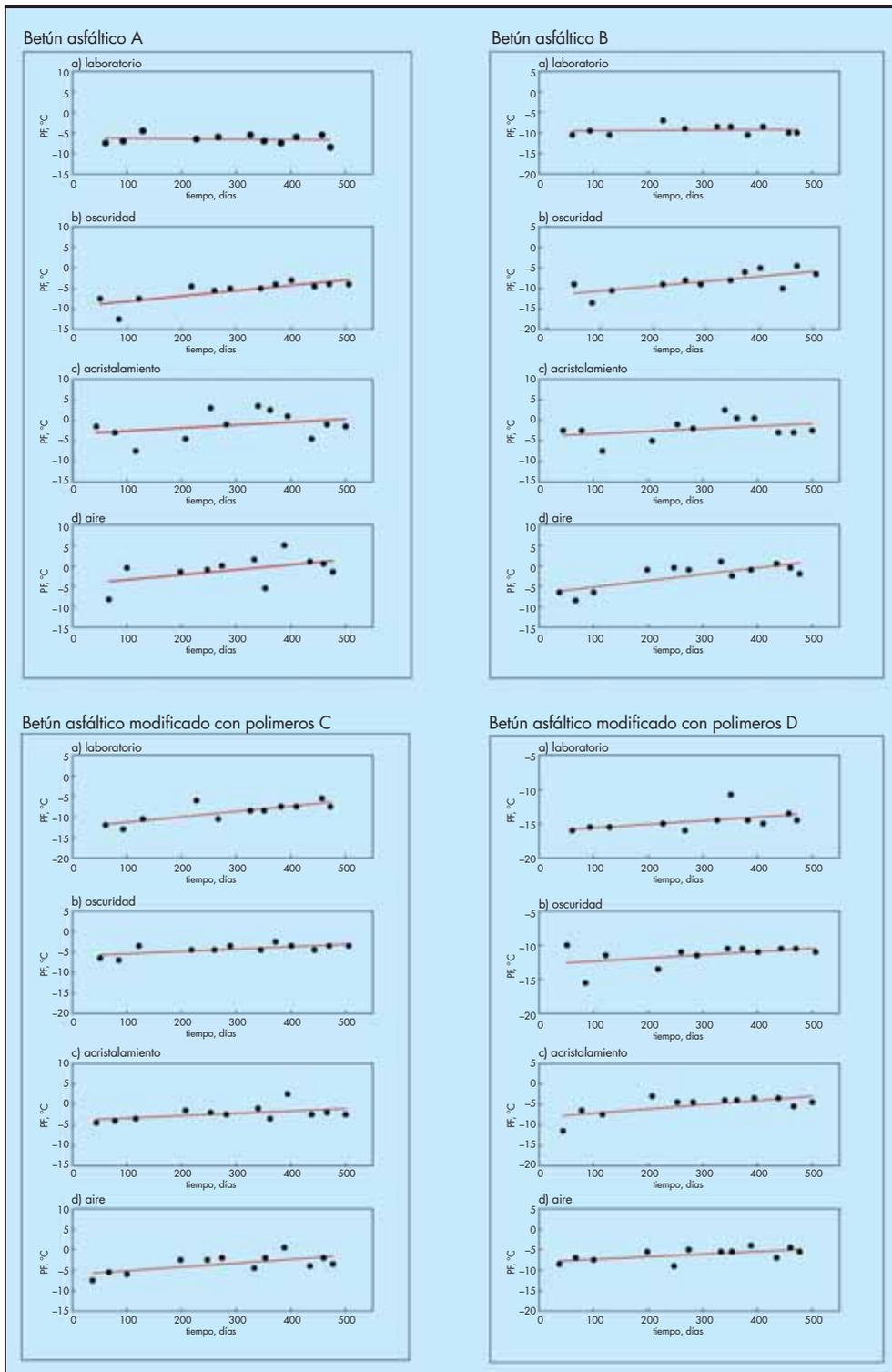


FIGURA 3. Punto de fragilidad Fraass, PF , de los betunes con respecto al tiempo de exposición, en función del tratamiento de envejecimiento. En cada figura está dibujada la recta de regresión de los resultados de ensayo.

pecto al tiempo de exposición, en función del tratamiento de envejecimiento. La observación más patente de estas representaciones es que las temperaturas resultado de ensayo son aproximadamente lineales y sin gran variación con respecto al tiempo de exposición. Esto significa que, en primera aproximación, las variaciones de las temperaturas de $PRayb$ y PF son casi inapreciables durante el periodo de envejecimiento

considerado, y que los incrementos $PRayb$ y PF con respecto a los valores iniciales se producen durante los primeros cuarenta días bajo exposición radiante, periodo que transcurre hasta realizar la primera medida.

Este argumento es válido en mayor medida para las muestras almacenadas en el recinto del laboratorio a $25^{\circ}C$, correspondiente al tratamiento a) laboratorio, figuras 2 y 3. Por con-

| Punto de Reblandecimiento anillo y bola, P _{Rayb} | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------------|----------------|----------------------|------------------------|----------------|---------------------|------------------------|----------------|----------------------|------------------------|----------------|---------------------|
| | A | | | B | | | C | | | D | | |
| | P _{Rayb} , °C | σ _A | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _B | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _C | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _D | φ, °C/día |
| a, laboratorio | 53,5 | 1,9 | -3,4x10 ³ | 52,1 | 0,8 | 1,2x10 ³ | 64,5 | 1,8 | 3,8x10 ⁵ | 65,0 | 1,2 | 3,8x10 ³ |
| b, oscuridad | 58,1 | 1,2 | -4,8x10 ³ | 58,1 | 0,8 | 3,4x10 ³ | 65,9 | 2,2 | 2,2x10 ³ | 72,8 | 1,6 | 2,3x10 ³ |
| c, acristalado | 63,8 | 4,7 | 5,7x10 ³ | 62,0 | 2,0 | 7,7x10 ³ | 66,6 | 2,2 | 6,1x10 ³ | 78,0 | 2,3 | 4,1x10 ³ |
| d, aire | 66,3 | 3,1 | -4,5x10 ³ | 63,2 | 2,4 | 1,0x10 ² | 65,7 | 2,3 | -7,5x10 ³ | 77,5 | 2,3 | 1,2x10 ² |

| Punto de Fragilidad Fraass, PF | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|------------------------|----------------|----------------------|------------------------|----------------|---------------------|------------------------|----------------|---------------------|------------------------|----------------|---------------------|
| | A | | | B | | | C | | | D | | |
| | P _{Rayb} , °C | σ _A | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _B | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _C | φ, °C/día | P _{Rayb} , °C | σ _D | φ, °C/día |
| a, laboratorio | -6,5 | 1,1 | -1,1x10 ³ | -9,3 | 1,1 | 8,3x10 ⁴ | -8,8 | 2,4 | 1,3x10 ² | -14,6 | 1,5 | 5,2x10 ³ |
| b, oscuridad | -5,6 | 2,6 | 1,3x10 ² | -8,3 | 2,5 | 1,2x10 ² | -4,3 | 1,3 | 5,7x10 ³ | -11,4 | 1,6 | 4,7x10 ³ |
| c, acristalado | -1,2 | 3,3 | 7,3x10 ³ | -2,1 | 2,6 | 6,3x10 ³ | -2,3 | 1,8 | 5,8x10 ³ | -5,2 | 2,4 | 1,0x10 ³ |
| d, aire | -1,4 | 3,8 | 1,5x10 ² | -2,4 | 3,1 | 1,6x10 ² | -3,5 | 2,2 | 9,3x10 ³ | -6,2 | 1,6 | 6,3x10 ² |

TABLA 2. Valores promedio y desviación típica de P_{Rayb} y PF de los betunes en función del tratamiento de envejecimiento; φ, pendiente de la recta de regresión de los datos de cada tratamiento.

siguiente, desde el punto de vista estadístico, los resultados de ensayo sobre las muestras almacenadas en el laboratorio pueden considerarse muestras de la misma población. Por lo tanto, el valor medio y el error tolerado en cada procedimiento de ensayo nos facilitarían la discriminación de los resultados espurios y tomar de referencia los resultados resultantes para compararlos con los de las restantes condiciones de envejecimiento.

Basado en este supuesto, se aproximan los valores de cada tratamiento a la ecuación de una recta. En la tabla 2 se resumen los resultados de ajuste: la pendiente de la recta, así como la temperatura promedio y su desviación estándar. Las figuras 2 y 3 incluyen las respectivas rectas de regresión. Como se comprueba de los resultados de la tabla 2, las pendientes promedio del conjunto de las rectas son 5,2X10⁻³ °C/día, para el ensayo P_{Rayb}, y 8,0X10⁻³ °C/día, para el ensayo PF. Los valores tan pequeños de las pendientes, permiten asignar la temperatura media de los resultados de ensayo de cada tratamiento como temperatura representativa del proceso al que se han sometido las muestras de los cuatro betunes estudiados. Estas son las temperaturas de la tabla 2. Las desviaciones típicas promedio para los ensayos P_{Rayb} y PF son 1,9°C y 2,2°C, respectivamente. Se observa que las temperaturas promedio de los ensayos P_{Rayb} y PF son diferentes para cada estado de envejecimiento y crecientes, en general, desde el tratamiento a) al d). Por otra parte, para ambos ensayos y cualquiera de los betunes analizados, las pendientes de las rectas de regresión no pueden explicar la diferencia entre la temperatura del tratamiento a) laboratorio, y las temperaturas de los demás tratamientos. De manera que se puede deducir que los cuatro modelos de envejecimiento establecidos actúan sobre los betunes de manera diferente, y su efecto se produce, principalmente, durante los primeros cuarenta días bajo exposición a la radiación.

En relación con los dos betunes asfálticos, muestras A y B, con referencia a los resultados de P_{Rayb}, figura 2 y tabla 2, es

de destacar que los resultados de los dos primeros tratamientos, a) laboratorio, y b) oscuridad, se aproximan razonablemente bien a una recta, con pendiente nula, esto es, con valores de temperatura casi constante, como se deduce de la observación de las figuras y los valores numéricos de la pendiente y la desviación típica. Bajo los tratamientos c) y d), no obstante, hay una tendencia creciente de la temperatura durante el periodo de envejecimiento. Por otra parte, la dispersión de los resultados es distinta entre ambas muestras. En primer lugar, la desviación típica de las temperaturas del betún A está comprendida entre 1,2 y 4,7, mientras que el rango para el betún B está entre 0,8 y 2,4. Con respecto a cada muestra en concreto, hay menor dispersión en los valores bajo los tratamientos a) y b), que en los otros dos restantes. Esta dispersión en función del tratamiento se puede explicar a la vista del diseño experimental, bajo la hipótesis bien fundada de que el envejecimiento del betún bajo radiación solar se genera en la película de la superficie con avance hacia las capas más profundas.

Las muestras de los tratamientos a) y b) sufren un envejecimiento por calentamiento, exento de radiación solar, y en todo el volumen expuesto; toda la muestra está en equilibrio térmico con su ambiente. Por lo tanto, cualquier porción de muestra empleada para ensayo se puede considerar que ha estado sometida al mismo grado de degradación térmica, y por consiguiente, la porción de muestra ensayada es uniforme. La porción de ensayo de las muestras bajo los tratamientos c) y d) se toma de la superficie y, aunque se extremen los cuidados para que esta porción sea lo más somera posible, en el conjunto de las medidas no se tiene garantía de haber tomado porciones de muestra de ensayo sometidas a un proceso de degradación térmico y radiante equivalente. De acuerdo con la configuración experimental de las muestras en sus recipientes, el espesor del volumen de betún es del orden de 1 mm, y a la vista la dispersión de los resultados nos lleva a la reflexión de que el alcance en profundidad del envejecimiento por radiación esta por debajo del 1 mm de espesor.

Es de destacar el carácter aparentemente cíclico que presentan las temperaturas P_{Rayb} bajo los tratamientos c) y d), el cual es más pronunciado bajo el tratamiento c), en especial en el betún A, figura 2. Es difícil interpretar estos resultados sin atribuirlo a la disposición experimental bajo la que se ha realizado el tratamiento c). Puesto que, en todos los casos, la extracción de las muestras para ensayo se ha realizado mediante un sistema aleatorio, solo se puede interpretar esta circunstancia debido a que precisamente el tratamiento c) es el menos controlable experimentalmente de los cuatro tratamientos diseñados, pues no se tienen garantías de que la superficie de las muestras estén protegidas en su totalidad por la capa de vidrio absorbente de la alta frecuencia de la radiación solar.

Los resultados del ensayo P_{Rayb} para los betunes modificados C y D, se representan en la figura 2. Al igual que los resultados de los betunes asfálticos, las pendientes de las rectas de regresión bajo los tratamientos a) y b) son menores que para los tratamientos c) y d). Se puede apreciar el carácter cíclico de los resultados bajo el tratamiento c) en ambos betunes. Bajo el tratamiento d) el comportamiento es dispar; el betún C presenta una pendiente negativa, mientras que los resultados del betún D presentan una pendiente claramente positiva, con valor de 1,2°C/100días. Las temperaturas promedio en el betún C son del mismo orden bajo cualquier tratamiento, mientras que en el betún D son crecientes desde el tratamiento a) al c) y del mismo orden para los tratamientos c) y d). Las desviaciones típicas están en un rango más reducido que las equivalentes de los betunes asfálticos, lo que viene a significar que los resultados son menos dispersos.

Los resultados del ensayo Punto Fraass, PF, para los betunes A y B se recogen en la figura 3. Las muestras bajo el tratamiento a) laboratorio, presentan una pendiente prácticamente nula. En el resto de los tratamientos se detecta una pendiente no nula y positiva que llega a alcanzar el valor de 1,6°C/100días bajo el tratamiento d), valor comparativamente más elevado que el registrado en los resultados del ensayo P_{Rayb} para estos betunes. En los resultados bajo el tratamiento c) se puede vislumbrar el comportamiento aparentemente cíclico en consonancia con los resultados de P_{Rayb}. Las temperaturas promedio bajo cada tratamiento aumentan desde el tratamiento a) al d). No obstante, la secuencia de crecimiento de temperatura sigue un comportamiento algo distinto al observado en los resultados de P_{Rayb}. Las temperaturas resultado de ensayo son del mismo orden para los tratamientos a) y b), muestras bajo degradación térmica, con una diferencia menor que 2°C, y prácticamente iguales para los tratamientos c) y d), muestras sometidas a radiación solar. Contrariamente a los resultados de P_{Rayb}, la temperatura de c) es ligeramente más alta que la de d), y el salto entre los tratamientos bajo radiación, c) y d) y los tratamientos térmicos, a) y b), es bastante más notable, tabla 2. La diferencia de temperaturas entre los grupos de tratamientos es más acusado en el betún B que en el A.

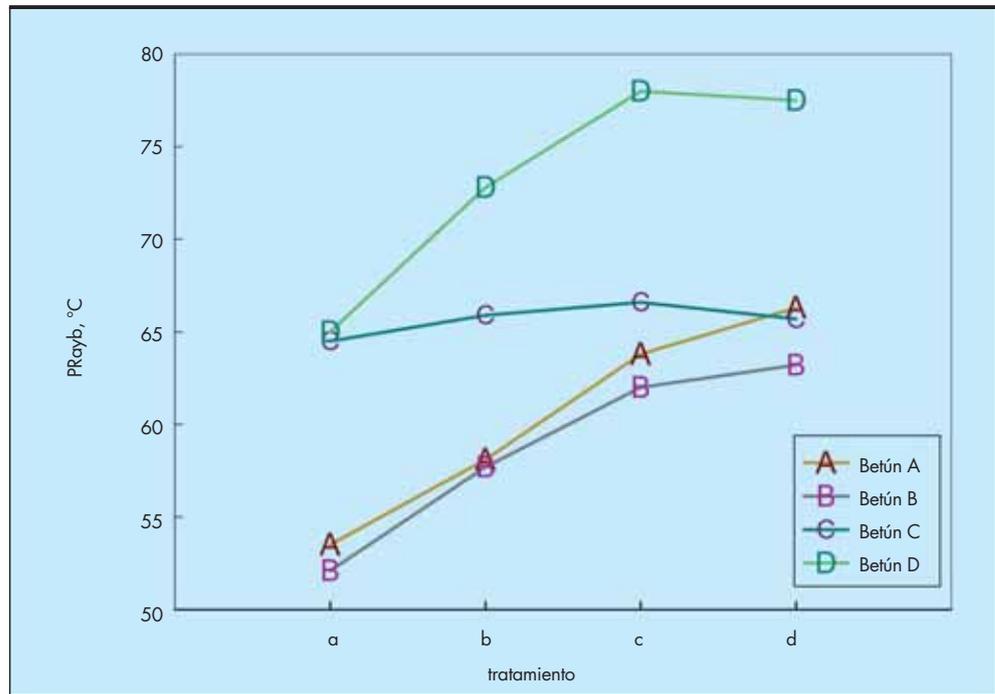
En la figura 3 se representan, también, las temperaturas del ensayo PF para los betunes modificados C y D. Frente al ensayo PF los resultados bajo el tratamiento a) laboratorio presentan una pendiente no nula, e incluso la pendiente bajo el tratamiento a) en el betún C es la mayor registrada. No obstante, las pendientes son menores que las correspondientes a las muestras de los betunes asfálticos A y B en el ensayo PF. Las temperaturas promedio bajo los tratamientos a) y b) siguen un comportamiento diferente al observado en los betunes asfálticos, tabla 2. En el betún C, la separa-

ción entre muestras sometidas a radiación solar, tratamientos c) y d), y muestras bajo el efecto de la temperatura solamente, a) y b), no está tan diferenciada como en las muestras de los betunes asfálticos. La temperatura del tratamiento a) es más baja que la del tratamiento b), sin embargo, la temperatura bajo este tratamiento se aproxima a las temperaturas de los tratamientos c) y d); lo que no deja de ser un caso singular con respecto al resto de los valores de ensayo registrados. En cuanto al betún D, se puede establecer un escalón de temperatura claramente diferenciado entre las muestras sometidas a radiación solar y las muestras bajo el efecto de la temperatura solamente. Por otra parte, en ambos betunes C y D, la temperatura bajo el tratamiento c), es más alta que la temperatura del tratamiento d). Este comportamiento de descenso de temperatura del tratamiento d) frente al c), que es del mismo orden en los betunes asfálticos, se manifiesta claramente en los betunes modificados C y D.

Bajo el supuesto de que los resultados de ensayo en cada tratamiento son independientes del tiempo de exposición en el periodo considerado, como se ha puesto de manifiesto en los párrafos anteriores, se pueden observar claramente los cambios en las propiedades reológicas de los betunes estudiados mediante la representación de la temperatura promedio con respecto al tratamiento. La Figura 4 representa la temperatura del ensayo P_{Rayb} de los cuatro betunes. La acción de los diferentes tratamientos de envejecimiento modifica claramente las propiedades de los betunes. No obstante, el comportamiento de los betunes asfálticos, A y B, es diferente al de los betunes modificados, C y D. Los betunes asfálticos parten del mismo valor P_{Rayb} para las muestras almacenadas en el laboratorio, tratamiento a), y siguen la misma tendencia con respecto a los tratamientos de envejecimiento; aumentan monótonamente desde el tratamiento b) al d), con un ligero incremento del P_{Rayb} de las muestras bajo radiación del betún A con respecto de las del betún B. Los betunes modificados, por el contrario, presentan un comportamiento distinto entre ellos. Las temperaturas de P_{Rayb} en el betún C son insensibles a los tratamientos térmicos y de radiación solar, mientras que el betún D es muy sensible, con un incremento del valor del tratamiento b) frente al a) y de los tratamientos de radiación, c) y d), con respecto del b).

Los resultados del ensayo PF están representados en la figura 5. Los betunes asfálticos, A y B, tienen un valor PF de las muestras en el laboratorio, tratamiento a) de -6,5°C y -9,3°C, respectivamente. No obstante, el incremento en el valor absoluto de PF de los tratamientos a) a b) y de c) a d) son del mismo orden, por lo que se observa un crecimiento paralelo en las líneas de seguimiento de los resultados de PF entre estos dos betunes. Se observa claramente que el escalón de temperatura entre los tratamientos a) y b), y los tratamientos bajo radiación, c) y d), está bien diferenciado. Los betunes modificados, por su parte, no siguen un perfil tan similar. Los cambios reológicos del betún C, medidos por el ensayo PF, son sensibles a los tratamientos de degradación, contrariamente a lo observado en el ensayo de P_{Rayb}. Es de destacar que, en los cuatro betunes, las temperaturas más altas se alcanzan bajo el tratamiento c). Pudiera esperarse que el tratamiento más agresivo sería el d), donde no hay ninguna restricción al espectro solar: No obstante, parece que el apantallado a la radiación UV, medianamente controlado, produce un efecto observable. Este resultado no es evidente ni se puede explicar fácilmente teniendo en cuenta el procedimiento experimental diseñado. Un estudio de la modificación de la estructura molecular del betún bajo

FIGURA 4. Representación del valor medio del Punto de reblandecimiento, PR_{ayb} , en función del tratamiento de envejecimiento: a) laboratorio, b) oscuridad, c) acristalado y d) aire.



la acción de un espectro de radiación monocromática en el rango de la radiación solar podría aportar una valiosa información a este respecto.

No obstante los resultados resumidos en las figuras 4 y 5, habida cuenta de las condiciones experimentales de cada tratamiento, se constata que estos se han llevado a cabo a distintas temperaturas, crecientes desde el tratamiento a) al d). Entonces, la degradación medida bajo los tratamientos c)

y d) podría estar sustentada no tanto en la acción de la energía radiante solar, sino debido al incremento de temperatura por absorción de la radiación. Con objeto de esclarecer esta cuestión, se procedió a estimar la temperatura de las muestras bajo radiación a partir de las temperaturas ambiente, máximas y mínimas, registradas durante el periodo de duración de la experiencia. Las temperaturas, así como la intensidad de la radiación durante el periodo citado, han sido pro-

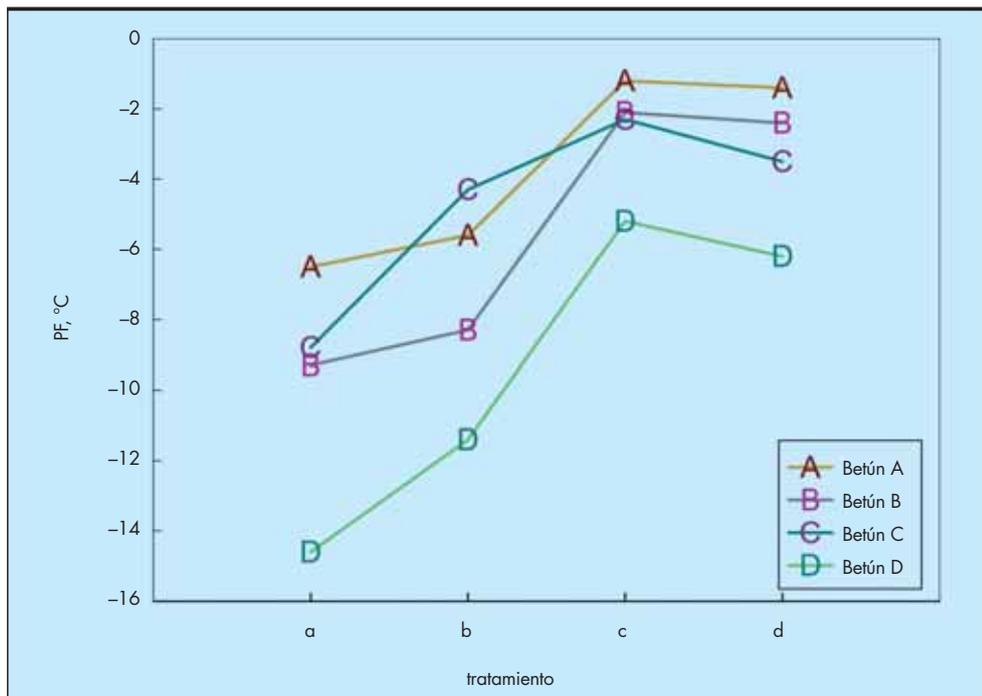


FIGURA 5. Representación del valor medio del Punto de fragilidad Fraass, PF, en función del tratamiento de envejecimiento: a) laboratorio, b) oscuridad, c) acristalado y d) aire.

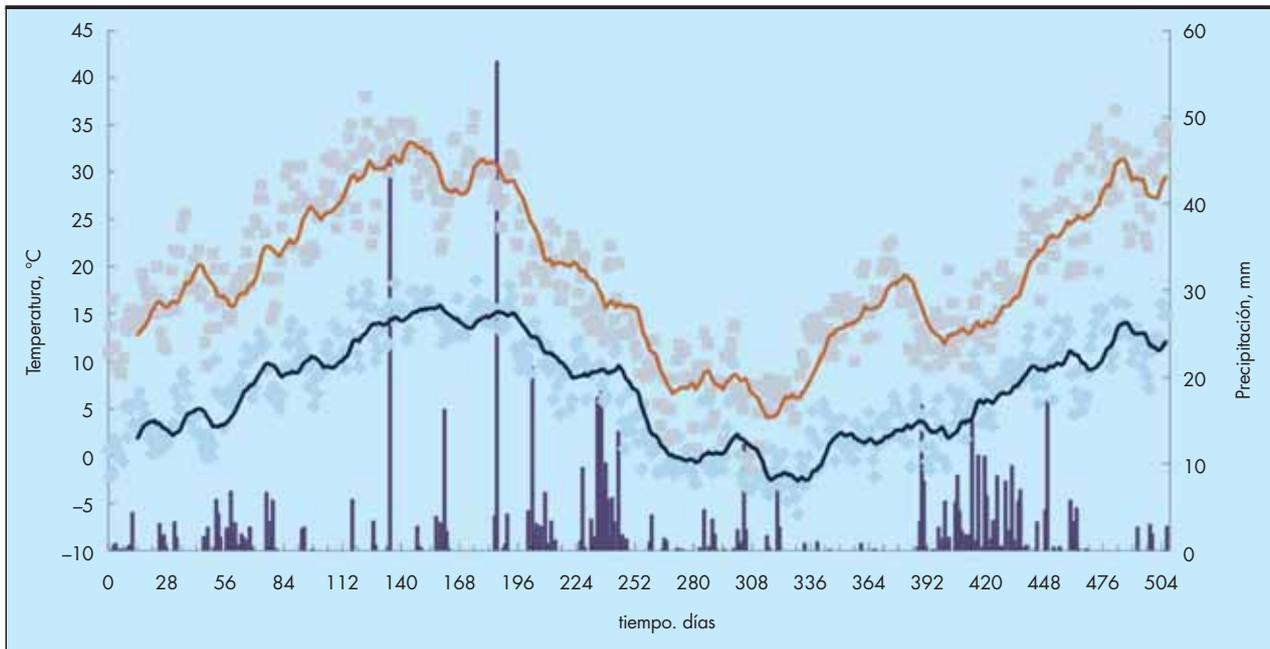


FIGURA 6. Perfil de temperaturas ambiente máximas y mínimas, y columnas de precipitación, registradas en Valladolid en el transcurso de la experiencia. (Datos proporcionados por el Observatorio Meteorológico de Valladolid).

porcionadas por el Observatorio Meteorológico de Valladolid, figuras 6 y 7.

Si se compara el proceso cíclico de la temperatura máxima ambiente, figura 6, con las temperaturas P_{Rayb} del betún A bajo el tratamiento c), figura 2, se observa un perfil afín. A pesar de la similitud, el comportamiento cíclico de las propiedades del betún A no se puede atribuir a los cambios de tempe-

ratura. En primer lugar, porque de todos los procedimientos de degradación estudiados, el parecido sólo ocurre en este betún, bajo un determinado tratamiento, y en los valores de P_{Rayb}. Dada la igualdad de los valores de P_{Rayb} para los betunes A y B, podría haberse detectado, también, en el betún B. En segundo lugar, si el efecto de la temperatura o la radiación modifican las propiedades físicas del betún, debido a la

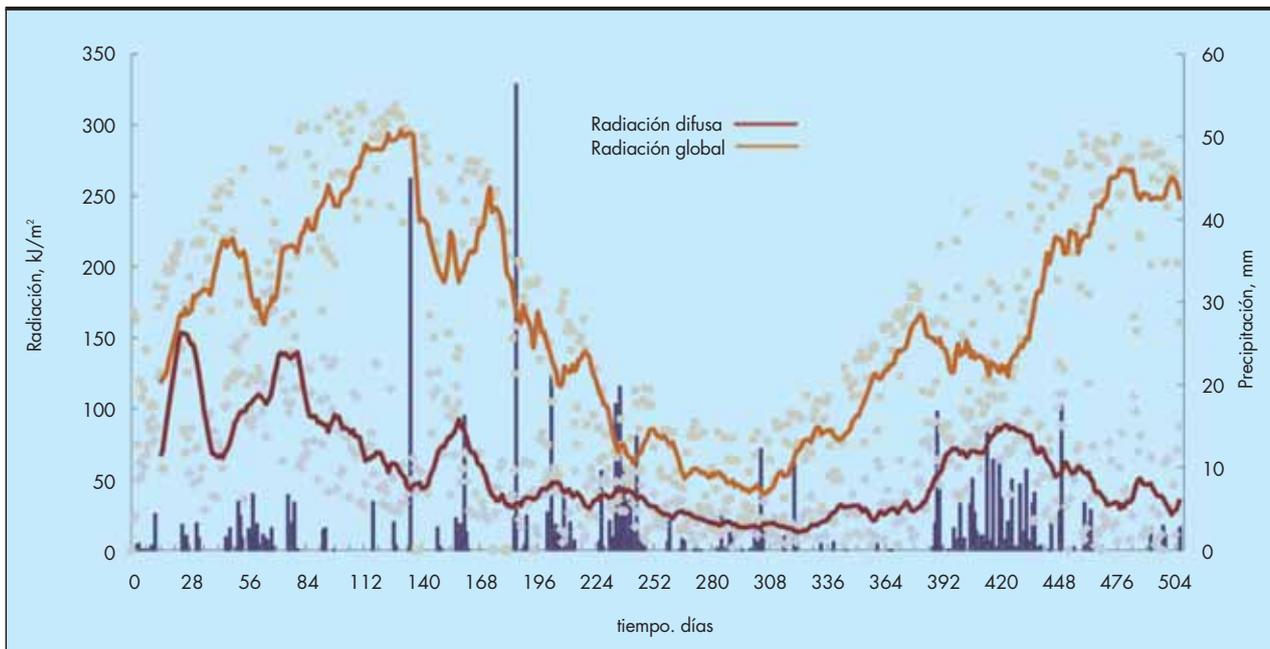


FIGURA 7. Perfil de radiaciones difusa y global, y columnas de precipitación, registradas en Valladolid en el transcurso de la experiencia. (Datos proporcionados por el Observatorio Meteorológico de Valladolid).

alteración de su estructura química, en ningún caso éste puede ser reversible y, en consecuencia, los valores de PRayb deberían ser iguales, o en su defecto crecientes en función del tiempo de exposición. Por tanto, el comportamiento cíclico se atribuye, más bien, a la dispersión de los resultados de medida, que engloba la aleatoriedad del experimento y la propia del ensayo. Por otra parte, según la gráfica de temperatura ambiente, figura 6, las primeras muestras ensayadas alcanzan una temperatura del orden de 18°C a los 40 días bajo radiación, y la temperatura crece monótonamente hasta 32°C al cabo de los 160 días. Según este perfil, si la temperatura fuera la causa predominante de la degradación se observaría un crecimiento notable de las temperaturas de ensayo en las primeras muestras ensayadas. Las rectas de regresión de las temperaturas de ensayo contradicen este supuesto.

La estimación de la temperatura máxima de las muestras bajo radiación solar se determina mediante la siguiente ecuación de balance energético (19):

$$R_0 \alpha \tau_\alpha^{1/\cos z} \cos z + \epsilon_a \sigma T_a^4 - h_c(T_s - T_a) - k(T_s - T_a) - \epsilon \sigma T_s^4 = 0$$

Donde los dos primeros términos son la energía absorbida por la muestra de betún debido a la radiación directa y la radiación atmosférica, respectivamente, y los tres siguientes corresponden a la energía cedida por la muestra al ambiente en sus tres aspectos de convección, conducción y radiación. R_0 , es la densidad de energía solar en el borde de la atmósfera terrestre, e igual a 1394W/m²; α , es la absorbancia de la radiación solar por la superficie del betún, e igual a 0,9; τ_α mide el factor de soleamiento, variando de 0,81 en días claros a 0,62 a días nublados, y z es el ángulo cenital; ángulo que forma la vertical del lugar con la posición del Sol; el valor máximo es $z = \text{latitud} - 20$. En el término de radiación atmosférica, ϵ_a es una constante, función de la presión de vapor del lugar, igual a 0,7; σ es la constante de la ley de Stefan-Boltzmann de emisión del cuerpo negro, e igual a 5,67x10⁻⁸ W/(m².K⁴), y T_a (K) es la temperatura de la atmósfera en el lugar. En los términos correspondientes a la energía cedida por el betún, h_c , es el co-

eficiente de transferencia de energía por convección, e igual a 22,7W/(m².K), k , el coeficiente de conducción, 1,38 W/(m².K), T_s (K), la temperatura del betún, y ϵ es la emisividad del betún, numéricamente igual a la absorbancia, e igual a 0,9. En primera aproximación, de acuerdo con el diseño experimental, las temperaturas del betún y del recipiente pueden considerarse iguales, por lo que se puede prescindir del término radiante por conducción.

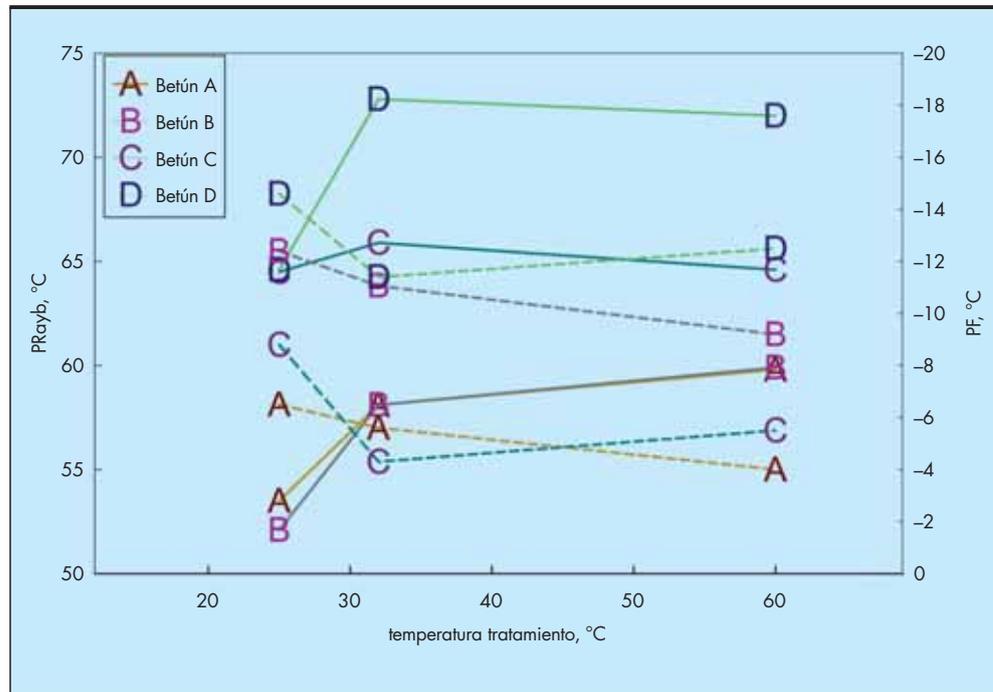
Teniendo en cuenta el criterio de las especificaciones Superpave (20) para definir la temperatura ambiente máxima, temperatura promedio de los siete días de máxima temperatura, la temperatura ambiente máxima sería 32°C, figura 6. Tomando, entonces, el valor de $T_a = 305$ K, se resuelve la ecuación 1 mediante un procedimiento iterativo, resultando la temperatura máxima estimada de 59,7°C. De acuerdo con este valor estimado, se diseñó un nuevo tratamiento de envejecimiento que definimos como **tratamiento t**), que consistió en colocar 12 muestras de cada uno de los cuatro betunes en un recinto cerrado y oscuro a la temperatura de 60°C, durante 15 días, en condiciones análogas a las muestras sometidas al tratamiento a). Al cabo de este periodo se procedió a medir PRayb y PF de cada muestra.

En la tabla 3 se recogen los resultados promedio y la desviación típica de los ensayos PRayb y PF junto con los resultados de ensayo de los tratamientos a) y b). Puesto que las muestras del tratamiento b) están a temperatura ambiente, sin luz, los resultados de esta tabla corresponden a tratamientos en oscuridad a tres temperaturas diferentes. Los valores de PRayb y PF de la tabla 3 están representados en la figura 8 con respecto a la temperatura del tratamiento de envejecimiento. Los valores de ensayo de las muestras bajo tratamiento b) se han representado a la temperatura de 32°C, temperatura ambiente máxima registrada durante el periodo de la experiencia, figura 6. Por lo que respecta a los betunes asfálticos, A y B, los resultados PRayb y PF bajo el tratamiento t) registran un ligero incremento con respecto a los del tratamiento b). Las temperaturas PRayb son idénticas en ambos betunes, y las temperaturas PF sufren el mismo incre-

| Punto de Reblandecimiento Anillo y Bola, PRayb | | | | | | | | |
|--|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|
| | A | | B | | C | | D | |
| | PRayb, °C | σ_A | PRayb, °C | σ_B | PRayb, °C | σ_C | PRayb, °C | σ_D |
| a, laboratorio, 25°C | 53,5 | 2,1 | 52,1 | 0,8 | 64,5 | 1,8 | 65,0 | 1,2 |
| b, oscuridad, 32°C | 58,1 | 1,2 | 58,1 | 0,8 | 65,9 | 2,2 | 72,8 | 1,6 |
| t, oscuridad, 60°C | 59,8 | 1,9 | 59,9 | 1,5 | 64,6 | 2,6 | 72,0 | 1,5 |
| Punto de Fragilidad Fraass, PF | | | | | | | | |
| | A | | B | | C | | D | |
| | PF, °C | σ_A | PF, °C | σ_B | PF, °C | σ_C | PF, °C | σ_D |
| a, laboratorio, 25°C | -6,5 | 1,1 | -9,3 | 1,1 | -8,8 | 2,4 | -14,6 | 1,5 |
| b, oscuridad, 32°C | -5,6 | 2,6 | -8,3 | 2,5 | -4,3 | 1,3 | -11,4 | 1,6 |
| t, oscuridad, 60°C | -4,0 | 2,1 | -6,9 | 1,7 | -5,5 | 1,2 | -12,5 | 1,8 |

TABLA 3. Valores promedio y desviación típica de PRayb y PF de los betunes sometidos a 60°C, en oscuridad, durante 15 días, tratamiento t). Se adjunta los valores promedio de los tratamientos a) a 25°C y b) a 32°C. Para el tratamiento b) se toma la temperatura ambiente máxima, de acuerdo con el perfil de temperaturas de la figura 6.

FIGURA 8. Valores medios de P_{Rayb} (—) y P_F (-----) en función de las temperaturas de los tratamientos de envejecimiento: a) laboratorio, 25°C; b) oscuridad, 32°C y tratamiento t), 60°C. De acuerdo con el perfil de temperaturas de la figura 6, para la representación de los valores de ensayo bajo el tratamiento b) se ha escogido la temperatura máxima ambiente.



mento en valor absoluto; por lo que, frente al ensayo P_{Rayb}, ambos betunes son indistinguibles, y en cuanto al ensayo P_F, sus comportamientos siguen líneas paralelas, desplazada 3°C, que es la diferencia P_F registrada en los betunes asfálticos a temperatura ambiente. Por otra parte, en los betunes modificados, C y D, no hay un incremento de los resultados P_{Rayb} ni de los de P_F a 60°C frente los obtenidos a 32°C, sino que para ambos ensayos se registran valores ligeramente más bajos que los medidos a 32°C. De manera que los betunes, después de su envejecimiento en oscuridad a 60°C, muestran unos resultados de ensayo más próximos a los obtenidos bajo el tratamiento b) que a los registrados mediante los tratamientos bajo radiación c) y d). Se infiere, por tanto, que el incremento de los valores en P_{Rayb} y P_F bajo los tratamientos c) y d) respecto del resto, figuras 3 y 4, se puede atribuir sin ambigüedad al efecto de la radiación solar.

No obstante el análisis anterior, los resultados de los experimentos diseñados se pueden analizar desde un punto de vista estadístico. Mediante el método de inferencia estadística se puede estimar si los cambios observados de los valores de P_{Rayb} y P_F en función de los tratamientos de envejecimiento diseñados son significativos. Mediante el procedimiento del contraste de hipótesis se puede establecer la hipótesis H_0 , por la cual los valores medidos pertenecen a muestras de la misma población, o bien, que las diferencias de los resultado de ensayo entre dos tratamientos no son significativas (21). Puesto que los valores de P_{Rayb} y P_F son, por lo general, crecientes en el sentido de los tratamientos a) a d), incluidos los resultados del tratamiento t), se han escogido los valores medios de dos tratamientos consecutivos y las correspondientes desviaciones típicas, tablas 2 y 3, y se ha contrastado la hipótesis H_0 , a un nivel de significación $\alpha = 0,05$.

El contraste de hipótesis para los valores P_{Rayb}, en los betunes asfálticos A y B, da como resultado que las muestras bajo los tratamientos c) y d), muestras bajo radiación solar, cumplen la hipótesis H_0 . Se rechaza la hipótesis, sin embargo, en el resto de los tratamientos. Los betunes modificados, C y

D, tienen un comportamiento dispar. Los valores del betún C cumplen la hipótesis H_0 entre todos los resultados de los cinco tratamientos diseñados; todos los resultados son estadísticamente iguales. En el betún D, por el contrario, los resultados bajo los tratamientos c) y d) son estadísticamente indistinguibles, así como los de los tratamientos b) y t); cumplen la hipótesis H_0 . Sin embargo, hay una diferencia significativa entre ambos grupos, como también es significativo el incremento de P_{Rayb} de los valores bajo el tratamiento b) con respecto al tratamiento a). Basado en este análisis de inferencia estadística se agrupan los resultados indistinguibles tomando como valor estadístico el valor medio. De acuerdo con este criterio, en la figura 9 se muestra la variación del P_{Rayb} de los cuatro betunes con respecto al tratamiento de envejecimiento sometido.

En cuanto al ensayo P_F, las respuestas de los betunes asfálticos, A y B, a los tratamientos de envejecimiento son muy similares. En ambos betunes los valores de P_F bajo los tratamientos a), b) y t) por una parte, y los valores bajo los tratamientos c) y d), por otra, son estadísticamente iguales, aunque la diferencia de P_F que separa ambos grupos es más pronunciada en el betún B. Los betunes modificados, C y D, por su parte, tienen, también, análogamente a los betunes asfálticos, un comportamiento muy similar frente a los tratamientos. Por una parte, los valores P_F de las muestras bajo los tratamientos c) y d) verifican la hipótesis H_0 , así como los de las muestras de los tratamientos b) y t). Éstos, a su vez, están estadísticamente diferenciados de los valores de las muestras bajo tratamiento a). Bajo el mismo criterio que el empleado en la figura anterior, se representa en la figura 10 la variación de los valores P_F de cada betún en función del tratamiento de envejecimiento.

Como se puede observar en las figuras 9 y 10, el apantallamiento a la radiación solar de alta frecuencia empleado en el tratamiento c) no parece que sea suficiente para poder ser discriminado de las muestras sin protección, tratamiento d). Por otra parte, el incremento sensible de P_{Rayb} y P_F en las muestras bajo radiación, tratamientos c) y d), con respecto a las muestras a temperatura de 60°C, tratamiento t), se puede

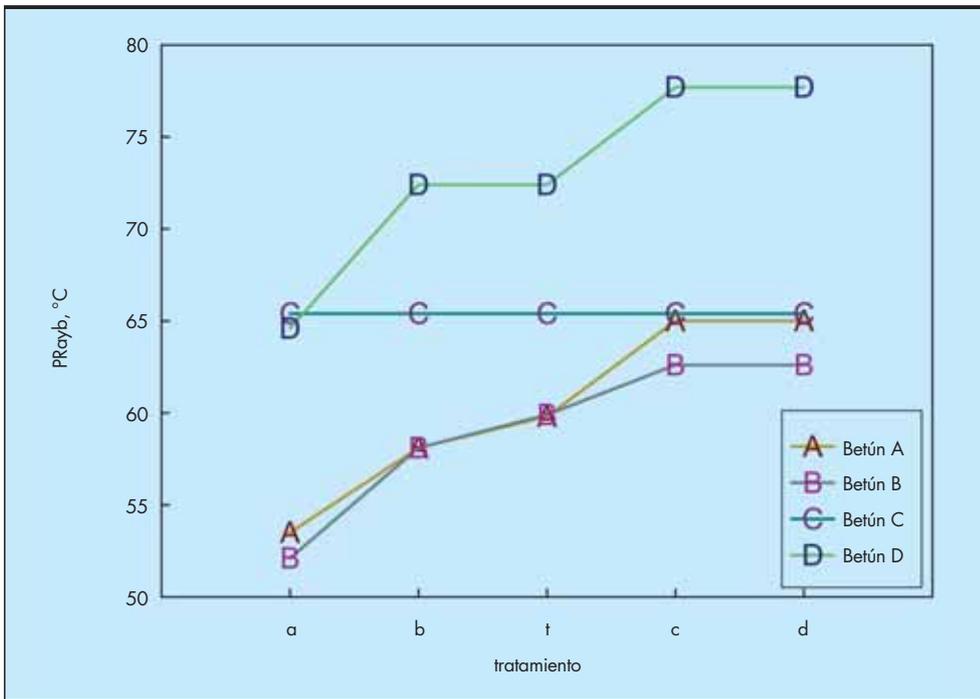


FIGURA 9. Representación de los valores medios estadísticos del Punto de reblandecimiento, PRayb, en función de los tratamiento de envejecimiento: a) laboratorio, b) oscuridad, tratamiento t), c) acristalado y d) aire.

atribuir, sin ambigüedad, a la acción de la radiación solar, dado que la temperatura máxima es la misma en los tres experimentos. Otro aspecto a destacar es la comparación de los resultados de los tratamientos b) y t). En estos tratamientos las muestras se han almacenado a distintas temperaturas, 32°C y 60°C, respectivamente, y en oscuridad. En los cuatro betunes y para los dos ensayos de caracterización, los resultados son estadísticamente iguales, salvo en los resultados de PRayb para los betunes asfálticos A y B, donde la diferencia

es de 2°C, diferencia mucho menor a la observada en cualquiera de los escalones en los que se han clasificado los resultados de ensayo. Por otra parte, el incremento de 2°C es significativamente menor que el registrado entre el tratamiento b) y las muestras alojadas en el laboratorio a 25°C, tratamiento a), cuya diferencia es de 6°C. Tanto en los tratamientos a) y t) las muestras se han alojado en el laboratorio, en oscuridad, y a temperaturas constantes de 25°C y 60°C, respectivamente. Por consiguiente, el incremento de PRayb y PF entre ambos

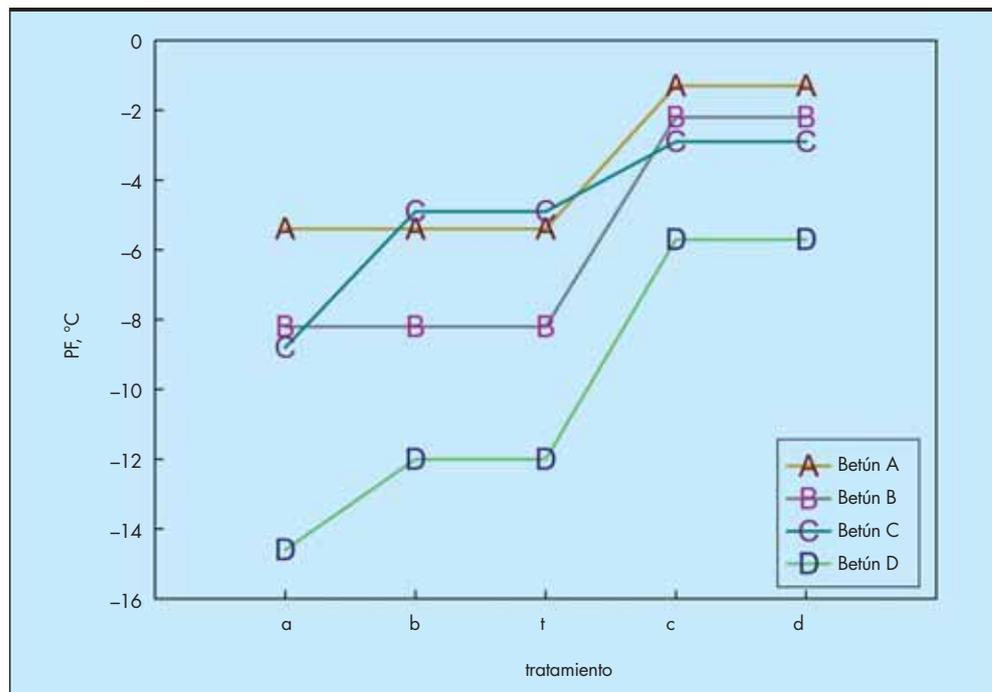


FIGURA 10. Valores medios estadísticos del Punto de fragilidad Fraass, PF, en función del tratamiento de envejecimiento: a) laboratorio, b) oscuridad, tratamiento t), c) acristalado y d) aire.

tratamientos se puede atribuir al incremento de temperatura. Sin embargo las muestras bajo el tratamiento b), en oscuridad, se han almacenado a temperatura variable y cíclica, entre 0°C y 32°C, figura 6, con valores de humedad relativa variable y por encima de la humedad relativa en el interior del laboratorio. La presencia de la humedad ambiente y los cambios de temperatura modifican la presión de vapor. La interacción del agua con el betún, dado el carácter fuertemente polar del agua y los componentes polares del betún, podrían explicar la aproximación de los resultados de los ensayos PRayb y PF en los tratamientos b) y t) (22).

La identidad de los resultados de los tratamientos b) y t), pertenecientes a muestras almacenadas en oscuridad y a diferente temperatura, y la diferencia entre los tratamientos a la misma temperatura y distinto estado de radiación, tratamientos t), y c) y d), respectivamente, evidencian que la temperatura, al menos en el intervalo de temperaturas ambiente, no es el factor más determinante en la degradación del betún a largo plazo.

Si se comparan los resultados PRayb y PF de las muestras en el laboratorio, tratamiento a), con los de las muestras expuestas a radiación, tratamiento d), se verifica que, salvo en la muestra C, el intervalo de plasticidad se ha incrementado. En su conjunto el intervalo de plasticidad se ha desplazado hacia temperaturas más altas, lo que se traduce en que las propiedades elastoplásticas de los betunes son más sensibles y, por tanto, más susceptibles a bajas temperaturas que a temperaturas elevadas. En definitiva se han transformado en materiales más frágiles. No obstante, puesto que, según algunos autores (23), cuanto mayor es el intervalo de plasticidad, mejores son las prestaciones del ligante, resulta paradójico que según este criterio la degradación del betún por efecto de la radiación solar se transforme en un ligante de mejores cualidades. Se deduce, por tanto, que al menos que se revise la interpretación del intervalo de plasticidad, los dos ensayos de caracterización empleados en este trabajo no son suficientes para definir la sensibilidad al envejecimiento. En los recientes estudios de caracterización de los ligantes bituminosos, la determinación de la viscosidad dinámica se ha mostrado uno de los ensayos más apropiados para conectar las propiedades del betún con los riesgos de degradación más importantes observados en los pavimentos asfálticos. Por lo tanto, el empleo de ensayos de determinación de viscosidad proporcionaría información más valiosa para valorar el alcance de la degradación del betún por efecto de la radiación solar.

A la vista de las gráficas de las figuras 9 y 10, los betunes asfálticos, A y B, manifiestan una respuesta idéntica frente al PRayb, y muy afín en la respuesta al PF. Podría argumentarse que estos ensayos de caracterización no han resultado suficientemente discriminadores. Sin embargo, aunque los betunes asfálticos son proporcionados por distintos suministradores no se tiene constancia de que no tengan el mismo origen. No obstante, si esto fuera así, dada la reproducibilidad de los resultados, pondría de manifiesto el buen hacer de los analistas del laboratorio responsables de la ejecución de los ensayos. Los betunes modificados, C y D, por otra parte, muestran un comportamiento afín con respecto al ensayo de PF y muy diferente frente al ensayo PRayb, donde las propiedades del betún C no se alteran y en el betún D el PRayb se desplaza hacia temperaturas más altas. En cierto modo, los betunes modificados se elaboran principalmente con la incorporación de polímeros, con el fin de mejorar sustancialmente sus propiedades elásticas, de acuerdo con su expectativa de empleo, mientras que los betunes asfálticos son por lo general más estables en sus propiedades, en la medida en que el proceso de refinado del petróleo de origen no se altere; circunstan-

cia que sucedió durante la crisis del petróleo de los años 70. Por tanto, si una caracterización más completa de los betunes asfálticos es importante, lo es en mayor medida en los betunes modificados, dada la incertidumbre que pueden presentar en aquellas propiedades distintas a las de la finalidad para la fueron elaborados.

De acuerdo con las variaciones observadas en los resultados de PRayb y PF, se trata de argumentar por qué es la radiación solar la principal responsable. El betún asfáltico es una sustancia orgánica, y como tal sufre transformaciones por efecto de la luz. Baste recordar, como más comunes, el efecto de la función clorofílica o la degradación de la materia orgánica, en general. La radiación solar actúa en una doble función, incrementa de temperatura del betún, al aumentar la energía cinética de las moléculas componentes por la absorción de la radiación, y es susceptible de romper los enlaces químicos de los componentes orgánicos del betún de energía equivalente a la radiante, dando lugar a nuevos enlaces químicos de mayor energía de enlace. La evidencia de los nuevos enlaces se manifiesta por la presencia de oxígeno en su estructura. Se trata, en definitiva, de la observación experimental del fenómeno de interacción radiación-materia que, puesto que el betún está constituido por moléculas de enlaces de un amplio espectro de energía, sólo precisa de la energía radiante solar para causar modificaciones en su estructura capaz de romper enlaces débiles, reaccionar con los átomos de oxígeno y dar lugar a nuevas estructuras que modifican sus propiedades reológicas trastocando, en consecuencia, las propiedades ligantes y elásticas causa de su utilidad como material en la fabricación de firmes de carreteras. Esta oxidación de su estructura le confiere un carácter rígido y frágil origen del envejecimiento consecuente de las mezclas bituminosas.

El efecto de la radiación solar sobre el betún no es un fenómeno desconocido. De hecho, para el envejecimiento acelerado de los betunes empleados como impermeabilizantes se usa una lámpara radiante de espectro análogo al espectro solar. Sin embargo, como los cambios estructurales en el betún obedecen en gran medida a la formación de compuestos con presencia de oxígeno, radicales carboxílicos y sulfóxidos, para dar cuenta del envejecimiento a largo plazo de los betunes empleados en los firmes de carreteras se usa el ensayo PAV, donde las condiciones de temperatura y presión son nada acordes con la realidad. La presencia de un ambiente rico en oxígeno no conduce a una concentración mayor de compuestos oxigenados en el betún envejecido y, viceversa, hay betunes en los que, con un ambiente pobre en oxígeno, la concentración de compuestos oxigenados es elevada. Por otra parte, se ha verificado que se produce una concentración de carboxilos y sulfóxidos en betunes sometidos a radiación en una atmósfera de nitrógeno, atmósfera inerte, del mismo orden a la que obtiene en los mismos betunes en atmósfera ambiente (24). De manera que hay evidencias de que el intercambio energético generado por la radiación solar es un elemento importante y no despreciable a tener en cuenta en el proceso de envejecimiento.

Una de las razones por las que se evitan los estudios del envejecimiento por efecto de la radiación solar se debe al alto coeficiente de absorción del betún; su color negro lo atestigua. Por lo que la radiación sobre las mezclas bituminosas afectaría sólo a las capas más externas de la superficie del pavimento. En efecto, ensayos de envejecimiento por radiación en película fina de betún ponen de manifiesto que la profundidad de la capa afectada es del orden de 0.01 mm (25). Se verifica, también, que el fenómeno de degradación es muy rápido; se produce en menos de siete días. Sin embargo, a pesar de su limitado alcance, debe recordarse que el espesor aproximado de la película de betún que envuelve los áridos en las mezclas bi-

tuminosas es del orden de 0,02 mm. El envejecimiento del betún contribuye a la degradación del pavimento debido principalmente a la generación de grietas por fatiga. Por otra parte, el betún degradado aumenta la susceptibilidad de la mezcla a la humedad ambiente debido al incremento del contenido de grupos moleculares polares. Por consiguiente, tanto el agrietamiento por fatiga como el incremento de los grupos polares contribuyen a la penetración del agua acelerando la degradación de la mezcla. En este sentido, en un estudio reciente sobre pavimentos asfálticos de larga duración, pavimentos que mantienen su capacidad portante con el paso del tiempo, se recomienda que la capa de rodadura contenga una elevada dotación de ligante bituminoso y se destaca que los cuidados de conservación se centren casi exclusivamente en la detección y reparación de los fallos detectados en la superficie (26). Aumentar el contenido de ligante reduce la velocidad de degradación del betún pues se incrementa el espesor de la película que envuelve los áridos de la mezcla. No cabe duda que estas recomendaciones llevan implícitas la prevención debida a la degradación del ligante bituminoso, donde el efecto de la radiación solar juega un papel importante como ha quedado patente en el presente trabajo.

3.2. ENVEJECIMIENTO DE LA MEZCLA BITUMINOSA

De acuerdo con el experimento programado en el diseño de envejecimiento de la mezcla bituminosa, se seleccionó una muestra al azar de la terraza o del laboratorio, en los periodos establecidos, se fabricaron dos probetas de aglomerado por cada muestra, y se determinó la densidad y estabilidad Marshall, según las normas NLT-168 y NLT-159, respectivamente. En la figura 11 se muestran los resultados promedio de densidad relativa superficie saturada seca (densidad relativa sss), en función del tiempo de exposición a la radiación solar. En el grafico se incluyen las densidades de las cuatro muestras almacenadas en el laboratorio. Así mismo, junto con la densidad relativa sss, está representada la densidad relativa, definida por el cociente entre la masa de la probeta en el aire y la

masa del volumen de agua desplazado. La determinación de la densidad relativa no supone más que una operación numérica adicional con los datos proporcionados por el procedimiento de obtención de la densidad relativa sss. Y viene justificada porque, como puede observarse en la figura 11, los valores de la densidad relativa son menos dispersos que los de la densidad relativa sss. Esto es, el procedimiento operativo empleado para la determinación de la densidad relativa es más preciso, y por tanto más fiable, que el de la determinación de la densidad relativa sss. Por consiguiente, desde el punto de vista del control y seguimiento de las densidades de una mezcla bituminosa ofrece más garantías la densidad relativa, tal y como se ha definido más arriba, que la densidad relativa sss. Esto que parece probado en las mezclas semidensas S-12, requeriría su aserto en el estudio de mezclas de otro tipo, objeto que se escapa del alcance de este trabajo.

La observación de los valores de densidad relativa, ya sean densidad relativa sss o no, no permite discernir entre las densidades de las muestras expuestas a radiación y las muestras depositadas en el laboratorio. Por lo que se refiere a la variación de la densidad con respecto al tiempo, hay un ligero incremento de los valores de densidad en los primeros cuarenta días, que es más relevante en los valores densidad relativa sss. Pero este aparente incremento no está sustentado desde el punto de vista estadístico: Un análisis de inferencia no permite obtener conjuntos de densidades con valores estadísticamente diferentes; no se puede rechazar la hipótesis de que los valores de densidades pertenezcan a muestras de la misma población.

Por lo que se refiere a la estabilidad Marshall, en la figura 12 se recogen los valores promedios de las dos determinaciones por muestra del conjunto de las doce muestras ensayadas con respecto al tiempo de exposición a la radiación, donde se han incluido también las muestras del laboratorio. Al contrario que los valores de las densidades, se observa un incremento de los valores de estabilidad en su conjunto de las muestras alojadas en la terraza frente a las muestras almacenadas en el laboratorio. No obstante, analizando en detalle los valores de estabili-

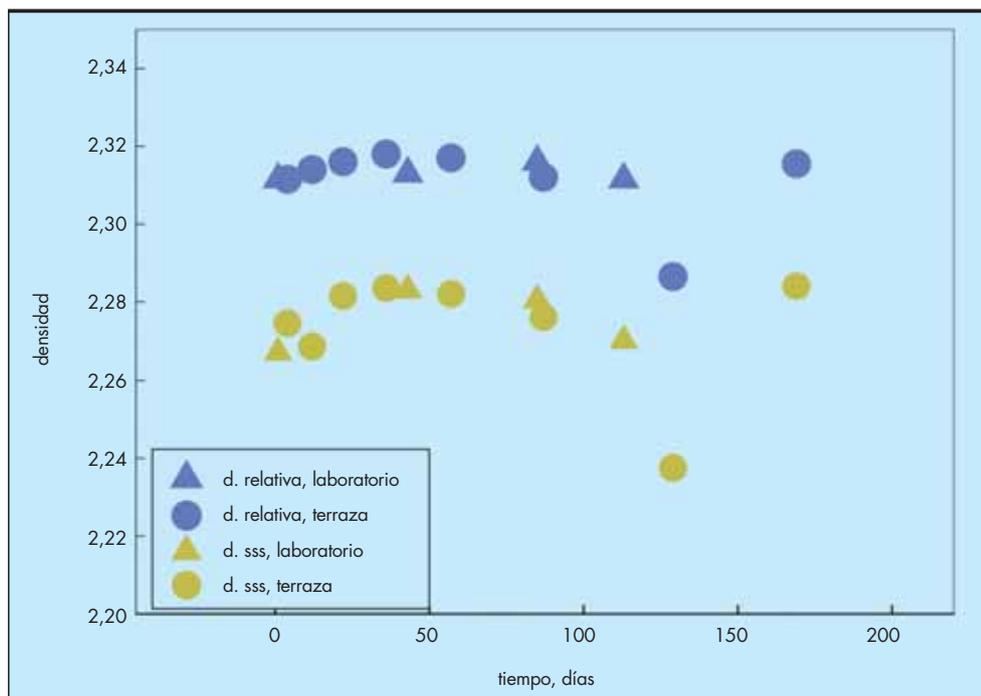


FIGURA 11. Densidades, relativa y relativa superficie saturada seca, de probetas Marshall, fabricadas con mezcla bituminosa envejecida según los tratamientos a) laboratorio y d) aire, con respecto al tiempo de envejecimiento de la mezcla.

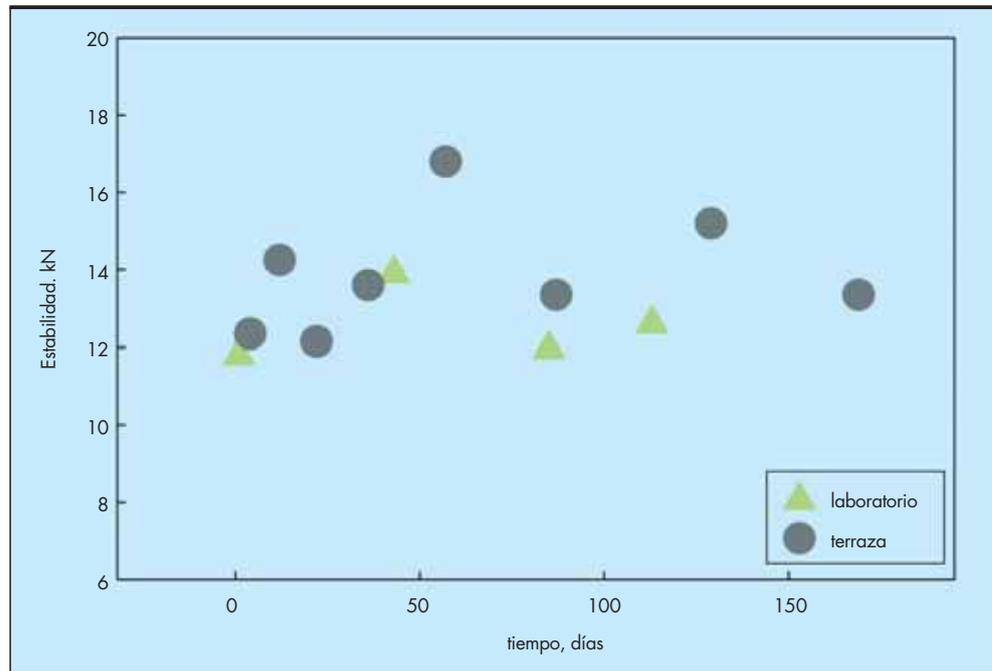


FIGURA 12. Estabilidad Marshall de las probetas en función del tiempo de envejecimiento de la mezcla.

dad se observa que las estabildades de las muestras del laboratorio son del mismo orden y no dependen del tiempo de almacenamiento. El cociente entre las estabildades extremas es 1,17. Por su parte, el cociente entre estabildades extremas de las muestras alojadas en la terraza es del orden de 1,46, valor bastante más elevado que el anterior. Entre las estabildades de las muestras alojadas en la terraza se puede establecer un límite alrededor de los cuarenta días, donde por encima de este tiempo de exposición las muestras tienen un umbral de estabildad de 14 kN, mientras que las tres primeras muestras ensayadas a los 4, 14 y 24 días bajo radiación, el valor de la estabildad es variable; la primera y tercera muestra tiene valores próximos a los de las muestras del laboratorio, y la muestra sometida a 14 días bajo radiación la estabildad supera los 14 kN. El valor de estabildad de la muestra ensayada pasados 4 días en la terraza es del orden del obtenido en las muestras almacenadas en el laboratorio. Dado el tiempo de exposición a la radiación tan reducido y los valores de estabildad obtenidos, los resultados de esta muestra se pueden incluir en el conjunto de las muestras de laboratorio.

En analogía con los resultados obtenidos en la caracterización de los betunes, se podría vislumbrar también en las mezclas bituminosas que el periodo de 40 días es suficiente para que el betún de la mezcla alcance el nivel de envejecimiento. Esto es una suposición un poco arriesgada, y debería tomarse con las debidas reservas. La película de betún que envuelve los áridos está sometida a la acción de la radiación solar, pero la compatibilidad del betún con los áridos, el posible desplazamiento del betún por el agua, entre otros factores, juegan un papel importante en el comportamiento de la mezcla. Por otra parte, si del análisis del efecto de la radiación solar sobre el ligante bituminoso se desprende que el betún, desde el punto de vista de su propiedades físicas, se hace más rígido y frágil, por lo tanto más susceptible a fractura, muy probablemente la determinación de la estabildad Marshall en la mezcla no es el ensayo más aparente para medir el alcance del efecto de la radiación sobre la mezcla bituminosa. Los ensayos de fatiga aportarían mayor información en este sentido. No obs-

tante, de acuerdo con el diseño experimental llevado a cabo, hay diferencias en los valores de estabildad en su conjunto entre las muestras de laboratorio y terraza. Con objeto de valorar estadísticamente estas diferencias hemos establecido un test de contraste de hipótesis nula de igualdad de estabildades entre las muestras de laboratorio y terraza. Se trata de contrastar la hipótesis nula de muestras pertenecientes a la misma población. Para lo cual, la muestra de la terraza ensayada a los cuatro días se incluye en el lote de las muestras de laboratorio. Establecidos los cálculos pertinentes, a un nivel de significación $\alpha = 0,05$, se rechaza la hipótesis de muestras de la misma población. Por lo tanto, debemos aceptar que las muestras de aglomerado asfáltico, a partir de cuarenta días bajo la acción de la radiación solar, incrementan su resistencia a la deformación plástica, tal y como se ha determinado por medio del ensayo de estabildad Marshall.

Las experiencias presentadas en el presente artículo ponen de manifiesto que la radiación solar altera las propiedades físicas de los betunes, dando lugar a la oxidación de su estructura molecular, provocando el endurecimiento del betún. De manera que el estudio del efecto de la radiación solar sobre el betún podría ser considerado un buen medio de caracterización para valorar las propiedades de los betunes en su aplicación como ligantes bituminosos.

4. CONCLUSIONES

El objeto de este trabajo se ha orientado a poner de manifiesto que la radiación solar es un parámetro suficientemente importante para ser tenido en cuenta en la caracterización de los betunes asfálticos con objeto de poder definir con mayor extensión sus cualidades y posibilidades como ligante bituminoso. Una caracterización en este sentido contribuiría a colaborar en el conocimiento de las propiedades de la mezcla bituminosa en lo que a su vida útil se refiere. Bien entendido, que la principal responsabilidad de la capacidad portante de la mezcla corresponde a la naturaleza, calidad y geometría de los áridos, así como el diseño de su composición y puesta en obra.

El análisis de las variaciones de las propiedades de los betunes sometidos a radiación solar, de manera a como se presentan en este artículo, presenta la ventaja de que tanto la radiación solar como la temperatura asociada están en consonancia con las condiciones medioambientales a la que estará sometido el betún durante su uso.

Como resultado del trabajo presentado, se está en condiciones de responder a las cuestiones planteadas en el apartado de introducción del presente artículo. La principal conclusión es que, bajo las condiciones medioambientales en las que se ha llevado a cabo la experiencia, la radiación solar tiene un efecto dominante frente a la temperatura en la oxidación de los grupos funcionales moleculares componentes de la estructura del betún, causa de su envejecimiento, que se manifiesta en sus propiedades físicas por el aumento de su viscosidad y fragilidad. Los parámetros de ubicación y medioambientales experimentales han sido en el laboratorio de materiales de Valladolid, durante un período de 560 días, con dos fases de verano, temperaturas extremas ambiente de -4°C y 32°C , respectivamente, temperatura máxima del betún de 60°C y radiación máxima de 300 kJ/m^2 . En estas condiciones se ha verificado que:

- La radiación solar es la causa principal que modifica las propiedades físicas del betún, y estas modificaciones son medibles, como ha quedado de manifiesto con los cambios en los resultados de los ensayos normalizados de caracterización empleados.
- El efecto de la radiación solar sobre el envejecimiento del betún se produce en el periodo anterior a los cuarenta días bajo la exposición a la radiación y afecta sobre todo a la superficie de betún expuesta, con un alcance en profundidad inferior a 1 mm.
- Los betunes, después de radiación con respecto a las muestras no radiadas, aumentan tanto el Punto de Reblandecimiento, P_{Rayb}, como el Punto de fragilidad Fraass, PF.
- Cada uno de los betunes asfálticos 50/70 y los betunes asfálticos modificados con polímeros empleados en el presente trabajo presenta una respuesta a la radiación diferente, que es propia de su estructura química y composición molecular, esto es, característica del origen del crudo de procedencia, y de la naturaleza del polímero modificador empleado.
- La disposición experimental en el intento de discriminación entre altas y bajas frecuencias del espectro solar para determinar su influencia sobre la degradación del betún ha resultado infructuosa.
- El efecto de la radiación solar sobre el betún es susceptible de incrementar la resistencia a la deformación plástica de mezclas bituminosas expuestas a radiación solar, a pesar de que el efecto es predominantemente superficial.

En resumen, se concluye que el estudio del efecto de la radiación solar sobre el betún en las condiciones de temperatura y radiación medioambientales se muestra un buen procedimiento de caracterización para valorar las propiedades de los betunes y catalogarlos en su rendimiento como ligantes de las mezclas bituminosas.

5. AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a los técnicos del laboratorio J. Alonso, C. Collantes, R. Ortega y E. Rejón, el cuidado, paciencia y perseverancia que han compartido con los autores para llevar a cabo el extenso trabajo experimental presentado.

6. REFERENCIAS

1. Binder characterization and evaluation. Volumes 1-4. SHRP-A-367-370, Washington D.C., USA, 1994.
2. ASTM D 2872. Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).
3. ASTM D6521. Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV).
4. M. Liu, C.H. Domke, R.R. Davinson, C.J. Clover, J.A. Bullin. "Evaluation of the SHRP PAV procedure with long-term, low-temperature aging experiments and asphalt kinetics, 76th Meeting of Transportation Research Board, Washington D.C., 1997.
5. G.R. Kemp, N.H. Predoehl, "A comparison of field and laboratory environments on asphalt durability". Proceedings association of asphalt paving technologists, **50**, 492, 1981.
6. J.C. Petersen, J. Branthaver, R.E. Robertson, P.M. Hansberger, J.J. Duval, E.K. Ensley. "Effects of physicochemical factor on asphalt oxidation kinetics", Transportation Research Record, **1391**, 1993.
7. L. Monje Arenas. "Historia de la Fotografía". Universidad Alcalá de Henares, 2008.
8. P.G. Campbell, J.R. Wright. "Infrared spectra of asphalts: some aspects of the changes caused by photooxidation". J. of Research of the National Bureau of Standards. **68C**, 2, 1964.
9. J. C. Petersen. "Chemical composition of asphalt as related to asphalt durability: State of the art". Trans. Res. Rec., **999**, 1984.
10. V.F.C. Lins, M.F.A.S. Araújo, M.I. Yoshida, V.P. Ferraz, D.M. Andrada, F.S. Lameiras. "Photodegradation of hot-mix asphalt", Fuel, **87**, 2008.
11. Jornadas sobre nuevas especificaciones para productos bituminosos. El programa SHRP y las normativas europeas. Barcelona (30 Nov-1 Dic) 1995.
12. Resolución 19 de julio de 2004 de concesión de las becas Ministerio de Fomento/Fulbright, en USA, para el curso académico 2004/2005 (BOE de 10 de agosto).
13. Norma NLT 125. Punto de reblandecimiento anillo y bola de los materiales bituminosos.
14. Norma NLT 182. Punto de fragilidad Fraass de los materiales bituminosos.
15. J.Carswell, F. Cruz, F. "Misión y ventajas de los betunes modificados con polímeros". Rutas, Asociación Técnica de Carreteras de España, **63**, 1997.
16. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. PG-3. Ministerio de Fomento.
17. Norma NLT 159. Resistencia a la deformación plástica de mezclas bituminosas empleando el aparato Marshall.
18. Norma NLT 168. Densidad y huecos en mezclas bituminosas compactadas.
19. M. Solaimanian, T.W. Kennedy. "Predicting maximum pavement surface temperature using maximum air temperature and hourly solar radiation". Transportation Research Record 1417, 1993.
20. Superpave Level 1 Mix Design. Superpave Series Number 2 (SP-2). Asphalt Institute. Lexington, KY, USA, 1995.
21. M.R. Spiegel. "Estadística". Ed. McGraw-Hill, 1993.
22. R.E. Robertson, J. Branthaver, F.P. Miknis. "Fundamental properties of asphalts and modified asphalts". Volume I. Chapter 5. FHWA. RD-99-212. 2001.
23. A. Páez, A. Gómez, E. Muñoz. "Betún multigrado". Carreteras, **122**, 2002.
24. A. Torres. "Asphalt photooxidation study". 2009 Petersen asphalt research conference. Laramie, WY, USA, 2009.
25. A. Torres. "Aproximación al estudio de la fotodegradación de asfaltos". VII Congreso nacional de firmas, Ávila, 2006.
26. A. Mateos, J.O. Marrón, J. Pérez. "Firmas de larga duración". Ingeniería Civil, **155**, 2009.



Talleres y cocheras de las líneas de Metro Ligero, Madrid



Nueva terminal T1 del Aeropuerto de Barcelona



Acceso ferroviari AVE Levante, tramo Picanya-Valencia



Autovía de Mudéjar A-23, tramo Palencia-Viver (Castellón)



Línea 9 del Metro de Barcelona, tramo IIC



Ampliación del Dique Este del Puerto de Barcelona

Central de Girona

Pont Major, s/n
17007 GIRONA
Tel.: 972 21 45 50
Fax: 972 21 45 54
info@rubau.com

Delegación de Barcelona

Aragón, 295 1º 1ª
08009 BARCELONA
Tel.: 93 487 06 13
Fax: 93 488 10 87
info@rubau.com

Delegación de Madrid

Diego de León, 28, 2º izq.
28006 MADRID
Tel.: 91 432 35 50
Fax: 91 781 41 58
info@rubau.com



Monitorización de la subsidencia del terreno de la Vega Media del río Segura mediante Interferometría SAR Diferencial Avanzada

R. TOMÁS (*), G. HERRERA (**), J. M. LÓPEZ-SÁNCHEZ (***), J. J. MALLORQUÍ (****) y J. MULAS (**)

RESUMEN La subsidencia del terreno debida a la extracción de agua constituye un riesgo geotécnico capaz de afectar a amplias zonas del territorio, causando elevadas pérdidas económicas. Este fenómeno se produce por consolidación de los suelos finos que constituyen el sistema acuífero, como consecuencia del incremento de las tensiones efectivas inducidas por los descensos piezométricos. La Vega Media del río Segura (SE de España) sufre de manera significativa este tipo de fenómeno desde los años 90, constituyendo hasta el momento el primer caso documentado, con efectos a escala comarcal en España. En este trabajo se aplica la técnica remota de Interferometría SAR Diferencial (DInSAR) conocida como de los Píxeles Coherentes (CPT) para la monitorización de la subsidencia del terreno en la Vega Media del río Segura empleando 81 imágenes procedentes de los satélites ERS-1, ERS-2 y ENVISAT de la Agencia Espacial Europea. El procesado proporciona datos de distribución espacial y evolución temporal de la subsidencia de toda la zona de estudio mostrando valores máximos de subsidencia próximos a los 15 cm durante el periodo 1994-2007.

GROUND SUBSIDENCE MONITORING OF THE VEGA MEDIA OF THE SEGURA RIVER BY MEANS OF ADVANCED DIFFERENTIAL SAR INTERFEROMETRY

ABSTRACT Ground subsidence caused by aquifer withdrawal is a geotechnical hazard that affects wide areas, causing high economic losses. This phenomenon is due to aquifer system fine soil consolidation produced by the increase of effective stress caused by piezometric depletion. The Vega Media of the Segura River basin (SE Spain) has suffered this type of phenomena since 90's being until the moment the first documented case at a regional scale in Spain. In this work a Differential SAR Interferometry (DInSAR) remote sensing technique called Coherent Pixel (CPT) is applied to monitoring subsidence in the Vega Media of the Segura River using 81 SAR images provided by ERS-1, ERS-2 and ENVISAT European Space Agency satellites. The processing has provided the subsidence spatial distribution and temporal evolution for the whole study area showing maximum subsidence values near 15 cm for the 1994-2007 period.

Palabras clave: Subsidencia, DInSAR, Nivel piezométrico, Sensor remoto, Riesgo geotécnico.

Keywords: Subsidence, DInSAR, Piezometric level, Remote sensing, Geotechnical hazard.

1. INTRODUCCIÓN

La subsidencia implica el asentamiento de la superficie terrestre en un área extensa debido a varios factores, que pueden ser naturales o causados por el impacto de una gran variedad

de actividades humanas (Corapcioglu, 1984). Aunque se trata de un fenómeno que no ocasiona víctimas mortales, los daños económicos y sociales que causa suelen ser cuantiosos. Es de gran importancia en zonas urbanas donde los daños y perjui-

(*) Departamento de Ingeniería de la Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana, Escuela Politécnica Superior, Universidad de Alicante P.O. Box 99, E-03080 Alicante, Spain.

(**) Área Investigación de Peligrosidad y Riesgos Geológicos, Departamento de Investigación y Prospectiva Geocientífica, Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Ministerio de Ciencia y Tecnología, c/ Alenza 1, E-28003 Madrid, Spain.

(***) Departamento de Física, Ingeniería de Sistemas y Teoría de la Señal (DFISTS), Escuela Politécnica Superior, Universidad de Alicante, P.O. Box 99, E-03080 Alicante, Spain.

(****) Remote Sensing Lab., Departament de Teoria del Senyal i Comunicacions, Universitat Politècnica de Catalunya, Campus Nord, Ed. D3, c/ Jordi Girona, 1-3, 08034 Barcelona, Spain.

cios ocasionados son ilimitados, suponiendo un riesgo importante para edificaciones, canales, conducciones, vías de comunicación, así como todo tipo de construcciones asentadas sobre el terreno que se deforma. Desafortunadamente, los daños aparecen posteriormente a que haya acaecido la subsidencia del terreno, cuando muchos de ellos son ya irreversibles. Se estima que existen más de 150 ciudades del mundo con problemas graves de subsidencia (Hu *et al.*, 2004). Algunos ejemplos clásicos de subsidencia por extracción de agua subterránea son México DC, Valle de Latrobe (Australia), Valle de San Joaquín y Valle de Santa Clara (California, EE.UU.), Shangai (China), Bangkok (Tailandia) y Tokio (Japón) entre otros.

El estudio de este fenómeno hace necesaria la monitorización del mismo con el fin de determinar la extensión de la zona afectada, las velocidades de asiento, los mecanismos que rigen el fenómeno, los instantes críticos de aceleración del proceso de consolidación del terreno, así como la evaluación la efectividad de las medidas de corrección y/o mitigación que se hayan podido adoptar. La mayor parte de las veces el problema se ausculta desde la superficie, midiendo las deformaciones que la afectan. Las técnicas clásicas como las topográficas y las de instrumentación geotécnica juegan aquí un papel muy importante. No obstante, otras técnicas más modernas como el GPS y la Interferometría SAR diferencial se están imponiendo en los últimos años.

En este trabajo presentamos los resultados obtenidos al aplicar técnicas interferométricas SAR al estudio de la subsidencia en el Vega Media del río Segura (provincia de Murcia). El presente trabajo se organiza del siguiente modo. En la sección 2 se describen sucintamente los diferentes métodos de medida de la subsidencia. La sección 3 desarrolla las bases de la interferometría SAR diferencial centrándose en la técnica de los Píxeles Coherentes (CPT). El apartado 4 se centra en el problema de la subsidencia de la Vega Media del Segura describiendo la problemática de la subsidencia que afecta al valle, el marco geológico, los resultados obtenidos con el procesado SAR, así como el análisis de los resultados de subsidencia. Las principales conclusiones se recogen en el apartado 5.

2. MÉTODOS DE MEDIDA DE LA SUBSIDENCIA

Los métodos de medida de las deformaciones del terreno pueden servir para estimar distintas magnitudes de la deformación estudiada como, por ejemplo, los desplazamientos relativos entre dos cuerpos, los movimientos absolutos, las inclinaciones, los desplazamientos en una dirección, los movimientos en profundidad, etc. Estos métodos pueden clasificarse en cinco grupos (Tomás *et al.*, 2005a; Tomás, 2009): topográficos, geodésicos, fotogramétricos, de teledetección y de instrumentación geotécnica. La interferometría SAR diferencial es un método de teledetección.

La teledetección, traducción castellana del término anglosajón "remote sensing", surge para designar cualquier medio de observación remota en el que no existe contacto físico entre el medio a estudiar y el sistema sensor. La fotogrametría terrestre, aérea y espacial queda englobada dentro de esta amplia definición. Sin embargo, su uso y tratamiento para la determinación de movimientos superficiales se conoce comúnmente bajo el término de fotogrametría, habiendo constituido por sí sola una disciplina independiente. En este caso se ha optado por englobar dentro del término amplio de teledetección a aquellas técnicas no fotogramétricas que, montadas sobre plataforma espacial, aérea o terrestre, permiten estudiar el medio sin establecer contacto físico con él. Estos métodos se pueden dividir en dos grupos: métodos láser y radar. El primer grupo engloba el Scanner Láser, montado sobre plataforma te-

restre (Terrestrial Laser Scanner) o aérea (LIDAR, ALS o ALTM). El segundo grupo se subdivide, de forma similar, según el tipo de plataforma empleada para la adquisición de las imágenes SAR en: terrestre (Ground Based Synthetic Aperture Radar, GB-SAR), aerotransportado (Airborne Radar) y satélite (Spaceborne Radar). A su vez, las técnicas interferométricas pueden dividirse según el algoritmo de procesado de las imágenes en técnicas de Interferometría SAR diferencial: convencionales (conventional DInSAR) y avanzadas (Reflectores Permanentes –o Permanent Scatterers– o la Técnica de los Píxeles Coherentes –o Coherent Pixels Technique–).

Las técnicas interferométricas convencionales y avanzadas han sido muy empleadas en la monitorización de fenómenos de subsidencia minera (e.g. Ge *et al.*, 2001; Baran y Stewart, 2003; Perski y Jura, 2003; Ge *et al.*, 2003; Kircher *et al.*, 2003; Wiesmann *et al.*, 2003; Herrera *et al.*, 2007) y subsidencia por consolidación de acuíferos detríticos por extracción de agua (e.g. Galloway *et al.*, 1998; Strozzi y Wegmüller, 1999; Wegmüller *et al.*, 1999; Yonezawa y Takeuchi, 2000; Nakagawa *et al.*, 2000; Berardino *et al.*, 2000; Ferretti *et al.*, 2000; Colesanti *et al.*, 2001; Wang *et al.*, 2001; Colombo *et al.*, 2003; Tomás *et al.*, 2005b; Herrera *et al.*, 2009).

3. FUNDAMENTOS DE LA INTERFEROMETRÍA SAR DIFERENCIAL: LA TÉCNICA DE LOS PÍXELES COHERENTES (CPT)

Las imágenes SAR expresan la distribución espacial de la amplitud (reflectividad) y la fase de los ecos radar registrados por el sistema correspondiente a los blancos presentes en la escena. Presentan una resolución de 4 x 20 metros (azimut x alcance) en el caso de las imágenes obtenidas con los satélites de la Agencia Espacial Europea (ESA). La combinación de dos imágenes SAR de la misma escena, tomadas en instantes diferentes, da como resultado una nueva imagen conocida como interferograma. El interferograma representa la variación de la fase ($\Delta\psi_{int}$) entre las dos imágenes y la fiabilidad en su estimación depende de la coherencia, parámetro que sirve para caracterizar y medir todas las fuentes de decorrelación.

Así pues, la fase interferométrica de un interferograma ($\Delta\psi_{int}$) puede expresarse como (Hanssen, 2001; Mora, 2004):

$$\Delta\psi_{int} = \Delta\psi_{flat} + \Delta\psi_{topo} + \Delta\psi_{mov} + \Delta\psi_{atmos} + \Delta\psi_{noise} \quad (1)$$

Donde:

$\Delta\psi_{flat}$ es la componente de tierra plana relacionada con la distancia en rango.

$\Delta\psi_{topo}$ es la fase topográfica.

$\Delta\psi_{mov}$ es la componente de la fase interferométrica debida al desplazamiento del terreno entre dos imágenes SAR medida en la dirección de rango (o Line Of Sight, LOS).

$\Delta\psi_{atmos}$ es la componente de la fase relacionada con los fenómenos atmosféricos.

$\Delta\psi_{noise}$ constituye el factor de degradación de la componente de la fase interferométrica.

A su vez, los tres primeros términos de la expresión (1) pueden expresarse como:

$$\Delta\psi_{flat} = \frac{4\pi}{\lambda r_0} \cdot \frac{B_n \cdot \Delta r}{\tan \alpha} \quad (2)$$

$$\Delta\psi_{topo} = \frac{4\pi}{\lambda r_0} \cdot \frac{B_n \cdot \Delta h}{\sin \alpha} \quad (3)$$

$$\Delta\psi_{mov} = \Delta\psi_{lineal} + \Delta\psi_{no-lineal} = \frac{4\pi}{\lambda} \cdot \Delta v \cdot T + \frac{4\pi}{\lambda} \cdot \Delta \rho_{no-lineal} \quad (4)$$

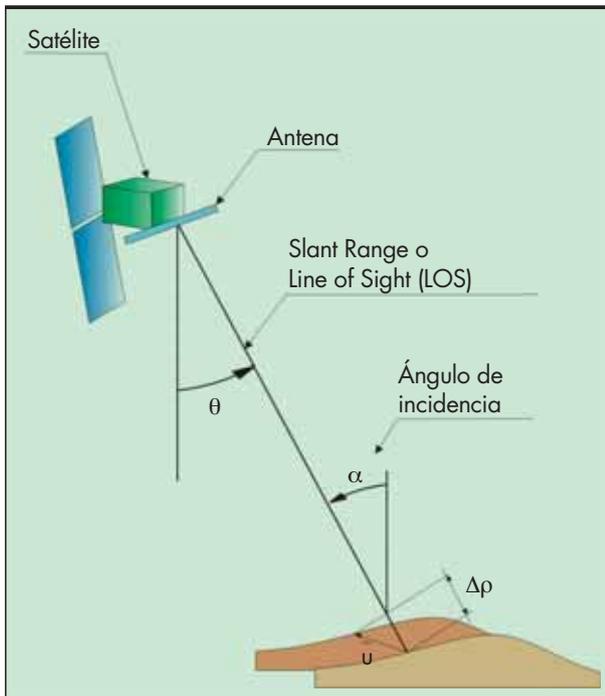


FIGURA 1. Geometría de la Interferometría SAR Diferencial considerando una baseline perpendicular nula.

Donde λ es la longitud de onda, r_0 es la distancia en alcance, B_n es la baseline perpendicular, Δr es el incremento del alcance entre píxeles, α es el ángulo de incidencia, Δh y Δv son respectivamente los incrementos de altura y velocidad entre píxeles vecinos, T es la línea de base (baseline) temporal entre las dos adquisiciones SAR y $\Delta\rho_{no-lineal}$ es el término no lineal de desplazamiento.

El principal objetivo de esta técnica consiste en cancelar o minimizar, en la medida de lo posible, todos los términos que intervienen en la fase interferométrica ($\Delta\psi_{int}$) excepto aquel que hace referencia a las deformaciones del terreno ($\Delta\rho$). Debe indicarse que empleando DInSAR sólo podemos estimar la proyección ($\Delta\rho$) del vector de deformación total (\vec{u}) sobre la línea de vista (LOS), conocido como "slant range o line of sight" (Figura 1).

Por otro lado tenemos que, considerando exclusivamente el término correspondiente a la deformación asociado a un ciclo de la fase, podemos escribir:

$$\Delta\rho_{ciclo} = \frac{\lambda}{4\pi} \cdot \Delta\psi \quad (5)$$

Si, además, tenemos en cuenta que la longitud de onda (λ) de los satélites *ERS* y *ENVISAT* es de 5.6 cm, podemos establecer que a una franja interferométrica (ciclo de 2π) le corresponde una deformación de 2.8 cm en la dirección de la LOS. Esto demuestra que la Interferometría SAR Diferencial presenta una gran sensibilidad a la deformación.

La técnica CPT se divide en dos etapas que corresponden a la extracción de la componente de deformación lineal y la no lineal. El cálculo de la componente lineal incluye la estimación de la velocidad media de deformación y el error del MDT. Ambos términos se calculan ajustando una función a aquellos píxeles de la escena que presentan una buena coherencia interferométrica a lo largo del tiempo. El término no lineal se determina posteriormente aplicando un filtrado espacio-tem-

poral para la extracción de los artefactos atmosféricos y las componentes de baja y alta resolución de la deformación no lineal. Ésta es precisamente una de las principales ventajas de esta técnica avanzada frente a la Interferometría SAR convencional, el hecho de que la componente atmosférica puede ser aislada debido al comportamiento variable en el tiempo y en el espacio de los artefactos atmosféricos, frente al comportamiento estático del término de movimiento no lineal.

Por lo tanto, podemos decir que la obtención de los mapas de deformación a partir de imágenes SAR constituye una labor compleja que comprende varias etapas: enfoque de imágenes a partir de los datos crudos, corrección y filtrado para la elaboración de los interferogramas, cálculo de las órbitas de los satélites y procesado interferométrico propiamente dicho y descrito anteriormente. Evidentemente, la complejidad del procesado así como las diferentes condiciones que intervienen (número de imágenes disponibles, distribución de baselines temporales y espaciales, diferencias Doppler, etc.) hacen prácticamente imposible establecer una única expresión capaz de evaluar el error de procesado de esta técnica. No obstante, de los resultados obtenidos al aplicar la técnica CPT en otras áreas de estudio (Mora *et al.* 2003; Lanari *et al.*, 2004) puede asumirse que el error cometido en la estimación de la componente lineal es de orden milimétrico, mientras que el error acumulado para el término no lineal es de ± 0.5 cm en el peor de los casos.

Para una lectura más detallada de la técnica CPT se remite al lector a los trabajos de Mora *et al.*, (2003) y Mora (2004).

4. MONITORIZACIÓN DE LA VEGA MEDIA DEL RÍO SEGURA MEDIANTE INTERFEROMETRÍA SAR

4.1. PROBLEMÁTICA Y DATOS PREVIOS

La zona de estudio comprende un amplio sector de la Vega Media del río Segura cuya geografía coincide básicamente con el área metropolitana de la ciudad de Murcia. La Vega Media del Segura se extiende desde la presa de Contraparada hasta el límite provincial con Alicante siendo su superficie de unos 206 km².

La explotación intensiva de un acuífero detritico para satisfacer las demandas agrícolas y urbanas se agravó especialmente durante el periodo de sequía 1992-1995. Fue entonces cuando los niveles piezométricos comenzaron a descender ocasionando en los niveles del terreno más superficiales su consolidación como consecuencia del incremento de las tensiones efectivas. La consolidación del terreno se manifestó con mayor intensidad en la superficie del terreno ocasionando daños en las infraestructuras urbanas y en unos 150 edificios de la ciudad de Murcia por valor de 50 millones de euros (Rodríguez y Mulas, 2002; Mulas *et al.*, 2003). La Figura 2 muestra algunos de los daños ocasionados por la subsidencia en la ciudad de Murcia. Con posterioridad, en los periodos 2000-01 y 2005-actualidad, otros episodios de explotación intensiva del acuífero han dado lugar a sucesivos descensos piezométricos en el mismo.

4.2. MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se encuentra situada en el sector oriental de la Cordillera Bética. El valle se encuentra delimitado por sendas fallas activas que han deformado los sedimentos más antiguos constituyendo un sinclinal (Montenat *et al.*, 1990) (Fig. 3). Los sedimentos recientes se han depositado gradualmente sobre los materiales más antiguos. El basamento está constituido por materiales Permo-Triásicos de las Zonas Internas de las Cordillera Bética que sólo afloran en los bordes de la cuenca.



FIGURA 2. Efectos de la subsidencia observados en algunos elementos urbanos de la ciudad de Murcia (deformación de aceras y apertura de las juntas medianeras).

El relleno de la cuenca queda dividido en tres unidades principales (Fig. 3). Los materiales más antiguos están constituidos por margas del Mioceno Superior con potencias superiores a 600 m (Cerón y Pulido-Bosch, 1996; Mulas *et al.*, 2003). Sobre estos materiales se disponen margas y arcillas con intercalaciones de conglomerados y areniscas de edad Plio-Cuaternaria. Estos materiales pueden llegar a alcanzar los 200 metros en algunos puntos de la cuenca (Aragón *et al.*, 2004) y presentan un gran interés desde el punto de vista hidrogeológico. La tercera unidad está constituida por depósitos continentales recientes (depósitos de canal, llanura de inundación, abanicos aluviales, etc.) constituidos por abundante arcilla y limo en las zona de llanura de inundación, y arenas en los canales y abanicos aluviales. El espesor de estos materiales varía entre 3 y 30 metros (Rodríguez-Jurado *et al.*, 2000).

Desde el punto de vista hidrogeológico, pueden diferenciarse dos unidades principales (Cerón y Pulido-Bosch, 1996; Aragón *et al.*, 2004). La primera está constituida por los sedimentos recientes, superficiales, de gran compresibilidad. Sus propiedades hidrogeológicas son pobres debido a la gran abundancia de finos, variando la conductividad hidráulica vertical y horizontal entre 0.03 y 0.1 metros/día y 0.01-5 metros/día respectivamente (Aragón *et al.*, 2004). La segunda unidad, de mejores características geotécnicas, se sitúa debajo de los sedimentos recientes y consiste en una serie de alternancias de grava y arcillas que constituyen un acuífero multicapa muy productivo. Este acuífero dispone, a techo, de unos 10-30 metros de gravas con 10-100 metros/día y 1-50 metros/día de conductividad hidráulica horizontal y vertical respectivamente (Aragón *et al.*, 2004).

4.3. PROCESADO

Para el procesado interferométrico se han empleado un total de 81 imágenes SAR procedentes de los satélites ERS-1 (6 imágenes), ERS-2 (56 imágenes) y ENVISAT (19 imágenes) adquiridas entre abril de 1993 y marzo de 2007, comprendiendo por tanto un periodo aproximado de catorce años. Con el fin de minimizar el tiempo de procesado y mejorar la coherencia se ha llevado a cabo una triangulación de Delaunay en tres dimensiones de los valores de *baseline* temporal, espacial y diferencia Doppler correspondientes a las imágenes disponibles, para así determinar el número óptimo de enlaces (interferogramas) existentes entre imágenes y poder así evitar cálculos redundantes. A partir de esta triangulación (de las relaciones entre interferogramas) y haciendo uso de los algoritmos propuestos por Blanco *et al.*, (2006) se han seleccionado aquellos interferogramas que permiten optimizar el procesado. El número total de interferogramas obtenido ha sido de 185. Éstos cuentan con líneas de base (baselines) espaciales y temporales máximas de 250 m y 1000 días (aproximadamente 2.7 años) respectivamente y una diferencia máxima de Doppler entre imágenes de 800 Hz.

4.4. RESULTADOS

El procesado CPT proporciona el historial temporal de las deformaciones en cada píxel coherente seleccionado durante el procesado tras cumplir con los criterios de calidad establecidos previamente. Este tipo de información permite dotar a los resultados espaciales de deformación de una tercera variable, el tiempo.

La distribución de subsidencia medida en la totalidad de la Vega Media del río Segura mediante la técnica CPT-DInSAR

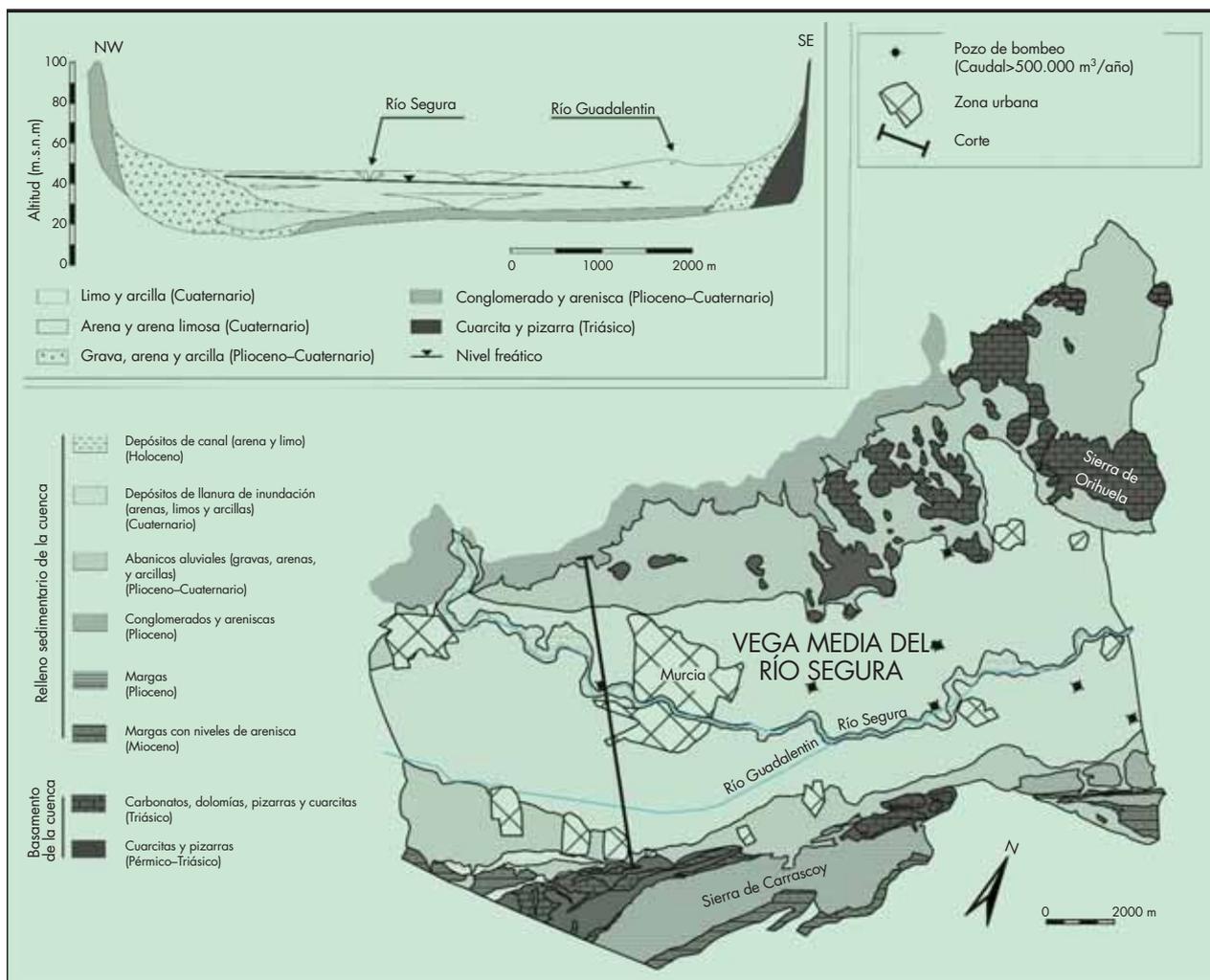


FIGURA 3. Esquema geológico de la Vega Media del Río Segura (basado en Aragón *et al.*, 2004).

para el periodo temporal 1993-2007 se muestra en la Figura 4. Como puede observarse en ella, durante el referido periodo de tiempo, que abarca aproximadamente 14 años, se ha producido una importante subsidencia generalizada en todo el valle, con valores que llegan puntualmente hasta 15.5 cm.

Los mayores asentamientos absolutos se localizan en el S y SE de la ciudad de Murcia, así como en todo el corredor E del valle (localidades de El Raal y Beniel; Figura 4). En las zonas del borde Norte y Sur de la cuenca Media del Segura, coincidiendo con los relieves que delimitan la cuenca, puede diferenciarse una notable estabilidad de la superficie terrestre (Figura 4).

Un análisis espacial realizado con ayuda del SIG ArcGIS para los barrios y pedanías de la zona de estudio pone de manifiesto la existencia de importantes extensiones afectadas por asentamientos superiores a 5 cm en Aljucer, B^o del Progreso, B^o de la Victoria, El Canute, Ermita de los Remedios, Los Dolores, Molina de Nelva, Llano de Brujas, Patiño, Puentetocinos, San Ginés, San Roque, El Secano y Las Tejeras, entre otros. Asimismo se observa un predominio de la estabilidad del terreno en Agridulce, Alcantarilla, Campus de Espinardo, La Ñora, Los Garres, Guadalupe, Jabalí Nuevo, Jabalí Viejo y El Puntal, entre otros.

La Figura 5a muestra los valores de subsidencia medidos en la ciudad de Murcia entre 1993 y 1997, periodo que engloba la primera crisis piezométrica importante sufrida en la

Vega Media que se ha podido estudiar. Los asentamientos medidos durante este periodo fueron inferiores a 4 cm, afectando principalmente al S y SE de la ciudad. Un elevado porcentaje de píxeles coherentes localizados en la ciudad presentan valores de subsidencia dentro del intervalo ± 1 cm.

En la figura siguiente (Figura 5b) se representa la subsidencia acumulada desde 1993 hasta 2001, tras otra crisis piezométrica. Esta crisis fue de menor entidad que la de principios de los años 90. Los asentamientos acumulados medidos desde 1993 alcanzaron en unos pocos píxeles los 5 cm, aunque la mayor parte de la ciudad es estable.

La Figura 5c representa las deformaciones correspondientes al periodo completo 1993-2007. Por lo tanto, incluye las deformaciones ocurridas durante las crisis piezométricas de los periodos 1993-1997, 2000-2001 y el último iniciado en 2005. Durante este periodo de tiempo los valores de subsidencia en la ciudad de Murcia fueron inferiores a 10 cm.

La subsidencia media en los materiales detríticos de la Vega Media del Segura durante el periodo 1993-2007 es de 2.5 y 2.4 cm, según se considere toda la zona procesada de la Vega Media del Segura o se limite a la ventana de procesado de la ciudad de Murcia. Los mismos valores obtenidos para el periodo 1993-1997 son de 0.86 y 0.81 cm, respectivamente, y de 1.3 y 1.3 cm para el periodo 1993-2007.

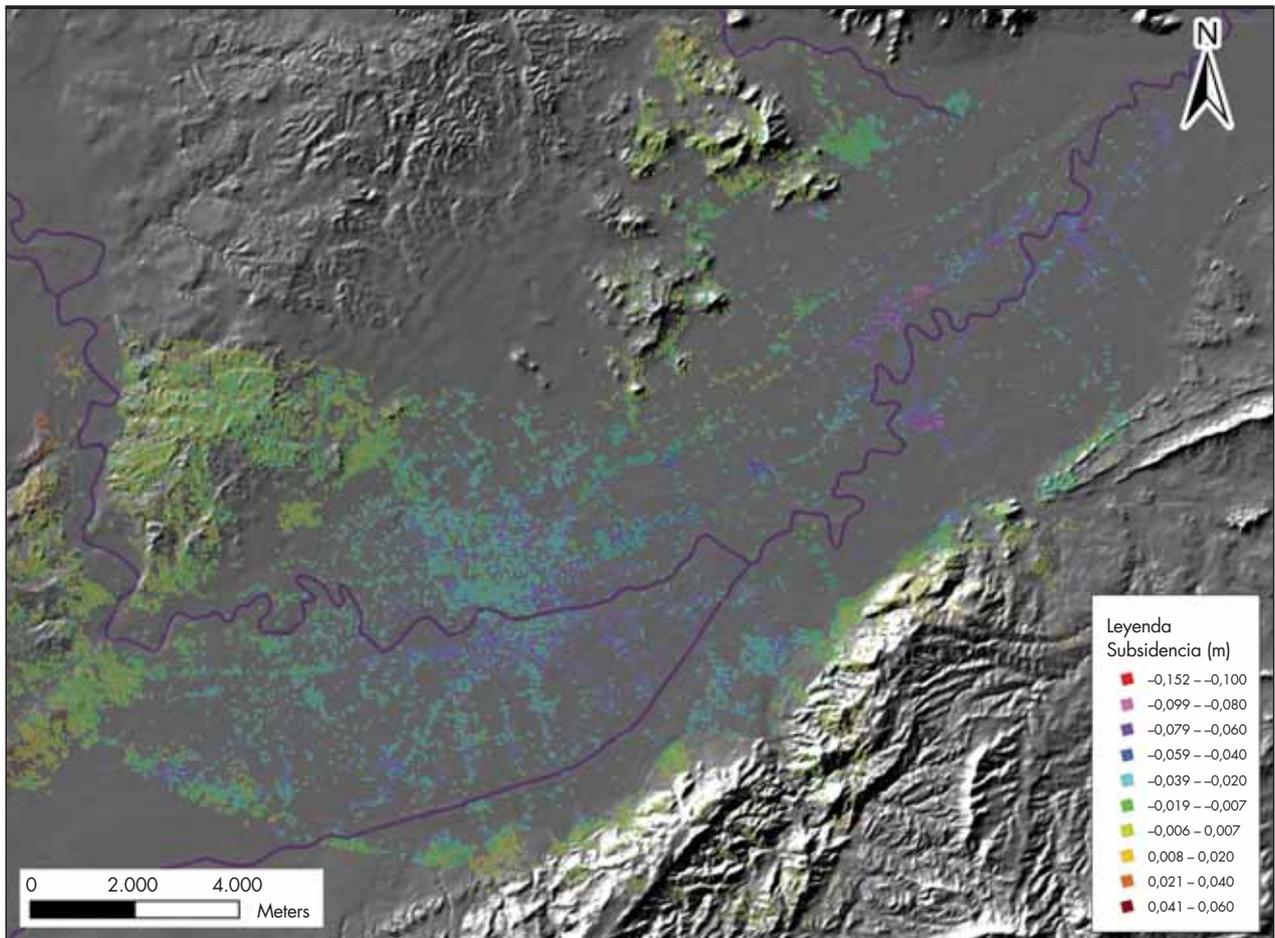


FIGURA 4. Distribución de la subsidencia correspondiente al periodo 1993-2007 obtenida mediante Interferometría SAR diferencial de la Vega Media del Segura.

La comparación de los valores de subsidencia medidos mediante la técnica CPT en los pozos con piezómetros poneponen de manifiesto la estrecha relación existente entre la subsidencia y las variaciones piezométricas en el primer nivel de gravas (Figura 6).

4.5. VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Una vez realizado el procesado interferométrico de la zona de estudio y conocidas las deformaciones (temporal y espacialmente), se ha procedido a validar dichos resultados para detectar, si así fuera, comportamientos o valores anómalos que nos alertaran de la existencia de errores en la elección de los parámetros de procesado. La validación se ha realizado comparando puntualmente las deformaciones obtenidas a partir del procesado DInSAR con las lecturas de deformación instrumentales *in situ*. La coincidencia aceptable entre ambos tipos de lecturas nos permitirá aceptar como buenos los resultados DInSAR obtenidos para toda el área de estudio.

El IGME instaló en el año 2001 un total de 22 extensómetros (16 de varilla y 6 incrementales) a profundidades comprendidas entre 0 y 20.8 metros (Peral *et al.*, 2004). De todos ellos, actualmente sólo 15 están operativos. Los extensómetros de varilla se miden mediante comparadores mecánicos cuya resolución es de 0.01 mm, siendo su precisión del orden de ± 0.5 mm. Los extensómetros incrementales emplean sistemas eléctricos de medida que proporcionan precisiones finales de ± 0.1 mm.

Se ha estudiado la evolución temporal de la subsidencia medida mediante ambas técnicas, CPT y extensómetros, durante el periodo 2001-2007. Para realizar la comparación entre ellas se ha proyectado la lectura extensométrica sobre la Línea de Vista (LOS) del satélite, y se ha interpolado el primer valor de subsidencia obtenido mediante extensómetros en el gráfico de valores de deformación proporcionado por la técnica DInSAR. Posteriormente se han determinado las diferencias entre ambas gráficas, obteniendo así el error medio (considerando el signo de la diferencia entre ambas lecturas) y el error medio absoluto, con sus respectivas desviaciones estándar. La Figura 7 muestra la superposición de los valores extensométricos e interferométricos para el periodo 1993-2007.

Como puede apreciarse en la Figura 7 la coincidencia de lecturas entre ambas técnicas (extensómetros y CPT) es buena en general, aunque existen algunos puntos en los que ambas técnicas difieren de forma considerable, como son en los extensómetros V1, V4 y Ei6.

La Tabla 1 muestra la estadística obtenida de la comparación de los datos obtenidos al aplicar la técnica CPT y los datos instrumentales proporcionados por los extensómetros. La segunda columna indica el espesor de suelo blando, susceptible de sufrir procesos de consolidación ante cambios piezométricos, medido a partir de las columnas litológicas disponibles en los sondeos instrumentados mediante extensómetros o a partir de columnas litológicas de sondeos próximos disponibles. Este valor resulta de gran interés para compararlo con los datos de

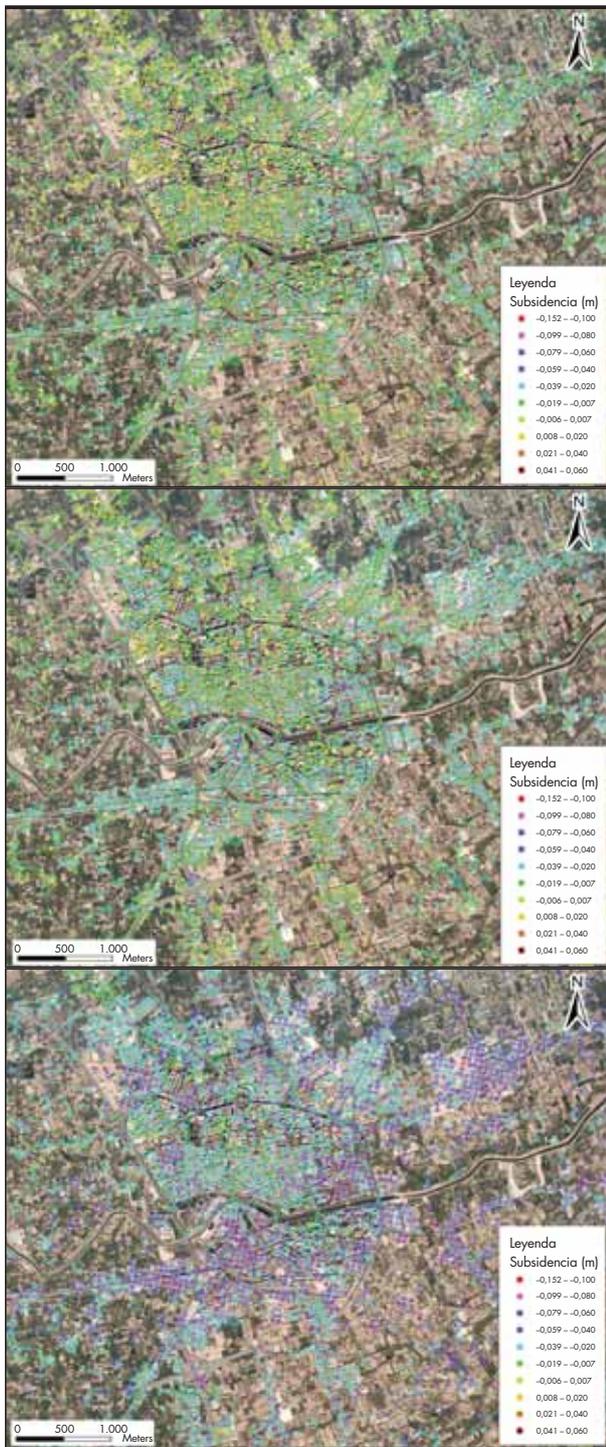


FIGURA 5. Mapa de subsidencia de la ciudad de Murcia correspondiente a los periodos (a) 1993-1997, (b) 1993-2001 y (c) 1993-2007.

la siguiente columna, que recoge la profundidad instrumentada mediante los extensómetros. Las cuatro columnas sucesivas corresponden al error medio y medio absoluto con sus respectivas desviaciones estándar de las dos series temporales de datos (deformación CPT y extensómetros). En la siguiente columna de datos se incluye la distancia disponible entre el centro del píxel coherente considerado y el extensómetro. Hay que

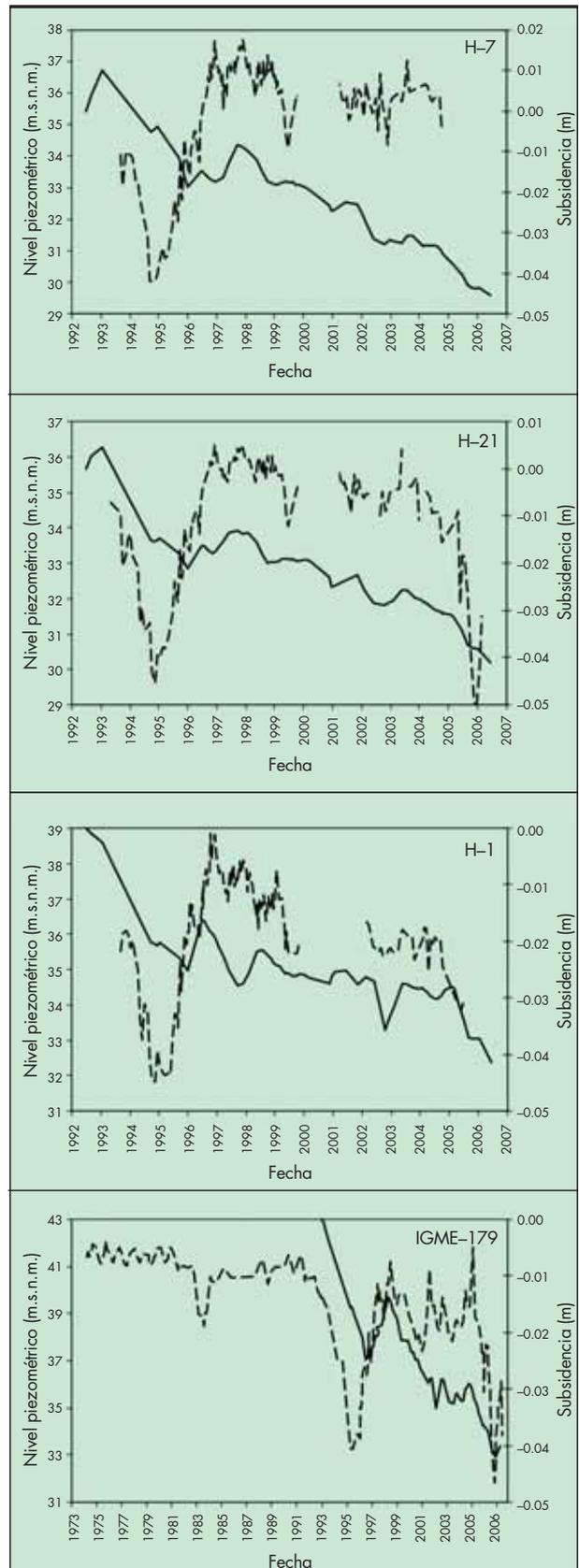


FIGURA 6. Relación existente entre la subsidencia del terreno (línea continua) medida en varios pozos de la zona de estudio y el nivel piezométrico de las gravas (línea discontinua).

| Extensómetro | Espesor/Profundidad (m) | | Error medio, μ (mm) CPT-Ext | Desv. est. del error medio (mm), σ | Error medio absoluto, ϵ (mm) CPT-Ext | Desv. est. del error medio absoluto, (mm) | Distancia del extensómetro al píxel CPT (m) | Coherencia media (γ_{media}) | Error de MDT (m) |
|------------------|-------------------------|---------|---------------------------------|---|--|---|---|--|------------------|
| | Suelo | Extens. | | | | | | | |
| Ei-1 | 22.0 | 14.4 | -2.6 | 4.7 | 3.2 | 4.3 | 15.86 | 0.47 | 6.55 |
| Ei-2 | 21.5* | 20.8 | -3.9 | 3.6 | 4.1 | 3.3 | 67.48 | 0.38 | 2.17 |
| Ei-3 | 26.0 | 20.8 | -2.2 | 3.1 | 2.9 | 2.5 | 92.66 | 0.39 | 1.78 |
| Ei-4 | >22.0* | 19.8 | -5.4 | 5.3 | 5.5 | 5.2 | 91.21 | 0.55 | 1.89 |
| Ei-6 | >15.0* | 10.8 | -9.0 | 6.0 | 9.0 | 6.0 | 70.17 | 0.44 | 4.81 |
| V-1 | - | 10.0 | 6.6 | 5.1 | 6.6 | 5.0 | 31.62 | 0.55 | 3.26 |
| V-13 | 18.2 | 15.0 | -3.0 | 4.6 | 4.0 | 3.8 | 12.27 | 0.36 | 4.07 |
| V-14 | 20.0 | 10.0 | -3.0 | 3.9 | 3.5 | 3.4 | 25.23 | 0.39 | 2.25 |
| V-15 | 20.0 | 10.0 | -1.6 | 2.8 | 2.1 | 2.4 | 44.72 | 0.40 | 2.43 |
| V-17 | 20.0 | 10.0 | -5.4 | 5.8 | 5.4 | 5.8 | 42.02 | 0.42 | 2.72 |
| V-3 | 18.0 | 10.0 | -2.1 | 3.5 | 2.2 | 3.4 | 53.87 | 0.48 | 0.72 |
| V-4 | - | 15.0 | -7.8 | 8.0 | 8.7 | 7.0 | 58.25 | 0.48 | -1.38 |
| V-5 | 26.0 | 10.0 | 2.0 | 5.4 | 4.6 | 3.2 | 78.84 | 0.42 | 2.28 |
| V-6 | - | 10.0 | 0.5 | 5.3 | 4.1 | 3.1 | 84.73 | 0.38 | 5.51 |
| V-8 | 19.0 | 15.0 | -2.1 | 3.0 | 2.4 | 2.8 | 116.75 | 0.38 | 1.93 |
| PROMEDIOS | - | - | -2.6 | 4.7 | 4.5 | 4.1 | 59.0 | 0.4 | 2.7 |
| MÁXIMO | - | - | 6.6 | 8.0 | 9.0 | 7.0 | 116.8 | 0.6 | 6.5 |
| MÍNIMO | - | - | -9.0 | 2.8 | 2.1 | 2.4 | 12.3 | 0.4 | -1.4 |

TABLA 1. Estadística correspondiente a la comparación temporal de los datos de deformación CPT y extensométrica durante el periodo de Febrero de 2001 a Marzo de 2007. Los datos de espesor de suelo blando marcados con asterisco han sido obtenidos directamente de la columna litológica del sondeo extensométrico. El resto de espesores han sido determinados a partir de sondeos geotécnicos próximos a los extensómetros.

tener en cuenta que el píxel es cuadrado, con 60 m de lado, por lo que si la distancia del extensómetro al centro del píxel es aproximadamente mayor de 43 m, podremos afirmar con toda seguridad que el extensómetro se localiza fuera del píxel, y por lo tanto, proporciona las medidas de deformación de una zona próxima al extensómetro. Las últimas columnas corresponden a la coherencia media y el error de MDT obtenidos del procesado interferométrico. Estos parámetros proporcionan una idea de la calidad del procesado. Coherencias elevadas indican estabilidad de la señal, mientras que errores de MDT bajos son igualmente indicativos de un buen ajuste del modelo a los datos interferométricos.

En la Tabla 1 observamos que el error medio de la comparación CPT-extensómetros es de -2.6 ± 4.7 mm. Este error se incrementa hasta 4.5 ± 4.1 mm si consideramos los valores absolutos de las diferencias entre ambas técnicas de medida. La diferencia máxima entre ambos tipos de medida es de -9.0 mm.

En la misma tabla, podemos observar que los errores medios son siempre negativos excepto para los extensómetros V5 y V6, en los que prácticamente coinciden las medidas de ambas técnicas, y el extensómetro V1, en el que las deformaciones CPT son menores que las instrumentales.

5. CONCLUSIONES

La técnica CPT es una técnica remota que puede emplearse para la medida de deformaciones de la superficie terrestre con

gran efectividad. Esta técnica puede además complementarse con otro tipo de medidas (extensómetros, GPS, topografía convencional, etc.) con el fin de validar los resultados obtenidos con la primera así como obtener información de aquellos puntos de la escena en la que se espera una menor reflectividad y por lo tanto los resultados interferométricos son de menor calidad.

En la Vega Media del río Segura, los resultados obtenidos son acordes con los proporcionados por las técnicas instrumentales empleadas (extensómetros) y además muestran una estrecha relación con la piezometría.

Los asentamientos medidos en la Vega Media del río Segura proporcionan valores siempre inferiores a 15 cm durante el periodo 1994-2007, alcanzando las mayores velocidades de asiento durante las sequías que se produjeron durante los periodos 1995-1997 y 2005-2007 en la que los descensos piezométricos llegaron en casos extremos a los 15 metros.

Esta técnica ha permitido también evaluar la magnitud del fenómeno de subsidencia en la ciudad de Murcia, una vez que ésta ya se había producido, proporcionando valores y series temporales de subsidencia para periodos de los cuales no se disponía de ningún tipo de información cuantitativa de la subsidencia. Hay que tener en cuenta que los primeros daños se detectaron en el año 1998, y no se instrumentó el fenómeno hasta 2001. Esto supone una aportación muy valiosa al conocimiento del proceso que tuvo lugar con anterioridad a la instalación de la red instrumental, y del cual no se disponía de información cuantitativa sobre el proceso de subsidencia.

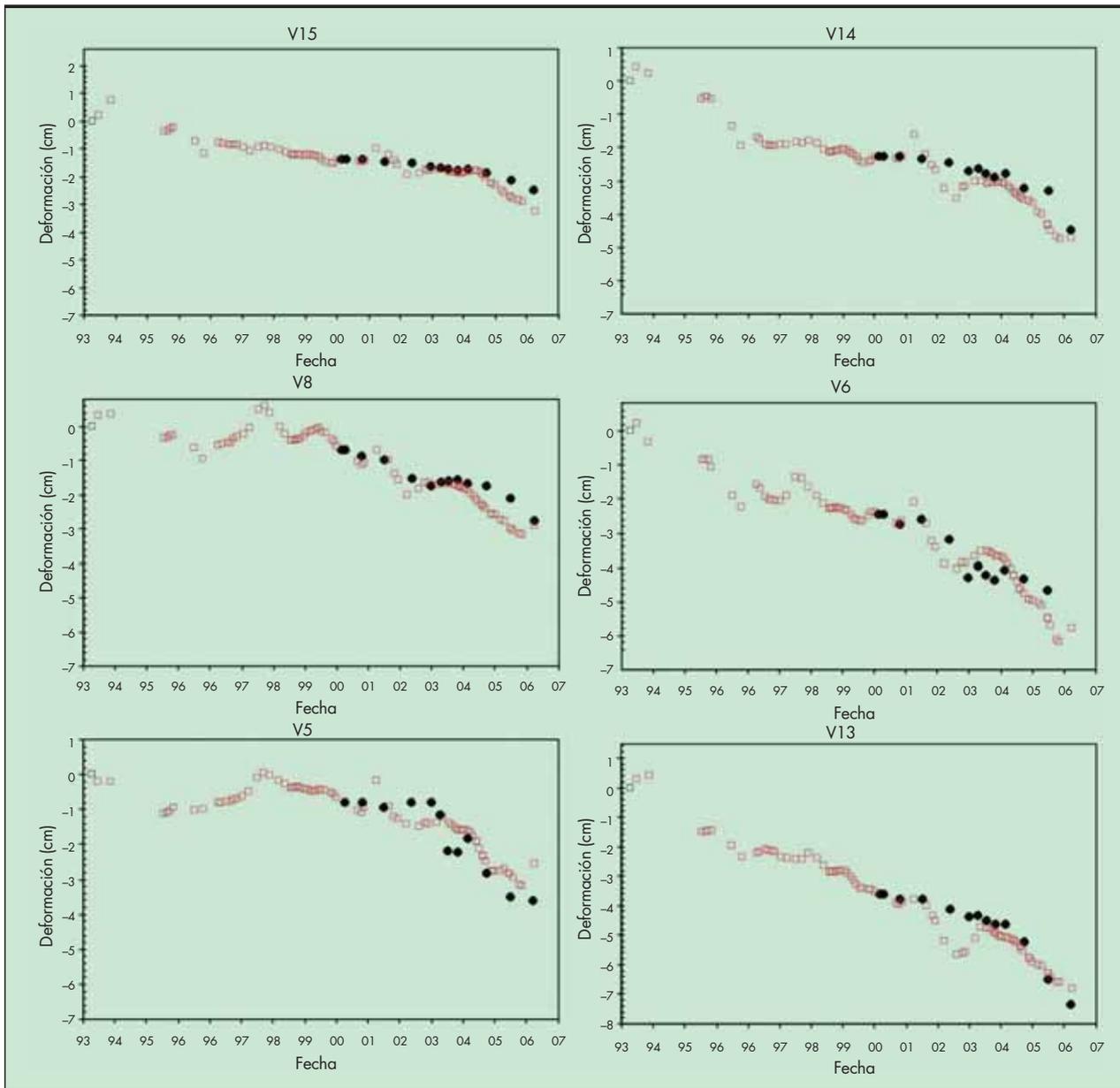


FIGURA 7. Superposición de los datos de subsidencia medidos con los extensómetros (puntos) y la interferometría SAR diferencial (cuadrados).

Por lo tanto, podemos concluir diciendo que una de las principales ventajas de esta técnica estriba en el hecho de que permite estudiar la evolución de un fenómeno que ocupa una gran extensión, como es el caso de la subsidencia, a relativo bajo coste en comparación con otras técnicas como el GPS y la topografía. Además, permite llevar a cabo un seguimiento progresivo del proceso de subsidencia a lo largo del tiempo que facilite la toma de decisiones y la gestión del ciclo integral del agua en zonas tan problemáticas como la Vega Media del río Segura.

El lanzamiento de nuevas plataformas espaciales como el TerraSAR-X y la implementación de la selección de píxeles por estabilidad de amplitud permitirán en breve reducir la resolución final del píxel, pudiendo así obtener información de carácter puntual de las deformaciones sufridas por un mismo elemento (edificio, viaducto, talud, etc.). Asimismo,

en aquellas zonas en las que la coherencia sea baja o se desee contar con una reflectividad constante en el tiempo se pueden instalar unos elementos (triedros) capaces de reflejar gran cantidad de señal que reciben el nombre de reflectores permanentes.

6. AGRADECIMIENTOS

Al profesor J. Delgado (UA). Las imágenes SAR empleadas en este trabajo han sido proporcionadas por la European Space Agency (ESA) en el marco del proyecto EO Cat.1-2494. Este estudio ha sido parcialmente financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y EU FEDER (TEC2008-06764) y por la Universidad de Alicante (Proyectos VIGROB-157 y VIGROB-184). Los datos piezométricos y extensométricos han sido cedidos por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aragón, R., García-Aróstegui, J.L., Lambán, J., Hornero, J., Fernández-Grillo, A.I. (2004). Impacto de la explotación intensiva de aguas subterráneas en la ciudad de Murcia (España). Análisis hidrogeológico. Proc. XXXIII Congress of IAH-ALHSUD, Zacatecas, Mexico. Conference on Groundwater Flow Understanding from local to regional scales, CD ROM.
- Baran, I., Stewart, M.P. (2003). Small scale surface deformation monitoring in mining regions using differential radar interferometry. Proc. 11th FIG Sym. Def. Measur., Santorini, 25-28 May. Disponible en: <http://www.fig.net/commission6/santorini/>
- Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R., Sansosti, E. (2002). A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms. IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing, 40, 2375-2383.
- Blanco, P., Mallorquí, J.J., Duque, S., Navarrete, D. (2006). Advances on DInSAR with ERS and ENVISAT data using the Coherent Pixels Technique (CPT). IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2006, Denver, Colorado, July 31-August 2004, 4, 1898-1901.
- Cerón, J.C., Pulido, A. (1996). Groundwater problems resulting from CO2 pollution and overexploitation in Alto Guadalentín aquifer (Murcia, Spain). Env. Geol., 28, 223-228.
- Colesanti, C., Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2001). Comparing GPS, optical levelling and permanent scatterers. Proc. IGARSS'01, Sydney, Australia. IEEE Intl. Geoscience and Remote Sensing Symposium, 6, 2622-2624.
- Corapcioglu, M.Y. (1984). Land subsidence a state of the art review. Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media. Nijhoff, Dordrecht, 369-444.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2000). Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry. IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing, 38, 2202-2212.
- Galloway, D.L., Hudnut, K.W., Ingebritsen, S.E., Philips, S.P., Peltzer, G., Rogez, F., Rosen, P.A. (1998). *Detection of aquifer system compaction and land subsidence using interferometric synthetic aperture radar; Antelope Valley, Mojave Desert, California*. Water Resources Research, 34, 2573-2585.
- Ge, L., Chang, H., Qin, L., Chen, M., Rizos, C. (2003). Differential radar interferometry for mine subsidence monitoring. Proc. 11th FIG Sym. Def. Measur., Santorini, 25-28 May. Disponible en: <http://www.fig.net/commission6/santorini/>
- Ge, L., Rizos, C., Han, S., Zebker, H. (2001). Mining subsidence monitoring using the combined InSAR and GPS approach. Proc. 10th FIG Sym. Def. Measur., Orange, California, USA, 19-22 March. Disponible en: http://www.fig.net/com6_orange/
- Hanssen, R.F. (2001). Radar interferometry. Data interpretation and error analysis. (308 pp.). The Netherlands: Kluwer Academic publisher.
- Herrera G., Fernandez-Merodo, J., Tomás, R., Cooksley, G., Mulas, J., (2009). Advanced interpretation of subsidence in Murcia (SE Spain) using A-DInSAR data-modelling and validation. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9, 647-661.
- Herrera, G. (2007). Aplicación de la Interferometría Diferencial Avanzada (CPT-DInSAR) al estudio de los riesgos geológicos y mineros. Universidad Politécnica de Madrid. PhD Thesis., 206 pp.
- Hu, R.L., Yue, Z.Q., Wang, L.C., Wang, S.J. (2004). Review on current status and challenging issues of land subsidence in China. Eng. Geol., 76, 65-77.
- Kircher, M., Roth, A., Adam, N., Kampes, B., Neugebauer, H.J. (2003). Remote sensing observation of mining induced subsidence by means of differential SAR-Interferometry. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2003, Toulouse, 21-25 July, 1, 209-211.
- Montenat, C., Ott d'Estevou, P., Coppier, G. (1990). Les bassins néogènes entre Alicante et Cartagena. Doc. Et Trav. IGAL, 12-13, 313-368.
- Mora, O. (2004). Advanced differential SAR techniques for detection of terrain and building displacements. Ph. D. Thesis, Polytechnic University of Catalonia, 182 pp.
- Mora, O., Mallorquí, J.J., Broquetas, A. (2003). Linear and nonlinear terrain deformation maps from a reduced set of interferometric SAR images. IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing, 41, 2243-2253.
- Mulas, J., Aragón, R., Martínez, M., Lambán, J., García-Arostegui, J.L., Fernández-Grillo, A.I., Hornero, J., Rodríguez, J., Rodríguez, J.M. (2003). Geotechnical and hydrological analysis of land subsidence in Murcia (Spain). Proc. 1st International Conference on Groundwater in Geological Engineering, RMZ-M&G, Materials and Geoenvironment, Bled, Slovenia, 50, 249-252.
- Nakagawa, H., Murakami, M., Fujiwara, S., Tobita, M. (2000). Land subsidence of the Northern Kanto Plains caused by ground water extraction detected by JERS-1 SAR interferometry. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2000, Hawaii, 24-28 July, 5, 2233-2235.
- Peral, F., Rodríguez, A., Mulas, J. (2004). Control of subsidence with borehole extensometers and surveying measurements in Murcia (Spain). Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Rotterdam, Holland, 1171-1176.
- Perski, Z., Jura, D. (2003). Identification and measurement of mining subsidence with SAR interferometry: potentials and limitations. Proc. 11th FIG Sym. Def. Measur., Santorini, 25-28 May. Disponible en: <http://www.fig.net/commission6/santorini/>
- Rodríguez Jurado, J., Martínez Corbella, M., Mulas, J., Rodríguez Ortiz, J.M. (2000). Establecimiento de un modelo geológico para el estudio de la subsidencia por rebajamiento del nivel freático. Geotemas, 1, 155-158.
- Rodríguez Ortiz, J.M., Mulas, J. (2002). Subsistencia generalizada en la ciudad de Murcia (España). In Ayala Carcedo, J. & Olcina Cantos Coords., Riesgos Naturales (pp. 459-463). Barcelona: Editorial Ariel.
- Sato, H.P., Abe, K., Ootaki, O. (2003). GPS-measured land subsidence in Ojiya City, Niigata Prefecture, Japan. Eng. Geol. 67, 379-390.
- Strozzi, T., Wegmüller, U. (1999). Land subsidence in Mexico City Mapped by ERS Differential SAR Interferometry. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 1999, Piscataway, New Jersey, 28 June-2 July, 4, 1940-1942.
- Tomás, R. (2009). Estudio de la subsidencia de la ciudad de Murcia mediante Interferometría SAR diferencial (DInSAR) avanzada. Tesis doctoral. Universidad de Alicante.
- Tomás, R., Lopez-Sanchez, J.M., Delgado, J. (2005.a). Técnicas de ingeniería cartográfica empleadas en el estudio de subsidencia y movimientos de ladera: principales características y análisis comparativo. CD Proceedings. XVII Ingegraf-XV ADM internacional Congreso. Sevilla, Spain.
- Tomás, R., Márquez, Y., Lopez-Sanchez, J.M., Delgado, J., Blanco, P., Mallorquí, J.J., Martínez, M., Herrera, G., Mulas, J. (2005b). Mapping ground subsidence induced by aquifer overexploitation using advanced Differential SAR Interferometry: Vega Media of the Segura River (SE Spain) case study. Remote Sensing of the Environment, 98, 269 - 283.
- Wang, C., Zhang, H., Liu, Z., Cheng, S., Lu, G. (2001). ERS differential SAR interferometry for urban subsidence monitoring of Suzhou, Eastern China. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2001, Sidney, 9-13 July, 7, 3249-3251.
- Wegmüller, U., Strozzi, T., Bitelli, G. (1999). Validation of ERS differential SAR interferometry for land subsidence mapping: the Bologna Case study. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 1999, Piscataway, New Jersey, 28 June-2 July, 2, 1131-1133.
- Wiesmann, A., Wegmüller, U., Werner, C., Strozzi, T. (2003). Subsidence monitoring over oil fields with L-band SAR interferometry. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2003, Toulouse, 21-25 July, 3, 1546 - 1548.
- Yonezawa, C., Takeuchi, S. (2000). Land subsidence detection using long interval ERS/SAR data pairs. Proc. IEEE Int. Geosci. Remote Sens. Symp., IGARSS 2000, Hawaii, 24-28 July, 4, 1539 - 1541.

REPSOL



Un camino sólido hacia el bienestar de todos.

Las infraestructuras viales y su constante mejora constituyen el motor del progreso que nos permite a todos aumentar nuestra calidad de vida, aportándonos seguridad, ahorro de tiempo y comodidad. Por eso trabajamos para facilitar la vida de las personas que recorren con nosotros el camino hacia el futuro y el bienestar.

REPSOL YPF Lubricantes y Especialidades, S.A.
Glorieta Mar Caribe, 1. 28043 Madrid.

Más información en repsol.com



HERRENKNECHT FELICITA A METRO DE MADRID TRAS 90 AÑOS DE CONSTRUCCIÓN.

En España, en especial en Madrid, se ha ampliado de forma sistemática como en ningún otro país europeo el transporte público.

Desde mediados de los años 90 la línea de metro de Madrid se ha más que duplicado. Con los actuales más de 322 km de largo se encuentra como una de las tres líneas de metro más largas del mundo.

Desde 1996 se han empleado para la construcción de las líneas un total de 13 tuneladoras de Herrenknecht que han perforado casi 63 km de túneles. El tramo más largo de 11 km se efectuó en la línea 7. En la ampliación de la línea 3 se ha podido alcanzar un récord con la tuneladora que se utilizó: se lograron unos rendimientos semanales de hasta 244.5 metros, lo que significa que la máquina necesitó 10 meses de funcionamiento para la perforación de 4.5 km.

Para Herrenknecht ha sido un honor el haber podido participar en la ampliación del Metro de Madrid y lo felicita sinceramente por sus más de 90 años de existencia.

MADRID | ESPAÑA

DATOS DEL PROYECTO

CONSTRUCTOR PRINCIPAL



Metro Madrid Extensión 13x Escudo EPB
 Diámetro: 6.520 a 9.370 mm
 Longitud del túnel: 1.900 a 11.000 m
 (en total: 62.9 km)

Acciona Infraestructuras S.A.,
 Dragados S.A.,
 FCC Construcción S.A.,
 Ferrovial-Agroman S.A.,
 Obrascon Huarte Lain S.A.,
 Sacyr S.A



Versiones y perversiones de pórticos rígidos: importancia del pandeo en los dinteles de naves metálicas

IGNACIO GUERRA ROMERO (*), M^o DEL CARMEN FERNÁNDEZ MAJO (*) y ANDRÉS JUAN VALDÉS (*)

RESUMEN En este trabajo se ha analizado las distintas versiones, procedentes de diferentes autores, recogidas en la bibliografía, sobre la importancia de comprobar a pandeo los pórticos rígidos de naves metálicas. Los autores han analizado cerca de 70 pórticos rígidos de distintas luces y pendientes para llegar a la conclusión de que sí es conveniente tener en cuenta el pandeo por flexión en el dimensionamiento de los dinteles de este tipo de pórticos.

VERSIONS AND PERVERSIONS OF RIGID FRAMES: THE BUCKLING IMPORTANCE IN THE BEAMS DESIGN OF INDUSTRIAL WAREHOUSES

ABSTRACT *In this paper many bibliographic references have been analysed which deal on the importance of the buckling in rigid frames, and many versions of it, have been got. About 70 frames have been analysed by the authors and they have found that it is advisable to consider the buckling in the design of frame's beams.*

Palabras clave: Longitud de pandeo, Coeficiente de pandeo.

Keywords: Buckling length, Buckling coefficient.

1. INTRODUCCIÓN

Desde hace algún tiempo se vienen publicando algunos artículos en revistas científicas españolas donde se hacen algunas propuestas metodológicas para determinar el coeficiente β de pandeo de pórticos metálicos simples de naves industriales de una altura. Las propuestas de estos trabajos suelen dar resultados que, a juicio de sus autores, son más realistas y fiables que las propuestas de carácter más general, dadas por las normas de construcción.

A lo largo de estos últimos años cabe mencionar tres normas españolas que incluyen algún método para determinar el coeficiente β de pandeo: la EA-95[1], que recoge íntegramente los contenidos de la antigua MV-103; la norma del hormigón estructural EHE[2], y el documento básico del acero, DB SE-A, recogido en el Código Técnico de la Edificación (CTE) [3]. También se puede añadir a estas normas el EC-3[4] de uso frecuente en Europa, y también en España, y de la que han surgido la mayoría de los contenidos del citado DB SE-A.

Todas estas normas proponen algún método para determinar el coeficiente β de pandeo de los pilares de los pórticos. La mayoría de estos métodos se basan en la rigidez de las barras que conforman los dos nudos de cada pilar, entendiendo por rigidez la relación entre la inercia y longitud de cada una de

las barras del nudo. A partir de estas rigideces cada norma propone un método para determinar el coeficiente β .

En España, el método que usa la derogada norma EA-95 ha sido tomado de la norma francesa CM-66 [5] para pórticos ortogonales, aplicable únicamente al cálculo del coeficiente β de pilares, no de vigas. En el artículo 3.2.4.3 (EA-95) figura cómo determinar el coeficiente de los pilares de varios casos de estructuras porticadas de una altura. El inconveniente de este método, es que además de la rigidez, se tienen en cuenta también los esfuerzos axiales de cada pilar, lo que complica sobremanera la determinación de β cuando, como es habitual, se analizan varias hipótesis de carga. A esto hay que añadir que algunos de estos casos están equivocados según ponen de manifiesto los estudios llevados a cabo por Amondaráin, y Villanueva. [6].

Además de este método, la EA-95 propone un método general para pórticos de varias plantas, que puede ser adaptado para pórticos de una sola planta. De hecho algunos autores lo citan para utilizarlo directamente en pórticos de naves a dos aguas. Sobre esto, Garcimartín [7] advierte de que la adaptación directa de este método a naves industriales, lejos de dar resultados conservadores, está del lado de la inseguridad. La citada norma nada indica de que sea posible adaptar el método para determinar el β de los dinteles.

Al igual que Amondaráin, y Villanueva, citados anteriormente, Ortiz Herrera [8] considera que las longitudes de pandeo de los pilares de este tipo de estructuras no vienen adecuadamente formuladas en la norma EA-95, ni siguiera en algunas de las normas internacionales analizadas por él [9]. De

(*) Dpto. de Ingeniería y Ciencias Agrarias de la Universidad de León.

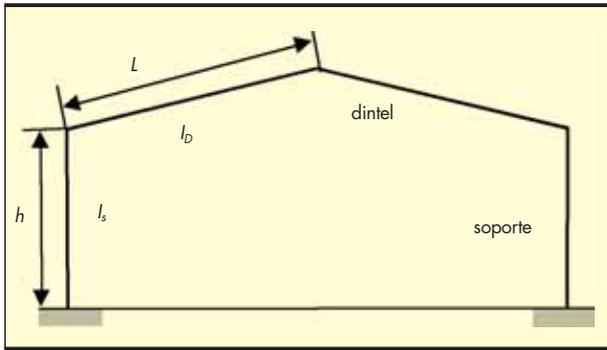


FIGURA 1. Pórtico metálico formado por dos semi-dinteles y dos soportes. El pórtico es simétrico y está empotrado en la base de los pilares. L y h son respectivamente la longitud del semi-dintel y del soporte; I_b y I_s es el correspondiente momento de inercia.

forma original adapta el método general de dicha norma para determinar la longitud de pandeo de los dinteles. Lo hace inicialmente considerando únicamente la rigidez de las barras, y posteriormente, tras analizar el efecto de la compresión de los pilares en la variación de su rigidez, modifica la fórmula de la rigidez introduciendo un *factor de corrección de la inercia* del dintel. Por último, y con el fin de simplificar el uso de esa fórmula a los proyectistas, propone un valor seguro con el que corregir la inercia de las barras, para que se tome por defecto en los cálculos. Aunque probablemente el autor en su día no lo supiese, es curioso comprobar que el criterio seguido para dar este valor por defecto, fuese el de limitar la *esbeltez reducida* de la barra, es decir, λ según la notación del CTE.

Vidal López *et al* (2000) [10] analizan varios pórticos biarticulados por el Método de los Elementos Finitos (MEF), y como resultado de este análisis proponen una fórmula polinómica para determinar cómodamente el coeficiente β de los pilares. En esta fórmula se tienen en cuenta las variables implicadas en la rigidez de las barras: la relación luz y altura, la relación entre la inercia del pilar y del dintel y la pendiente. Los resultados son más seguros que los obtenidos a partir de la normativa en vigor por entonces, la EA-95.

Por su parte, en la norma de hormigón, la EHE, se adoptó el método de Julián y Lawrens [11]; este método propone un nomograma de fácil uso, en el que se entra con los datos de un factor ψ_i , que no es más que la relación de rigideces de las barras –soportes/vigas– que concurren en los nudos del pórtico, pero pórtico ortogonal.

En el documento básico del acero en vigor, DB SE-A [12], se propone el método Woods [13] para determinar el coeficiente β de los pilares de pórticos ortogonales de varias plantas, y por supuesto para los de una sola. También puede ser adaptado para pórticos de naves industriales de una sola

planta, con dinteles inclinados. En este caso, el profesor Argüelles [14] sugiere que se considere a los dos dinteles como una única viga horizontal de inercia aproximadamente igual a un 80% de la real y poder así utilizar el método de Woods; este factor de corrección de Argüelles es muy parecido al dado por Ortiz Herrera para una esbeltez reducida de 2. Este factor corrector de la rigidez de los dinteles se puede justificar como una solución prudente en la línea de lo establecido en la tabla 6.5 del citado DB SE-A, sobre coeficientes de rigidez de vigas, cuyos valores van desde 1,0 que es el equivalente a considerar el 100% de la inercia de la viga, si está empotrada, a 0,7 si tienen el extremo opuesto articulado, con lo que se consideraría tan solo el 70% de su inercia.

Coeficiente β de los dinteles

En lo que se refiere a la determinación del coeficiente β de los dinteles, las normas analizadas no proponen nada. Hay que ir a la bibliografía específica para encontrar algunas propuestas.

Según se sabe, cuando un pórtico simétrico como el de la Fig. 1, pandea, lo puede hacer de dos formas o modos (véase Fig. 2): modo antimétrico y modo de pandeo simétrico. En el modo antimétrico se puede suponer que no existe un desplazamiento relativo entre los extremos de cada semi-dintel, y que el soporte proporciona un empotramiento elástico a la unión con el dintel; según esto, el semi-dintel puede ser considerado, en primera aproximación, como una pieza biarticulada con una coacción elástica al giro en su unión al pilar. Según esto, su longitud de pandeo ha de ser inferior a la real, es decir: $\beta \leq 1$.

En el modo de pandeo simétrico aumenta la longitud de los semi-dinteles, con lo que la longitud de pandeo en este modo es siempre superior a la real: se puede suponer, que $\beta \geq 1$. Por lo tanto éste es el modo de pandeo que ha de considerarse en los cálculos del dintel. Y éste es precisamente el análisis que se hace en el citado artículo de Ortiz Herrera. El autor propone la siguiente expresión para determinar el grado de empotramiento de las barras de los semi-dinteles:

$$k_2 = \frac{0,48 \frac{I_s}{h}}{0,48 \frac{I_s}{h} + \frac{I_d}{L}}$$

$k_1 = 1$ (si el pilar está empotrado en la cimentación) o
 $k_1 = 0$ (pilar articulado en la cimentación)¹

Siendo L la longitud del semi-dintel, I_s e I_d el momento de inercia, respecto al eje perpendicular al plano del pórtico, del soporte y del dintel respectivamente.

¹ No hay que confundir estos coeficientes k de “grado de empotramiento del nudo” de la EA-95, con los coeficientes de distribución η_1 y η_2 dados por el CTE en su DB SE-A. En ambos casos se considera la rigidez de las barras como la relación entre inercia y longitud.

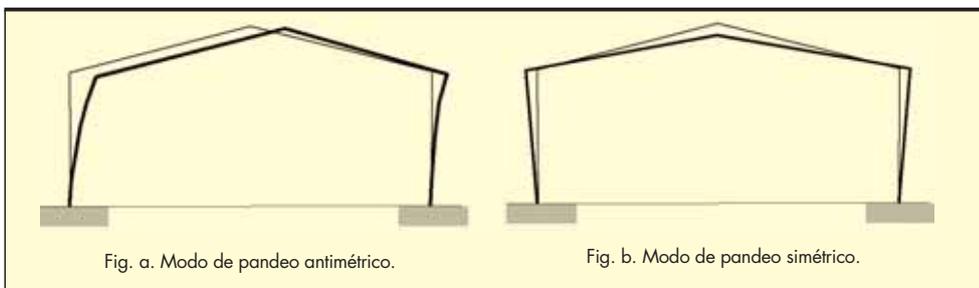


FIGURA 2. Modos de pandeo de un pórtico simétrico a dos aguas.

Con estos valores k_2 y k_1 se puede hallar el coeficiente β entrando en las fórmulas dadas por la EA-95 según que se trate de una estructura con recuadros arriostrados o no; para el caso de pórticos intraslacionales, la fórmula es la siguiente:

$$\beta = \frac{3 - 1,6(k_1 + k_2) + 0,84 \cdot k_1 \cdot k_2}{3 - (k_1 + k_2) + 0,28 \cdot k_1 \cdot k_2}$$

Fernández y Vidal [15], consideran que los coeficientes β en dinteles de pórticos de naves, obtenidos aplicando directamente la norma en vigor (CTE), dan valores muy por encima del lado de la seguridad y por lo tanto sobredimensionan las barras. En su artículo, los autores analizaron mediante el MEF², más de 100 pórticos rígidos de naves a dos aguas de varias luces, varias alturas y varias pendientes. El resultado de este análisis es, por un lado, una fórmula polinómica para estimar directamente el valor de β del dintel; y por otro obtienen, al igual que otros autores citados anteriormente, un factor K de corrección de la inercia del pilar con el fin de hacer uso de los coeficientes de distribución η_1 y η_2 recogidos en el DB SE-A y entrar directamente en la fórmula 6.24 de este DB, o bien en la fórmula simplificada propuesta en el EC-3:

$$\beta = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

En coeficiente de distribución del nudo superior es:

$$\eta_1 = \frac{\frac{I_d}{2L}}{\frac{I_d}{2L} + K \frac{I_s}{h}}$$

El coeficiente de distribución del nudo inferior vale:

$\eta_1 = 0$ si el pilar está empotrado en la cimentación, o
 $\eta_2 = 1$ si el pilar está articulado en la cimentación;

siendo

L : longitud del semi-dintel,

I_s e I_d : momento de inercia del soporte y del pilar,

$K = 1,66$ coeficiente de corrección de la inercia del pilar.

A la vista de estos antecedentes bibliográficos se plantean los siguientes objetivos:

1. Conocer la influencia de la luz y la pendiente de los pórticos en el valor del coeficiente β de los dinteles.
2. Evaluar la conveniencia de considerar el pandeo en el cálculo de los dinteles.

2 MEF: método de los elementos finitos; los autores utilizaron el programa ANSYS educacional 8.

2. METODOLOGÍA

En este trabajo se han analizado cerca de 70 pórticos metálicos de nudos rígidos, simétricos, de naves industriales a dos aguas (Fig. 1). Las acciones se han tomado siguiendo el DB SE-AE, suponiendo una situación en las proximidades de la ciudad de León. Los pilares se proyectaron con perfiles HEB y los dinteles con IPE de acero S275.

Tanto la fase de análisis de los pórticos como su posterior dimensionamiento se han llevado a cabo con el programa CYPE *Metal 3D* 2008. Los pórticos se han generado en el *Generador de Pórticos* y se han exportado al *Metal 3D* como pórticos intraslacionales. El programa genera automáticamente las longitudes de pandeo de las barras. Adicionalmente se tomaron las medidas oportunas para prevenir el pandeo lateral en los dinteles, y de esta manera evitar que este *Estado Límite* fuese un factor determinante en el dimensionamiento de los perfiles resultantes.

En los pórticos simples de naves se suele considerar a cada pilar perfectamente empotrado en la cimentación, mientras que el nudo superior puede ser considerado como nudo libre con un "empotramiento elástico", cuyo comportamiento definitivo dependerá en buena parte de la rigidez de las barras, dintel y pilar, que forman el nudo. En lo que se refiere solo al pilar, el desplazamiento del nudo libre en el plano del pórtico dependerá en buena medida de la rigidez del pilar. Ahora bien, si hacemos caso a lo establecido en el EC-3 y en el DB SEA en lo que se refiere a la *Traslacionalidad* de las estructuras, la mayoría de estos pórticos de naves industriales a dos aguas son prácticamente intraslacionales, ya que este desplazamiento del nudo superior del pilar es relativamente pequeño. Esto nos lleva a establecer que el coeficiente β del pilar en este plano ha de ser inferior a la unidad y así se ha considerado en el programa CYPE.

Además de las longitudes de pandeo, se ha hecho un análisis de la influencia que tiene este pandeo por flexión en el grado de aprovechamiento de los perfiles elegidos para los dinteles. Los datos de aprovechamiento proceden del mismo programa METAL 3D.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el manual del programa informático figura el método para hallar el coeficiente β de pandeo de las barras. Se observa que en la versión con la que se ha hecho este trabajo, figura el método de la EA-95. En la Fig. 3 se compara el valor de β dado por la EA-95 y el CTE a partir de los correspondientes coeficientes de rigidez de las barras.

FIGURA 3. Comparación entre los valores de β dados por el CTE y la EA-95 para estructuras intraslacionales. En ordenadas figura el coeficiente β ; en abscisas figura el coeficiente de distribución η_1 , con $\eta_2=0$. Los valores de β correspondientes a la EA-95 se han hallado haciendo $k_1=1-\eta_2$ y $k_2=1$.

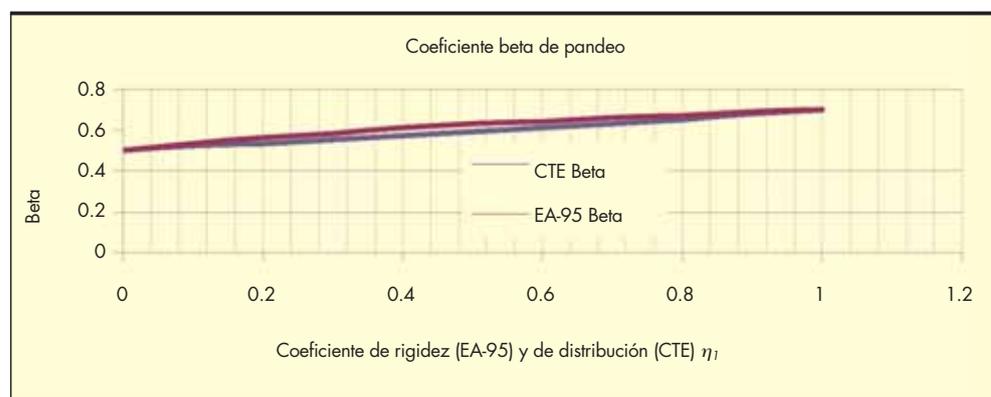




FIGURA 4. Evolución del coeficiente β de pandeo de los dinteles, en el plano del pórtico, en función de la luz.

Como puede observarse, no hay grandes diferencias entre una y otra norma en lo que al valor de β se refiere. Se comprueba además que estos valores varían entre el valor de 0,5 correspondiente a una barra bi-empotrada y el 0,7 si está articulada-empotrada.

A partir de los valores dados por el programa, se ha elaborado la Fig. 4, en donde se muestra la variación del coeficiente β de los dinteles, al ir variando la luz de los pórticos. En el análisis se ha comprobado que no hay variaciones significativas con la pendiente, y que prácticamente β solo depende de la luz. Esto está de acuerdo con lo publicado en las referencias [10 y 15].

Los valores de β de la Fig. 4, están de acuerdo con lo esperado en el modo de pandeo simétrico, y por tanto choca con el valor de 0,8 obtenido por Fernández y Vidal [15] mediante el MEF para pórticos de las mismas características. Por contra, si el pandeo de los dinteles pudiese ser considerado como intraslacional (¿en el modo de pandeo antimétrico?), el valor de β debería ser menor que la unidad (véase la Fig. 3). En este caso, se podría pensar que los programadores del programa Metal 3D habrían optado por la opción más pesimista en favor de un mayor e innecesario plus de seguridad. La trascendencia de estas dos consideraciones dependerá de la importancia real del pandeo del semi-dintel.

Para valorar esta importancia del pandeo en los dinteles, el programa ha calculado las barras de los dinteles conside-

rando que pueden pandear en el plano del pórtico. Se tomó nota del grado de aprovechamiento de cada perfil; es decir, como cuanto de aprovechado está perfil, en tanto por ciento. Posteriormente se hizo el mismo cálculo, pero indicando al programa que no considerase el pandeo. Se tomó nota de la variación del grado de aprovechamiento respecto de la situación *con pandeo*. En la Tabla 1 se recoge esta variación de aprovechamiento, teniendo en cuenta la pendiente y la luz de los pórticos analizados. En la Fig. 5 se puede ver con más claridad la evolución de esta diferencia de aprovechamiento.

Los datos de esta Tabla 1 ponen de manifiesto que al aumentar la luz del pórtico, el dintel se hace más sensible al pandeo, ya que la diferencia de calcular el dintel con y sin pandeo es cada vez mayor. De aquí se puede concluir que el efecto del pandeo sí condiciona el dimensionamiento de perfiles en los dinteles, especialmente en los pórticos de mayores luces, y por tanto sí tiene importancia el conocer un método fiable para determinar la longitud de pandeo.

En la misma línea del análisis precedente se puede analizar la importancia del esfuerzo axil N_{Ed} en los dinteles, y su repercusión en el dimensionamiento. Parece lógico pensar que esta importancia se debe medir en relación con la carga crítica de la barra. En la Tabla 2 se muestra la relación entre el esfuerzo axil y la carga crítica (N_{Ed}/N_{cr}) de algunos pórticos.

| Luz (m) | Pendiente de los dinteles (%) | | | | | beta |
|---------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|
| | 10% | 20% | 30% | 40% | 50% | |
| 10 | 0 | 0 | 4 | 1 | 0 | 1,19 |
| 12,5 | 4 | 4 | 10 | 15 | 21 | 1,16 |
| 15 | 12 | 16 | 15 | 16 | 24 | 1,14 |
| 17,5 | 20 | 21 | 23 | 24 | 26 | 1,12 |
| 20 | 23 | 23 | 23 | 25 | 27 | 1,11 |
| 22,5 | 24 | 24 | 26 | 27 | 27 | 1,10 |
| 25 | 25 | 23 | 25 | 24 | 24 | 1,10 |

TABLA 1. Diferencia del grado de aprovechamiento de los perfiles (dinteles) al considerar el cálculo con y sin pandeo en el plano del pórtico. Los valores muy bajo indican que apenas hay diferencia al considerar el pandeo en el cálculo del dintel.

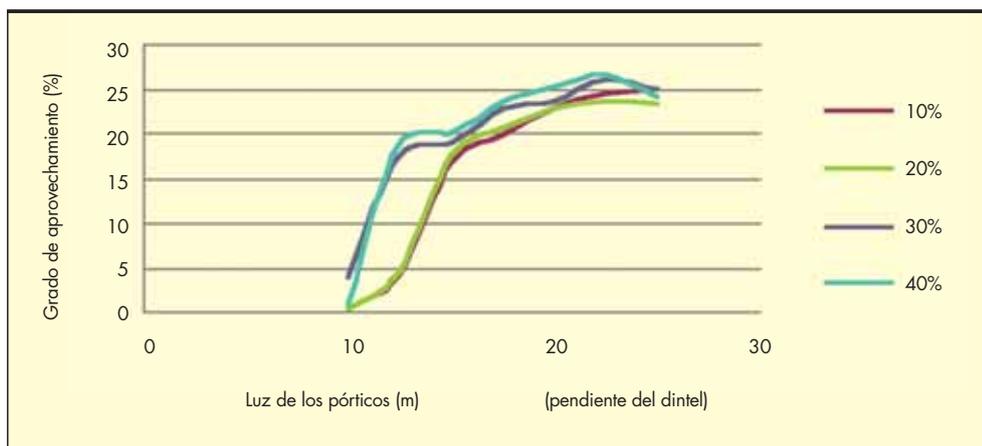


FIGURA 5. Variación del grado de aprovechamiento de los dinteles, calculados sin pandeo y con pandeo: la figura muestra la diferencia de aprovechamiento en % con y sin pandeo en función de la luz y la pendiente del pórtico.

TABLA 2. Variación del ratio N_{Ed}/N_{cr} (esfuerzo axial y la carga crítica) de los dinteles en relación con la pendiente y la luz.

| Pendiente | N_{Ed}/N_{cr} | | | | | | |
|-----------|-----------------|------|-----|------|-----|------|-----|
| | Luz en metros | | | | | | |
| | 10 | 12,5 | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 |
| 10% | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| 55% | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,3 |

Como puede observarse, en algunos dinteles el esfuerzo axial ponderado (N_{Ed}) puede alcanzar el nada desdeñable valor del 40% de la carga crítica (N_{cr}). A la vista de estos resultados, se puede afirmar que el efecto del pandeo en el dimensionamiento de los pórticos simétricos a dos aguas es en general significativo, y por tanto, de que cuanto más y mejor se determine el valor del coeficiente β , más seguro será el cálculo del pórtico.

Actualmente en España hay al menos dos métodos distintos para determinar la longitud de pandeo, los que figuran en la EHE y en el CTE. Sería conveniente hacer una revisión con el fin de buscar una convergencia entre ambas normas y proponer un único método en el que, al menos en el DB del acero (CTE) se recogiese la forma de determinar la longitud de pandeo de los dinteles.

4. CONCLUSIONES

De acuerdo con los objetivos planteados se pueden sacar las siguientes conclusiones:

En lo que se refiere al primer objetivo de “conocer la influencia de la luz y la pendiente de los pórticos en el valor del coeficiente β de los dinteles”:

- El coeficiente β apenas varía con la pendiente del dintel; se mantiene prácticamente constante para una misma luz, independientemente de la inclinación.
- El coeficiente β de los dinteles en el plano del pórtico varía con la luz: se observa que disminuye a medida que aumenta la luz del pórtico.

En lo que se refiere al segundo objetivo de “evaluar la conveniencia de considerar el pandeo en el cálculo de los dinteles”:

- Si no se tuviese en cuenta el pandeo del dintel en los cálculos, los perfiles podrían ser, en algunos casos, menores.

- El efecto del pandeo sí condiciona el dimensionamiento de perfiles en los dinteles, especialmente en los pórticos de mayores luces, y por tanto sí tiene importancia el conocer un método fiable para determinar la longitud de pandeo.

Por último se pueden añadir estos dos comentarios:

- Sería conveniente unificar las propuestas de las normas en vigor, para el cálculo de la longitud de pandeo con el fin de proponer un único método.
- En la norma del acero SE-A se debería de proponer un método para determinar la longitud de pandeo de los dinteles.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. NBE EA-95, Estructuras de Acero en edificación. Ministerio de Fomento, Dirección General de la Vivienda y Urbanismo (1996). R.D. 1829/1995.
2. Instrucción del hormigón estructural (EHE-08). R.D 1247/2008, de 18 de julio Ministerio de la Presidencia. Suplemento del BOE núm. 203.
3. Código Técnico de la Edificación (CTE). R.D. 314/2006, de 17 de marzo.
4. EC-3. Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-1. Ed. AENOR, Madrid 1996.
5. Instrucción CM 62 para estructuras de acero, segunda edición. Instituto Eduardo Torroja, 1969.
6. Amondarain P., y Villanueva S. (1997). Comprobación de la longitudes de pandeo dada por la EA 95 con la solución diferencial. *Informes de la Construcción*, Vol. 49 n° 453, enero/febrero 1998. Pág. 23-29.

7. Garcimartín, M. A. (1998). Edificación Agroindustrial: Estructuras Metálicas. Pág.46-49. Ediciones Mundi-Prensa.
8. Ortiz J. Nota relativa a la determinación de longitudes de pandeo en los pórticos metálicos a dos aguas. Informes de la Construcción, nº 324. Pág. 3745, oct. 1980.
9. Recommendations for Steel Constructions (1976). European Convention for Constructional Steelwork (CECM).
10. Vidal López, P. Guaita M. López Villar M. J. y Couto Á. (2000). El coeficiente η en pórticos biarticulados metálicos de una altura: propuesta de ecuación mediante MEF. Ingeniería Civil 117/2000, pág. 107-114.
11. Julián O. G. & Lawrence L. S. (1959). Nomograms for determination of effective lengths. 1959.
12. CTE. DB SE-A, apartado 6.3.2.5. Colección Normativa Técnica. Edi. Liteam, 2006, pág. 49-50.
13. Woods R. H. & Roberts E. H. (1975). *A graphical method of preventing sidesway in the design of multi-storey buildings*, Proceedings of Institution of Civil Engineer. London, 5-9, 353.372.
14. Argüelles R., Argüelles Bustillo R., Arriaga F., Atienza J. R., Martínez J. J. (2001). Estructuras de Acero, tomo 2, 1ª edición, pág 15.20. Ed. Bellisco.
15. Fernández, Mª S. y Vidal, P. El coeficiente β de pandeo de dinteles de pórticos biempotrados metálicos intraslacionales de una altura y comparación con el CTE. Ingeniería Civil 152/2008, pág. 105-109.

CONVOCATORIA 2010 DEL PREMIO ANCI A TESIS DOCTORALES



En abril la Asociación Nacional de Constructores Independientes, con objeto de estimular la investigación en el sector de la construcción de obra pública, ha convocado el Premio o ANCI a Tesis Doctorales que, en su edición de 2010, se rige por las siguientes bases.

Podrán presentarse todos los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de nacionalidad española o de un país iberoamericano o de la Unión Europea, que hayan obtenido en una Universidad española el título de doctor durante los dos últimos cursos académicos con una Tesis que verse sobre temas relacionados con la obra pública en cualquiera de sus facetas o manifestaciones: proyecto, construcción, materiales, financiación, conservación o explotación. Se valorará especialmente que trate aspectos que interesen a las empresas constructoras.

Los aspirantes presentarán, redactados en castellano, dos ejemplares de la Tesis y tres resúmenes en la sede de ANCI, Pº de la Castellana, 119, 2º dcha., 28046-Madrid, teniendo como fecha límite de admisión el lunes 26 de Julio de 2010 a las 19 horas.

No se admitirán tesis que se hayan presentado en anteriores convocatorias.

Las Tesis deberán ir acompañadas de:

- Certificación oficial de la Universidad donde fue leída, en que se acredite la fecha de su lectura, la composición del tribunal que la juzgó, la calificación obtenida y el nombre del Director de la Tesis.
- Certificación de haber obtenido el título de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos extendida por la correspondiente Escuela Técnica Superior española o, en su defecto, certificado de estar colegiado en el Colegio de Ingenieros de C.C. y P.

- Una carta en la que su autor acepte la publicación de dicha Tesis, si es premiada.
- Datos personales, dirección, teléfono, e-mail, etc.

El Jurado, nombrado por el Presidente de ANCI, estará formado por:

- Dos Catedráticos de Escuelas Superiores de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, actuando el de mayor edad como Presidente.
- Dos representantes de ANCI.
- Un representante del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- El Gerente de ANCI, que actuará como Secretario sin voto.

El Premio será de seis mil euros y la edición de la Tesis, o de un resumen de la misma.

El fallo del Jurado, que será inapelable, se hará público durante el mes de Noviembre de 2010. El Premio podrá declararse desierto.

El Premio se entregará en lugar y fecha que se indicará oportunamente.

La retirada de las Tesis no premiadas se podrá realizar, previa acreditación, durante los tres meses siguientes al fallo del Jurado, en el mismo lugar que fueron entregadas. Transcurrido este plazo, ANCI no se responsabilizará de su conservación.

La presentación al Premio ANCI 2010 lleva consigo la aceptación de estas Bases.

Estaciones de aforo V-flat y peces migradores de la Península Ibérica: problemas y soluciones

FRANCISCO JAVIER SANZ RONDA (*), FRANCISCO JAVIER BRAVO CÓRDOBA (**)
y ANDRÉS MARTÍNEZ DE AZAGRA (*)

RESUMEN Las estaciones de aforo V-flat consisten en un pequeño azud (entre 0,5 y 1 m de altura), con cresta en forma de “V-tendida”. La principal ventaja frente a otros sistemas de aforo es la precisión que ofrecen para caudales bajos. Sin embargo, el rigor hidráulico contrasta con el impacto ambiental que provocan, pues resultan un obstáculo insalvable para la gran mayoría de las especies migradoras ibéricas. Ello es debido a la elevada velocidad de la corriente sobre el paramento de aguas abajo con caudales medios y altos (mayor de 3,7 m/s) y a la escasa profundidad (normalmente entre 0,05-0,25 m dependiendo del valor del caudal y la distancia desde la cresta) lo que anula la posibilidad de los peces de superar el aforador. En este artículo se pretende analizar la problemática y se proponen soluciones basadas en experiencias propias y ajenas.

FLAT-V GAUGING WEIRS AND IBERIAN MIGRATORY FISHES: PROBLEMS AND SOLUTIONS

ABSTRACT *Flat-V gauging weirs are small structures (currently 0.5-1 m) which have a triangular longitudinal profile and a crest in the form of shallow “V”. The main advantage over other gauging systems is the accuracy offered to low flows. However, the hydraulic precision contrasts with the environmental impact they cause: the vast majority of the Iberian migratory fish species can't pass these obstacles. This is due to the high current velocity on the downstream face during high and medium flows (up to 3.7 m/s and over) and shallow depth (normally between 0.05-0.25 m depending on flow magnitude and distance from the crest) that limits the swimming ability of fishes. This article aims to analyse the problem and proposes solutions based on own experiences and literature reviews.*

Palabras clave: V-flat, Estaciones de aforo, Migración piscícola, Peces ibéricos.

Keywords: Flat-V, Gauging weirs, Fish migration, Iberian fishes.

1. INTRODUCCIÓN

Las estaciones de aforo V-flat consisten en un pequeño azud dentro del cauce del río, con cresta en forma de “V-tendida” (V-flat), que provoca un vertido crítico ($Fr=1$), sencillo de medir en cualquier situación (figura 1). La principal ventaja de esta estructura, frente a otros sistemas de medición continua de ríos, es que permite mediciones precisas también para caudales bajos, por lo que su empleo se ha ido generalizando y se ha convertido en uno de los sistemas de aforo más valorados por los expertos (White & Woods-Ballard, 2003).

Este sistema de aforos es empleado con frecuencia, en nuestro país, por las Demarcaciones Hidrográficas del Miño-

Limia, Cantábrico, Cuencas Internas del País Vasco, Duero y Tajo. De hecho, prácticamente todas las cuencas cuentan con alguna estación V-flat.

Sin embargo, estas estructuras pueden suponer un serio problema ambiental al impedir el tránsito de la fauna piscícola del río donde se instalan. Muchos de los peces ibéricos realizan migraciones reproductoras o de otra índole (búsqueda de alimento, de refugio, de territorios propios, etc.) a lo largo de los ríos. Cuando se encuentran un obstáculo en el cauce que no pueden superar, las poblaciones ven mermada su potencialidad biológica (al no poderse reproducir en las zonas adecuadas, al no existir intercambio genético, al no poder colonizar nuevos territorios,...).

La ictiodiversidad en la Península Ibérica no es muy abundante (71 especies autóctonas y 28 introducidas) si la comparamos con los países del centro y norte de Europa (Kottelat & Freyhof, 2007). Sin embargo, el número de géneros y especies endémicas es relativamente alto –40 especies– debido a las características hidrológicas de nuestros ríos (fluctuaciones estacionales de refugio) y al aislamiento geográfico que han supuesto los Pirineos (Doadrio, 1988; Elvira, 1990). El 65% de

(*) Profesores. Doctores Ingenieros de Montes. Dpto. Ingeniería Agrícola y Forestal, E.T.S.II.AA. de Palencia, Univ. de Valladolid. Avda. de Madrid, 44. 34004 Palencia.

(**) Becario. Ingeniero Forestal. Dpto. Ingeniería Agrícola y Forestal, E.T.S.II.AA. de Palencia, Univ. de Valladolid. Avda. de Madrid, 44. 34004 Palencia.

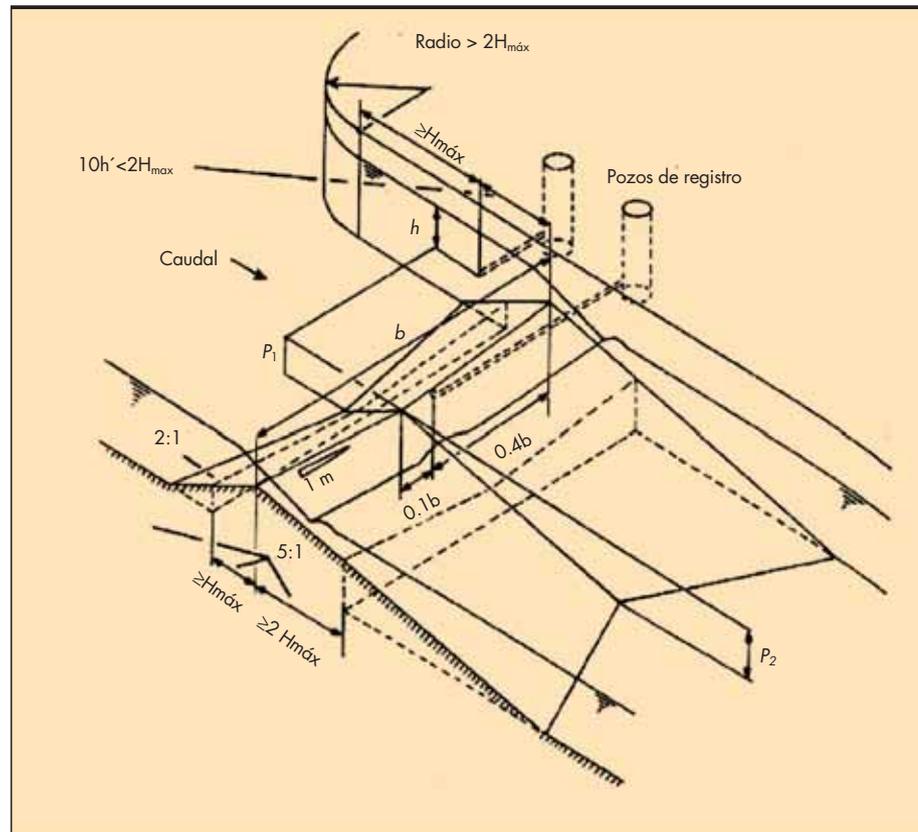


FIGURA 1. Estación de aforos de tipo V-flat.

las especies oriundas realizan movimientos migratorios de mayor (cientos de km: anguila, salmón, reo, esturión, sábalos, sabogas, lampreas ...) o menor entidad (pocos km: barbos, bogas, cachos, gobios, ...). Este porcentaje aumenta hasta un 80 % en el caso de los endemismos (Sanz Ronda *et al.*, 2007). Debido a las obras transversales en los ríos, las especies migratorias han disminuido su área de distribución (anguila *-Anguilla anguilla-*, sábalos *-Alosa alosa-*, saboga *-Alosa fallax-*), están amenazadas seriamente por los obstáculos (salmón *-Salmo salar-*) y otras ya se dan por desaparecidas (sollo o esturión *-Acipenser sturio-*, lamprea de río *-Lamprolaima fluviatilis-*) (Elvira *et al.*, 1998; Martínez de Azagra, 1999; Algarín, 2002).

Históricamente, las estaciones de aforo no han sido consideradas un obstáculo importante a la migración, pues sus primeras tipologías no alteraban el cauce y por tanto, no suponían impedimento alguno para los peces. Los primeros análisis, sobre el problema ambiental que ocasionaban este tipo de presas en la migración de los peces, se remontan a White & Hartley (1970) y Hartley (1974). Ha de transcurrir una década más para que las estaciones de aforo vuelvan a centrar el interés de los ictiólogos. Así, Beach (1984) recoge su importancia como obstáculo para el movimiento de los peces. Posteriormente, Lucas & Frear (1997) realizan el primer estudio poblacional de los efectos de las estaciones de aforo sobre la comunidad piscícola centrándose en ciprínidos. Walters (1996) desarrolla un sistema de paso a través de deflectores adosados en el paramento de aguas abajo *-Hurn baffles-* específico para estaciones V-flat, que funciona en el laboratorio pero que da problemas a escala real. Hoy en día, encontramos diferentes experiencias al respecto relativas todas ellas a autores británicos relacionados con la

Environment Agency: Lucas *et al.* (2000, 2005); Rhodes *et al.* (2001, 2004, 2006), etc.

Beach (1984), White & Woods-Ballard (2003) y Sanz Ronda *et al.*, (2008) enumeran las causas más frecuentes de la problemática suscitada (véase la figura 2), que podemos resumirlas en:

- Velocidades excesivas en el paramento de aguas abajo (3,5–4 m/s) que sólo superan los ejemplares más atléticos de contadas especies de peces.
- Profundidades escasas para la natación con caudales medios y bajos (< 0,1 m).
- Desnivel elevado entre la cota del agua arriba y abajo del aforador (> 0,5 m), lo que imposibilita el salto y aumenta la distancia a recorrer por el paramento.
- Descalce de la estructura aguas abajo, provocado por la erosión del flujo acelerado sobre el cauce (común en pendientes > 1%).
- Escasa profundidad en la losa de aguas abajo (y velocidades fuertes), que dificultan la aproximación al obstáculo *-cuando hay descalce-*.
- Existencia de fuertes torbellinos a ambos lados del resalto hidráulico formado en la base (cuando la losa no está anegada) o de la inmersión del chorro del agua, es decir: del cachón (si lo está), que provocan turbulencias excesivas y desorientan al pez.

Nuestro trabajo analiza las limitaciones de los peces ibéricos a la migración por este tipo de estaciones de aforo y propone una serie de recomendaciones constructivas de sencilla aplicación para que sean consideradas en el diseño de estas estructuras.



FIGURA 2. Ejemplo de estación de aforos de tipo V-flat donde son patentes muchos de los problemas descritos en el texto (río Carrión en Triollo, Palencia).



FIGURA 3. Medición de la velocidad en una estación de aforos de tipo V-flat con molinete hidráulico.

2. METODOLOGÍA

Para conocer la problemática de este tipo de estación sobre los peces ibéricos nos hemos basado en la aplicación de un modelo biocinético sencillo, para lo cual necesitamos conocer el funcionamiento hidrodinámico de las V-flat y las capacidades natatorias de los peces.

El estudio hidráulico se ha realizado en diferentes estaciones de aforo de la provincia de Palencia (C-1: río Cardaño en Cardaño de Abajo; C-4: río Carrión en Triollo; C-6 río Carrión en Palencia y P-1: río Pisuerga en San Salvador de Cantamuda). Para ello hemos medido in situ las características del flujo (caudal, velocidad, profundidad) sobre el paramento de aguas abajo (figura 3). Los valores más representativos se muestran a continuación (figura 4).

Por otro lado, en el análisis de la velocidad de nado de los peces se han utilizado las curvas genéricas de Beach (1984), basadas en los estudios de Wardle (1975, 1980) y Zhou (1982). También se han examinado otros trabajos que se centran en especies concretas (Clough *et al.*, 2004, Tudorache *et al.*, 2008) o en grupos de especies (Katopodis, 1992). En general, la información para los migradores más conocidos (salmón, trucha, alosas, anguila) ha sido sencilla de conseguir. Sin embargo, existe un vacío bibliográfico sobre las aptitudes natatorias de las especies de peces endémicas de la Península Ibérica, básicamente barbos, bogas y cachos (*Luciobarbus*, *Barbus*, *Parachondrostoma*, *Pseudochondrostoma*, *Squalius*, etc.).

Una vez conocida la velocidad de la corriente sobre la V-flat y las capacidades natatorias de los peces, es posible determinar de manera aproximada la distancia que puede recorrer un pez nadando sobre el paramento de la estación. Dicha distancia viene dada por la siguiente expresión biocinética (Katopodis *et al.*, 1978):

$$D_{pez} = (v_{pez} - u_{agua}) \cdot t$$

Donde v_{pez} y t se corresponden con la velocidad máxima del pez y el tiempo de resistencia a dicha velocidad, respectivamente y u_{agua} con la velocidad de la corriente (véase la figura 5). Hay que considerar que la velocidad del pez disminuye un 30-50% cuando la profundidad del agua es menor que la anchura del cuerpo (Webb *et al.*, 1991). Si D_{pez} es superior a la longitud del paramento (D), el obstáculo es superado. Si D_{pez} es inferior a la longitud del paramento (D), el obstáculo es infranqueable.

Como la simulación anterior sólo puede hacerse en individuos con aptitudes de nado conocidas, se ha completado el trabajo con observaciones directas en diferentes estaciones de aforo y con encuestas a pescadores y vigilantes de pesca. De esta manera, conocemos directamente si los peces consiguen ascender y las especies y tamaños relativos que lo intentan. También efectuamos una pesca eléctrica en el río Cardaño, que desagua en el embalse de Camporredondo (Palencia), para muestrear clases de edad aguas arriba y aguas abajo del obstáculo, situado a escasos metros de la desembocadura. Así, se puede estudiar si los reproductores que habitan el embalse remontan el curso del río y logran frezar encima de la estación de aforos. Por último, se ha realizado una búsqueda bibliográfica donde se documenten experiencias similares sobre la migración en las V-flat.

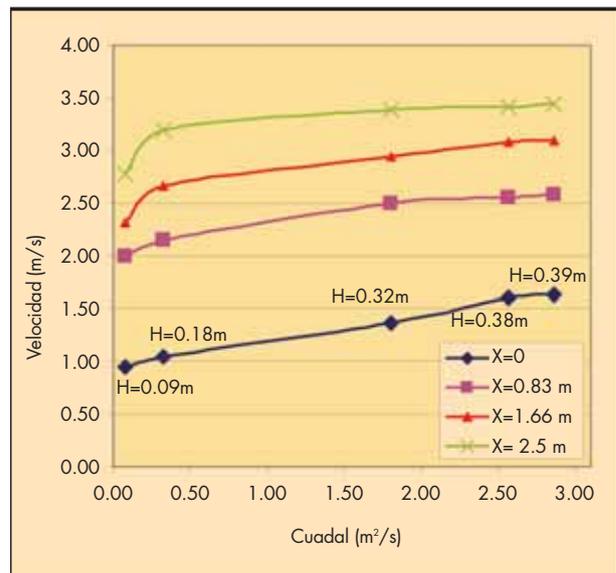


FIGURA 4. Velocidad del flujo en la zona central del paramento de aguas abajo para distintos caudales (0,08 / 0,32 / 1,80 / 2,57 y 2,86 m³/s) a diferentes distancias horizontales desde la cresta (X). H se corresponde con la cota de lámina de agua respecto de la cresta. Estos valores han sido medidos en una estación de 12 m de anchura y 0,5 m de altura de cresta.

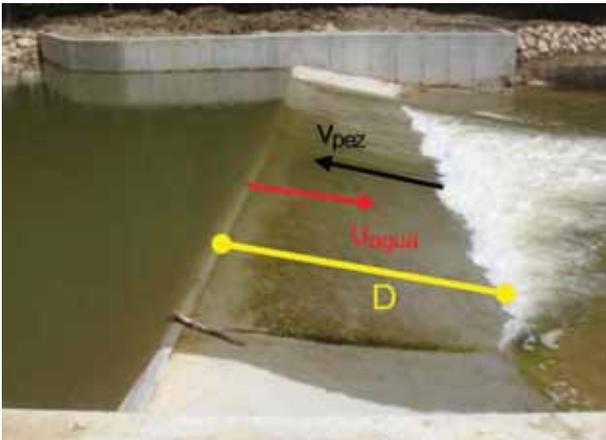


FIGURA 5. Modelo biocinético en una estación de aforos V-flat. La distancia que recorre el pez $-D_{pez}-$ es una función de la velocidad punta del pez $-v_{pez}-$, del tiempo que es capaz de mantenerla $-t-$ y de la velocidad de la corriente $-u_{agua}-$: $D_{pez}=(v_{pez}-u_{agua})\cdot t$ y ha de ser mayor que D para superar el obstáculo.

3. RESULTADOS Y SOLUCIONES

La aplicación del modelo biocinético, en condiciones de caudal y temperatura de la época migratoria, muestra que si no existe un estanque de descanso ningún pez es capaz de superar un obstáculo V-flat de 0,5 m de altura, puesto que las velocidades en el paramento (2,5- 3 m/s de velocidad media " u_{agua} " y 2,5-3,5 m de longitud " D ") y en la losa (2,5 m/s de velocidad media y 5 m de longitud) son muy elevadas. Por lo tanto, cualquier solución pasa por crear un estanque de descanso aguas abajo (figura 6), que:

- Elimine el efecto agotador de las velocidades en la losa.
- Reduzca la distancia de paramento a recorrer por los peces.
- Disminuya la velocidad media del agua en el paramento, al estar anegadas las zonas de menor cota donde se producen velocidades máximas.
- Rebaje el desnivel entre la cota del agua arriba y abajo del aforador.
- Ahogue el resalto hidráulico, formando un remolino vertical que favorezca la impulsión de los peces y su salto, llegado el caso (esto se mejora mucho con el truncado del paramento, contemplado en la norma ISO 4377:2002, relativa a la medición de caudales en estaciones de aforo tipo V-flat).

Por ejemplo, creando una estructura aguas abajo que alcance un nivel equivalente a la mitad de la altura de la cresta, la distancia a recorrer sobre el paramento se reduce un 50% y la velocidad media disminuye un 25% (Sanz Ronda, et al., 2008). En estas circunstancias es posible la ascensión

de la gran mayoría de los individuos reproductores de trucha ($l > 0,2$ m), de alosas y de todos los salmones. Para ello, la profundidad del agua en la cresta ha de ser superior a 0,15 m y sobre el paramento mayor de 0,1 m, evitando que los peces den coletazos en el aire. En el caso de anguilas y lampreas, peores nadadoras que las especies anteriores, la ascensión no se consigue luchando contra la corriente, sino que escalan o reptan por los bordes del agua (frontera entre el agua y el hormigón) cuando los caudales son bajos (la lámina de agua no inunda la totalidad de la sección transversal del azud).

Para la mayoría de especies migradoras ibéricas no existe información que permita aplicar el modelo biocinético, por lo que hemos realizado observaciones directas y encuestas a pescadores y vigilantes de pesca. De ellas se desprende que algunos individuos de talla superior a 0,4 m del género *Luciobarbus* (barbos) son capaces de superar estas estructuras nadando contra la corriente, en estaciones donde la losa de aguas abajo estaba inundada. Al contrario ocurre con individuos más pequeños y con el género *Pseudochondrostoma* (bogas).

En las encuestas realizadas en coordinación con el Servicio de Pesca de León durante 2008, observamos que de las seis estaciones V-flat analizadas, cinco han impedido el remonte de la trucha autóctona. Cuando esto sucede, los peces adultos se ven obligados a frezar en lugares poco adecuados y el éxito reproductor se ve mermado o anulado.

También se ha constatado que los ejemplares hembra de trucha, justo antes de la freza, están más limitados en su ascensión por la profundidad del agua en el paramento, existiendo una selección en función de las condiciones hidrológicas del año. Este hecho también ha sido comentado por Lucas & Frear (1997) en *Barbus barbuis*. En algunas ocasiones, hemos observado a pequeños ejemplares de peces, únicamente gobios (*Gobio lozanoi*), ascender por el obstáculo nadando cerca de la orilla existente entre el agua y el paramento, haciendo pequeños descansos apoyándose con las aletas pectorales y retomando su nado (figura 7). Sólo unos pocos lo consiguen de los muchos que lo intentan en su afán reproductor.

En la misma línea, a partir de un muestreo de pesca eléctrica que realizamos en mayo de 2008 aguas arriba y abajo de una estación de aforos V-flat en el río Cardaño (montaña palentina, próxima al embalse de Camporredondo), hemos podido concluir que desde la ejecución de la obra no han acontecido frezas importantes de trucha aguas arriba. Además, la productividad piscícola global se ha visto muy afectada, pues las truchas remontan el río desde el embalse para reproducirse y esta migración queda impedida por el aforador.

Analizando trabajos de temática similar, encontramos un estudio interesante de Lucas & Frear (1997) donde se indica que el 40% de un grupo de ejemplares de *Barbus barbuis* entre 1,16 y 3,21 kg de peso eran capaces de superar una V-flat de 0,4 m de altura de cresta. En un trabajo posterior, Lucas & Bubb (2005) indican que el 84% de un grupo de truchas de tamaño comprendido entre 0,18 y 0,28 m remontaban una V-flat de 0,5 m de altura.

FIGURA 6. Esquema de paramento truncado y estanque de descanso, señalando el remolino favorable para el ascenso de los peces.

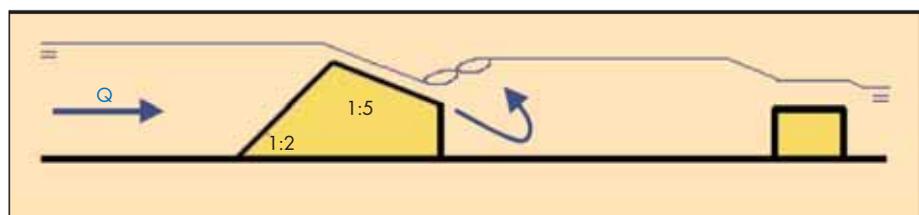




FIGURA 7. Gobio (*Gobio lozano*) intentando ascender por una V-flat en la frontera del agua con el hormigón, descansando sobre sus aletas pectorales.

En vista de los datos y experiencias anteriores, podemos indicar una serie de criterios de diseño imprescindibles (los cinco primeros) y muy aconsejables (los cinco restantes) para compaginar las estaciones de aforo V-flat con la migración de la ictiofauna. Todos los valores están referidos a condiciones de caudal durante la época de migración de las especies de peces existentes en el río (pues el diseño y dimensionado de una estación de aforos debe contemplar esta importante situación de referencia):

1. El desnivel máximo entre la cresta de la V-flat y la cota de lámina de agua a pie de obra no debe superar los 0,30 m (JNHFGP, 2001).
2. La profundidad en el estanque de aguas abajo (o sobre la losa, en caso de no existir éste) ha de ser mayor a 0,30 m (JNHFGP, 2001) o a 1,25 veces el desnivel máximo (Gallagher, 1999).
3. El calado en el paramento de aguas abajo de la V-flat ha de ser superior a 0,10 m y ha de superar los 0,15 m sobre la cresta (Sanz Ronda *et al.*, 2008).
4. La velocidad máxima en el paramento de aguas abajo debe ser inferior a 3-3,5 m/s (Beach, 1984).
5. La potencia por unidad de volumen que ha de disiparse aguas abajo de la estación de aforo Vflat conviene que sea inferior a 200 W/m³ para los salmónidos y de 150 W/m³ para el resto de peces (Larinier *et al.*, 2002), dato que sirve para dimensionar el estanque al

pie del aforador. Cuando no fuera posible, habrá de reducirse al máximo su valor.

6. La velocidad media en el estanque de aguas abajo (o sobre la losa, en caso de no existir éste) no ha de superar los 0,7 m/s para salmónidos y los 0,3 m/s para ciprínidos (JNHFGP, 2001).
7. La sección de control hidráulico del estanque de aguas abajo –natural o artificial– ha de situarse a más de 3 m desde la base de la estación de aforo (JNHFGP, 2001).
8. El cachón (ondas producidas por la inmersión del chorro en el estanque) debe formarse sobre el paramento de aguas abajo, no sobre la losa o el estanque (Beach, 1984).
9. La zona de aguas turbulentas que forma el cachón ha de ser menor a 1/3 de la altura total del obstáculo (Gallagher, 1999).
10. Resulta preferible truncar el paramento de aguas abajo para que el remolino del chorro favorezca la ascensión de los peces (Beach, 1984) y para que la potencia hidráulica disipada por unidad de volumen sea menor (Sanz Ronda *et al.*, 2008). En cualquier caso, el truncado siempre ha de quedar bajo el nivel de agua (figura 8).

En cualquier caso, el pez debe ser capaz de nadar frente a la corriente del paramento de aguas abajo la distancia que lo separa desde el cachón hasta la cresta de la V-flat (modelo biocinético comentado con antelación).

Todos estos criterios son sencillos de respetar, incluso una vez ejecutada la estación de aforos. Si la estructura ya ha sufrido un descalce (figura 2), junto con los criterios anteriores, hay que conseguir que los peces alcancen la losa y el estanque de descanso. Para ello, las alternativas pasan por la construcción de una “rampa de piedras” para desniveles pequeños (0,5 m) o de “prepresas” para alturas mayores. La figura 8 describe una solución propuesta en una estación de aforos de 12 m de anchura, 0,5 m de altura de cresta y 1 m de descalce entre la lámina de agua de la losa y del río. Consiste en la construcción de 3 “prepresas” de escollera con hormigón, la fijación de bloques de piedra embebidos en hormigón en la losa (para favorecer el descanso de los peces) y en el truncado del paramento de aguas abajo de la estación de aforos, según la norma ISO. El presupuesto de ejecución material de todo ello ronda los 21.000 €.

A la hora de seleccionar el tipo de vertedero de las prepresas hay que considerar los siguientes objetivos:

- Que no inunde la cresta de la V-flat para flujos ordinarios.
- Que concentre el agua en caudales bajos.



FIGURA 8. Izquierda: modelo reducido en el que se observa un salto en el truncado y el resalto tras el paramento de aguas abajo. Derecha: paramento con el truncado anegado y el cachón formado sobre éste (situación preferible para los peces).

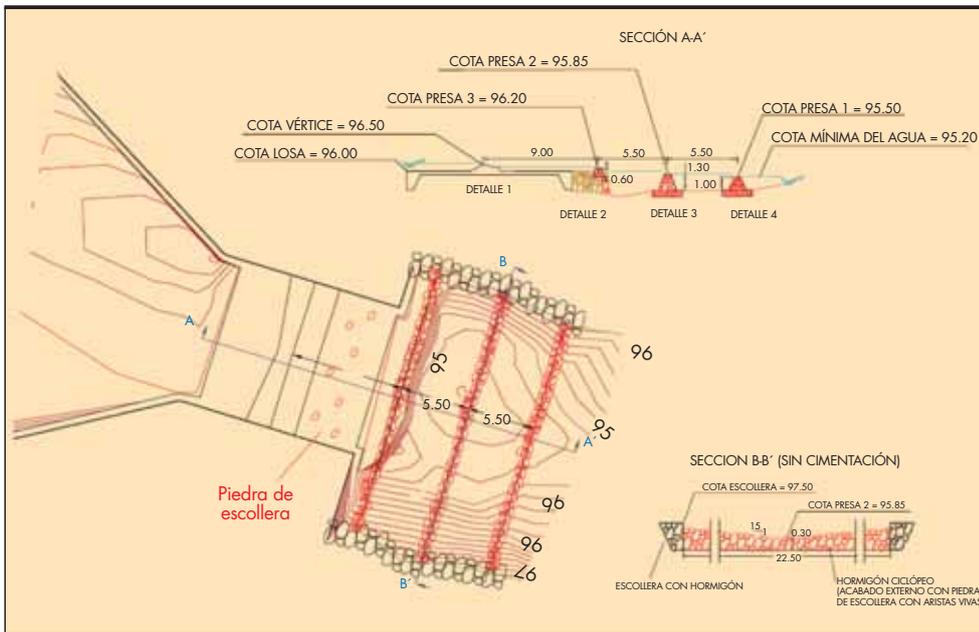


FIGURA 9. Solución propuesta para la estación de aforos de Cardaño de Abajo (río Cardaño, Palencia).

- Que en la curva de gasto, el cociente entre el caudal Q y la carga de vertido H (figura 10) sea ligeramente superior al existente en la V-flat. De esta manera, el desnivel entre la lámina de agua arriba y abajo de la estación no aumenta con el caudal y así no se incrementa la energía disipada en las presas.
- Que la carga de vertido para los caudales de los meses de migración sea superior a 0,15 m.

Del análisis de diferentes morfologías de vertedero (figura 10), se ha concluido que el que mejor responde a los objetivos fijados es un vertedero triangular de pendiente 15H:1V.

Si la estación de aforos no cuenta con un limnógrafo aguas abajo, la medición del caudal se ve alterada por las presas para caudales altos (vertido anegado), una vez cada 10-20 años, según los casos (régimen hídrico, estructura del estanque de descanso). De todos modos, resulta sencillo calibrar una nueva curva, con lo que puede disminuirse ese pequeño desajuste fácilmente (figura 11).

La solución de las presas resulta eficaz para la migración de los peces, a la vez que no merma ni la precisión ni el rango de caudales que pueden medirse en el aforador. Pero para ello, estas estructuras han de estar a distancias adecuadas –en función de la potencia disipada por unidad de volu-

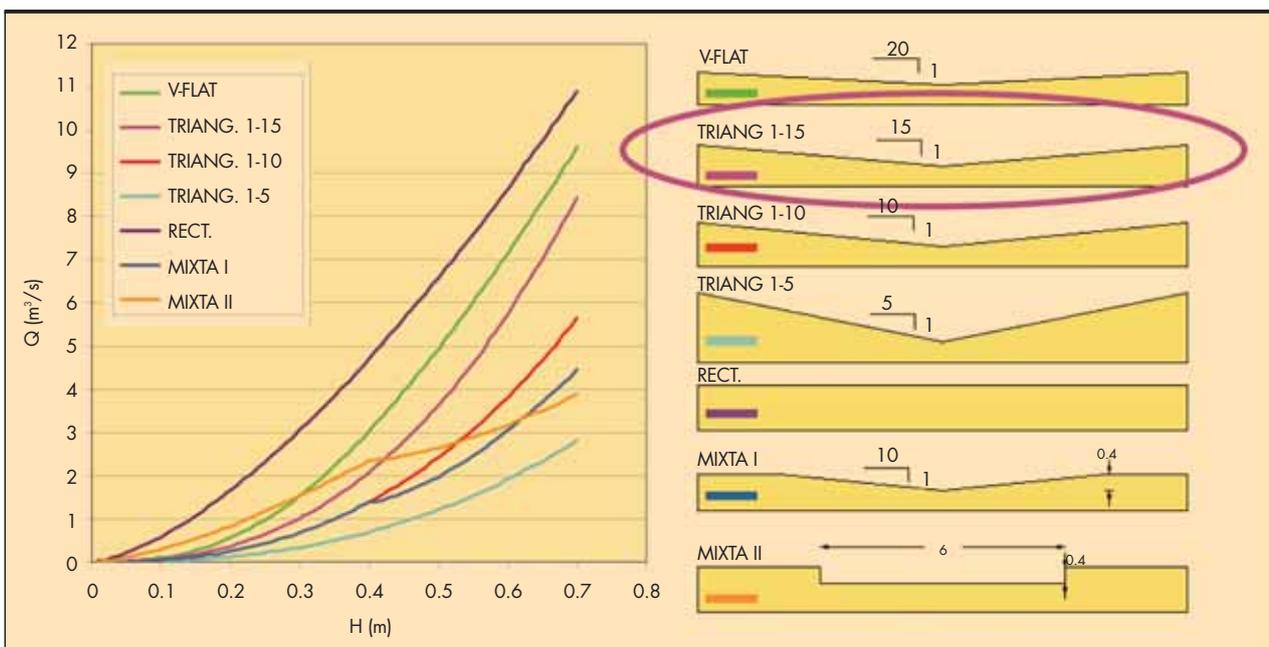


FIGURA 10. Curvas de gasto de los diferentes vertederos barajados para las presas, en la estación de aforos de Cardaño de Abajo (río Cardaño, Palencia).



FIGURA 11. Curvas de gasto de la estación de aforos de Cardaño de Abajo (río Cardaño, Palencia) actualmente –azul– y con la modificación propuesta –rosa–.

men acorde a las especies migradoras– y deben poseer un vertedero bien proyectado, ejecutado y calado al centímetro.

Las Demarcaciones Hidrográficas han optado por soluciones diferentes (figura 12) cuando se han presentado problemas serios de dificultad en el remonte: cambio del modelo de estación de aforo (Duero, Cantábrico), instalación de defletores

(Tajo, Duero), creación de estanques de descanso de diversa índole (País Vasco, Miño-Limia). En cualquier caso, la viabilidad de estas soluciones en cuanto a la migración de peces está todavía por evaluar y en algunos casos, como con los deflectores, se altera la curva de gasto de la norma ISO (Walters, 1996; Rhodes & Servais, 2004).

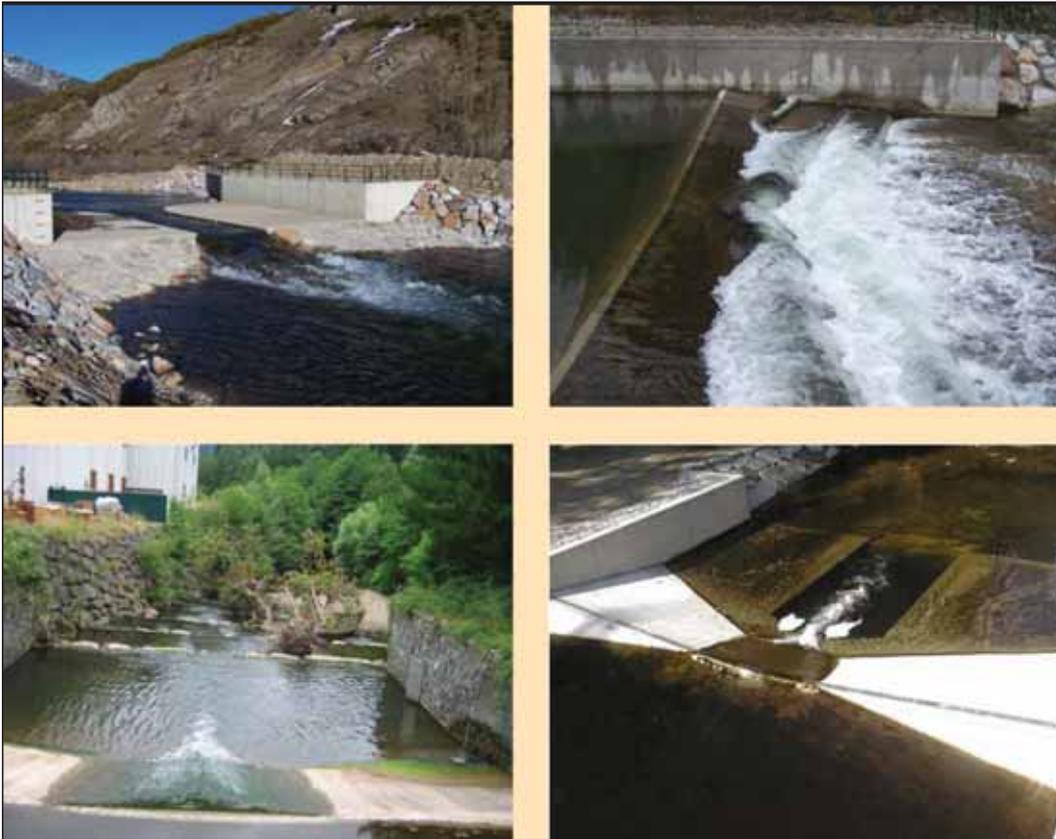


FIGURA 12. Arriba, izquierda: cambio de modelo de estación en el río Carrión, en Triollo (Palencia). Arriba, derecha: deflectores en el paramento de aguas abajo, en el río Carrión en Guardo (Palencia). Abajo, izquierda: conjunto de presapas en la zona de aguas abajo en el río Oñati (Guipúzcoa). Abajo, derecha: estanque excavado en la losa de aguas abajo, en el río Azumara en Beguntillo (Lugo).



FIGURA 13. Modelo reducido de estación de aforos construido para evaluar la capacidad natatoria de los peces ibéricos.

Actualmente, nuestro grupo de trabajo, se centra en investigar las aptitudes natatorias de peces ibéricos sobre un modelo reducido de estación de aforos (figura 13). Con todas las experiencias acumuladas, esperamos que en breve los resultados obtenidos permitan el desarrollo de estaciones de aforo plenamente compatibles con la migración de toda nuestra sufrida ictiofauna.

4. CONCLUSIONES

Las estaciones de aforo V-flat suponen un importante problema para la mayoría de los peces ibéricos, pues éstos necesitan realizar migraciones a lo largo de su vida. Para las especies que realizan movimientos migratorios de gran envergadura y que son buenos nadadores (salmón, trucha, alosas), asegurando un estanque de permanencia aguas abajo y un calado mínimo, se consigue el remonte de casi todos los individuos. En el caso de los ciprínidos de mayor tamaño (barbos: *Luciobarbus*, *Barbus*), algunos de los ejemplares de gran talla consiguen el remonte en las mismas condiciones que las especies anteriores. Es de suponer que los barbos más pequeños y otros géneros de menor tamaño (bogas, loinas y cachos: *Parachondrostoma*, *Iberochondrostoma*, *Pseudochondrostoma*, *Squalius*, etc.) tengan más problemas para sortear el obstáculo, aunque hacen falta estudios concretos para conocer la situación real. En general, los ciprínidos se ven muy afectados con las aguas turbulentas, desorientándose al acometer el obstáculo, circunstancia que no afecta a los salmónidos (Larrier *et al.*, 2002).

En el caso de anguilas y lampreas, el ascenso lo consiguen cuando el vertido sobre la estación no abarca la "V" en su totalidad, reptando y escalando por el borde del agua. Lo mismo puede ocurrir con especies de pequeño tamaño como el gobio.

En definitiva, hoy en día es posible mitigar en gran medida los efectos perjudiciales de las estaciones de aforo V-flat siguiendo las recomendaciones indicadas en párrafos precedentes, aunque todavía se hacen necesarios estudios concretos más precisos para muchas de nuestras valiosas especies de peces, pues sus aptitudes natatorias se desconocen.

5. AGRADECIMIENTOS

A Greg Armstrong de la Agencia Medioambiental británica, que orientó a los autores en la realización de este trabajo. A Pedro Matía, José Manuel Lorente -CHD-, Jesús Larrea

-UTE Cuenca Duero- y *Qualitas Instruments*, que han apoyado este proyecto. Al Servicio de Pesca de León y todos los pescadores y vigilantes de pesca que colaboraron con nosotros. A todos ellos, va nuestro más sincero agradecimiento.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Algarín, S. 2002. *La historia última de los esturiones del Guadalquivir*. Azotea, 13-14: 19-88.
- Beach, M. H. 1984. *Fish pass design criteria for the design and approval of fish passes and other structures to facilitate the passage of migratory fish in rivers*. MAFF Fisheries Technical Report, 78.
- Clough, S.C., Lee-Elliott, I.E., Turnpenny, A.W.H., Holden, S.D.J. & Hinks, C. 2004. *Swimming speeds in fish: phase 2*. Environment Agency, Technical Report: W2-049/TR1.
- Doadrio, I. 1988. *Delimitation of areas in the Iberian Peninsula on the basis of freshwater fishes*. Bonner Zoologische Beiträge 39: 113-128.
- Elvira, B. 1990. *Iberian endemic freshwater fishes and their conservation status in Spain*. Journal of Fish Biology, 37 (A): 231-232.
- Elvira, B., Nicola, G.G. & Almodovar, A. 1998. *Sistemas de paso para peces en presas*. Ed. CEDEX. Madrid. 113 pp.
- Gallagher, A. S. 1999. *Barriers*. In Bain, M. B. and N. J. Stevenson, eds. *Aquatic habitat assessment: Common methods*, 135-147. American Fisheries Society, Bethesda, MD.
- Hartley. 1974. *Electronic methods (Automatic counters)*. Symposium on Methodology for the Survey, Monitoring and Appraisal of Fishery Resources in Lakes and Large Rivers. Aviemore Scotland, 2-4 May 1974. EIFAC Technical Paper No. 23.
- JNHFFPG. 2001. *Joint National Hydrometry and Fish Pass Group. Guidance on the design and construction of Crump and Flat-V gauging weirs in relation to fish passage*. Environment Agency Memo.
- Katopodis, C., Robinson, P.R. & Sutherland, B.G. 1978. *A study of model and prototype culvert baffling for fish passage*. Can. Fish. Mar. Serv. Tech. Rep. 828: v + 78 p.
- Katopodis, C. 1992. *Introduction to fishway design*. Freshwater Institute, Dept. of Fisheries and Oceans, Winnipeg, Canadá.
- Kottelat, M. & Freyhof, J. 2007. *Handbook of European freshwater fishes*. Ed. Kottelat. Suiza. 646 pp.
- Larrier, M., Travade, F., & Porcher, J. 2002. *Pool fishways, pre-barrages and natural bypass channels*. In Bunch F. & Fournier M.S., editors, *Fishways: biological basis, design criteria and monitoring*, volume Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture, No 364 supplement: 54-82.
- Lucas, M.C. & Frear, P.A. 1997. *Effects of a flow-gauging weir on the migratory behaviour of adult barbel, a riverine cyprinid*. Journal of Fish Biology, 50: 382-396.
- Lucas, M.C. & Baras, E. 2000. *Methods for studying spatial behaviour of freshwater fishes in the natural environment*. Fish and Fisheries, 1: 283-316.
- Lucas, M.C. & Bubb, D.H. 2005. *Seasonal movements and habitat use of grayling in the UK*. Environment agency, Science Report : SC030210/SR.
- Martínez de Azagra, A. 1999. *Diseño de escalas para peces*. Universidad de Valladolid. E.T.S. de Ingenierías Agrarias de Palencia.
- Rhodes, D. 2001. *Low cost modifications to the Crump weir in order to facilitate fish passage*. Case for Support to EPSRC.

Rhodes, D. & Servais, S. 2004. *Hydrometric effect of fish pass modifications to the Crump weir*. In García J.L. & Martínez P.V., editors, Fifth International Symposium on Ecohydraulics. Aquatic Habitats : Analysis and Restoration, II : 969-972, Madrid.

Rhodes, D. & Servais, S. 2006. *Guidelines: Low cost modifications to the Crump weir to improve fish passage*. Technical Report, Draft Document to be presented to the Environment Agency.

Sanz Ronda, F. J.; Navarro, J.; Saiz Rojo, A. & Martínez de Azagra, A. 2007. *Soluciones al problema de la migración de los peces*. Infonáyade, 65: 16-19.

Sanz Ronda, F.J., Bravo Córdoba, F.J., Martínez de Azagra, A., Navarro Hevia, J. & Saiz Rojo, A. 2008. *Estudio para la adaptación a la migración de la ictiofauna de las estaciones de aforo V-Flat: Fase I*. Informe técnico. Universidad de Valladolid. E.T.S. de Ingenierías Agrarias de Palencia.

Tudorache C., Viaene P., Blusa R, Vereeck H. & De Boeck, G. 2008. *A comparison of swimming capacity and energy use in seven European freshwater fish species*. Ecology of freshwater Fish, 17: 284-291.

Walters, G. 1996. *Hydraulic model tests on the proposed fish pass structure for Hurn Gauging Weir, Dorset*. Technical report, Exeter Enterprises, Exeter.

Wardle C. S. 1975. *Limit of fish swimming speed*. Nature, 255: 725-727.

Wardle, C. S. 1980. *Effects of temperature on the maximum swimming speed of fishes*. Environmental Physiology of Fishes. NATO Advanced Study Institute Series (A),35: 519-531.

Webb, P.W., D. Sims & W.W. Schultz. 1991. *The effects of an air/water surface on the faststart performance of rainbow trout (Oncorhynchus mykiss)*. Journal Experimental Biology, 155 : 219-226.

White, W. & Hartley, W. 1970. *Experiments to compare the passage of fish over two triangular profile flat-vee weirs*. Environment Agency, technical Report INT 67.

White, W.R. & Woods-Ballard, B.A. 2003. *The investigation and specification of flow measurement structure design features that aid the migration of fish without significantly compromising flow measurement accuracy, with the potential to influence the production of suitable British Standards*. Environment Agency, Technical Report: W6-084/TR1.

Zhou, Y. 1982. *The swimming behaviour of fish in towed gears: a re-examination of the principles*. Scottish Fisheries Working Paper, Department of Agriculture and Fisheries, Scotland.



- Electrificación
- Subestaciones
- Iluminación
- Ventilación
- Control
- Comunicaciones
- Mantenimiento

**Cobra en el Metro de Madrid,
una historia de éxito
compartida**



Creemos junto a nuestros Clientes

C/ Cardenal Marcelo Spínola, 10

28016- Madrid

central@grupocobra.com

Universidades participantes:



El curso está dividido en dos periodos: uno de docencia y otro de prácticas.
El primero tiene una duración de seis meses (dos trimestres) y el segundo de cinco meses.

El primer trimestre de docencia, de septiembre a diciembre, se imparte en la Universidad de Cantabria y el segundo trimestre de docencia se imparte en la universidad danesa de VIA University College, en la ciudad de Horsens. Dadas las características del programa, las clases, trabajos y exámenes son en inglés.

Las prácticas y el proyecto final de máster del segundo semestre pueden realizarse en cualquiera de las universidades y/o empresas patrocinadoras, dependiendo de la elección del alumno y la disponibilidad de las empresas.

Los módulos del curso 2010/2011 son los siguientes:

A) Periodo de docencia (primer semestre, dos trimestres)

- Group Project
- Design and Sustainability
- Construction and Procurement
- Management Systems
- Research Methods

B) Periodo de prácticas (segundo semestre)

- Practice
- Final Dissertation

*The European Construction
Master Agency*



MASTER EUROPEO en de la INGENIERIA CONSTRUCCION

Programa Oficial de Postgrado de la Universidad de Cantabria

Entidades Colaboradoras:



THE EUROPEAN CONSTRUCTION MASTER AGENCY- UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Avda. de los Castros s/ n, 39005 Santander . Tel: +34 942 20 67 52
e-mail: Msc.Santander@unican.es / web: www.msc-construction.com

Estado de conservación de la vegetación dunar en las costas de la Comunidad Valenciana

B. ALBERTOS (*), E. SAN MIGUEL (*), I. DRAPER (**), R. GARILLETI (*), F. LARA (**) y J. M. VARELA (***)

RESUMEN Dentro del estudio de las formaciones vegetales de las dunas costeras de la Comunidad Valenciana, ha sido evaluado el estado de conservación de las playas del territorio. La valoración se basa en criterios de extensión de las dunas, estructura de las comunidades, diversidad de las mismas, grado de ruderalización, presencia de especies invasoras y rareza florística, integrados en una escala cualitativa. Se analizan también las principales agresiones que afectan a los ecosistemas dunares y la situación de las principales plantas invasoras del territorio.

CONSERVATION OF SAND DUNE VEGETATION IN COASTAL AREAS OF THE VALENCIAN REGION (SPAIN)

ABSTRACT *The state of conservation of the coastal dune vegetation in Valencia region has been assessed within a survey of the vegetal communities present in these systems. The conservation status has been evaluated through a qualitative scale, which integrates criteria such as dune extension, structure and diversity of the vegetal communities, level of ruderalization, presence of invasive species, and floristic rarity. Special attention has been paid to the usual aggressions to this type of ecosystem and the situation of the most aggressive invasive plants.*

Palabras clave: Vegetación dunar, Conservación, Comunidad Valenciana, Plantas invasoras.

Keywords: Dune vegetation, Conservation, Valencian Region, Invasive plants.

1. INTRODUCCIÓN

Los ambientes dunares están sometidos a agentes físicos y químicos muy severos que condicionan una vegetación con estructura y composición diferentes de la que se encuentra en las formaciones vegetales climatófilas de los mismos territorios y los convierten en ecosistemas singulares de gran valor faunístico y florístico. Son, además, ambientes muy utilizados por el hombre y, por tanto, sometidos a graves amenazas directas e indirectas. La conciliación del uso y la conservación de estos ambientes pasan necesariamente por la evaluación del estado de conservación de las comunidades dunares existentes y la identificación de las amenazas que sobre ellas se ciernen. Este proceso es vital para la conservación, tanto de un valioso patrimonio natural, como de un elemento clave en la geodinámica del territorio, como de uno de los mayores reclamos turísticos del país.

La vegetación dunar de la Comunidad Valenciana ha sido recientemente estudiada por la Universidad de Valencia y el CEDEX gracias a un convenio de colaboración, como parte de un proyecto de estudio de las costas mediterráneas españolas y por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Ello ha permitido la recogida de datos de manera sistemática y homogénea en un territorio extenso. Este tipo de estudios a mediana escala son esenciales para poder interpretar correctamente la situación presente y asentar criterios para una valoración coherente de otros territorios.

En el caso concreto de la Comunidad Valenciana, se combinan varias situaciones que hacen de su territorio un ámbito especialmente interesante para un estudio piloto: posee una gran extensión de dunas, algunas de las más importantes del país, su uso es muy intenso y el estado de conservación muy variable. Además de las afecciones directas sobre las dunas, derivadas del uso del espacio, numerosas infraestructuras provocan alteraciones en la deriva de los sedimentos y tienen como consecuencia indirecta un claro retroceso en la línea de costa.

2. CARACTERÍSTICAS DE LA VEGETACIÓN DUNAR

Los sistemas dunares están formados por sedimentos arenosos de origen fluvial que son depositados en el litoral por efecto del oleaje marino. El aporte de sedimentos que habitualmente alimenta las dunas se interrumpe durante los tem-

(*) Universidad de Valencia. Dep. de Botánica. Fac. de Farmacia. Av. Vicente Andrés Estellés s/n. 46100 Burjassot, Valencia.

(**) Universidad Autónoma de Madrid. Dep. de Biología (Botánica). Av. Darwin, 2. 28049 Madrid.

(***) Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). C/ Alfonso XII, 3 y 5. 28014 Madrid.



FIGURA 1. Dunas móviles y semifijas en la playa de Canet (Valencia).

porales, ya que el oleaje provoca una fuerte erosión que retira la arena previamente depositada. La cantidad de sedimentos depositados por los ríos, el régimen de vientos, tormentas y corrientes y la geomorfología de la costa condicionan el aspecto de cada sistema dunar: su potencia y anchura, su orografía y la transición abrupta o gradual entre las bandas de vegetación. El balance entre la deposición de estos sedimentos fluviales y la erosión de las tormentas determina la estabilidad de la línea de costa.

Una vez depositada en la playa, la arena sufre la acción eólica que la arrastra tierra adentro, por lo que constituye un sustrato muy móvil. Sobre él la vegetación se va asentando en bandas según la tolerancia de las plantas a la movilidad del sustrato, la maresía y el efecto desecante de los vientos. Después de la zona de playa subaérea, normalmente plana, uniforme y apenas colonizada, se disponen las dunas en uno o más cordones dunares de unos pocos metros de altura, separados entre sí por depresiones interdunares. El contacto con la playa puede ser más o menos gradual o a través de una elevación abrupta sobre ésta, provocada por el efecto erosivo de tormentas. Las depresiones interdunares discurren de forma paralela a los cordones y pueden albergar pequeñas zonas húmedas con el nivel freático muy superficial, alimentadas también por la lluvia y por aportes ocasionales de agua marina que penetran por los canales de tormenta que cortan perpendicularmente el primer cordón dunar. Los cordones de dunas posteriores son siempre de mayor antigüedad y grado de cobertura vegetal.

La colonización de los ecosistemas dunares la realizan plantas muy especializadas, por lo que suelen tratarse de ecosistemas de limitada riqueza de especies, sobre todo en la zona más móvil. Abundan las plantas de ciclo breve, capaces de recolonizar periódicamente el espacio tras un episodio de tormenta que destruye la comunidad vegetal. Morfológica y fisiológicamente, las plantas que viven sobre la arena están adaptadas a la acción erosiva de los vientos litorales y a la vida sobre un sustrato móvil. Estas condiciones implican un suelo con nula capacidad de retención hídrica y un contenido

en sales espacial y temporalmente variable, dependiente de la distancia a la orilla y de la frecuencia de lluvias que las lavan. La salinidad de las aguas freáticas, que frecuentemente afloran, también determina la concentración de sales del medio. En general, la adaptación a este tipo de ambiente hace que las plantas de dunas presenten gruesas cutículas, revestimientos céreos o vello de coloración blanquecina, que también contribuyen a suavizar los efectos de la insolación, muy elevada en las dunas debido al alto albedo de la arena. También son habituales las hojas y tallos carnosos para el acúmulo de agua, tejidos de sostén para aguantar el embate del viento, la producción de rizomas y estolones para anclarse en el suelo móvil o raíces profundas para alcanzar el agua subterránea.

La influencia que estos factores tienen sobre la vegetación depende de la distancia a la costa y, en el caso de la disponibilidad hídrica, es también función de la orografía del terreno. Esto provoca la sucesión espacial de diferentes comunidades vegetales, relacionadas entre sí de forma más o menos intensa, pero siempre con diferencias notables en su fisonomía. Sobre las dunas móviles predomina el biotipo herbáceo carnoso, graminoide o incluso bulboso; a medida que el sustrato va siendo fijado por la vegetación, aparecen las pequeñas matas leñosas y los arbustos, hasta llegar a formaciones arborescentes en las dunas estabilizadas.

Sobre las dunas embrionarias y primarias (**dunas móviles**) la colonización vegetal está iniciándose continuamente, por el efecto destructivo de los temporales. Por ello se trata siempre de comunidades abiertas, dominadas por herbáceas gramínoideas o de hoja carnosa: barrón (*Ammophila arenaria*), lastón (*Elymus farctus*), alhelí marino (*Malcolmia littorea*) y oruga de mar (*Cakile maritima*). De manera progresiva o abrupta, según la morfología dunar, estas formaciones van cerrándose en las dunas secundarias (**dunas semifijas**), adoptando un aspecto arbustivo por la incorporación de camefitos, especialmente de cuernecillo de mar (*Lotus creticus*), y más denso y variado por las numerosas plantas psamófilas y nitrófilas que medran en este biotopo, todo ello sin que desaparezcan los colonizadores primarios. La distinción florística entre



FIGURA 2. Mallada con juncal negro en El Saler (Valencia).



FIGURA 3. Corral de pinos en Guardamar del Segura (Alicante).

las comunidades sobre dunas móviles y semifijas es bastante débil, pues se trata más bien de dos estados muy próximos de la sucesión de las comunidades vegetales de los diferentes ambientes dunares. En ocasiones, además, la transición entre ellas se produce de manera muy gradual y con introgresiones de una en otra a través de canales perpendiculares al cordón dunar (caso de muchas dunas alicantinas) que interconectan las dunas móviles con las semifijas. En otras ocasiones, sin embargo, la separación es muy neta y coincide con la cresta del primer cordón dunar (caso de muchas dunas valencianas y castellanenses).

Entre la maquia litoral asentada en las dunas semifijas, ocupando las depresiones interdunares en las que aflora el nivel freático, aparecen comunidades higrófilas y más o menos halófilas (juncales de distintos tipos) llamadas localmente **malladas**. La elevada disponibilidad hídrica de estos enclaves los hace visiblemente diferentes de su entorno, tanto florística, como fisonómicamente.

La progresiva fijación del suelo por la vegetación acaba estabilizando las dunas terciarias (**dunas fijas**) y permite el asentamiento de garrigas o bosquetes esclerófilos. En cualquier caso, las dunas son sistemas activos que se generan continuamente y que avanzan tierra adentro por la acción del viento. Por ello, cuando el volumen de arena del sistema es

suficiente, avanzan de nuevo sobre dunas fijadas y colonizadas por arbustos y los entierran parcialmente, dando lugar así a los **corrales**. Son estructuras masivas en las que las herbáceas y algunas matas crecen al abrigo de las ramas de pinos enanos (*Pinus pinea*, *P. halepensis*), olivillas (*Phillyrea angustifolia*) o lentiscos (*Pistacia lentiscus*). En estas formaciones contactan las comunidades de dunas semifijas con los pinares.

Tras la sucesión de malladas y corrales, generalmente a partir del tercer cordón dunar, se acaban instalando formaciones esclerófilas (actualmente pinares) sobre suelo arenoso pero fijado, de las dunas terciarias. A pesar de la elevada xericidad edáfica, la humedad ambiental de algunos enclaves, como sucede en El Saler, permite el desarrollo de bosques densos, con un estrato lianoide excepcional.

En ocasiones, entre las dunas activas afloran estructuras petrificadas resultantes de la compactación de antiguas dunas (**dunas fósiles**). Estos ambientes no son típicamente sabulícolas, ya que el sustrato no es móvil, pero al encontrarse parcialmente disgregado y rodeado de dunas móviles o semifijas, guarda fuertes relaciones con la vegetación dunar. Las comunidades presentes en ellos son muy variables, a pesar de concentrarse en un tramo poco extenso del litoral, con condiciones climáticas bastante homogéneas.



FIGURA 4. Pinar sobre dunas fijas en La Devesa del Saler (Valencia).

3. ESTUDIO DE LAS COMUNIDADES VEGETALES DUNARES DE LA COMUNIDAD VALENCIANA

Los objetivos básicos del estudio consistieron en el diseño de una metodología de estudio que permitiese abordar una síntesis para la costa mediterránea española, así como la identificación de los tipos de vegetación dunar existentes y sus relaciones evolutivas con otras comunidades. Por último, también se planteó la estimación del estado de conservación de las comunidades vegetales dunares y los criterios para definirlo.

El planteamiento metodológico implica, por un lado, la recogida homogénea de gran cantidad de datos florísticos y descriptivos del ambiente y, por otro lado, supone la interpretación de los mismos en términos fisonómicos y florísticos (bajo los que subyace un criterio ecológico), sin adoptar el esquema fitosociológico sigmatista. Nuestra intención ha sido la de evi-

tar preconcepciones académicas y esquemas rígidos que nos alejen de una visión sintética y flexible de la diversidad de comunidades vegetales y sus relaciones.

Las dunas de la Comunidad Valenciana se han dividido para su estudio en tramos litorales delimitados por los principales cabos, denominados **conjuntos dunares**, de manera que queden englobadas en un mismo conjunto las dunas con continuidad geográfica. Los enclaves estudiados se muestran en la tabla 1 y la figura 10.

Se levantaron inventarios florísticos por cada tipo de formación vegetal distinguible en las bandas de vegetación que se dan en los ecosistemas dunares (dunas móviles, semifijas, fijas, corrales, malladas, fósiles), organizados por estratos (arbóreo, arborescente, arbustivo, herbáceo, lianoide y epifítico). Posteriormente, los inventarios se analizaron para asignar cada uno a un tipo homogéneo de vegetación. Estos tipos se

| Prov. | CONJUNTO DUNAR | TESELA | Término Municipal | CoorX | CoorY | | |
|--|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------|---------|----------|---------|
| CS | Dunas de Cabo de Irta a Capicorp | Playa de El Cargador | Alcalá de Chivert | 31268198 | 4457989 | | |
| | Dunas de Capicorp a Oropesa | Playa de Torre de la Sal | Cabanes | 31258489 | 4446470 | | |
| | Dunas de Benicásim a Castellón | Playa de El Serradal | Castellón de la Plana | 31246787 | 4432794 | | |
| V/CS | Dunas del Mijares a Sagunto | Playa de El Arenal | Burriana | 30751419 | 4417564 | | |
| | | Playa de Corinto-Malvarrosa | Sagunto | 30740687 | 4399746 | | |
| | | Playa de La Almardá | Sagunto | 30740274 | 4398090 | | |
| | | Playa de Canet | Canet d'en Berenguer | 30740000 | 4395932 | | |
| V | Dunas de Valencia a Cullera | Playa de El Saler | Valencia | 30730522 | 4363008 | | |
| | | Playa de La Devesa | Valencia | 30732311 | 4357657 | | |
| | | Playa de La Malladeta | Valencia | 30733164 | 4355504 | | |
| | | Playa de La Punta | Valencia | 30733188 | 4355540 | | |
| | | Playa de Rey | Sueca | 30737183 | 4347150 | | |
| | | Playa de Bega de Mar | Sueca | 30737238 | 4346981 | | |
| | | Playa de Ciudad Luz | Cullera | 30739066 | 4343510 | | |
| | Dunas de Cullera a Oliva | Playa de El Dorado-El Brosquil | Cullera | 30740209 | 4332522 | | |
| | | Playa de El Ahuir | Gandía | 30744609 | 4323258 | | |
| | | Playa de Piles | Piles | 30750729 | 4314639 | | |
| | | Playa del l'Aigua Blanca | Oliva | 30753441 | 4311784 | | |
| | | Playa de l'Aigua Morta | Oliva | 30755767 | 4309643 | | |
| | | A | Dunas de Alicante a Santa Pola | Playa de El Altet | Elche | 30717249 | 4237958 |
| | | | | Playa de El Carabassí | Elche | 30717679 | 4235053 |
| Dunas de Santa Pola a Torrevieja (Guardamar) | Playa de El Pinet | | Elche | 30708187 | 4226146 | | |
| | Playa de El Rebollo | | Guardamar del Segura | 30706903 | 4222547 | | |
| | Playa de El Campo | | Guardamar del Segura | 30706099 | 4213831 | | |
| Playa de La Mata | Torrevieja | 30706104 | 4210423 | | | | |

TABLA 1. Relación de conjuntos dunares y playas estudiadas, ordenados de N a S y sus coordenadas UTM.

| | ALICANTE | | VALENCIA Y CASTELLÓN | |
|-----------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|---|
| | | | Valencia centro | Valencia N y S y Castellón |
| dunas móviles | lastonar | | lastonar-barronal con alhelí marino | |
| dunas semifijas | lastonar con cuernecillo | matorral de siempreviva | | lastonar-barronal con cuernecillo y alhelí marino |
| corrales | pinar arbustivo | | lentiscar | |
| malladas | mallada negra | | | |
| | mallada salina | | | cañaveral |
| | | | | carrizal |
| | | | | juncal |
| dunas fijas | pinar alicantino | | pinar valenciano | |
| dunas fósiles | tomillar | | | |
| | jaguarzal | | | |
| | maquia de lentisco y acebuche | | | |

TABLA 2. Síntesis de las comunidades dunares en la Comunidad Valenciana.

definieron inicialmente según criterios fisonómicos referidos a la apariencia de la comunidad, debida a los árboles, arbustos o herbáceas preponderantes desde el punto de vista paisajístico. Seguidamente, el análisis de las similitudes y diferencias florísticas –cualitativas y cuantitativas– que se observan de manera estable en las distintas situaciones permite matizar y subdividir esta primera clasificación general. Cuando la complejidad del tipo de formación así lo requiriera, se realizaron análisis estadísticos multivariantes para facilitar la comprensión de las diferencias florísticas. La definición de los subtipos de vegetación resultantes depende, pues, de la aparición diferencial y repetida de un conjunto de especies características que no aparecen (o lo hacen de manera aislada y esporádica) en otros subtipos del mismo grupo de formaciones. Del mismo modo, la denominación de las comunidades se hace, primeramente, atendiendo al criterio fisonómico y luego al florístico o, en los casos en que la distribución geográfica de los subtipos es divergente, citando dicha distribución.

Las diferentes comunidades descritas y su ubicación general en el territorio se presentan de manera sintética en la tabla 2 y se describen en el apéndice I.

4. VALORACIÓN DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LA VEGETACIÓN DUNAR

El estado de conservación de un ecosistema es un parámetro cualitativo, difícilmente estandarizable. La valoración siempre va a depender de la experiencia del observador, del estado de conservación general del territorio y del número y diversidad de elementos de que disponga para la comparación.

En general, los estados de degradación avanzada y los de desarrollo óptimo son fácilmente identificables, mientras que las situaciones intermedias son las más conflictivas. Para una adecuada valoración es imprescindible contar con un número suficiente de localidades comparables biogeográficamente que representen toda la gama posible de estados de conservación. Sin estudios amplios, no es posible establecer con fiabilidad el punto de desarrollo en el que se encuentra la comunidad, ni tampoco identificar el valor potencial florístico y ecológico que

todavía conserva. Por otro lado, un mismo estado de desarrollo y degradación puede tener una valoración diferente según la conservación general de esos ecosistemas en el territorio estudiado. Un sistema dunar mediocre en términos absolutos, que se encuentre en un largo tramo de costa enormemente degradado, puede requerir una valoración superior a la que recibiría en un área de buena conservación, ya que en el primer caso constituye un reducto de patrimonio natural que no debe perderse, favorece la conectividad entre ecosistemas y funciona como fuente de propágulos en el entorno.

Aunque no puede obviarse la subjetividad de la valoración, no debe entenderse como un proceso arbitrario, sino como la síntesis de muchos parámetros, que conviene analizar cuidadosamente. El parámetro más evidente, en el caso de las dunas, es su **extensión** tierra adentro. Al tratarse de ecosistemas estructurados en bandas, la diversidad de comunidades presentes depende directamente del espacio de que dispongan para su desarrollo. La **estructura** de las comunidades presentes también es muy reveladora del estado de conservación, ya que cada banda de vegetación tiene unos biotipos predominantes (herbáceo en las dunas móviles, pequeñas matas en las semifijas, helófitos en las malladas, arbustivo en corrales y arborescente en las dunas fijas) cuya relevancia se ve alterada por la degradación. Así, el pisoteo provoca una fijación artificial del sustrato y el aumento de caméfitos en las primeras bandas, mientras que la ruderalización y el aclareo hace que sobreabunden las herbáceas en las dunas de más edad. La **diversidad** de comunidades dentro de un sistema dunar suele ser reflejo de su buena estructura. Dentro de cada una de las formaciones vegetales, la diversidad florística, restringida siempre por la especialización que exige el medio, puede ser también signo de buena salud, aunque es necesario establecer si se trata de un aumento en el número de especies típicas de esos ambientes, o si se trata de un aumento en el número de especies generalistas o nitrófilas, en cuyo caso el aumento de diversidad es un resultado de la **ruderalización** del medio. También hemos prestado especial atención a la presencia de **especies invasoras**. Su presencia es de por sí un elemento negativo en la valoración de los ecosistemas, pero además,

suele ocurrir que los ambientes degradados o artificiales son más proclives a la invasión que los que conservan una buena estructura. Por último, la presencia de especies sabulícolas poco habituales, que confieren **rareza** a las comunidades vegetales, aumenta su valor y puede ser criterio suficiente para promover la conservación de sus formaciones.

Durante la fase de muestreo se asignó una valoración provisional de los sistemas dunares y de cada playa estudiada. Una vez analizadas todas las formaciones presentes en los sistemas dunares, se procedió a la revisión caso por caso de las valoraciones. Para ello se combinaron los datos obtenidos en el campo con la revisión mediante fotointerpretación de la superficie ocupada por cada una de las formaciones y con una revisión bibliográfica de las principales alteraciones o usos históricos que han condicionado la estructura actual de cada territorio. El resultado de este análisis permite valorar el estado de conservación general de cada enclave, resaltar las agresiones más graves que amenazan a cada uno de ellos y cotejar si su figura de protección y las actuaciones para su mantenimiento son suficientes o adecuadas para optimizar la viabilidad de sus comunidades vegetales.

La escala de valoración empleada es el resultado de la integración de los parámetros mencionados anteriormente a la vista de la información disponible y la experiencia adquirida. La escala tiene cuatro clases, que se explican a continuación, aunque son posibles valores intermedios:

- A:** El sistema mantiene una *vegetación magníficamente conservada*. Sin que haya de tratarse necesariamente de una manifestación de la comunidad climática, si ha de estar próxima a ella, manteniendo una estructura y composición florística cercanas al óptimo.
- B:** *Tramo con una degradación media*. Las formaciones presentes corresponden, como máximo, a las primeras etapas de degradación (formaciones bien estructuradas pero pobres en especies acompañantes exigentes). Con una cobertura continua, su composición florística está desvirtuada, como ocurre, por ejemplo, cuando hay un pisoteo excesivo.
- C:** *Situación representativa*. Aplicada a formaciones claramente alteradas que son representativas de las etapas de degradación de mayor intensidad (abundancia de especies nitrófilas o alóctonas, estructura empobrecida);

también se incluyen en esta categoría los tramos que, estando en su conjunto muy modificados, mantienen rodales de formaciones naturales más o menos conservadas.

- D:** *Degradación muy avanzada*. Se trata de sistemas muy alterados, en los que la vegetación natural está prácticamente ausente, restringida a un espacio fisonómicamente limitado y artificial, o totalmente dominada por especies alóctonas.

5. ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LAS DUNAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA

El litoral de la Comunidad Valenciana está muy deteriorado. Se conservan solo dos sistemas dunares de extensión e interés excepcionales, las dunas de El Saler (Valencia) y las dunas de Guardamar (Alicante), ambos con síntomas de degradación y sometidos a una fuerte presión, a pesar de las medidas de conservación que en ellos se desarrollan. Fuera de estos dos casos, la vegetación sabulícola es residual, ya que la anchura de las dunas no permite el desarrollo de más de dos bandas.

5.1. AGRESIONES PRINCIPALES

La agresión más evidente es el **urbanismo**, que no ha respetado la extensión de las dunas. En la mayor parte del territorio, las construcciones están asentadas en la zona de dunas semifijas o, incluso, en la de dunas móviles. La extensión permitida en Guardamar sin duda tiene que ver con el peligro de enterramiento debido a la actividad progradante del sistema (con aporte neto de sedimentos hacia la duna). En el caso de El Saler, es debido a lo insalubre de la vida en el entorno de la Albufera y a una larga historia de protección por parte de la Corona.

La pérdida de la integridad física de las dunas se ve agravada por la actual **reducción de aportes fluviales** y la alteración de su movimiento por las corrientes marinas, debido a la presencia de infraestructuras litorales. Esta situación tiene como consecuencia el retroceso de la línea de costa, que afecta de manera directa a los sistemas dunares, ya que no pueden desarrollarse hacia el interior, acotados por la urbanización.

La **suciedad** del mar Mediterráneo afecta también seriamente a las costas. La mayor parte de la basura que se ve en las playas ha sido arrastrada por las corrientes. Durante los meses de verano, esta suciedad, más la aportada por los pro-



FIGURA 5. Vertido de basura e invasión de cañas en la playa de Ciudad Luz (Valencia).



FIGURA 6. Plantación de araar y palmeras, con invasión de uña de gato en Guardamar del Segura (Alicante).

prios bañistas y los vertidos ilegales de basura y escombros, se retira periódicamente, pero el resto del año suele ser muy visible. Cuando la recogida de basuras se hace a máquina, supone también la retirada de los primeros colonizadores de la playa subaérea, que forman las dunas embrionarias. Esto restringe la extensión de la banda de dunas móviles a las dunas primarias, sobre el talud de barlovento de la primera cresta dunar.

La **presión de visitantes** en las playas provoca la degradación de los sistemas dunares. Por un lado, la instalación de servicios, como duchas y paseos pavimentados, destruye la estructura del sistema dunar e impide el libre movimiento de la arena. Por otro lado, la afluencia de público dificulta la extensión de las dunas embrionarias por la playa subaérea –inmediatamente antes del primer cordón dunar–, tanto por acción mecánica directa de los bañistas, como por la posterior limpieza mecanizada de la playa; además, la nitrificación banaliza la vegetación. Por último, el pisoteo provoca una fijación prematura del suelo y genera corredores perpendiculares al cordón de dunas. Estas últimas afecciones se intentan reducir en varias localidades por medio del acotado de la vegetación dunar y la instalación de pasarelas elevadas hasta la zona de playa.

En los grandes sistemas dunares, que conservan dunas terciarias, ocupadas por pinares de repoblación, se suma la amenaza de **incendio**. Especialmente en El Saler, donde durante los últimos 20 años se han producido más de 150 incendios que han supuesto una media de 6.607 m² quemados anualmente. También en este enclave hay que señalar el efecto de los programas de desecación de las malladas a principios de siglo XX para la erradicación del paludismo. Estos programas supusieron el aterramiento de los humedales y la plantación de alóctonos como eucaliptos y cultivares de chopos.

Por último, las **plantaciones** han sido también frecuentes en estos ecosistemas. La necesidad de estabilizar las dunas de Guardamar supuso la plantación de pinares (piñoneros y carrascos) que, si bien lograron su objetivo de proteger la población y los bienes agrícolas del avance de la arena, alteraron el aspecto natural del sistema dunar. En algunos enclaves (Parque Alfonso XIII, al N de Guardamar del Segura) se introdujeron adicionalmente especies ornamentales y araar (*Tetraclinis arti-*

culata), igualmente extraño a este ecosistema. En El Saler también se favoreció durante siglos la presencia de pinos en la dehesa, lo cual ha transformado en pinar una formación que, probablemente, tampoco lo era de manera natural.

5.2. ESPECIES INTRODUCIDAS

Se han encontrado un total de 41 táxones introducidos en las dunas de la Comunidad Valenciana, tanto alóctonos como autóctonos de este territorio pero no propios de estos ecosistemas. Entre las especies introducidas, las más preocupantes son la uña de gato (*Carpobrotus edulis* y *C. acinaciformis*), la caña (*Arundo donax*) y la pita (*Agave americana*), por su carácter fuertemente invasivo. El medio más habitual de la uña de gato y la pita son las dunas móviles y semifijas, mientras que las cañas ocupan las malladas más degradadas y las dunas semifijas o fósiles de algunas playas. Estas invasoras generalmente colonizan las playas más alteradas, pero resulta preocupante su abundancia en algunas localidades mejor conservadas. Es el caso de la uña de gato en El Saler y La Devesa y las cañas en El Altet y El Carabassí.

Otras especies consideradas muy peligrosas por Sanz Elorza *et al.* (2001), presentes en las dunas estudiadas son la acacia negra (*Acacia melanoxylon*), la margarita sudafricana *Arctotheca calendula*, los eucaliptos (*Eucalyptus gomphocephala*, *E. camaldulensis*), las correhuelas (*Ipomoea imperati*, *I. sagittata*) y las chumberas (*Opuntia* sp. pl.). Por el momento, no son muy frecuentes en los ecosistemas dunares estudiados, pero *Ipomoea sagittata* sí lo es en las zonas húmedas litorales, por lo que su eliminación sería necesaria también en estas formaciones para evitar su expansión.

Un grupo importante de alóctonas fueron introducidas deliberadamente con un fin concreto: limitar el avance natural de las dunas o luchar contra el paludismo. Para la fijación de las dunas, del mismo modo que se plantaron los pinares, se hicieron también repoblaciones con palmeras, pitas y araar. Así se generó el Parque Alfonso XIII al norte de la población de Guardamar del Segura y, en la actualidad, también se ven algunos plantones de araar en la playa de El Pinet. Esta actuación reciente es preocupante, ya que la plantación de

araar ha demostrado ser exitosa en la zona y, sin embargo, su potencialidad en el territorio es muy dudosa. Se trata de una especie montana tanto en los relictos de Cartagena como en el norte de África y en ningún caso parece comportarse como especie sabulícola en su área de distribución natural actual.

En cuanto a las plantaciones destinadas a la desecación de las malladas para erradicar el paludismo, estas se realizaron hasta el siglo pasado en todo el litoral. Todavía quedan presencias de eucaliptos, sauces (*Salix atrocinerea*, *S. eleagnos*, *S. purpurea*) y álamos (*Populus alba*). Estas últimas salicáceas, aunque autóctonas en la Comunidad Valenciana, no aparecen de manera natural en sistemas dunares.

Muchas de las especies alóctonas encontradas son fruto de plantaciones ornamentales destinadas a separar la playa de las edificaciones o, simplemente, a decorar el entorno. Es el caso de *Agave americana*, *Arctotheca calendula*, *Cupressus sempervirens*, *Ipomoea sagittata*, *Lippia nodiflora*, *Lonicera japonica*, *Morus nigra*, *Myoporum laetum*, *Opuntia* sp. pl., *Pelargonium quercifolium*, *Phoenix* sp. pl., *Punica granatum*, *Washingtonia filifera* y *Yucca* sp. pl. En muchos casos se han naturalizado en el territorio. En este apartado pueden incluirse también los tarayes autóctonos *Tamarix canariensis* y *T. gallica*, usados a menudo como pantalla verde al borde de paseos marítimos. Su presencia ocasional en malladas podría considerarse natural, pero la mayor parte de los individuos encontrados se hallan fuera de ese ambiente y parecen más bien provenir de una plantación deliberada.

En general, la presencia de especies introducidas responde claramente a la ruderalización del medio. En las zonas más urbanizadas, degradadas y sometidas al trasiego de bañistas, crece notablemente la abundancia de plantas nitrófilas, como *Conyza sumatrensis* o el arrancamoños (*Xanthium strumarium*). En este sentido, es importante señalar que en playas recientemente intervenidas, con movimiento de arena y plantaciones, se aprecia una inevitable ruderalización que, si bien en el caso de las plantas autóctonas puede ser reversible tras la maduración del ecosistema, supone un serio peligro de entrada de plantas invasoras difícilmente controlables posteriormente. Para conservar la naturalidad de los ecosistemas,

Es imprescindible que los planes de actuación incluyan siempre la eliminación previa de la flora alóctona y el control posterior de su reintroducción, sobre todo en las primeras fases de asentamiento de las poblaciones. Si este extremo no puede garantizarse, parece más prudente no realizar excesivos movimientos de sustrato, evitar las plantaciones y, en su lugar, proteger la zona de alteraciones para que la vegetación natural se regenere de manera espontánea.

5.3. RESUMEN DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LAS PLAYAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA

De las tres provincias estudiadas, **Castellón** es la que tiene un litoral más rocoso y la presencia de dunas es reducida. Las que mantienen restos de vegetación son todavía más escasas y su estado de conservación es pobre (tabla 3 y figura 11). Los dos conjuntos dunares de Benicásim a Castellón y de Capicorp a Oropesa, han sido valorados con la categoría inferior (D). El conjunto Cabo de Irta a Capicorp también está muy degradado, pero conserva todavía una playa, El Cargador, con buena estructura y riqueza florística, aunque limitada espacialmente por las edificaciones. La playa ha sido valorada como B/C y el conjunto dunar con una C.

Valencia es la provincia con más playas estudiadas, ya que todo su litoral está ocupado por dunas y son bastantes los sistemas dunares con restos de formaciones vegetales sabulícolas. Sin embargo, el estado general de esta vegetación es muy malo (tabla 3 y figura 12). La mayoría de los conjuntos dunares han sido pobremente calificados: Cullera a Oliva con D y Mijares a Sagunto (a caballo entre Valencia y Castellón) con C/D. Solo las dunas de la playa de El Ahuir destacan ligeramente en este grupo. Afortunadamente, la provincia cuenta también con un conjunto dunar extraordinario, las dunas de Valencia a Cullera. A pesar de que todo el sistema está incluido en el Parque Natural de la Albufera, la parte sur (playas de Rey, Bega de Mar y Ciudad Luz) no conserva apenas vegetación, por lo que el conjunto dunar ha sido calificado como B. Las dunas directamente en contacto con la Albufera son las que dan interés a la zona. Una de las playas, La Ma-



FIGURA 7. Playa de El Cargador (Castellón). La mejor conservada del litoral castellanense.

ESTADO DE CONSERVACIÓN DE LA VEGETACIÓN DUNAR EN LAS COSTAS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA

| Provincia | CONJUNTO DUNAR | Valoración | Playa | Valoración |
|-------------------|--|------------|--------------------------------|------------|
| CS | Dunas de Cabo de Irta a Capicorp | C | Playa de El Cargador | B/C |
| | Dunas de Capicorp a Oropesa | D | Playa de Torre de la Sal | D |
| | Dunas de Benicásim a Castellón | D | Playa de El Serradal | D |
| CS/V | Dunas del Mijares a Sagunto | C/D | Playa de El Arenal | D |
| | | | Playa de Corinto-Malvarrosa | C |
| | | | Playa de La Almardá | D |
| | | | Playa de Canet | C/D |
| V | Dunas de Valencia a Cullera | B | Playa de El Saler | B/C |
| | | | Playa de La Devesa | A |
| | | | Playa de La Malladeta | C |
| | | | Playa de La Punta | B/C |
| | | | Playa de Rey | C/D |
| | | | Playa de Bega de Mar | D |
| | Dunas de Cullera a Oliva | D | Playa de Ciudad Luz | C |
| | | | Playa de El Dorado-El Brosquil | C |
| | | | Playa de El Ahuir | B/C |
| | | | Playa de Piles | C/D |
| A | Dunas de Alicante a Santa Pola | C | Playa del l'Aigua Blanca | C/D |
| | | | Playa de l'Aigua Morta | C |
| | Dunas de Santa Pola a Torreveija (Guardamar) | B | Playa de El Altet | B/C |
| | | | Playa de El Carabassí | B/C |
| | | | Playa de El Pinet | B |
| | | | Playa de El Rebollo | A |
| Playa de El Campo | B | | | |
| Playa de La Mata | C | | | |

TABLA 3. Valoración del estado de conservación de las playas y conjuntos dunares estudiados.



FIGURA 8. Mallada salina en El Saler (Valencia). Comunidad singular en un espacio de excepcional diversidad ecológica.



FIGURA 9. Playa de El Rebollo (Alicante). Tras las extensas dunas se aprecia la plantación de piñonero para la fijación del sustrato.

lladeta, muy mermada por la presencia del campo de golf, desmerece del entorno y ha sido valorada como C. El resto presenta dunas excelentes, con presencia de dunas fijas aunque no exentas de degradación. Las dunas de La Devesa han sido valoradas como A, y El Saler y La Punta como B/C.

En la provincia de **Alicante**, la primera parte, correspondiente a los cabos de San Antonio y La Nao, es una costa eminentemente rocosa. De Jávea a Alicante se encuentra el tramo más urbanizado del litoral levantino, sin restos de vegetación natural. Los únicos conjuntos dunares estudiados están más al sur de la capital (tabla 3 y figura 13) y, aunque la conservación de las playas no es homogénea dentro de los mismos, mantienen enclaves de gran interés. El conjunto dunar Alicante-Santa Pola ha sido valorado con una C, principalmente por el estado de alteración de sus dunas fijas, fraccionadas, con basura y repobladas, sin preservar el sotobosque natural. La basura también está presente en otras bandas y es notable la invasión de cañas en El Altet y El Carabassí. No obstante, la presencia de dunas fósiles intercaladas entre las activas le confiere una gran originalidad al conjunto dunar, que presenta gran diversidad de comunidades vegetales. Las playas de El Altet y El Carabassí han sido calificadas como B/C. El siguiente conjunto, de Santa Pola a Torrevieja, incluye las dunas de Guardamar, la de mayor volumen de arena del litoral estudiado. Las playas mejor conservadas se encuentran en la parte norte del sistema de Guardamar, entre las salinas de Santa Pola y Guardamar del Segura. Hacia el sur, la conservación general desciende notablemente. La playa de La Mata ha sido calificada con una C, las de El Pinet y El Campo con una B y la de El Rebollo, la de mayor anchura y con dunas fijadas más extensas, con una A, por ser, junto La Devesa (Valencia), las mejores playas estudiadas.

En cuanto a las especies introducidas, los núcleos más afectados por su presencia no conservan vegetación natural y no han sido tratados en este estudio, pero dentro de las playas que conservan vegetación natural, las más afectadas son La Almardá (Sagunto) y El Dorado-El Brosquil (Cullera) en la pro-

vincia de Valencia, valoradas como D y C, respectivamente y El Cargador (Alcalá de Chivert) en Castellón, la playa con más interés natural de la provincia, recientemente intervenida, valorada como B/C. De las playas mejor valoradas, El Rebollo (Guardamar del Segura, Alicante) tiene una frecuencia preocupante de pitas y palmeras y también crece localmente uña de gato, cuyo avance debería controlarse. En la playa de El Campo (Guardamar del Segura, Alicante) la situación es similar, pero crecen también cañas en las dunas móviles.

6. CONCLUSIONES

Además de la limitación espacial de las dunas por la presión urbanística, la mayor amenaza que se cierne sobre estos sistemas es la merma de su carácter móvil. Este medio se nutre de aportes sedimentarios periódicos actualmente reducidos al mínimo por la sobreexplotación de las aguas fluviales. Al contrario que el aporte de sedimentos, los procesos erosivos naturales que retiran y reubican las arenas depositadas sí continúan. Este desequilibrio en el balance de aportes y la erosión modifica de raíz la dinámica de estos ecosistemas, que podemos considerar amenazados en todos los casos. De los enclaves estudiados, solo las dunas de Guardamar del Segura (Alicante), las más jóvenes en su origen, conservan todavía una cierta dinámica progradante, mientras que en El Saler (Valencia), de extensión e interés notables, la estabilización del sistema es mucho más visible.

Como consecuencia de la falta de aportes sedimentarios, la sucesión vegetal que se da en las comunidades que conforman las dunas sigue avanzando sin que se produzcan los habituales procesos de rejuvenecimiento debidos al avance de la arena. Salvo en las dunas embrionarias y primarias, todavía sometidas al efecto del oleaje y con mayor movilidad del sustrato, en el resto de las comunidades es esperable un aumento de la colonización y el asentamiento de comunidades progresivamente matorralizadas. Este proceso de *envejecimiento* de los sistemas dunares se acentúa con la fijación artificial del sustrato que provocan las instalaciones y el pisoteo.



FIGURA 10.
Ubicación de los conjuntos dunares y playas estudiadas.



FIGURA 11. Playas de la provincia de Castellón con la valoración de su estado de conservación según la escala empleada en este estudio.



FIGURA 12. Playas de la provincia de Valencia con la valoración de su estado de conservación según la escala empleada en este estudio.

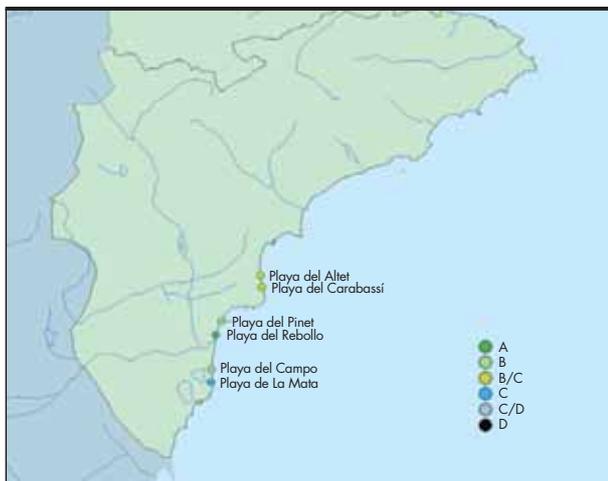


FIGURA 13. Playas de la provincia de Alicante con la valoración de su estado de conservación según la escala empleada en este estudio.

Con respecto a la invasión por especies alóctonas, su distribución en el territorio parece indicar que la mejor defensa es mantener un buen estado de conservación de los ecosistemas, salvaguardando su estructura y diversidad florística y evitando la ruderalización. Sin embargo, también parece necesaria la actuación directa contra las especies más agresivas, como son la uña de gato, la caña y la pita.

7. BIBLIOGRAFÍA

Ajuntament de Valencia, Programa Life, Programa Natura 2000. Modelo de restauración de hábitats dunares en la Albufera de Valencia. <http://www.lifeduna.com>. Visitado agosto, 2008.

Ajuntament de Valencia, Programa Life, Programa Natura 2000. Restauración de dunas litorales con *Juniperus* spp. en Valencia. <http://www.lifeenebro.com>. Visitado agosto, 2008.

Alcaraz, F. & Garre, M. (1985). Las adaptaciones de las plantas en las dunas litorales del sureste de España. *Anales Biol.* 4: 11-14.

Costa, M. & Izco, J. (1985). *Dunas litorales*. Monografías de la Dirección General del Medio Ambiente, MOPU, Madrid.

Costa, M. & Mansanet, J. (1981). Los ecosistemas dunares levantinos: La Dehesa de la Albufera de Valencia. *Anales Jard. Bot. Madrid* 37(2): 277-299.

Costa, M., Peris, J. B. & Figuerola, R. (1984). *La vegetación de la Devesa de l'Albufera*. Ayuntamiento de Valencia. Valencia.

Costa, M., Peris, J. B. & Stübing, G. (1986). *Ecosistemas vegetales del litoral mediterráneo español*. Monografías de la Dirección General de Medio Ambiente. MOPU, Madrid.

Fernandez Prieto, J. A. (2002). *Paisaje vegetal del noroeste ibérico: el litoral y orquídeas silvestres del territorio*. Ediciones Trea, S.L.

Generalitat Valenciana. Web oficial del turismo de la Comunitat Valenciana. <http://www.comunitatvalenciana.com/playas/playas1.htm>. Visitado agosto, 2008.

Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbansme i Habitatge Cartografia. <http://www.gva.es/jsp/portalgv.jsp?br=2&re=1&co=es-ES&chflash=true&force=si>. Visitado agosto, 2008.

Laguna, E., Guara, M. & Sanchís, E. (1986). Estudios ecológicos de un transecto dunar. II. Fenología. *Folia Bot. Miscel.* 5: 105-116.

Ley Vega de Seoane, C., Gallego Fernández, J. B. & Vidal Pascual, C. (2007). *Manual de restauración de dunas costeras*. Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Costas.

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas_marinas_litoral/zonas_costeras/tipos_litoral/sistemas_dunares/mapadunas.htm y http://www.mma.es/portal/secciones/aguas_marinas_litoral/guia_playas/. Visitado agosto, 2008.

Sanz Elorza, M., Dana, E. & Sobrino, E. (2004). *Atlas de plantas alóctonas invasoras en España*. Dirección General para la Biodiversidad. Ministerio de Medio Ambiente.

Sanz Elorza, M., Dana, E. & Sobrino, E. (2001). Aproximación al listado de plantas alóctonas invasoras reales y potenciales en España. *Larazoa* 22: 121-131.

APÉNDICE I

Breve descripción de las comunidades vegetales de las dunas de la Comunidad Valenciana.

| BANDA | FORMACIÓN | DESCRIPCIÓN |
|-----------------|---|--|
| DUNAS MÓVILES | LASTONAR | Comunidad presente en las dunas móviles alicantinas. Formaciones principalmente herbáceas y abiertas de lastón (<i>Elymus farctus</i>) y oruga de mar (<i>Cakile maritima</i>). Entre estas hierbas se encuentran algunas matas de cuernecillo de mar (<i>Lotus creticus</i>) y algo de barrón (<i>Ammophila arenaria</i>). La sequedad del clima alicantino condiciona la ausencia de especies muy habituales en ecosistemas dunares, como son el alhelí marino (<i>Malcolmia littorea</i>), la zanahoria marina (<i>Echinophora spinosa</i>) y la corregüela marina (<i>Calystegia soldanella</i>). |
| | LASTONAR BARRONAL CON ALHELÍ MARINO | Presente sobre las dunas móviles en el resto de las playas de la comunidad (Valencia y Castellón). Comunidades abiertas, dominadas por gramíneas (barrón, <i>Ammophila arenaria</i> y lastón, <i>Elymus farctus</i>) y algunos caméfitos rastreros (cuernecillo de mar, <i>Lotus creticus</i> y carretón de playa, <i>Medicago marina</i>), pero con especies que no se dan en Alicante como son el alhelí marino (<i>Malcolmia littorea</i>), la corregüela marina (<i>Calystegia soldanella</i>) y la zanahoria marina (<i>Echinophora spinosa</i>). La algodónosa (<i>Otanthus maritimus</i>) es también más abundante. |
| DUNAS SEMIFIJAS | LASTONAR CON CUERNECILLO | Comunidad sobre dunas semifijas habitual en la provincia de Alicante. Formación camefítica y herbácea abierta, pero menos que en las dunas móviles. Dominada por matas rastreras de cuernecillo de mar (<i>Lotus creticus</i>) y céspedes de lastón (<i>Elymus farctus</i>) que crecen entre ellas. Desde las dunas móviles se produce un aumento progresivo de la diversidad florística y la cobertura de caméfitos. Las dunas alicantinas semifijas se distinguen de las valencianas y castellanenses por la ausencia de alhelí marino (<i>Malcolmia littorea</i>), corregüela marina (<i>Calystegia soldanella</i>) y zanahoria marina (<i>Echinophora spinosa</i>), por el contrario, la oruga de mar (<i>Cakile maritima</i>) es más habitual en estas playas. |
| | LASTONAR BARRONAL CON CUERNECILLO Y ALHELÍ MARINO | Formación muy frecuente que ocupa las dunas semifijas de la mayor parte de las provincias de Castellón y Valencia. Similar a la anterior, pero con presencia de alhelí marino (<i>Malcolmia littorea</i>), zanahoria marina (<i>Echinophora spinosa</i>) y corregüela marina (<i>Calystegia soldanella</i>). El barrón (<i>Ammophila arenaria</i>) es tan abundante como el lastón (<i>Elymus farctus</i>) y domina las comunidades. Ocupa playas degradadas, con signos evidentes de ruderalización y presencia de plantas invasoras. Podría tratarse de un estado degradativo de los matorrales de siempreviva de El Saler, mermados en extensión y desarrollo. |
| | MATORRAL DE SIEMPREVIVA | Presente en las dunas más extensas del centro de la provincia de Valencia (dunas de El Saler), con una representación en Alicante y también en Castellón. Formaciones abiertas, principalmente camefíticas, dominadas por siempreviva (<i>Helichrysum stoechas</i>), cuernecillo de mar (<i>Lotus creticus</i>) y pegamoscas (<i>Ononis ramosissima</i>). La cobertura de los caméfitos se va incrementando progresivamente hasta formar una maquia similar al sotobosque de los pinares, con los que contacta. |
| CORRALES | PINAR ARBUSTIVO | Formaciones densas y arbustivas de los corrales alicantinos, compuestas por masas de pino carrasco (<i>Pinus halepensis</i>), o piñonero (<i>Pinus pinea</i>), que no suelen superar el metro de altura por efecto de la erosión eólica. Entre las masas de pinos se encuentra siempreviva (<i>Helichrysum stoechas</i>), <i>Rubia peregrina</i> y la bufalaga (<i>Thymelaea hirsuta</i>). Los pinares de esta zona son fruto de las repoblaciones para el control de las arenas móviles y los corrales provienen del avance de la arena sobre los pinares. |
| | LENTISCAR | Comunidad poco frecuente de las provincias de Valencia y Castellón. Formaciones igualmente densas, de hasta 2 m de altura, dominadas por lentisco, aunque también abunda el pino carrasco (<i>Pinus halepensis</i>). El estrato lianoide es importante, sobre todo rubia (<i>Rubia peregrina</i>) y zarzaparrilla (<i>Smilax aspera</i>) y son frecuentes diversas matas presentes en las formaciones en contacto, como la siempreviva (<i>Helichrysum stoechas</i>), la jara estepa (<i>Cistus salviifolius</i>), la azucena de mar (<i>Pancreatium maritimum</i>) y el tomillo blanco (<i>Teucrium capitatum</i>). |
| MALLADAS | MALLADA NEGRA | Formación habitual en malladas no excesivamente salinas. Comunidad básicamente herbácea y muy diversa, dominada por el junco negral (<i>Schoenus nigricans</i>) y junco espinoso (<i>Juncus acutus</i>). Abundan helófitos como la cisca (<i>Imperata cylindrica</i>), el junco churrero (<i>Scirpoides holoschoenus</i>), el carrizo (<i>Phragmites australis</i>), y matas de olivarda (<i>Ditrichia viscosa</i>), romero marino (<i>Inula crithmoides</i>), fenales (<i>Elymus hispidus</i> y <i>E. athericus</i>), plantago marino (<i>Plantago crassifolia</i>) y diversas centauros (<i>Centaureum quadrifolium</i> ssp. <i>quadrifolium</i> , <i>C. quadrifolium</i> ssp. <i>barrelieri</i> , <i>C. pulchellum</i> y <i>C. tenuiflorum</i>). Por la influencia salina pueden aparecer saladillas (<i>Limonium bellidifolium</i> , <i>L. girardinum</i> , <i>L. angustibracteatum</i>), sosa (<i>Suaeda vera</i>), verdolaga marina (<i>Halimione portulacoides</i>), armuelle (<i>Atriplex halimus</i>), taray (<i>Tamarix canariensis</i>), o incluso sapina cirialera (<i>Sarcocornia fruticosa</i>). |

APÉNDICE I (continuación)

Breve descripción de las comunidades vegetales de las dunas de la Comunidad Valenciana.

| BANDA | FORMACIÓN | DESCRIPCIÓN |
|----------------------------|-------------------------------|--|
| MALLADAS (continuación) | MALLADA SALINA | Formación que se da en las malladas con mayores concentraciones salinas, con amplia potencialidad en la Comunidad Valenciana debido a la abundancia de saladares costeros. Sin embargo, la degradación actual las confina al entorno de áreas protegidas como Santa Pola o La Albufera. En ellas se instala un sapinar-juncal, no excesivamente denso y de 1 m de altura. La lámina de agua no es permanente y se aprecia claramente la costra de sal sobre el sustrato. La formación puede estar dominada por sapina glauca, cirialera o gruesa (<i>Arthrocnemum macrostachyum</i> , <i>Sarcocornia fruticosa</i> o <i>S. perennis</i> ssp. <i>alpinii</i>), junco espinoso (<i>Juncus acutus</i>) y ocasionalmente carrizo (<i>Phragmites australis</i>). |
| | MALLADA DULCE | Formación poco habitual, posible solo en el entorno de la Albufera de Valencia, dentro de la Comunidad Valenciana. Es una formación herbácea, densa, de hasta dos metros de altura. Crece sobre una lámina de agua casi permanente, dominada por enea (<i>Typha domingensis</i> x <i>angustifolia</i>), que se sitúa directamente sobre el agua. Hacia el exterior abunda el carrizo (<i>Phragmites australis</i>), el junco espinoso (<i>Juncus acutus</i>) y el junco churrero (<i>Scirpoides holoschoenus</i>). En la orla exterior, más seca, crecen la olivarda (<i>Dittrichia viscosa</i>) y el fenal (<i>Elymus hispidus</i>). |
| | CAÑAVERAL, CARRIZAL, JUNCAL | Formaciones habituales en las zonas de mallada más degradadas de la provincia de Valencia, y en alguna castellanense. Probablemente se trata de etapas degradativas avanzadas de los juncales negros. Comunidades dominadas por caña (<i>Arundo donax</i>) y/o carrizo (<i>Phragmites australis</i>), en los que suele abundar algún junco, negral, espinoso o churrero (<i>Schoenus nigricans</i> , <i>Juncus acutus</i> y <i>Scirpoides holoschoenus</i>). También es habitual el taray (<i>Tamarix canariensis</i>), <i>Carex extensa</i> y <i>Scabiosa atropurpurea</i> , esta última, apenas presente en el resto de las malladas. |
| DUNAS FIJAS | PINAR ALICANTINO | Comunidad proveniente de la repoblación de pino piñonero (<i>Pinus pinea</i>) y pino carrasco (<i>P. halepensis</i>) en Alicante. Son pinares poco densos y más pobres que los valencianos. Bajo los pinos crecen matas de siempreviva (<i>Helichrysum stoechas</i>), bufalaga (<i>Thymelaea hirsuta</i>), espárragos (<i>Asparagus acutifolius</i> y <i>A. horridus</i>), entre fenal (<i>Brachypodium retusum</i>) y otras gramíneas. |
| | PINAR VALENCIANO | Formación que se encuentran en la Dehesa del Saler (PN de la Albufera, Valencia). Estos pinares valencianos sobre dunas fijas son más ricos y densos que los alicantinos. El estrato herbáceo está menos desarrollado y la presencia de grandes arbustos y lianas les confiere una fisonomía exuberante. Bajo los pinos carrascos repoblados, se desarrolla un matorral elevado de lentisco (<i>Pistacia lentiscus</i>), olivilla (<i>Phillyrea angustifolia</i>), coscoja (<i>Quercus coccifera</i>), aladierno (<i>Rhamnus alaternus</i>), absintios (<i>Artemisia caerulescens</i> o <i>A. campestris</i>), jara estepa (<i>Cistus salviifolius</i>), jaguarzo (<i>Helianthemum syriacum</i>) y palmito (<i>Chamaerops humilis</i>), con una gran densidad de lianas, principalmente zarzaparrilla (<i>Smilax aspera</i>) y rubia (<i>Rubia peregrina</i>). |
| DUNAS FÓSILES | TOMILLAR | Comunidad que ocupa los crestones petrificados que forman bandas perpendiculares a la línea de costa en las dunas fósiles de Alicante, generalmente intercalados entre dunas semifijas. Son tomillares de <i>Teucrium capitatum</i> , muy abiertos y ralos, con bufalaga (<i>Thymelaea hirsuta</i>), saladilla (<i>Limonium echiodides</i>), rubia marina (<i>Crucianella maritima</i>), olivarda (<i>Dittrichia viscosa</i>) y algunas plantas de dunas, muy poco abundantes. |
| | JAGUARZAL | Formación de las dunas fósiles alicantinas en zonas de transición entre las dunas semifijas y fijas. La colonización es mayor que los tomillares anteriores y presentan rodales de pinos, por lo que tal vez podría tratarse de un pinar degradado. La vegetación es una maquia litoral abierta, de aproximadamente medio metro de altura. Está dominada por jaguarzo (<i>Helianthemum syriacum</i>) y abundante fenal (<i>Brachypodium retusum</i>), acompañado de rosál borde (<i>Fagonia cretica</i>), albaida fina (<i>Anthyllis terniflora</i>) y cuernecillo de mar (<i>Lotus creticus</i>), entre otras matas. |
| | MAQUIA DE LENTISCO Y ACEBUCHE | Comunidad sobre suelo petrificado en la desembocadura de barranco. Formación densa y de hasta 3 m de altura, dominada por lentisco (<i>Pistacia lentiscus</i>) y acebuche (<i>Olea europaea</i>). Abundan las matas de bufalaga (<i>Thymelaea hirsuta</i>) y siempreviva (<i>Helichrysum stoechas</i>). Las zonas más abiertas se convierten en herbazales de fenal (<i>Brachypodium retusum</i> e <i>Hyparrhenia hirta</i>). |

Caracterización mecánica de cintas de bambú para su uso en tableros

LENA MORA RODRÍGUEZ (*) y JORGE F. HERNÁNDEZ GONZÁLEZ (**)

RESUMEN En el presente trabajo se hace la caracterización mecánica de cintas de bambú de la especie *Bambusa Vulgaris*. Las cintas son obtenidas en un proceso tecnológico simple y su respuesta mecánica es evaluada, a partir de resultados experimentales, a través de parámetros resistentes convencionales como la resistencia de rotura, módulo de deformación, entre otros. Se realiza además un análisis específico de esta caracterización, considerando factores constituyentes particulares de la cinta y un análisis general a partir de un muestreo aleatorio de sus factores.

MECHANICAL CHARACTERIZATION OF BAMBOO FIBERS FOR USE IN BOARDS

ABSTRACT Presently work is about the mechanical characterization of *Bambusa Vulgaris* fibers. The fibers are obtained by a simple technological process and their mechanical properties are evaluated, starting from experimental results, through conventional resistant parameters, such as ultimate strength, module of deformation, and others. It's also carried out a specific analysis of this characterization, considering constituent factors particulate of fibers and a general analysis starting from a random sampling of its factors.

Palabras clave: Bambú, Cintas de bambú, Caracterización mecánica.

Keywords: Bamboo, Bamboo mats, Mechanical properties of bamboo mats.

1. INTRODUCCIÓN

Las primeras publicaciones científicas que tratan sobre el empleo estructural del bambú se realizan por Au *et al.* (1978) en Hong Kong y por Janssen (1981) en Holanda, confirmadas también por Chung y Yu (2002). Una gran cantidad de características mecánicas para diferentes especies de todo el mundo se reportan por Janssen (1991); ofreciendo entre otros, los parámetros mecánicos convencionales más comunes. Un tiempo después fue reportado en la literatura, Amada *et al.* (1997), la clasificación del bambú como material de construcción natural e inteligente, por su perfecta distribución de fibras y matrices, tanto en las secciones transversales como a lo largo de su longitud, que le ofrece gran resistencia a las cargas medioambientales.

Para el empleo de diferentes elementos productos del bambú, como esteras o tableros, con fines estructurales y no estructurales, la cinta de este material juega un importante papel, ella funciona como el principal componente estructural resistente y por lo tanto se demanda conocer las características mecánicas necesarias y su comportamiento, para validar su empleo.

Con ese objetivo en este trabajo se tratan los aspectos concernientes a la caracterización mecánica de la misma a partir

de la experimentación. La materia prima para el estudio es tomada y elaborada completamente para las condiciones tecnológicas normales del taller de bambú de la Empresa Forestal Integral de Manicaragua, Cuba, y en todos los casos la especie utilizada es la *Bambusa Vulgaris*.

2. OBTENCIÓN DE LA CINTA DE BAMBÚ

Para su obtención se utilizó una pequeña tecnología, que hace eficiente y muy productiva esta labor, tales como sierras eléctricas, máquina estrella de varias cuchillas, máquina cortadora de nudos (figura 1) hasta que finalmente se obtienen las cintas muy delgadas, de espesor mínimo 0,5 mm; las longitudes de estas cintas están en función del largo del tallo de bambú a procesar, y su ancho oscila entre 5 y 15 mm en correspondencia con la cuchilla empleada en el proceso tecnológico. Las dimensiones obtenidas en las condiciones del país coincidieron con las recomendadas por el Instituto Indio de Investigación y Desarrollo de la Industria de la Madera Contrachapada, IPIRTI por sus siglas en inglés, IS: 13958 (1994) y GB 13123-91(1992).

La densidad de la especie *Bambusa Vulgaris* fue establecida teniendo en cuenta las condiciones de humedad:

- Densidad en condiciones de humedad verde: 0,82 g/cm³.
- Densidad en condiciones de humedad seca al aire: 0,681 g/cm³.
- Densidad en condiciones de humedad seca al horno: 0,64 g/cm³.
- Peso específico básico: 0,583.

(*) Ingeniera Civil. Universidad Central de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento Ingeniería Civil.

(**) Dr. Ingeniero Civil. Universidad Central de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento Ingeniería Civil.



FIGURA 1. Tecnología de obtención de cintas de bambú.

3. FACTORES CONSTITUYENTES PARTICULARES QUE CARACTERIZAN EL TIPO DE CINTA

En el estudio se especifica de manera particular las diferencias en cuanto al comportamiento de las propiedades mecánicas de las cintas de bambú al ser tomadas de diferentes partes o zonas del culmo de bambú.

| | | |
|-------------------------------|--|---|
| Zona de obtención de la cinta | $\left\{ \begin{array}{l} \text{De la longitud del culmo} \\ \text{Del espesor del culmo} \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sin nudos} \\ \text{Con nudos} \end{array} \right.$ |
| | | $\left\{ \begin{array}{l} \text{Externa (con corteza)} \\ \text{Interna (sin corteza)} \end{array} \right.$ |

PARÁMETROS MECÁNICOS CONVENCIONALES

La definición de parámetros mecánicos en los materiales sigue normas y definiciones comunes con el fin que se puedan comparar sus resultados. Por lo que es lógica la aparición de parámetros convencionales para esta caracterización, entre los más usados están:

Resistencia de rotura a tracción: Se denomina al valor máximo de resistencia que ofrece un material al ser extendido.

Coefficiente de Poisson: es una magnitud adimensional y se determina como la relación entre las deformaciones unitarias transversales y las longitudinales.

Módulo de deformación: se determina como la relación entre límite de rotura y la deformación unitaria longitudinal, más exactamente, caracteriza el estado tenso deformacional que experimenta el material durante el proceso de carga y representa la relación proporcional entre la resistencia y la deformación unitaria del mismo.

Deformación unitaria: es la relación adimensional entre el desplazamiento de alargamiento o acortamiento de un cuerpo sometido a carga respecto a su geometría inicial.

4. ENSAYO DE TRACCIÓN A LA CINTA

Este ensayo se riga por la sugerencia de la Red Internacional de Bambú y el Ratán, **INBAR 1999**, y dado el espesor de las cintas, las probetas tienen las siguientes dimensiones (figura 2).

Se aplica fuerza de tracción a la cinta correctamente alineada según su eje longitudinal con el centro de las mordazas del equipo, evitando excentricidad y torsión. Con una velocidad de aplicación de la carga de 2 mm/minuto, se obtienen las lecturas y mediciones intermedias de carga y desplazamiento, en condiciones específicas, para la posterior determinación de otras propiedades, respaldado en la respuesta gráfica del ensayo, para estas mediciones se emplean los dispositivos calibrados y acoplados al equipo universal de ensayos MTS Synergy de sobremesa (figura 3).

5. RESULTADOS DEL ENSAYO PARA FACTORES PARTICULARES DE LA CINTA

A partir de considerar la recomendación de IS: 13958(1994) y GB 13123-91(1992), de excluir la presencia de corteza, o cáscara del culmo de la cinta a utilizar para la conformación de esteras o tableros, las probetas fueron tomadas del interior del culmo evaluando el factor particular de presencia o no de nudos en la cinta. Se considera en este estudio de caso la presencia del nudo en el centro de la longitud de la probeta.

El estudio de caracterización estadística de las variables de respuesta para el grupo de probetas se muestra a modo de resumen en la tabla 1.

Como se observa en la tabla 1 los mayores valores de resistencia de rotura y módulo de deformación se alcanzan en el caso de la cinta sin nudo, aspecto que coincide con lo reportado por Zen Li Zhou (1992), Ahmad (2000), Hidalgo (2003) y Osorio *et al.* (2005). La presencia de nudo en la sección, provoca una disminución de las propiedades mecánicas, siendo significativas las diferencias que existen entre las muestras

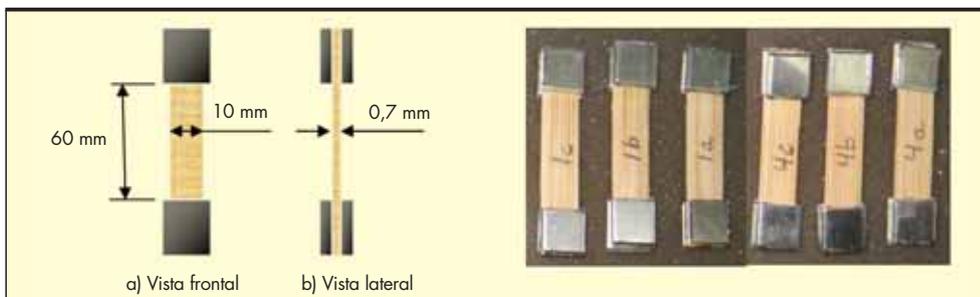


FIGURA 2. Dimensiones de las probetas para los ensayos de tracción.



FIGURA 3. Máquina universal de ensayos MTS Synergy de sobremesa.

| | Resistencia de rotura (MPa) | | Módulo de deformación (MPa) | | Coeficiente de Poisson | |
|--|-----------------------------|---------|-----------------------------|------------|------------------------|--------|
| | CSN | CCN | CSN | CCN | CSN | CCN |
| Estadísticos | CSN | CCN | CSN | CCN | CSN | CCN |
| Valor medio | 137,450* | 80,580* | 18804,900* | 12786,200* | 0,366* | 0,420* |
| Dispersión | 0,367 | 2,539 | 186,894 | 121,824 | 0,005 | 0,010 |
| Coefficiente de variación | 0,003 | 0,032 | 0,010 | 0,010 | 0,015 | 0,024 |
| Límite superior | 137,770 | 82,810 | 18968,720 | 12892,980 | 0,371 | 0,429 |
| Límite inferior | 137,120 | 78,360 | 18641,090 | 12679,420 | 0,361 | 0,411 |
| Muestras realizadas | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| CCN: Cinta con nudo, CSN: Cinta sin nudo, * = P<0,05 | | | | | | |

TABLA 1. Características mecánicas de las cintas de bambú de acuerdo a factores particulares.

estudiadas. La disminución de la resistencia en la probeta en los casos evaluados, se debe principalmente a la discontinuidad de las fibras en el nudo, convirtiéndose de esta manera el nudo, en un punto de baja resistencia, ocasionando el fallo súbito de la probeta y comportándose como un material frágil, mientras que en las probetas sin nudo se presenta un mejor aprovechamiento de la capacidad resistente del material.

Otra de las propiedades estudiadas para las cintas de bambú es el coeficiente de Poisson, en este caso se aprecia que las variaciones del coeficiente entre las muestras objeto de estudio no son significativas, variando en un intervalo general del ensayo de 0,36 a 0,43 lo cual coincide con lo reportado en la literatura especializada, Hidalgo (2003) y Osorio *et al.* (2005), que refiere variaciones de este coeficiente para diferentes tipos de madera en el orden de 0,41 a 0,58.

6. RESULTADOS GENERALES DEL ENSAYO DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA CINTA

Para el empleo de cintas de bambú con fines prácticos en la fabricación de tejidos, se realiza de manera adicional un experimento a partir de un muestreo general aleatorio de las cintas, para evaluar de manera única las características mecánicas del material y establecer un valor medio de los parámetros mecánicos que pudieran caracterizar o describir su respuesta ante cargas externas.

El estudio de caracterización estadística de las variables de respuesta para el grupo de probetas se muestra a modo de resumen en la tabla 2.

| Estadísticos | Resistencia de rotura (MPa) | Deformación unitaria | Módulo de deformación (MPa) |
|---------------------------|-----------------------------|----------------------|-----------------------------|
| Valor medio | 111,090* | 0,012* | 9623,970* |
| Dispersión | 9,590 | 0,001 | 1344,780 |
| Coefficiente de variación | 0,090 | 0,100 | 0,140 |
| Límite superior | 114,920 | 0,012 | 10161,980 |
| Límite inferior | 107,250 | 0,011 | 9085,950 |
| Nº de muestras realizadas | 24 | 24 | 24 |
| Nº de muestras necesarias | 14 | 18 | 21 |
| * = P<0,05 | | | |

TABLA 2. Características mecánicas de las cintas de bambú.

De este experimento se obtienen los valores medios para la resistencia a la rotura de las cintas, su deformación y el módulo de elasticidad del ensayo, estos resultados determinan los parámetros mecánicos a considerar de la cinta de bambú para determinar la respuesta definitiva en el estudio de su comportamiento esfuerzo deformacional.

7. RESPUESTA MECÁNICA DE LAS CINTAS DE BAMBÚ

Para describir la respuesta mecánica del material es utilizada la curva esfuerzo deformación para el mismo en tracción. Aunque el comportamiento de cada material es diferente, en esta curva se distinguen, en general, zonas y magnitudes límites que permiten entender, interpretar y describir las respuestas del material y comparar con compatibilidad el comportamiento entre distintos materiales.

La curva esfuerzo deformación del material depende a su vez de multitud de factores tales como la velocidad de la carga, la temperatura, equipamiento y dispositivos experi-

mentales empleados, entre otras, definidos para este estudio en las diferentes normativas consultadas, lo que permite conseguir que los resultados sean representativos de la estructura interna característica del material ensayado.

A partir de los resultados obtenidos de la experimentación y del análisis de estos resultados, teniendo en cuenta además, la incidencia en esta interpretación de la estadística descriptiva utilizada, se puede llegar a plantear la respuesta real esfuerzo deformación representativa para la cinta (figura 4). De igual forma, esto permite establecer mediante procesos de tendencias, las funciones de mejor ajuste a las respuestas del material, para describir de una manera lo más cercana posible a la realidad, el pronóstico de respuesta a través de la relación que existe y se establece entre el esfuerzo y la deformación en la respuesta del material.

CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN EXPERIMENTAL REAL (FIGURA 4)

Esta curva es establecida, conociendo los resultados del procesamiento estadístico, a partir de los valores reales de las variables respuestas del experimento. Es ilustrada la respuesta real experimental particular, esfuerzo deformación, que menor diferencia tiene respecto al valor medio de los parámetros considerados y de sus estadígrafos descriptivos mostrados.

FUNCIÓN DE AJUSTE DE LA CURVA TOTAL

Para la definición de esta curva modelada con una función teórica que describa el comportamiento del material, se analiza la respuesta real del mismo y se realiza la regresión múltiple que permite establecer una relación estadísticamente significativa entre esfuerzo y deformación con un buen nivel de confianza (figura 5), de modo que el modelo explique en un porcentaje elevado la variabilidad del esfuerzo, evaluado a través del coeficiente de regresión.

FUNCIÓN DE AJUSTE DE LA CURVA EN LA ETAPA DE RESPUESTA ELÁSTICA LINEAL DEL MATERIAL (FIGURA 5)

Para la definición del tramo de esta curva con respuesta elástica lineal se analizan etapas de la respuesta real del material para diferentes porcentajes de la magnitud del valor máximo de esfuerzo, para cada una de ellas se realiza una regresión lineal (figura 5), obteniéndose una que permite es-



FIGURA 4. Curva experimental real de las cintas de bambú.

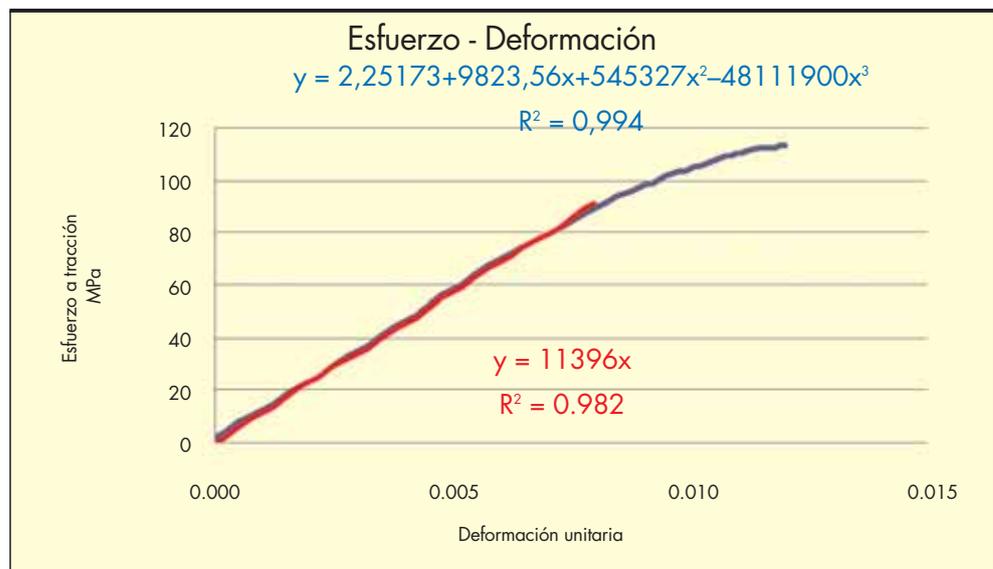


FIGURA 5. Curva modelo lineal y ajuste total de las cintas de bambú.

tablecer que existe una relación estadísticamente significativa entre esfuerzo y deformación con el mejor nivel de confianza en el modelo.

8. CONCLUSIONES DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA CINTA DE BAMBÚ

Evaluando las condiciones en las que se obtienen los resultados del trabajo y teniendo en cuenta la formulación y relación establecida entre el esfuerzo y la deformación se puede definir, de forma general, su respuesta en comportamiento frágil, debido a la rotura espontánea sin advenimiento de deformaciones de pre aviso, respuesta carente de formación y desarrollo de mecanismos plásticos y el aspecto de la grieta en el fallo de forma plana y motivada fundamentalmente por tensiones axiales en la dirección de la acción que permite corroborar esta conclusión.

En la cinta de bambú se puede establecer una primera etapa de respuesta elástica y lineal caracterizada por un límite de proporcionalidad de 91,168 MPa, este tramo de la curva representa la mayor parte del comportamiento del material (80,6%) y define la relación lineal esfuerzo deformación descrita de manera ajustada en la ecuación de regresión que representa su relación proporcional, a partir de ella se define el módulo de deformación de la cinta de bambú de 11396 MPa y una deformación para el límite de proporcionalidad de 0,008 mm/mm.

El tramo siguiente a esfuerzos, entre el límite de proporcionalidad y límite o resistencia máxima, de rotura o última de la cinta de bambú, representa la menor porción evaluada para la respuesta de su comportamiento mecánico (19,4%), el mismo experimenta en la realidad una pequeña etapa de comportamiento elástico no lineal, que define el límite elástico, caracterizada por una descarga elástica con recuperación del material sin deformaciones permanentes, inelásticas o plásticas y que en la práctica para el comportamiento frágil se hace coincidir con el comportamiento definido por el límite de proporcionalidad indicado, por lo que toda la respuesta elástica, definida entonces por este límite elástico queda comprendida dentro de la etapa de proporcionalidad ya establecida.

La respuesta del material en este tramo quedará hasta su valor límite de rotura caracterizada por la aparición de pequeñas deformaciones de tipo permanente, sin llegar a la aparición de mecanismos plásticos de deformación, hasta la rotura brusca o frágil; la relación esfuerzo deformación en esta etapa es descrita por la ecuación ajustada:

$$\sigma = 2,25173 + 9623,56 \epsilon + 545327,0 \epsilon^2 - 4,81119E7 \epsilon^3$$

en la que se establece como valor máximo de rotura 113,124 MPa y el valor de deformación máxima de la cinta de bambú de 0,012 mm/mm.

Todo lo anterior, permite conocer la respuesta o comportamiento necesario de la cinta de bambú de la especie *Bambusa Vulgaris* a ser usada como elemento constituyente de productos del bambú, como esteras o tableros, con fines estructurales y no estructurales.

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores de la presente investigación quieren agradecer el apoyo brindado por los especialistas de la Escuela Politécnica Superior de Ingeniería de Gijón, Universidad de Oviedo y a

los técnicos de los laboratorios de materiales del mismo centro. Agradecen además el financiamiento realizado por la Cooperación Suiza para el Desarrollo, COSUDE, para realizar toda la experimentación necesaria para la caracterización del material en estudio y a todo el equipo de trabajo de nuestro centro.

10. BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmad A. 2000. Analysis of Calcutta bamboo for structural composite materials. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg. Consultado Abril de 2009. Disponible en <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-08212000-10440027/unrestricted>.
- Amada S, Munekata T, Nagase Y, Ichikawa Y, Kirigai A, Yang Z. 1997. The mechanical structures of bamboos in viewpoint of functionally gradient and composite materials. *Journal of Composite Materials* 30(7):800–19.
- Au F, Ginsburg KM, Poon YM, Shin FG. 1978. Report on study of bamboo as a construction material. The Hong Kong Polytechnic, 1978.
- Hidalgo O. 2003. Bamboo. The gift of the gods. Bogotá, Colombia. 553 p.
- INBAR (International Network for Bamboo and Rattan). 1999. Bamboo Panel Boards: a State of the Art Review. New Delhi, India. 119 p. (Technical Report, n° 12)
- IPIRTI (Indian Plywood Industries Research & Training Institute). Consultado Abril de 2009. Disponible en <http://www.bamboocomposites.com>.
- Janssen J, 1981. Bamboo in building structures. Tesis doctoral, Eindhoven University of Technology, Holland.
- Janssen J, 1991. Mechanical properties of bamboo. Amsterdam: Kluwer Academic.
- K.F. Chung, W.K. Yu, 2002. Mechanical properties of structural bamboo for bamboo scaffoldings, *Eng. Struct.* 24 (2002) p 429-442.
- Osorio JA, Vélez JM, Ciro HJ. 2007. Estructura Interna de la Guadua y su Incidencia en las Propiedades Mecánicas. Universidad Nacional de Colombia, Medellín. Consultado Abril 2009. Disponible en <http://redalyc.uaemex.mx/src/inicio/ArtPdfRed.jsp?iCve=49615323&iCveNum=9563>
- Poblete H, Cuevas H. 2007. Efecto del Tamaño de Probeta sobre el Cizalle y la Adhesión en Uniones con Acetato de Polivinilo. Maderas. Ciencia y tecnología, septiembre, año/vol. 9, número 003 Universidad del Bío-Bío Concepción, Chile. Consultado Abril 2009. Disponible en http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-221X2007000300009&script=sci_arttext
- Valero S, Reyes E, Contreras W. 2005. Estudio de las Propiedades Físicas y Mecánicas del Bambú (*Bambusa Vulgaris*), de Tres Años de Edad y Proveniente de las Plantaciones Ubicadas en la Ribera de la Margen Derecha del Río Chama, Municipio Francisco Javier Pulgar, Estado Zulia, Venezuela. Informe técnico N° 37. Consultado Marzo 2009. Disponible en <http://www.saber.ula.ve/bitstream/123456789/24096/2/articulo5.pdf>

DIRECCIÓN GENERALDirector General: **Mariano Navas Gutiérrez**Calle de Alfonso XII, 3
28014 MADRID

- Telf.: 913 357 500
- Télex: 45022 CEDEX E
- Fax: 915 280 354

GABINETE TÉCNICODirectora: **Miguel González Portal****SUBDIRECCIÓN GENERAL DE PROGRAMACIÓN
TÉCNICA Y CIENTÍFICA**Subdirector General: **Manuel Echeverría Martínez****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

El Comité de Redacción de **Ingeniería Civil** está abordando una serie de iniciativas encaminadas a fomentar su difusión entre los especialistas en las materias sobre las que versa. Con ese objeto, para promover el conocimiento de sus contenidos, se le remite el presente ejemplar.

Para que pueda suscribirse a ella y recibirla con regularidad, se acompaña el boletín de suscripción adjunto, que deberá remitir cumplimentado a la dirección abajo indicada.

El Comité de Redacción



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.

ferrovial
agroman