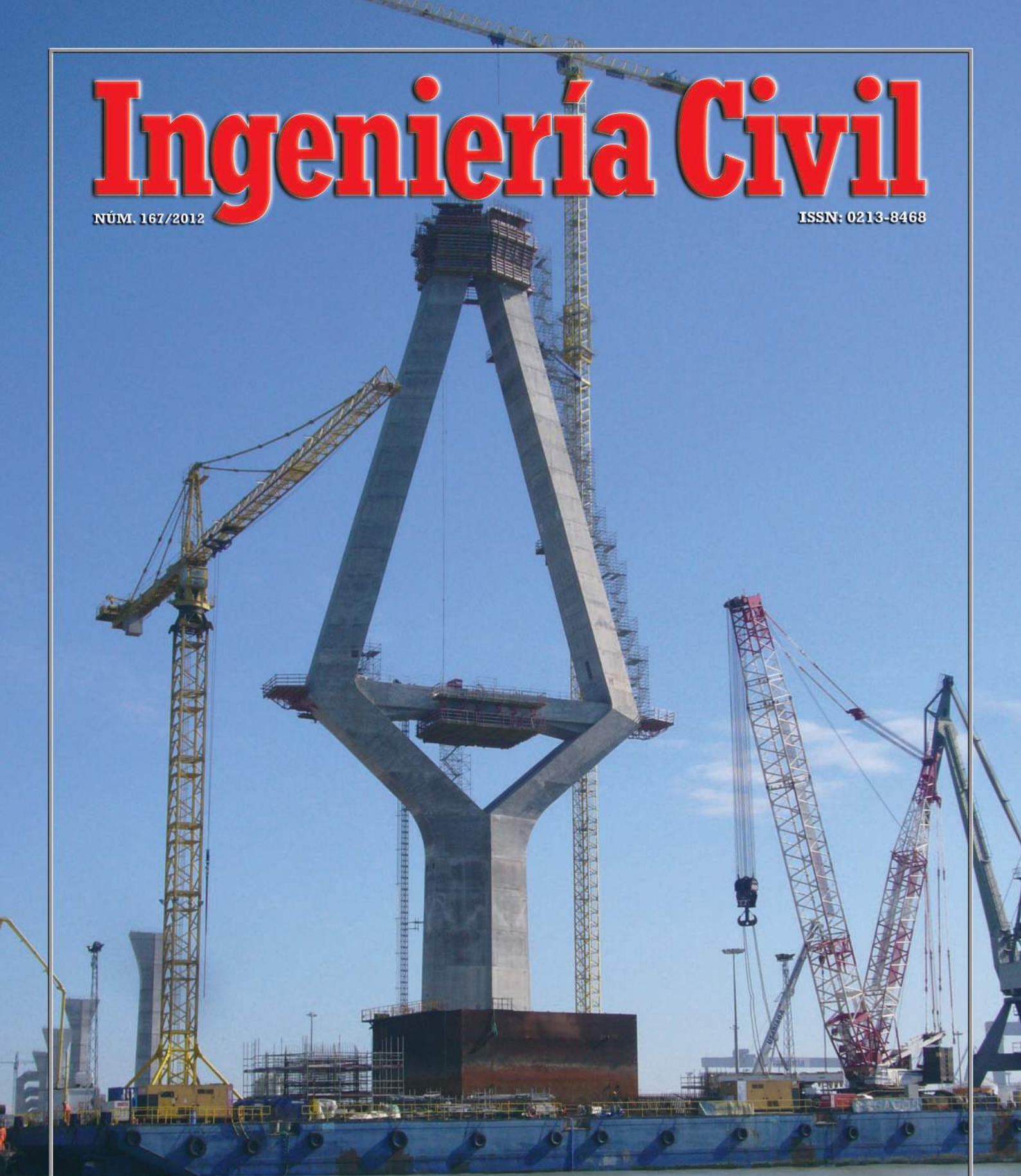
Ingeniería Civil

NÚM. 167/2012

ISSN: 0213-8468



GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE FOMENTO

MINISTERIO DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

ACL ESTRUCTURAS

INGENIERÍA Y DISEÑO ESTRUCTURAL AVANZADO PARA OBRA CIVIL Y EDIFICACIÓN

ACL

DISEÑO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

C/ BARROCAL, 5. C.P. 11005 CÁDIZ. Tlf: 956222763
acl@acl-estructuras.com http://www.acl-estructuras.com

Ingeniería Civil

NUM. 167 - JUL.AGO.SEP. - 2012

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Publicación incluida en el programa Editorial para 2012

MINISTERIO DE FOMENTO

SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA

CENTRO DE PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Vocales

Enrique Dapena García
Víctor Elviro García
Antonio Lechuga Alvaro
Pablo Mira McWilliams
Mª Angeles de Pablo Sanmartín
Francisco Javier Sainz de Cueto Torres
Francisco Sinis Fernández
Jaime Tamarit Rodríguez

Secretaría

Alejandro D. Martos Rodríguez
Olga Sánchez de la Torre

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

Orense, 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.: 163-12-002-5
Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD

NUESTRA PORTADA: Proceso constructivo de una de las torres del nuevo puente sobre la Bahía de Cádiz.

SUMARIO

EL NUEVO PUENTE SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ.
Javier Manterola Armisen y Antonio Martínez Cutillas 4

ALTA VELOCIDAD FERROVIARIA EN CALIFORNIA (USA).
Manuel Díaz del Rio Jáudenes, Luis Fort López-Tello
y Carmen Fort Santa-María 17

OPTIMIZACIÓN DE LA EXPLOTACIÓN DE LA RED TRONCAL.
DE ALTA VELOCIDAD.
Alberto García Álvarez 43

MEJORA DE LA COMPETITIVIDAD DEL SISTEMA PORTUARIO ESPAÑOL MEDIANTE LA OPTIMIZACIÓN DEL SERVICIO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS.
José Luis Almazán Gárate y María del Pilar Parra Serrano 49

CONCLUSIONES DEL PROYECTO DIRECT-MAT: TÉCNICAS DE DEMOLICIÓN Y RECICLADO DE MATERIALES PARA LA CARRETERA.
Ana Isabel González Abadías, Eva Ruiz-Ayúcar Berlinches
y Francisco Sinis Fernández 63

MODELO HIDROLÓGICO Y DE ROTURA DE PRESA DEL SISTEMA HIDRÁULICO DE MORENILLO (LAS TABLAS DE DAIMIEL). APLICACIÓN MEDIANTE ESQUEMAS DE VOLÚMENES FINITOS.
Juan José Rebollo Cillán, David López Gómez, Miguel de Blas Moncalvillo,
Ángel Yustres Real, Vicente Navarro Gámir y Rubén Díaz Martínez 79

LA CLAUSURA SECA DE LA PRESA DE RESIDUOS MINEROS DE ALMAGRERA.
José Luis de Justo Alpañés, Percy Durand Neyra, Francisco Abel Jiménez
y Manuel Vázquez Boza 93

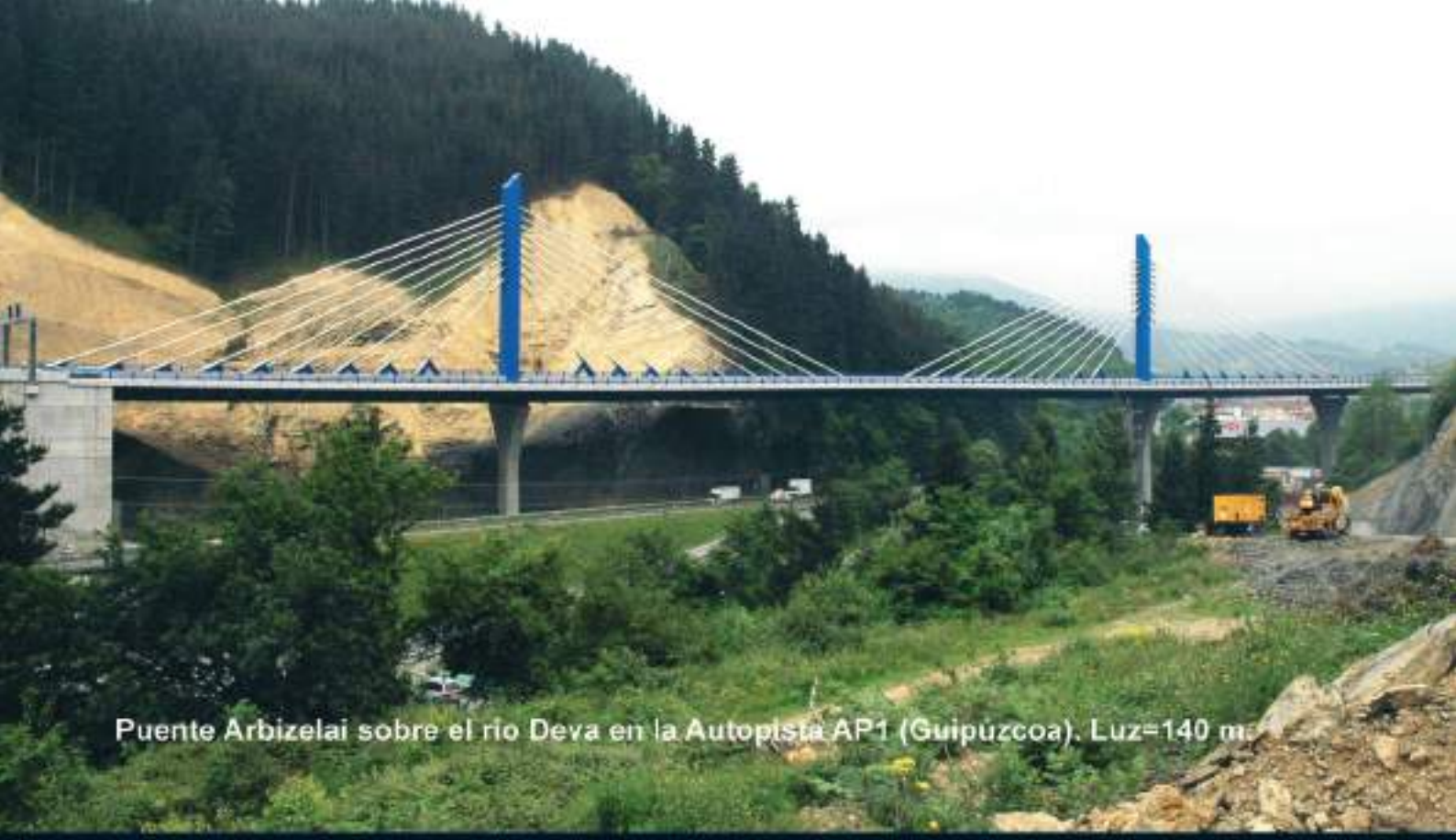
APLICACIÓN DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE GRAN PERALTO DE HORMIGÓN ARMADO.
Gilberto Rodríguez Plasencia, Jorge Douglas Bonilla Rocha
y Juan José Hernández Santana 101

ZONIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS DEL PUERTO DE VERACRUZ.
Óscar Lenz y Octavio A. Ochoa Sánchez 117

MÉTODO PROBABILISTA DE DISEÑO GEOTÉCNICO.
APLICACIÓN EN SUELOS COHESIVOS.
Armando Jesús Martínez Rodríguez y Gilberto Quevedo Sotolongo 131

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

Papel reciclado postconsumo 100%



Puente Arbizelai sobre el rio Deva en la Autopista AP1 (Guipúzcoa). Luz=140 m.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

ORENSE 10
28020 MADRID
Tlf. 91 5616849
Fax. 91 5630101
cfcsl@cfcsl.com
www.cfcsl.com

Puente Principe de Viana sobre el rio Segre (Lleida). Luz= 86 m.

ALE

SMARTER, SAFER, STRONGER

TEL: +34 91 8845403
FAX:+34 91 8845840
INFO@ALE-HEAVYLIFT.COM

MÁS DE 25 AÑOS APORTANDO SOLUCIONES INNOVADORAS

WWW.ALE-HEAVYLIFT.COM

El nuevo

FIGURA 1. Visión general del estado de las obras.

puente sobre la Bahía de Cádiz

JAVIER MANTEROLA ARMISEN (*) y ANTONIO MARTÍNEZ CUTILLAS (**)

RESUMEN El Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz tiene una longitud total de 3.082 m y cruza la bahía desde la ciudad de Cádiz hasta Puertorreal. El puente principal es un puente atirantado con una luz principal de 540 m, vanos de compensación de 200 m y un gálibo de navegación de 70 m.
El puente se encuentra actualmente en construcción. Se están empleando diferentes procedimientos de construcción totalmente adaptados a las distintas tipologías empleadas y a su ubicación en mar o tierra. El puente atirantado principal se construye por voladizos sucesivos con dovelas de 20.0 m de longitud. El viaducto de acceso situado sobre el mar se construye por medio de empuje desde el estribo del lado Cádiz. El viaducto de acceso situado sobre tierra en el lado Puertorreal se construye vano a vano por medio de una cimbra aporticada. El tablero simplemente apoyado de 150.0 m se izará desde ambas pilas con la ayuda de una barcaza.

THE NEW BRIDGE OVER THE CADIZ BAY

ABSTRACT *The new bridge over The Cadiz bay has a total length of 3.082 m and crosses from the city of Cadiz to Puertorreal. The main bridge is a cable stayed deck with 540 m of main span and 200 m of approach span. The vertical clearance for navigational purposes is 70 m.*
The bridge is under construction. Different construction techniques are being employed. They have been adapted to the different bridge typologies, and locations over the sea or over the land. The cable stayed main bridge is being built by free cantilever system with segments 20 m long. The approach viaduct over the see is being built by segments incrementally launched from Cadiz side. The approach viaduct on Puertorreal side is being built by span by span construction with a centering. The simply supported 150 m main span will be lifted from both piers with a barge.

Palabras clave: Puente atirantado, Puente mixto hormigón-acero, Puente de hormigón pretensado, Puente de acero, Construcción por voladizos sucesivos, Construcción por izado, Construcción por empuje, Construcción sobre cimbra.

Keywords: Cable stayed bridge, Composite concrete-steel bridge, Prestressed concrete bridge, Steel bridge, Free cantilever construction, Lifting construction scaffolding construction.

1. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO

El nuevo acceso a Cádiz por la autovía CA-35 es una actuación del Ministerio de Fomento destinada a descargar la circulación que soportan las dos entradas actuales a la ciudad, el puente José León de Carranza (N-443) y el corredor desde San Fernando (CA-33), con la previsión de absorber un tráfico de 15.000-17.000 vehículos diarios, lo que evitará las actuales retenciones y ahorrará un tiempo considerable a los automovilistas.

Como parte de este nuevo acceso se han ejecutado previamente dos actuaciones, el nuevo carril reversible en el puente José León de Carranza y la duplicación de la N-443, estando actualmente en ejecución la tercera y última actuación con la que finalizará el nuevo esquema viario de acceso a Cádiz.

Esta tercera actuación, cuya inversión asciende a 316 M , se desarrolla a lo largo de 5 kilómetros entre el enlace de Cádiz, en la barriada de la Paz, y el enlace del Río San Pedro, en el término de Puerto Real, salvando entre medias las aguas de la bahía gaditana mediante un puente. Se trata de una gran infraestructura, una de las mayores obras de ingeniería que actualmente se construyen en España, que cambiará la imagen de la bahía gaditana y los hábitos de los conductores. Se compone de cinco partes:

- **Enlace de Cádiz.** La única actuación del lado Cádiz, aún no iniciada, supondrá la remodelación de una intersección existente entre las avenidas de la Bahía y de las Cortes de Cádiz y las calles América y Huelva. Consistirá en una glorieta partida semaforizada, que prevé el cruce preferente desde el nuevo puente hacia la avenida de las Cortes de Cádiz, y que distribuirá el tráfico hacia el resto mediante regulacióndе semáforos.

(*) Presidente de Carlos Fernández Casado, S.L. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: jmanterola@cfcsl.com

(**) Ingeniero de Proyectos de Carlos Fernández Casado, S.L. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: amartinez@cfcsl.com

FIGURA 2. Infografía del futuro puente sobre la bahía de Cádiz, que configurará el tercer acceso viario de la ciudad.

FIGURA 3. Ejecución de la pila 10, que sustentará el tramo desmontable.

- **Puente sobre la bahía.** Estructura singular de más de 3 kilómetros de longitud que enlazará Cádiz con Puerto Real sobre las aguas mediante cuatro tramos con características diferentes de pilas, tablero y ancho de plataforma, variable según el tramo entre 29 y 34,5 metros.
- **Enlace de la Cabezuela.** Situado al final del puente, ya en el lado Puerto Real, consistirá en una rotonda a nivel inferior que permitirá los movimientos de salida y entrada a la zona industrial y residencial de los polígonos de La Cabezuela y Río San Pedro.
- **Viaducto del Río San Pedro.** Estructura de unos 800 metros de longitud sustentada sobre 17 pilas dispuestas entre dos estribos. El tablero, de 22,8 metros de ancho, alojará dos carriles por sentido de circulación.
- **Enlace de Río San Pedro.** Parte final del tramo, su misión es repartir el tráfico procedente de la autovía CA-35, permitiendo el acceso al puente José León de Carranza o al nuevo puente, así como todos los movimientos de salida y entrada a la zona residencial e industrial de Río San Pedro y La Cabezuela y a la localidad de Puerto Real y el parque de Trocadero. Incluye dos estructuras de paso superior.

A continuación se describen las actuaciones llevadas a cabo hasta la fecha en las principales partes de la obra:

2. PUENTE SOBRE LA BAHÍA

El puente, propiamente dicho, se puede dividir en cuatro tramos distintos dependiendo de sus diferentes características funcionales.

- Tramo Viaducto de acceso lado Cádiz, corresponde al acceso al tramo principal, desde al lado Cádiz, longitud 570.0 m.
- Tramo Desmontable Longitud 150 m.
- Tramo Puente principal, es el puente atirantado situado sobre el Canal de Navegación y sus compensaciones atirantadas. Longitud 1.180 m.
- Tramo Viaducto de acceso lado Puertorreal, corresponde al acceso al tramo principal desde Puerto Real, longitud 1.182 m.

La longitud total del puente es de 3.082 m. Es con mucha diferencia el mayor puente de España y uno de los mayores puentes del mundo.

El tramo principal corresponde al puente situado sobre el canal de navegación y constituye la razón de ser última del puente. Proporcionar un nuevo acceso a Cádiz, saltando sobre el canal de navegación, principal entrada al puerto, sin que se produzcan interrupciones del tráfico rodado, como pasa en el puente de Carranza que tiene que abrirse y cerrarse sucesivamente para permitir el tráfico de barcos, con la interrupción consiguiente del tráfico rodado.

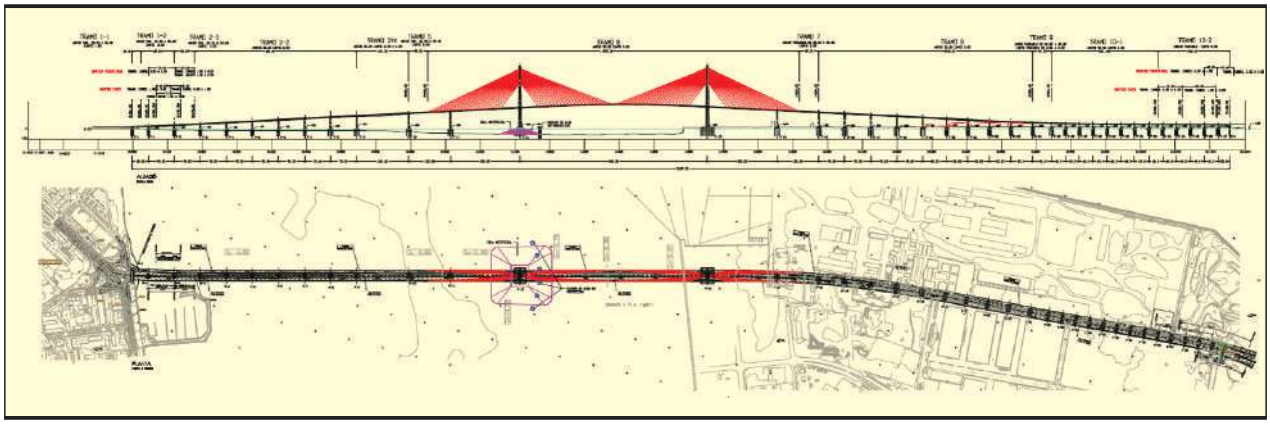


FIGURA 4. Plano general del puente.

FIGURA 5. Proceso de construcción por empuje del viaducto de acceso del lado de Cádiz.

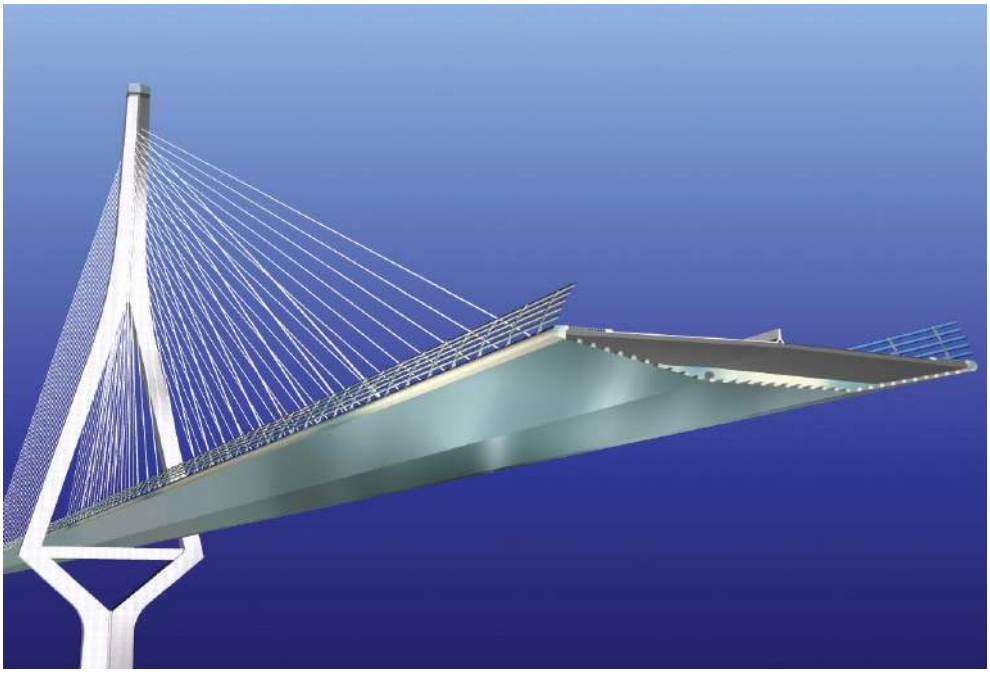


FIGURA 6. Infografía del alzado de la torre con el dintel.

En este caso la interrupción sería mucho mayor dado que el tráfico de navíos es infinitamente mayor.

Razón ésta por la que el puente sobre la Bahía de Cádiz, con sus 69 m de galibo libre es uno de los más altos del mundo, probablemente el más alto del mundo. Mayor que todos los de Nueva York y San Francisco. Mayor que todos los europeos, los existentes en Portugal, Francia, Inglaterra y las grandes conexiones entre Suecia y Dinamarca, puente de Oresum y los que unen las islas de Dinamarca entre si, Gran Belt y pequeño Belt.

Esta misma razón y las condiciones de maniobrabilidad de los barcos a la entrada al puerto, es lo que ha determinado que la autoridad portuaria pida que se utilice una luz libre de obstáculos de 540 m. Petición que ha sido cumplida.

FIGURA 7. Detalle de avance por empuje del tablero del tramo de acceso a Cádiz.

FIGURA 8. Proceso constructivo de una de las torres. Infografía de la torre.

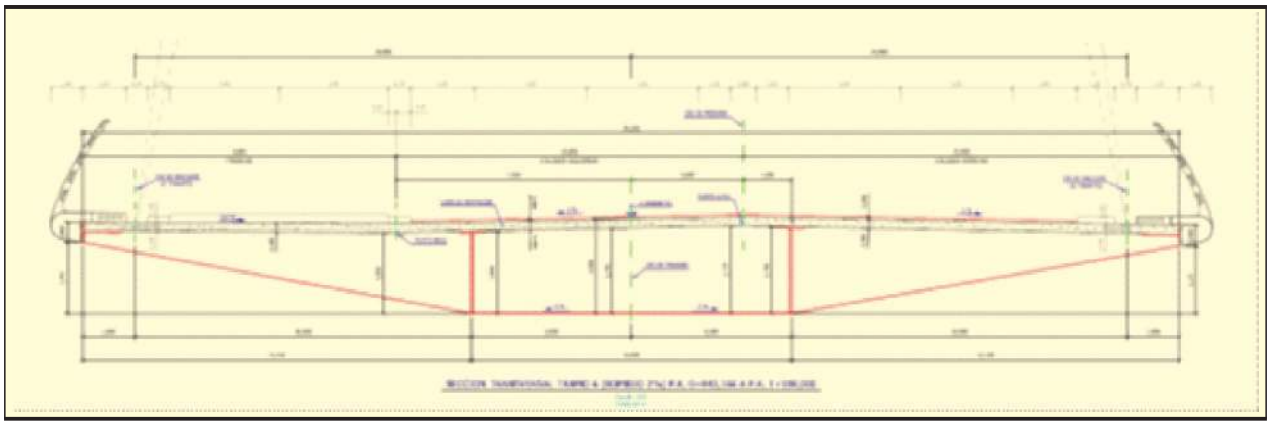


FIGURA 9. Sección transversal tipo del tablero.

La solución que la tecnología actual recomienda para un caso como este, es la utilización de un puente atirantado, que desde torres de 180 m de altura cuelgue por medio de 176 tirantes, los 540 m. del vano principal y los 320 m de cada uno de los dos vanos de compensación.

El dintel tiene 34,3 m. de anchura, correspondiente a cuatro carriles de circulación, dos en cada dirección de 3,5 m. de anchura, dos vías de tranvía y a los arcenes, defensas, alojamiento de los tirantes y pantallas para proteger el tráfico del viento, necesarios para la perfecta funcionalidad del puente.

La estructura de este dintel, debe ser ligera, aerodinámica y esbelta, por tanto de estructura mixta, acero y hormigón de 3,00 m de canto y bordes perfectamente perfilados.

Su construcción se realizará por avance en voladizo, el dintel se divide en dovelas de 20,00 m. de longitud, que se montarán, en el Muelle de la Cabezuela y se llevarán por flotación hasta el puente, donde serán izadas por medio de carros-grúa móviles situados en la punta delantera de los voladizos.

Una vez izadas se procederá a su soldadura con el tramo ya construido y al atirantamiento desde la torre. Inmediatamente se procederá al armado y el hormigonado de la losa superior y retesado de los tirantes.

2.1. TRAMO DE ACCESO A CÁDIZ

Se trata de una estructura con tablero mixto hormigón-acero, de 581,3 metros de longitud repartidos en ocho vanos, con una pendiente del 5%, que arranca en un estribo cerrado al inicio del tramo, en el lado Cádiz, y se apoya en nueve pilas ubicadas dentro de la bahía (dos de ellas, la 1 y la 2, ejecutadas en una península artificial, las demás en el agua). La sección transversal tiene 3 metros de canto y ancho variable en los dos primeros vanos de 36,7 a 33,2 metros, siendo en el

FIGURA 10. Avance por empuje de la primera dovela del tramo de acceso a Cádiz, lanzado el pasado 12 de septiembre.

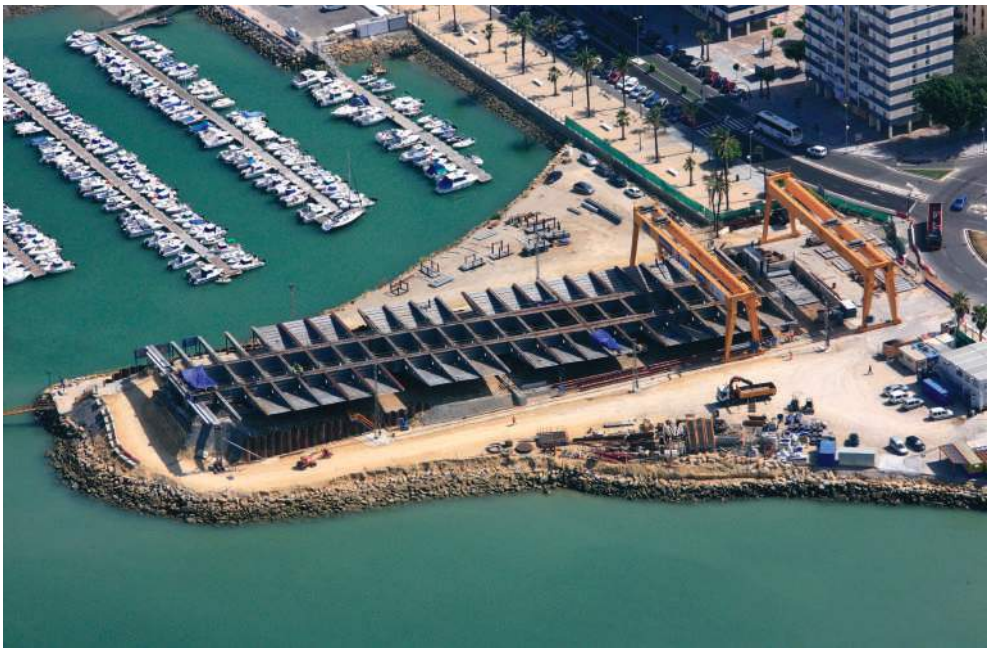


FIGURA 11. Vista de la península artificial del lado de Cádiz donde se montan las piezas del tablero del tramo de acceso.

resto constante de 33,2 metros. La estructura metálica del tablero, fabricada en un taller de Asturias, se ha transportado por piezas a una península artificial en la orilla de Cádiz donde se encuentra el parque de empuje. Aquí las dovelas se van montando y soldando.

La colocación del tablero sobre las pilas se lleva a cabo mediante el sistema de lanzamiento o empuje –salvo el primer vano, izado con grúa–, consistente en construir la estructura en tierra y lanzarla en fases consecutivas desde uno de los extremos, junto al estribo 1 del viaducto. De esta forma, una vez avanzado el prrimer vano sobre el mar y liberado el espacio que ocupaba, se soldarán en la península artificial las siguientes dovelas del nuevo vano, que es empujado nuevamente, y así de manera sucesiva la estructura avanzará en una longitud de 525 metros, hasta alcanzar el tramo contiguo desmontable.

El peso total a empujar es de unas 11.300 toneladas, divididas en 9.100 toneladas de estructura metálica y el resto de losa de hormigón. El proceso de empuje es realizado por medio de gatos hidráulicos capaces de soportar una fuerza máxima de empuje de 1.100 toneladas y con ayuda de balancines con almohadillas de neopreno-teflón situados en las pilas sobre las que se deslizará el tablero, contando como medios auxiliares con cables de pretensado para realizar el tiro, un sistema de atirantamiento provisional para garantizar la seguridad de las operaciones y un sistema de freno.

Durante el proceso de lanzamiento se realiza un control topográfico de precisión por medio de antenas GPS dispuestas a lo largo del tablero, conectadas con un sistema informático que realiza lecturas cada segundo y que compara los resultados obtenidos con los datos de los cálculos teóricos, reportando incidencias en caso de que existan desviaciones. También se controlan las deformaciones en las cabezas de las pilas sobre las que el tablero se apoya para detectar si la fuerza de lanzamiento se distribuye equitativamente entre todas ellas.

FIGURA 12. Tramo desmontable del puente, fabricado en Puerto Real.

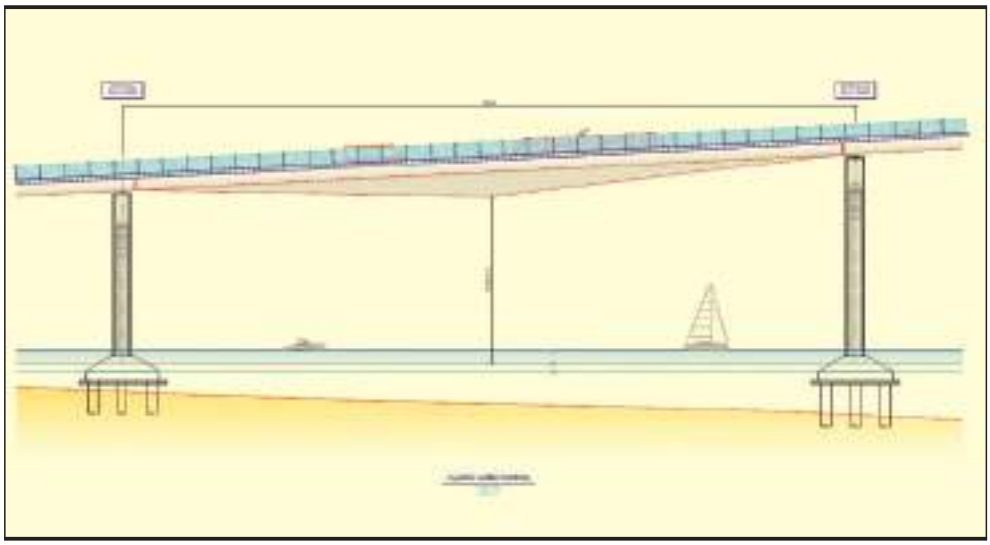


FIGURA 13. Tramo desmontable. Alzado.

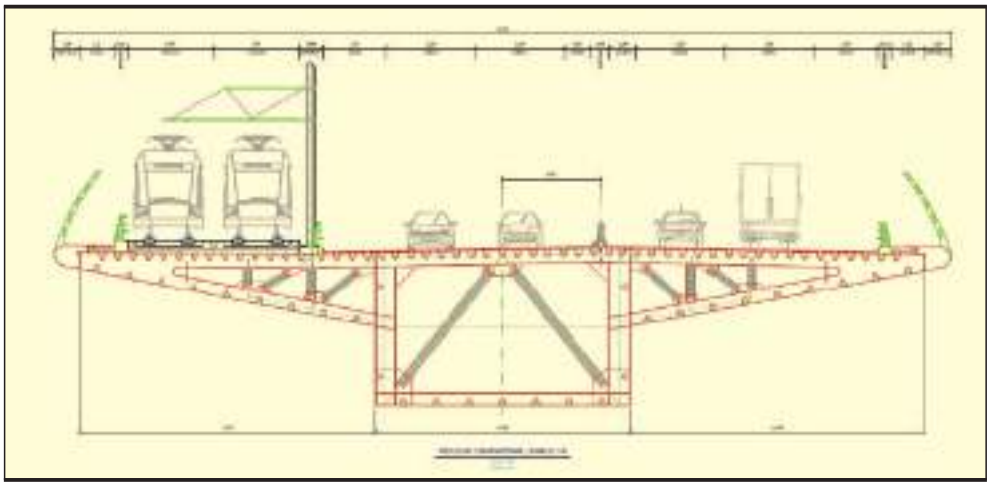


FIGURA 14. Tramo desmontable. Sección.

2.2. TRAMO DESMONTABLE

Puente desmontable. La presencia de este puente responde a una petición de Navantia para permitir el paso de barcos de más de 69 m. de altura, máximo posible a cruzar bajo el puente principal. Esta coyuntura es muy poco probable y se realizará pocas veces en la vida del puente dado que sólo en algún caso muy particular el barco no pasará bajo el puente fijo.

El tipo de puente elegido para este caso es el de un puente simplemente apoyado con sección variable de 3.0 m en apoyos y 8.0 m en centro de vano.

El tramo de acceso lado Cádiz tiene 570.0 m. de longitud, con sus luces de 75 m. y una extrema, junto a la ciudad, de 45,00 m. de luz. La anchura del tramo es de 30,5 m. La pendiente longitudinal es de 5%.

Para el izado y ripado del tablero, necesarios para las maniobras de montaje y desmontaje de la estructura, se situará en ambos extremos de la viga un sistema de doble ménsula metálica de sección cajón, bajo las que se dispondrán sendos aparatos de apoyo elastométricos de neopreno ubicados sobre ménsulas cortas de hormigón armado que sobresaldrán de las pilas.

No obstante, dadas las dimensiones del gálibo vertical superior del puente, este tramo desmontable –tipología finalmente elegida tras descartarse el proyecto original de puente basculante– sólo está previsto abrirlo en contadas ocasiones.

2.3. TRAMO ATIRANTADO

Está formado por un tablero mixto hormigón-acero de 1.180 metros de longitud dividido en cinco vanos, con luces de 120 y 200 metros en los vanos de compensación y de 540 metros en el vano principal, lo que lo convierte en récord absoluto en España, con un gálibo máximo de 69 metros, uno de los mayores del mundo. Este vano se sitúa entre dos torres de atirantamiento de 183 y 186metros de altura, de tipología de diamante, una construida en el mar (la pila 12) y otra en tierra (la 13), que lo sustentarán mediante 176 tirantes de acero activo, anclados en cada torre a un fuste superior de 47 metros de longitud formado por una sección mixta de cajones metálicos y hormigón armado en el exterior. El tablero, con ancho variable entre 33,2 y 34,3 metros, estará formado por un cajón central de 10 metros de ancho y dos voladizos de 12,15 metros en la zona más ancha.

El tablero se construirá a base de dovelas metálicas, de 20 metros de longitud –las de mayores dimensiones fabricadas en España– con un peso medio de 300 toneladas cada una.

FIGURA 15. Proceso de construcción de la torre.

Actualmente se fabrican en tres talleres de Sevilla para su próximo transporte a la zona de obras, donde las diferentes piezas en que han sido divididas serán montadas y soldadas.

El procedimiento para construir el tablero, que probablemente será la operación más espectacular de la ejecución de todo el puente, y también una de las que más tiempo llevará, comenzará con el izado de las dovelas 0 de ambas torres, para lo cual se emplearán grúas de gran capacidad, y para el resto de las dovelas se usarán carros de izados diseñados y fabricados *ad hoc*. Una vez ancladas a las torres, mediante dispositivos definitivos y provisionales, se izarán las siguientes dovelas y se soldarán a las anteriores hasta completar los primeros 55 metros de tablero, momento en que se anclarán y tensarán los tirantes correspondientes a este tramo de tablero. Sobre el mismo se acoplarán las prelosas y se hormigonará posteriormente.

Este avance por voladizos sucesivos se repetirán para construir cada tramo de tablero. El avance del montaje de las dovelas será progresivo por ambos lados de cada torre, para garantizar el equilibrio y la seguridad de la estructura, montándose de forma alternativa hacia puntos kilométricos crecientes y decrecientes a partir de cada torre. Está previsto emplear dos equipos de montaje, uno por cada torre de atirantamiento, cada uno de los cuales contará con dos carros de izado (un total de cuatro carros de izado) para montar alternativamente una dovela en cada lado de la torre. Cada paso del proceso constructivo se llevará a cabo de acuerdo a modelos de cálculo previos, que permitirán determinar en cada fase el estado de deformación y de tensiones en la estructura.

En la actualidad, las dos torres de atirantamiento están finalizadas, a falta de la instalación del mástil vertical metálico superior donde se anclarán los cables atirantados. Buena parte de la estructura del tablero se encuentra en plena fabricación en los diferentes talleres, estando previsto en breve plazo el comienzo de las operaciones de montaje de los cajones metálicos de las torres y el montaje e izado de las primeras dovelas metálicas del tablero.

2.4. TRAMO DE ACCESO A PUERTO REAL

El cuarto y último tramo del puente se desarrolla ya por completo en terrenos de Puerto Real en una longitud total de 1.180 metros y con sección de tablero de hormigón pretensado ejecutado *in situ*. Las pilas sobre las que se apoyará el tablero son del tipo pórtico debido al condicionante de la existencia de

FIGURA 16. Infografía del tablero del tramo atirantado, con la distribución de calzadas para el tráfico rodado y plataforma tranviaria.

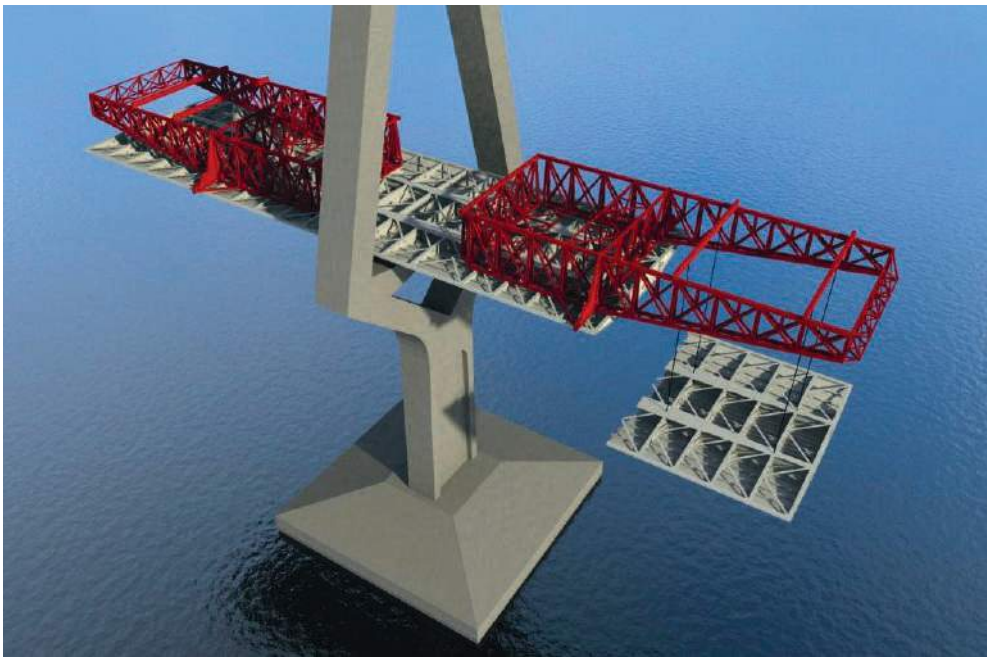


FIGURA 17. Infografía de proceso constructivo del montaje de dovelas.

un vi al en la zona de ubicación de las mismas perteneciente al polígono de La Cabezuela.

Los vanos tienen luces entre ejes de apoyos que varían entre 32 y 75 metros. En este tramo se distinguen tres partes: una primera contigua al tramo atirantado, de 616 metros de longitud, distribuidos en seis vanos, con tablero de sección transversal tricelular y anchura de 35,20 metros, que requerirá, dada la gran altura de las pilas, su ejecución *in situ* mediante cimbra porticada; un segundo tramo de transición, de 54 metros de longitud, con sección transversal del tablero similar al anterior y anchura variable del mismo entre 35,20 y 32,90 metros: y una parte final, de 512 metros distribuidos en 13 vanos, con sección de tablero de hormigón pretensado y anchura variable entre 32,90 y 36,90 metros, que se ejecutará *in situ* mediante cimbra cuajada. Ya se ha iniciado la ejecución del tramo final del viaducto, habiéndos e completado los dos últimos vanos (entre la pila 36 y el estribo). Actualmente se está encofrando el tercer vano (entre las pilas 35 y 36) y colocándose la cimentación de la cimbra en el cuarto (entre las pilas 34 y 35).

3. VIADUCTO DE SAN PEDRO

Situado a continuación del enlace de La Cabezuela, se trata de una estructura de 796 metros de longitud repartida en 18 vanos con luces variables entre 31,5 y 56,1 metros, compuesta por un tablero mixto hormigón-acero, con sección compuesta por dos cajones metálicos independientes conectados entre sí mediante una losa de hormigón de 22,8 metros de ancho sobre la que se coloca el pavimento asfáltico. El viaducto está enclavado en una zona de elevada actividad urbana e industrial, razón por la que su trazado combina tramos rectos y curvos.

Las 17 pilas sobre las que se apoya el tablero se han ejecutado con cimentación profunda (pilotes y encepados), alcanzando alturas de hasta 14,5 metros. Los alzados son monofustes "en palmera", salvo las pilas 7 y 16, con alzados rectos. El montaje de los cajones metálicos del tablero se ha realizado mediante izado de dovelas con grúas.

FIGURA 18. Vista aérea Viaducto de San Pedro.

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA

MOVIMIENTOS DE TIERRA

Excavación	397.262,08 m^3
Terraplenes	975.026,71 m^3
Dragado general fondo marino	67.687,65 m^3
Columna de grava	128.442,40 m

FIRMES

Ejecución de suelo estabilizado *in situ*	59.008,28 m^3
Suelo estabilizado con cemento	30.463,55 m^3
Mezclas bituminosas	84.119,63 t

ACEROS

Acero pasivo	30.521.514,59 kg
Acero activo	2.262.051,66 kg
Acero para tirantes	2.329.462,00 kg
Acero estructural	42.921.068,34 kg

HORMIGONES

Hormigones de distintos tipos	171.654,69 m^3

PILOTES

Pilotes diámetro entre 1 y 2 m.	20.148,53 m

TABLESTACAS

Tablestacas metálicas	12.955,03 m^3

ENCOFRADO Y CIMBRAS

Encofrados	183.592,63 m^2
Cimbras	736.142,18 m^3
Prelosas y losas nervadas	69.613,04 m^2
Impermeabilización de tableros	140.532,79 m^2

FICHA TÉCNICA

ADMINISTRACIÓN: MINISTERIO DE FOMENTO

Marcos Martín
Julio Domingo

PROYECTO:

GINPROSA
- Alberto Fernández
- Pilar Jaen
- Luis Muñoz
- Juan Tardón

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO S.L.
- Javier Manterola
- Antonio Martínez
- Miguel A. Gil
- Juan Antonio Navarro
- Javier Muñoz
- Silvia Fuente
- Silvia Criado
- Borja Martín
- Raúl González
- Lucía Blanco
- Gonzalo Osborne

CONSTRUCCIÓN:

UTE DRAGADOS FPS
- Víctor Jiménez
- José María Morejón
- José Luis Ruiz

DIRECCIÓN TÉCNICA
- Luis Miguel Viartola
- Luis Peset
- Conchita Lucas
- Jesús de los Ríos
- Miguel Martín

ALEPH
BRISSA
INES
ALE-PONDIO

ASISTENCIA TÉCNICA:

GINPROSA
- Julio Cayetano
- Juan Manuel Goma
- Ramón Marín
- Marta Sacaluga

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO S.L.
- Javier Manterola
- Antonio Martínez
- Gonzálo Osborne

ACL
- Alejandro Castillo
- Manuel Escamilla

CONSTRUCCIÓN METÁLICA:

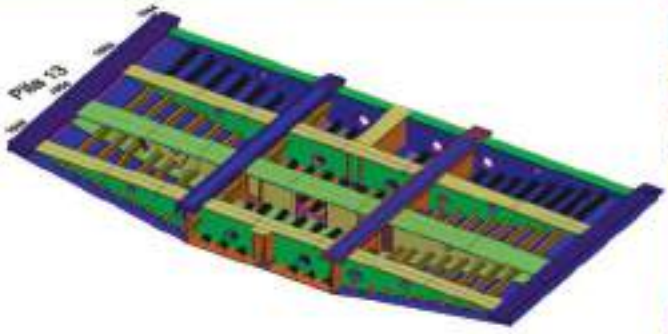
MEGUSA
- Miguel Silvestre

METALURGICA DEL GUADALQUIVIR

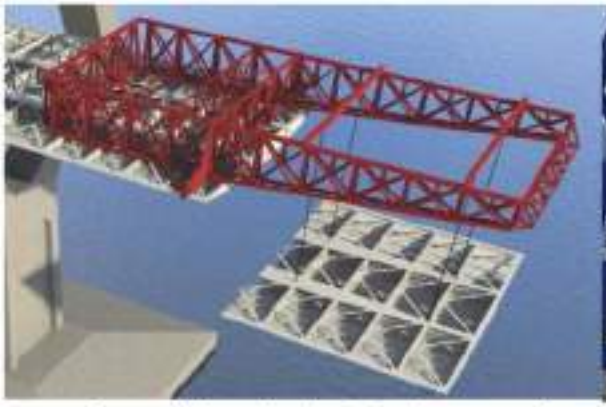
MEGUSA

CONSTRUYE DOVELAS Y CARROS

TRAMO DE PUENTE EN FASE DE CONSTRUCCION Y DE MONTAJE



2 CARROS PARA EL IZADO DE DOVELAS , PESO 715 Tn CADA UNO



Avenida de la Esclusa s/n, 41.011 Sevilla Tlf: +34.954.45.28.00
email: tecnica@megusa.com www.megusa.com

COLABORANDO CON EL MINISTERIO DE FOMENTO
EN LOS PROYECTOS Y ASISTENCIA TÉCNICA DE LOS NUEVOS ACCESOS A CÁDIZ

GINPROSA

c/ José Echegaray, 18
Las Rozas (28232 - Madrid)
Tel: 91.799.49.00 Fax: 91.799.49.10
ginprosa@ginprosa.es

Alta Velocidad Ferroviaria en California (USA)

MANUEL DÍAZ DEL RIO JÁUDENES (*), LUIS FORT LÓPEZ-TELLO (**) y CARMEN FORT SANTA-MARÍA (***)

RESUMEN Se proponen en la primera parte de este artículo algunas modificaciones al trazado de la red prevista por la California High Speed Railway Authority (CHSRA), recogidas como "alternativa FARWEST (FWHSR)", basada en los requerimientos de seguridad y ecológicos, y por tanto de desarrollo sostenible del Programa de Alta Velocidad de California (CHSTP), para adaptarla a su integración dentro del Plan de Alta Velocidad de Estados Unidos (USHSRS) (Figura 0). En una segunda parte, se describe con más detalle el Anteproyecto de la LAV Fresno – San Francisco Airport, como primer segmento en servicio de la red, con un trazado variante "Golden Gate Alternative" partiendo del Central Valley desde la gran Terminal de la Red de Alta Velocidad de California, en Fresno, P.K. 0 de las tres grandes líneas de la red: Fresno-San Francisco, Fresno-Sacramento y Fresno-Los Ángeles-San Diego.

HIGH SPEED RAILWAY IN CALIFORNIA (USA)

ABSTRACT *It proposes in the first part of this article some modifications to the foreseen layout by California High Speed Railway Authority (CHSRA), reflected as "FARWEST (FWHSR) option", based on safety and ecological requirements, and therefore on sustainable development of California High Speed Train Program (CHSTP) to adapt it to its integration inside the United States High Speed Railway System (USHSRS) (Figure 0). In a second part, it`s described in a detailed way, the Preliminary Design of High Speed Line Fresno-San Francisco Airport, as the first commercially operable section of the system, with a variant alignment "Golden Gate Alternative", starting from Central Valley from the main Terminal of the California High Speed Railway, in Fresno, Mp 0 of the three main lines of the system: Fresno-San Francisco, Fresno-Sacramento and Fresno- Los Ángeles-San Diego.*

Palabras clave: Alta Velocidad; California; Sostenibilidad; Seguridad en Túneles Ferroviarios; Potencial Geotérmico.

Keywords: High Speed; California; Sustainability; Safety in Railway Tunnels; Geothermic potencial.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO FARWEST (FWHSR)

El Programa de Alta Velocidad Ferroviaria de California (CHSTP) contempla el desarrollo de su red estatal de alta velocidad (Washington Post (Editorial November 14): "*……..officials said they could buildt an 800 mile system by 2020, for $ 35,7 billion. The cost projection now, as issued by the state Nov.1: $ 98,5 billion, with a completion date of 2033*"…), que en la alternativa FWHSR presentada en este artículo, con la misma longitud de 1288 Km (800 miles) podría ser operativo, en un plazo de quince años, a 350 Km/h de velocidad máxima de operación y 380 Km/h de velocidad punta, conectando el Area de la Bahía, el Valle Central, Sacramento y el Sur de California. El tiempo de viaje entre San Francisco y Los Angeles será de ~2h 30m (Cuadro 1), con un plazo previsto para su puesta en servicio de 8 años, 597 Km (371 miles) de recorrido y una inversión de 15.312 M$ (Cuadro 2).

Esta alternativa supone la construcción total de la red, dividida en diez secciones geográficas, agrupadas en tres fases, según se muestra en la Tabla 2 y en la Figura 1.

La Tabla 1 resume de forma desglosada por secciones y fases las figuras características: morfológicas, constructivas y económicas del conjunto de la red de alta velocidad de California en su alternativa FARWEST, según las definiciones que se exponen en la información gráfica auxiliar complementaria adjunta (IG 1 a 10).

Puede destacarse, de forma global, que este Proyecto FARWEST para el desarrollo completo del CHSRP requiere la construcción de 1288 Km (800 miles) de plataforma de vía, de los cuales 407 Km en túnel (27 túneles largos (≥ 6 Km)), 104 Km en viaducto (13 puentes colgantes con 29 Km de longitud)

(*) Ex Director de Infraestructuras, de Planificación, y de Operaciones Internacionales de Renfe. Ex Presidente de la Commission "Tunnels", Union Internationale des Chemins de Fer (UIC). París. Catedrático Jubilado de la UPM. Professor "at large" Berkeley Univ. (Institute for Transportation Studies). California. Jury au Doctorat. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse). Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: mdrio@telefonica.net

(**) Ministerio de Fomento. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Laboratorio de Geotecnia. Profesor Titular excedente de la UPM. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dr. Ingeniero Agrónomo. E-mail: Luis.Fort@cedex.es

(***)Eptisa, S.I. División de Infraestructura del Transporte. Madrid. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DEA en Ingeniería del Terreno. E-mail: cfort@eptisa.com

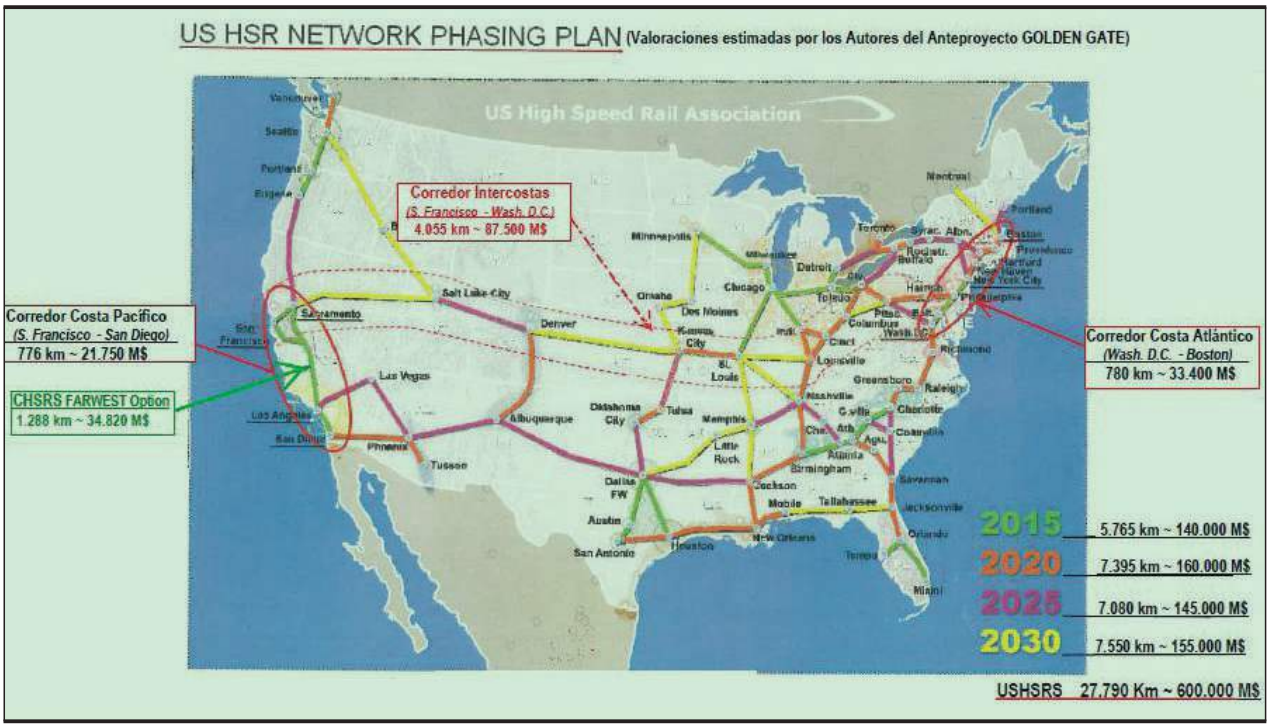
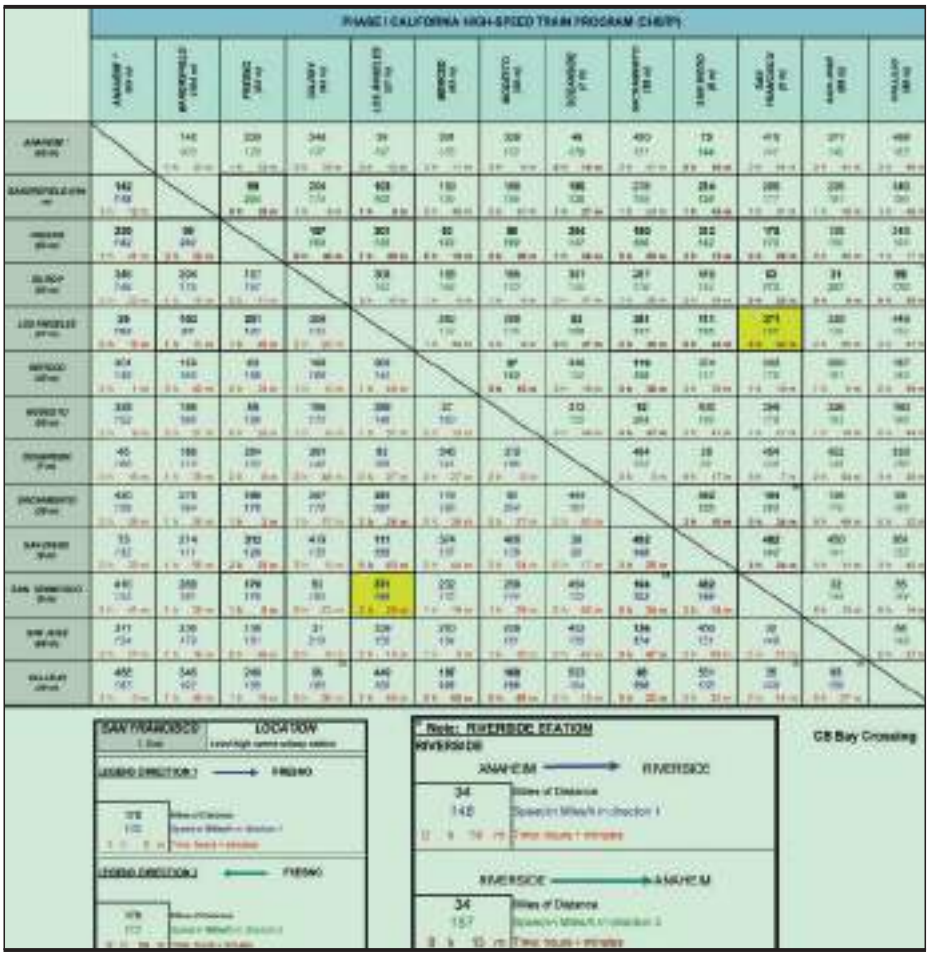
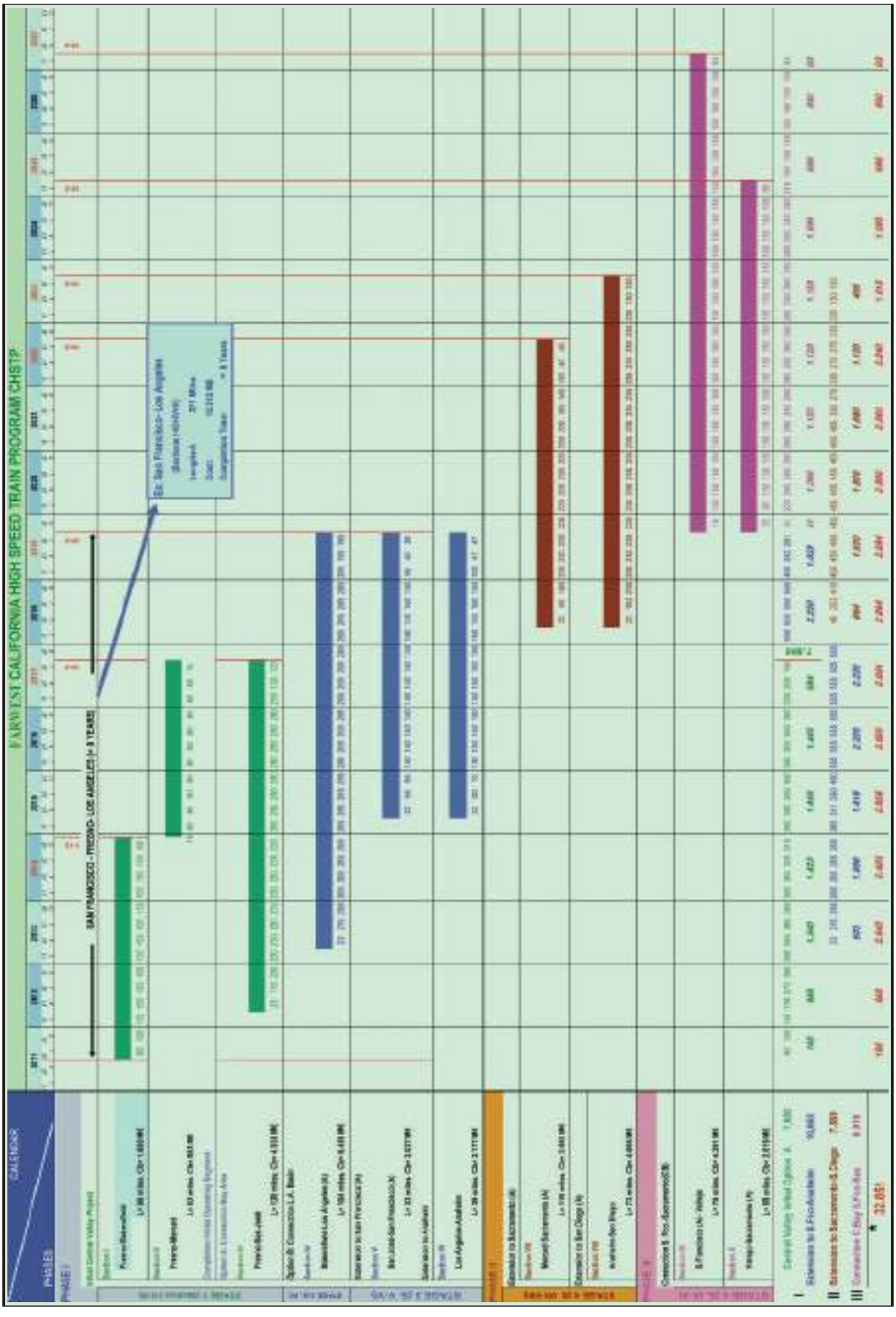


FIGURA 0. Red de Alta Velocidad de EEUU. Desarrollo del Plan en cuatro fases.



CUADRO 1. Distancia, Velocidad y Tiempos de recorrido entre las principales estaciones HSR (Alternativa FARWEST).



CUADRO 2. Cuadro 2. Adaptación del Plan CHSTP según el Proyecto FARWEST.
* Branch Anaheim-Riverside (Section VIIIb, L=34 mile & Cb=1.969 M$) Not Included.

		PHASE I CALIFORNIA HIGH-SPEED TRAIN PROGRAM (CHSTP)							OTHER PHASES CALIFORNIA HIGH-SPEED TRAIN PR. (CHSTP)				CALIFORNIA HIGH-SPEED RAIL SYSTEM
Units	Sectors / Basic Charac.	Initial Central Valley Section I Fresno-Bakersfield	Section II Fresno-Merced	Section III Fresno-San José	Section IV San José- San Francisco	Section V Bakersfield-Los Angeles	Section VI Los Angeles-Anaheim	TOTAL PHASE I	Phase II Extension Section VII Merced- Sacramento	Phase II Extension Section VIII Anaheim- San Diego & Branch to Riverside	Phase II Extension Section IX & X San Francisco-Sacramento	OTHER PHASES EXTENSION SUM	TOTAL SYSTEM CHSTP
Mile	Total Length Section	97.8 (12.56%)	63.5 (7.68%)	130.8 (17.24%)	50.8 (6.69%)	160.2 (13.69%)	38.9 (4.91%)	471.1 (38.31%)	118.7 (14.63%)	106.8 (13.39%)	105.8 (12.97%)	329.4 (39.72%)	800 (100.00%)
Mile (%)	Length of Cut & Fill areas	85.1 (87.45%)	59.3 (96.79%)	93.2 (81.43%)	7.5 (24.42%)	27.3 (28.72%)	12.4 (32.28%)	205.8 (62.80%)	93.3 (78.53%)	42.8 (38.46%)	52.2 (50.30%)	181.4 (55.89%)	443 (86.38%)
Mile (%)	Overall Length of Tunnels	0	0	11.8 (20.64%)	23.0 (75.23%)	58.7 (57.66%)	26.1 (67.88%)	109.8 (31.79%)	14.6 (12.09%)	64.4 (44.64%)	37.8 (36.54%)	102.8 (31.23%)	333 (31.88%)
Mile (%)	Overall Length of Viaducts	2.9 (2.55%)	1.2 (1.22%)	0.7 (2.53%)	1.3 (5.78%)	16.2 (15.54%)	0	25.5 (5.31%)	9.1 (8.38%)	15.8 (17.09%)	13.7 (13.17%)	38.2 (11.89%)	68 (6.07%)
Internal Station	Localisation of Int.Station	-	-	GLROV	-	-	-	GLROV	MODESTO	OCEANSIDE / RIVERSIDE	HALLIDIE	MODESTO OCEANSIDE RIVERSIDE / HALLIDIE	EUROP MODESTO OCEANSIDE RIVERSIDE / HALLIDIE
Number (Units)	TRAFFIC (Line + Nodes) / (FACTORY)	4 (2+2)	3 (1+2)	8 (5+3)	2 (0+2)	7 (5+2)	3 (0+3)	33 (18+15)	8 (4+4)	4 (0+4)	6 (5+1)	17 (1+14)	50 (23+27)
Mile/h	Average Speed	200	150	191	199	153	153	169	156	132	155	115	150
Mm³	Earth Moving (Overall section)	43.82	7.18	39.68	8.00	39.20	8.65	145.51	31.66	34.71	58.26	124.63	272.13
Mm³	from excavation	0.00	2.75	6.83	0.00	1.31	0.00	10.10	2.74	10.48	2.43	21.65	33.75
Mm³	from fill	43.82	5.19	21.38	0.42	24.65	1.57	96.21	29.32	7.74	48.21	82.87	179.08
Mm³	from tunnels	0.00	0	9.46	8.00	11.26	6.26	34.26	3.46	16.51	8.40	22.93	56.79
Mm³	after compensate (swap spoil/fills)	-42.22	-2.44	-1.79	5.66	-13.65	5.11	-49.89	-19.08	15.25	-56.15	-38.28	-85.14
Mm³	Deficit (-)	-42.22	-2.44	-12.78	0.00	-25.32	6.76	-81.68	-22.74	0.00	-48.15	-69.66	-151.28
Mm³	Excess to dump (+)	0.00	0.00	5.68	5.66	11.26	5.26	34.84	3.46	15.25	8.92	31.27	66.81
Number	Overall tunnels by section	-	-	6	7	6	2	21	7	16	11	31	51
mi (Mile)	Long tunnels (>2*.7 Mile)	-	-	3 (27.73)	3 (>4.62)	6 (33.00)	2 (23.00)	14 (130.47)	1 (10.44)	0 (32.64)	4 (24.74)	11 (72.00)	27 (202.48)
mi (Mile)	Mixed tunnels (1.1.24 Mile)	-	-	-	11	-	-	11	-	21.0	1.74	0.8	2.74
Mile	Length of long tunnels	-	-	11.8 / 19.1 / 8.7 / 9.2 / 6.8	6.4 / 4.6 / 3.7	27.1 / 19.8 / 32.0 / 7.8 / 9.2 / 4.0	4.6 / 6.1	264 (13.2 / 7.7) / 4 / 6.2 / 7.1 / 6.2 / 4.6 / 7.1 / 5.1)	45.4	19 / 7.3 / 7.3 / 4.7 / 4.7 / 4.7	6.7 / 6.1 / 4.2 / 3.7	19 / 6.7 / 6.1 / 7.7 / 6.1 / 6.7 / 6.2 / 5.7	64 (17.3 / 11.9 / 6 / 6.4 / 13 / 6.2)
m²	Construction works (Overall)	61.670	24.410	170.680	44.800	388.000	0	833.170	338.330	384.800	358.770	930.940	1.872.110
u/km²	Viaducts	6 60.200	4 16.800	7 66.360	6 42.000	5 380.360	6 -	36 566.640	7 334.000	27 302.680	12 316.620	46 966.300	70 1.600.960
u/km²	Others Bridges	10 7.910	6 5.670	22 19.100	0 3.600	0 -	0 -	37 36.280	14 4.320	22 14.050	20 20.200	56 42.620	131 80.910
u/km²	Arch (>500m span) bridges	1 3.000	1 3.000	4 12.000	0 15.000	1 3.000	0 -	10 30.000	8 27.000	20 60.000	0 0.000	28 90.000	48 120.000
nb-Mile	Suspension (Mi in span) bridges	0 -	0 -	1 1	0 -	2 2	0 -	3 3	1 1	8 5	3 8	11 15	11 17.56
M$	Construction budget (A+B+C+D+E+F+G)	1.886 (5.42%)	853 (2.45%)	4.928 (14.15%)	2.007 (5.87%)	6.468 (18.55%)	2.077 (5.25%)	18.341 (52.58%)	2.833 (8.42%)	6.628 (19.03%)	6.918 (19.85%)	16.479 (47.32%)	34.820 (100.00%)
M$	Earth moving (d)	771	139	817	81	998	62	1.838	680	460	883	1.803	3.641
M$	Tunnels (b)	0	0	2417	1378	2472	1031	9.660	600	2382	2.333	5.332	15.012
M$	Construction works (c)	64	21	161	130	312	0	2.332	575	1560	2.238	4.785	9.749
M$	A - Infrastructure (a+b+c)	835	159	3434	1634	3233	1073	12.900	1.855	5023	5.580	12.802	25.701
M$	B - Overstructure	285	237	455	156	372	137	1.764	340	356	356	1.060	2.764
M$	C - Equipments	484	257	844	191	482	178	2.186	427	377	429	1.233	3.424
M$	D - Environmental Protection	28	10	64	32	108	33	305	48	109	112	272	570
M$	E - Design, QC, Management	33	19	106	46	155	58	417	68	164	163	395	802
M$/Mile	Unit cost (included Stations)	19.29	13.86	35.79	62.72	82.80	38.50	30.83	24.37	53.09	66.58	38.02	42.50
FOM M$/Mile	Unit efficiency Cost (FOM Advisory Spain Ref 2010)	16.77	10.71	26.39	33.66	32.79	14.86	25.43	16.77	36.04	36.04	27.89	26.39
Mark	Model Type-Nature	P - 2 - Pa	P - 2 - Pa	IM - 2 - Pa/Sm	D - 2 - e - P	VE - 2 - Pa	W - 2 - D	- 2 -	P - 2 - Pa	PE - 2 - D	VE - 2 - Rm - P	- 2 -	- 2 -
M$/Mile	Supplement FOM by big span Viaducts & long tunnels	(B - / - / Tu)	(B - / - / Tu)	(D: 1.03 / 16.76 / Tu)	(M: / 21.98 (Tu)	(B: 3.40 / 28.04 /Tu	(B: /23.46 (Tu)	(D: 1.19 / 12.16 (Tu)	(D: 1.40 / 1.06 (Tu)	(D: 1.02 / 11.40 (Tu)	(D: 0.87 / 0.47 (Tu)	(D: 16.00 / 0.92 (Tu)	(D: 4.80 / 11.1* (Tu)
M$/Mile	Average/Overall FOM Cost unit	16.77	10.71	46.64	55.20	65.76	17.06	35.76	22.82	62.09	54.08	45.66	40.76
M$	P - Supplement Construction budget by Stations & Building TSAP*	104	103	178	97	101	99	777	85	297	255	633	1.487
M$	E - Supplement Construction budget by equipt/ov/Design, QC, Manage for Stations & Building TSAP*	8	8	11	16	7	8	53	4	22	17	41	91
M$	Overall Cost Line / Stations	1.745 / 143	724 / 129	4.750 / 180	1.850 / 157	6.308 / 159	2.075 / 164	17.514 / 927	2.749 / 84	6.315 / 317	6.643 / 273	15.707 / 672	33.221 / 1.499

TABLA 1. CHSRS - Resumen (Proyecto FARWEST – Miles y M$).

Phase	Project	Section	Length (km)	Earth Moving (included tunelling) (Mm^3)	Estimated Cost (MS)	Journey time (h.m)
I	Initial Central Valley	I Fresno-Bakersfield	157	43,82	1.889	0,29
		II Fresno-Merced	99	7,94	853	0,19
	Connection Bay Area	III Fresno-San José	222	39,46	4.938	0,46
	Connection Los Angeles Basin	IV Bakersfield-Los Angeles Airport	166	39,20	6.458	1,00
	Extension to San Francisco Airport	V San José- San Francisco Airport	52	6,50	2.027	0,13
	Extension to Anaheim	VI Los Angeles Airport-Anaheim	62	8,65	2.177	0,12
	TOTAL PHASE I: San FranciscoAirport-Anaheim		758	145,57	18.342	
II	Extension to Sacramento Airport	VII Merced-Sacramento Airport	191	31,66	2.933	0,36
	Extension to San Diego Airport &	VIIIa Anaheim-San Diego Airport	117	26,48	4.666	0,30
	Inland Empire	VIIIb Branch line to Riverside	55	7,54	1.969	0,14
	TOTAL PHASE II: Ampliation system to Sacramento & San Diego		363	65,68	9.568	
III	Bay Crossing	IX San Francisco Airport -Vallejo	57	3,67	4.291	0,14
	Completion system to Sacramento	X Vallejo-Sacramento Airport	110	56,59	2.619	0,22
	TOTAL PHASE III: Closing system through San Fco. Bay		167	60,26	6.910	
TOTAL	SYSTEM		1.288	271,51	34.820	

TABLA 2. Descripción de la CHSRS según el Proyecto FARWEST.

y 778 Km a cielo abierto, (215 M m^3 de movimiento de tierras + 57 M m^3 de excavación en túneles). Para la explotación conjunta de la red en condiciones de seguridad y adecuado servicio, se proyectan diecisiete estaciones (cinco grandes terminales) y veintidós puestos de adelantamiento y estacionamiento de trenes (PAET).

El Proyecto FARWEST supone una inversión total de 34.820 M $, con un coste unitario de 27,0 M $/Km. Este coste está en la línea de los parámetros de eficiencia de la Orden FOM/3317/2010 de 17 de Diciembre (BOE 23/12/2010) por lo que el Ministerio de Fomento del Gobierno de España aprobó para la ejecución de obras públicas de infraestructuras ferroviarias un coste unitario, que en las condiciones medias de la red del Estado de California, que podrían ser aplicables por analogía, es de 18,71 M €/Km (26,2 M $/Km a 1,4 $/Euro).

FIGURA 1. Proyectos CHSRS: Visión general de las diferencias.

2. PLANTEAMIENTO DE DESARROLLO DEL PROYECTO FARWEST. PRIMER SEGMENTO OPERATIVO

La autoridad pública de la Alta Velocidad de California (CHSRA) ha manifestado a través de su Junta Directiva que la red estatal de la alta velocidad ferroviaria comenzará su operación cuando esté construido el primer segmento o tramo operativo conectando la red al menos con un centro metropolitano principal (150-200 miles).

El proyecto está siendo financiado con fondos federales, estatales y participaciones locales, de forma que al momento actual (Cinco Días 16/08/2011) cuenta el Estado de California con 6.330 M $ disponibles para iniciar el proyecto de alta velocidad entre Sacramento y San Diego.

CHSRA ha planificado comenzar la construcción de la red, con un primer Tramo inicial (Merced-BaKersfield), en el Central Valley (columna vertebral de la red estatal) En la Figura 2 se propone con la alternativa FARWEST sin incluir el ramal Anaheim-Riverside, la proyección de financiación necesaria, aunque (Press release January, 19,2011 www CHSRA) parece obligado reconsiderar en el tiempo la construcción de las secciones I y II del "Initial Valley Proyect" al tener que desviar fondos hacia áreas urbanas, para anticipar la conexión de la red estatal de alta velocidad que vaya entrando en operación, con las redes existentes de Metro ligero, Amtrak, Metrolink, Metro bus, etc.

	FARWEST CHSTS FINANCING SCHEDULE																TOTAL FUNDS ALLOCATION Billion $		
	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	(2012-2027) Forthcoming	(2011) Available	CHSTS Total
FEDERAL	1,160	1,160	1,160	1,160	0,533	0,533	0,533	1,420	1,420	0,885	0,885	0,885	0,885	0,284	0,284	0,284	13,471	2,713	16,184
STATE	1,163	1,163	1,163	1,163	0,534	0,534	0,534	1,425	1,425	0,887	0,887	0,887	0,887	0,284	0,284	0,284	13,504	2,693	16,197
LOCAL	0,002	0,002	0,002	0,002	0,190	0,190		0,005	0,005	0,003	0,003	0,003	0,003				0,41	0,06	0,47
TOTAL	2,325	2,325	2,325	2,325	1,257	1,257	1,067	2,850	2,850	1,775	1,775	1,775	1,775	0,568	0,568	0,568	27,385	5,466	32,851

FIGURA 2. Financiación de la CHSRS (según Proyecto FARWEST).

La armonización de todo lo anterior apunta, teniendo en cuenta los mencionados Tabla 2 y Cuadro 1, las siguientes opciones para la definición del primer segmento operativo:

- A – Central Valley – Sacramento — Fresno-Merced-Sacramento.
- B – Central Valley – San Francisco — Fresno-Gilroy-San José-San Francisco.
- C – Central Valley – Los Angeles — Fresno-Bakersfield-Los Angeles.

Analizando las tres posibilidades mencionadas, se llega a lo siguiente:

OPCION A

Es necesaria la terminación de las secciones II (Fresno-Merced) y VII (Merced-Sacramento Roseville):

	Sección II	Sección VII	Segmento operativo A
Longitud (miles)	62	119	181
Inversión (M $)	853	2933	3.786
Plazo construcción (meses)	34	54	54
Habitantes conectados (x10^3)	556	477	963
Tiempo recorrido (h.m.)	0h. 20m.	0h. 36m.	0h. 56m.

OPCION B

Es necesaria la terminación de las secciones III a (Fresno-Gilroy), III b (Gilroy-San José) y V (San José-San Francisco Airport)

	Section III a	Section III b	Section V	Segmento operative B
Longitud (miles)	107	31	32	170
Inversión (M $)	3880	1059	2027	6966
Plazo construcción (meses)	66	62	54	66
Habitantes conectados (x10^3)	535	953	1706	2241 (5.000)*
Tiempo de recorrido (h. m.)	0 h. 41 m.	0 h. 09 m.	0 h. 13 m.	1 h. 03 m

OPCION C

Es necesaria la terminación de las secciones I (Fresno-Bakersfield) y IV (Bakersfield-Los Angeles Airport)

	Section I	Section IV	Segmento operativo C
Longitud (Miles)	98	103	201
Inversión (M $)	1889	6458	8347
Plazo construcción (meses)	41	78	78
Habitantes conectados (x 10^3)	748	4461	4862
Tiempo de recorrido (h. m.)	0 h. 29 m.	1 h. 11 m.	1 h. 40 m.

Se considera que la opción B cumple mejor las expectativas que CHSRA tiene en el momento actual, con posibilidad de financiación asegurada:

- Longitud : 170 miles (150-200).
- Inversión : 6996 M $ (≈ 6330).
- Conexión del Central Valley con un centro metropolitano principal : Fresno-San Francisco.
- Conexión red estatal alta velocidad con redes existentes :
  - En San José con el Area Sur de la Bahía:
    - Aeropuerto internacional Mineta San José con dos terminales nacionales.
    - Estación de autobuses Greyhound.
    - BART (Bay Area Rapid Transit), acceso en Fremont.
    - CALTRAIN Estación Diridon (Palo Alto, Univ. Stanford).
    - AMTRAK Estación Diridon.
    - Hwy 87, Hwy101, I-280, I-880.
  - En San Francisco con el Área Este de la Bahía:
    - Aeropuerto internacional de San Francisco.
    - BART, Air BART Oakland, Berkeley, Richmond.
    - CALTRAIN (Palo Alto, Univ. Stanford).
    - AMTRAK (Emeryville-Oakland).
    - TRANSBAY.
    - FERRY BUILDING (Angel Island, Tiburón …).
    - MUNI (San Francisco Municipal Railway) (Golden-Gate – Marin County).
    - Hwy 101, I-80 (Puente de la Bahía), I-280.

  En Fresno:
    - Aeropuerto internacional de Fresno Yosemite (Ciudad de Mexico, Parque Yosemite).
    - AMTRAK (Bakersfield, Stockton, Contra Costa County, Sacramento).
    - Autobuses Greyhound.
    - Fresno Area Express (Forestiere Underground Gardens).
    - Hwy 41, Hwy 99.

Las conexiones con el Area de la Bahía, desde las estaciones HSR de San José y San Francisco, permiten a la Línea de Alta Velocidad Fresno-San Francisco, conectar una población próxima a los cinco millones de habitantes y mejorar la conexión del Central Valley con el Area de la Bahía de San Francisco.

INFORMACIÓN GRÁFICA AUXILIAR COMPLEMENTARIA (IG)

IG 1. CHSRS- FARWEST Option - Planta general geológica, con líneas de igual intensidad sísmica.

IG 2. CHSRS- FARWEST Option - Planta general geológica, con isolíneas del Índice Thornthwaite.

IG 3. CHSRS- FARWEST Option - Planta general geológica, con isolíneas del Índice de Weinert.

Meteorological Station	CHSR Station	Phytoclimatical Sub-region	Weinert (1) Index (N)	Goenvironmental workability annual index (%)	Eq. Work days	Re-use workability (2) Feasibility annual Index(%)	Re-use working equiv.days	Relative re-use workability (%)
KFAT 723890	FRESNO	IV2	4,2	51,0	151	43,9	130	81
KBFL 723840	BAKERSFIELD	III (IV)	5,5	49,7	147	49,7	147	92
KMCE 724815	MERCED	IV1	4,5	52,0	154	43,2	128	80
307 749179	GILROY	IV5	2,5	50,3	149	44,6	132	82
KLAX 722950	LOS ANGELES Airport	IV3	1,8	54,1	160	43,4	124	77
KSFO 724940	SAN FRANCISCO Airport	IV3	1,7	50,3	149	40,5	120	75
KSMF 724839	SACRAMENTO Airport	IV4	3,0	49,3	146	42,9	127	79
KNKX 722930	SAN DIEGO Airport	III (IV)	3,9	54,1	160	54,1	160	100
NAPA	VALLEJO	IV1	2,2	49,3	146	38,9	115	72
KNFG/KOKB 722926/722934	OCEANSIDE	IV3	1,7	52,4	155	44,3	131	82
TSP 74917	TEHACHAPI/ (Bakersfield-LA)	IV2	2,5	50,3	149	42,2	125	78
KBUR 722880	BURBANK / (Bakersfield-LA)	IV3	2,4	53,0	157	44,9	133	83
Average	California HSR	IV	3 (1,7-5,5)	54,3 (49,3-54,1)	152 (146-160)	44,4 (38,9-54,1)	131 (115-160)	82 (72-100)

(1) See Weinert index (N) distribution in Fig 1
(2) Fig 2 reproduces from Guide Technique: "Réalisation des remblais" (LCPC 1992) the use conditions of soils for excavation and fill and the parameters defining its compactability

IG 4. Caracterización geoambiental de la CHSRS – FARWEST Option.

IG 5. Programación de la CHSRS – FARWEST Option.

Fresno - Bakersfield				**157**	**Km**
VII -IX - pK	0+000	to	116+000	116	Km
V - VII - pK	116+000	to	136+000	20	Km
VII -IX - pK	136+000	to	157+000	21	Km
Bakersfield - Los Ángeles				**166**	**Km**
IV -V - pK	157+000	to	176+000	19	Km
III - IV - pK	176+000	to	273+000	97	Km
II -III - pK	273+000	to	323+000	50	Km
Los Ángeles - Anaheim				**62**	**Km**
II -III - pK	323+000	to	385+000	62	Km
Anaheim - Oceanside				**72**	**Km**
II -III - pK	385+000	to	416+000	31	Km
I - II - pK	416+000	to	457+000	41	Km
Oceanside - San Diego				**45**	**Km**
I -II - pK	457+000	to	502+000	45	Km
Fresno - Gilroy				**172**	**Km**
VII - IX - pK	0+000	to	87+000	87	Km
IX - X - pK	87+000	to	135+000	48	Km
VII - IX - pK	135+000	to	145+000	10	Km
V - VII - pK	145+000	to	172+000	27	Km
Gilroy - San Francisco (A)			*	**102**	**Km**
V - VII - pK	172+000	to	177+000	5	Km
VII - IX - pK	177+000	to	193+000	16	Km
IX - X - pK	193+000	to	274+000	81	Km
* // San Andrés Fault					
San Francisco - Vallejo				**57**	**Km**
IX - X - pK	274+000	to	331+000	57	Km

Vallejo - Sacramento				**110**	**Km**
IX - X - pK	331+000	to	346+000	15	Km
VII - IX - pK	346+000	to	375+000	29	Km
V - VII - pK	375+000	to	387+000	12	Km
VII - IX - pK	387+000	to	423+000	36	Km
V - VII - pK	423+000	to	441+000	18	Km
Fresno - Sacramento				**290**	**Km**
VII - IX - pK	0+000	to	263+000	263	Km
V - VII - pK	263+000	to	290+000	27	Km

SAN ANDRÉS FAULT

1 San Andrés Primary Fault // Gilroy - San Francisco

4 Hayward secondary fault — Vallejo - Sacramento (~Richmond) 30 km to Valley

1 San Andrés 1ary fault — 50° B LA — Bakersfield - Los Ángeles (~50 km past Bakersfield)

5 Nacimiento 2ary fault — Bakersfield - Los Ángeles (~70 km past Bakersfield)

Tertiary fault — 70° B LA — Bakersfield - Los Ángeles (~20 km past Bakersfield)

IG 6. Tramos de igual intensidad sísmica clasificados por secciones (Escala Rossi-Forel).

Grand Viaducts (Location)				Isoseismals Rossi - Forel Scale			
Section Fresno - Gilroy				P.K.		P.K.	Seismal Grade
V-3	2.200	m	3x100 (Tr) + (400+800+400)PC + 3x100 (Tr)	151+700	to	153+900	V -VII
Section Bakersfield - Los Angeles							Seismal Grade
V-10	1.800	m	2x100 (Tr) + (400+800+400)PC	250+000	to	251+800	III - IV
V-11	3.200	m	16x100 (Tr) + (400+800+400)PC	258+300	to	261+500	III - IV
Section Merced - Sacramento							Seismal Grade
V-5	4.400	m	18x100 (Tr) + (400+800+400)PC	159+000	to	163+400	VII -IX
Section Oceanside - San Diego							Seismal Grade
V-15	3.000	m	14x100 (Tr) + (400+800+400)PC	462+600	to	465+600	I -II
V-16	2.400	m	8x100 (Tr) + (400+800+400)PC	467+100	to	469+500	I -II
V-17	1.900	m	3x100 (Tr) + (400+800+400)PC	472+400	to	474+300	I -II
Section Anaheim - Oceanside							Seismal Grade
V-4	1.900	m	3x100 (Tr) + (400+800+400)PC	397+800	to	399+700	II -III
V-6 (ayb)	3.400	m	(400+800+400) PC (400+800+400)PC + 200(ATM)	410+800	to	414+200	II -III
Section San Francisco - Vallejo							Seismal Grade
P-1	6.400	m	11x100 (Tr) + (400+5x800+400)PC + 5x100 (Tr)	292+100	to	298+500	IX - X
P-2	7.600	m	8x100 (Tr) + (400+7x800+400)PC + 4x100 (Tr)	300+000	to	307+600	IX - X
V-2	2.800	m	6x100 (Tr) + (400+800+400)PC + 6x100 (Tr)	325+930	to	328+730	IX - X

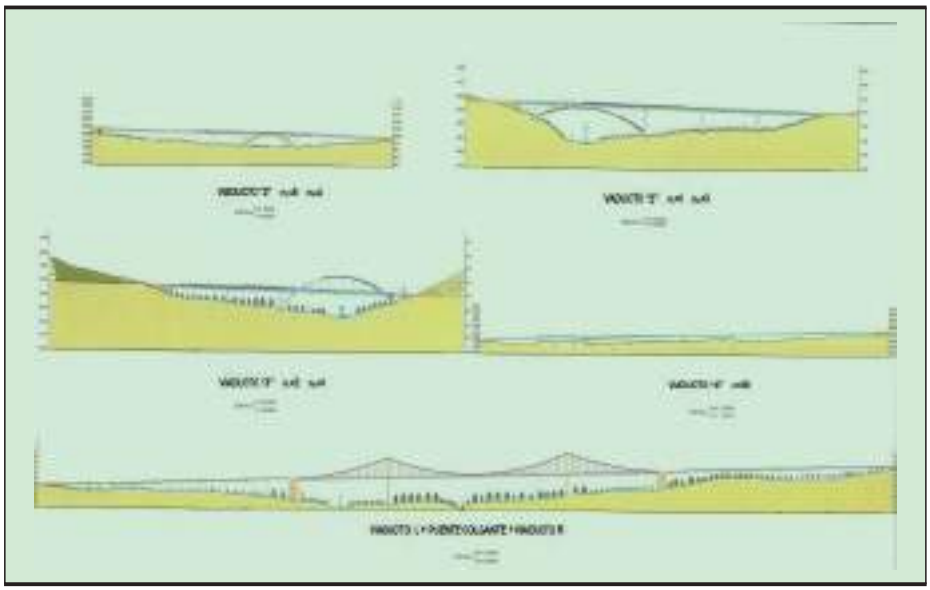
IG 7. Localización de Grandes Viaductos (con puentes colgantes) por secciones y grado sísmico.

Long Tunnels (Location)			Isoseismals Rossi - Forel Scale			
Section Fresno - Gilroy			P.K.		P.K.	Seismal Grade
TU 1	16.200	m	98+500	to	114+700	IX -X
TU 2	19.200	m	98+501	to	117+701	IX -X / VII -IX / V - VII
TU 3	9.200	m	98+502	to	107+702	V -VII
Section Gilroy - San Francisco (A)						Seismal Grade
TU 1	7.900	m	181+700	to	189+600	V - IX
TU 2	8.300	m	190+000	to	198+300	IX - X
TU 4	7.700	m	222+150	to	229+850	IX - X
TU 9	10.300	m	250+150	to	260+450	IX - X
TU 10	6.000	m	260+650	to	266+650	IX - X
Section Bakersfield - Los Angeles						Seismal Grade
TU 1 (1-2)	27.500	m	196+800	to	224+300	III - IV
TU 2 (8 a 6)	25.600	m	224+400	to	250+000	III - IV
TU 3 (7)	6.500	m	251+800	to	258+300	III - IV
TU 4 (8)	16.100	m	263+700	to	279+800	III - IV / II -III
TU 5 (9)	12.200	m	293+000	to	305+200	III - IV
TU 6 (10)	8.400	m	306+200	to	314+600	III - IV
Section Los Angeles - Anaheim						Seismal Grade
TU 1	27.100	m	323+000	to	350+100	II -III
TU 2	14.600	m	362+100	to	376+700	II -III
Section Anaheim - Oceanside						Seismal Grade
TU 3	12.300	m	388+100	to	400+400	II -III
TU 8	11.300	m	431+800	to	443+100	I -II
Section Oceanside - San Diego						Seismal Grade
TU 9	7.500	m	487+900	to	495+400	I -II
Section San Francisco (A) - Vallejo						Seismal Grade
TU 3	6.800	m	284+200	to	291+000	IX - X
TU 1	6.000	m	315+000	to	321+000	IX - X
Section Vallejo - Sacramento						Seismal Grade
TU 2	13.000	m	331+000	to	344+000	IX - X
TU 03	14.000	m	408+300	to	422+300	VII - VII / V - VII
Section Merced - Sacramento						Seismal Grade
TU 1	24.800	m	256+300	to	281+100	I -II

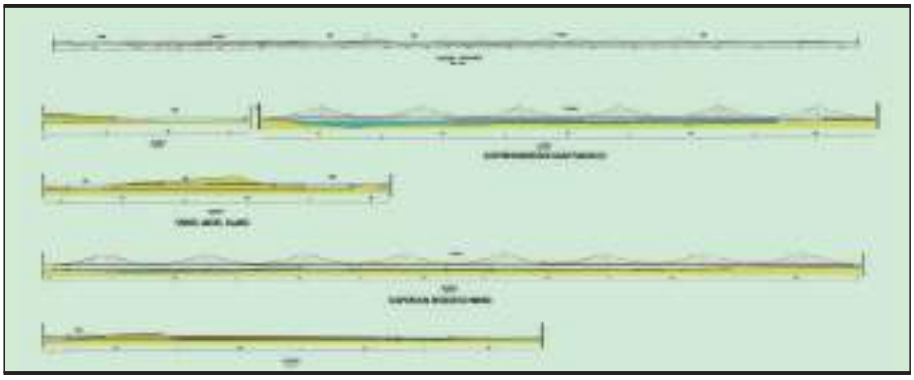
IG 8. Localización de túneles largos (≥6km) por secciones y grado sísmico.

Sub-Section	Sub-Project (Section length)	Cuts H (m) L (Km)	FS Φ_a (°) C_a (KPa)	Stable Slopes Angles (β) with FS N_e θ (°)	Φ_a^{VN} C_a^{VN} (KPa)	N_e^{VN} β^{VN} (°)	Φ_a^{VS} C_a^{VS} (KPa)	N_e^{VS} β^{VS} (°)	Reference Volume Excavation V (Mm^3)	Excavation volume reduction due to vegetation of slopes ΔV^{VN} (Mm^3)	ΔV^{VS} (Mm^3)	ΔV^{V} (Mm^3)	ΔV^{V} / V (%)	C_s (KPa)	C_{SV}^{N} (Kpa) C_{SV} (KPa) C_{SV}^{S} (KPa)	$\Delta C_{SV}^{N} C_s$ ΔC_{SV} C_S ΔC_{SV}^{N} C_s (%)	S_V (Ha)	Vegetation effect ratio m^2v m^3
I IV-a IV-b IV-c	FRESNO - LOS ANGELES (323 km)	18,25 9,60	2,90 17,8 23,60	0,077 45	17,8 29,52	0,097 57	17,8 30,20	0,099 58	3,197	0,560	0,599	1,159	-36,25	68,50	85,63 86,61 87,59	25,00 26,44 27,87	66,99 (41,55) (25,44)	0,578
II	FRESNO - MERCED (99 km)	3,59 34,00	7,00 4,4 8,12	0,138 45	4,4 12,62	0,210 77	4,4 12,74	0,213 79	2,391	0,169	0,176	0,345	-14,43	56,90	88,36 88,78 89,20	55,29 56,03 56,77	42,60 (24,96) (17,64)	1,235
III-a	FRESNO - GILROY (172 km)	8,91 12,45	3,40 7,7 16,18	0,115 45	7,7 22,62	0,152 60	7,7 25,58	0,172 70	2,763	0,209	0,314	0,583	-21,10	55,00	76,92 81,95 86,97	39,85 49,00 58,19	40,16 (24,48) (15,68)	0,689
III-b/V	GILROY - SAN FRANCISCO (102 km)	7,10 26,90	2,30 0,0 19,78	0,123 45	0,0 28,10	0,237 82	0,0 28,45	0,240 84	4,412	0,583	0,607	1,190	-26,97	45,50	64,64 65,04 65,44	42,07 42,95 43,82	69,30 (38,48) (30,82)	0,582
IX	SAN FRANCISCO- RICHMOND (51 km)	12,10 1,67	1,10 0,0 29,09	0,144 36	0,0 41,45	0,205 67	0,0 45,17	0,224 77	0,709	0,117	0,140	0,257	-36,25	32,00	45,60 47,65 49,69	42,50 48,89 55,28	7,51 (4,25) (3,26)	0,292
X	RICHMOND-SACRAMENTO (116 km)	12,53 2,33	1,35 0,0 28,15	0,163 45	0,0 36,39	0,174 51	0,0 39,99	0,191 60	0,833	0,035	0,077	0,112	-13,45	38,00	49,12 51,55 53,99	29,26 35,67 42,08	11,81 (7,09) (4,72)	1,054
VI	LOS ANGELES - ANAHEIM (62 km)	4,27 7,40	31,00 0,0 12,10	0,163 45	0,0 17,82	0,250 86	0,0 18,24	0,256 88	0,640	0,063	0,065	0,128	-20,00	37,50	55,09 55,70 56,31	46,91 48,53 50,16	11,43 (6,33) (5,10)	0,893
VII	MERCED - SACRAMENTO (191 km)	3,71 25,90	5,50 2,0 9,24	0,149 42	2,0 13,02	0,210 74	2,0 13,11	0,212 75	1,894	0,147	0,150	0,297	-28,43	50,82	71,59 71,83 72,08	40,87 41,35 41,83	33,76 (19,94) (13,82)	1,137
VIII	ANAHEIM - SAN DIEGO & Branch to RIVERSIDE (172 km)	13,17 26,00	1,75 5,7 28,39	0,132 45	5,7 42,42	0,193 76	5,7 42,99	0,196 77	9,535	1,693	1,734	3,427	-35,94	50,56	74,24 74,73 75,23	46,84 47,81 48,79	118,17 (70,43) (47,74)	0,345
Average	California HSRS (1.288 km)	7,65 146,62	4,00 4,3 16,62	0,14 44,4	4,3 23,77	0,20 74,4	4,3 24,39	0,21 76,8	26,374	3,576	3,862	7,438	-28,20	51,63	71,81	39,09	401,73 (237,51) (164,22)	0,540

IG 9. Impacto medioambiental y reducción del coste mediante vegetación de taludes (CHSRS-FARWEST Option).

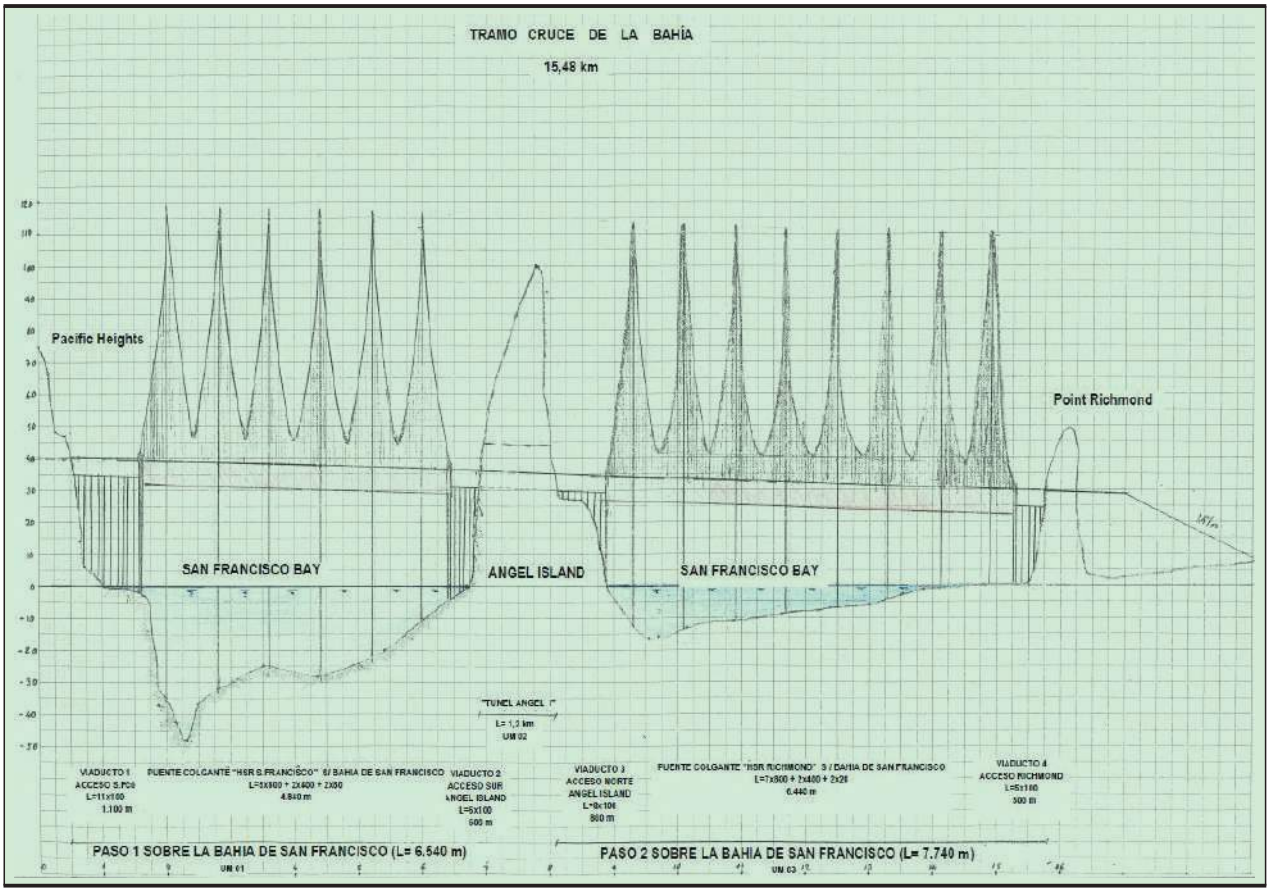


IG 10. Tipología de Viaductos.



IG 11. Cruce de la Bahía ("Puente Colgante HSR San Francisco" – "Túnel HSR Angel Island" – "Puente Colgante HSR Richmond").

IG 12. Cruce de la Bahía (Planta).



IG 13. Cruce de la Bahía (Perfil).

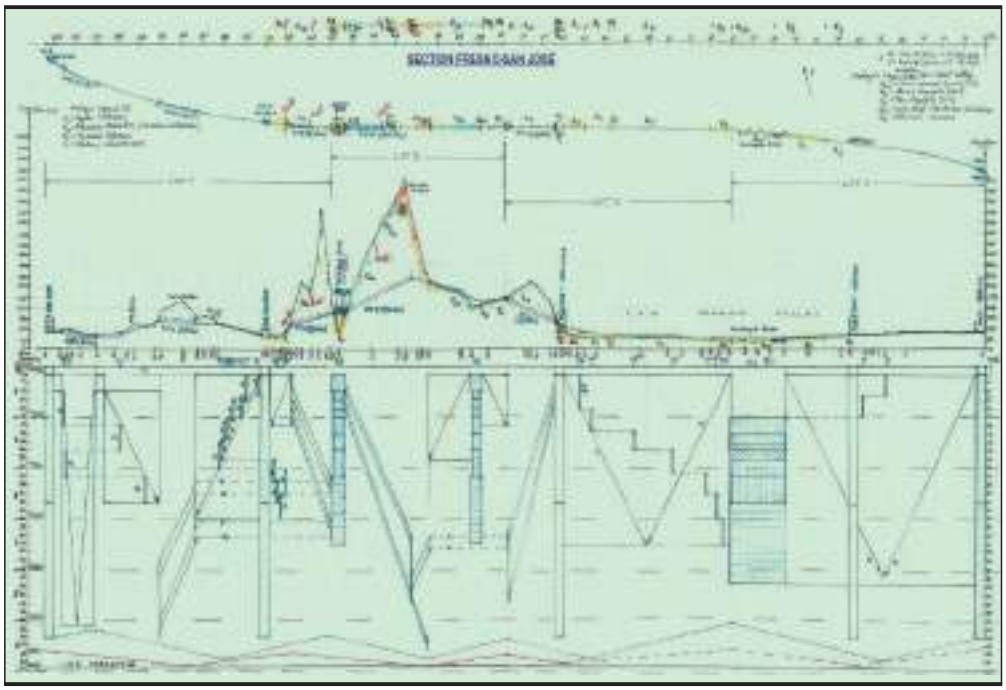


FIGURA 3. Espacios - Tiempos Sección Fresno – San José.

3. DESCRIPCIÓN DEL PRIMER SEGMENTO OPERATIVO ELEGIDO (OPCION B): "GOLDEN GATE ALTERNATIVE"

La línea Fresno-San Francisco del Proyecto FARWEST (GOLDEN GATE Alternative), tiene una longitud de 274 Km, con dos estaciones de alta velocidad (HSR Stations) intermedias en las proximidades de Gilroy y de San José, y las terminales de Fresno (Easton) y San Francisco (Airport), dando lugar a los trayectos Fresno-Gilroy (172 Km), Gilroy-San José (50 Km) y San José-San Francisco Airport (52 Km).

El trayecto Fresno-Gilroy Incluye además de diversas estructuras menores, tres túneles de vía doble (44,6 Km), cinco grandes viaductos (2,2 Km) y un puente colgante (1,6 Km), discurriendo, por tanto, en túnel en un 26% de su trazado y en viaducto en un 3%.

Tiene su origen (pK 0+000 de la red) en la estación terminal HSR de Fresno, situada a la cota 82 entre la localidad de Easton en la "multilane road" 41 a Fresno y Yosemite Park y la de Fowler en la "Freeway" 99 Bakersfield-Fresno-Sacramento, con conexión prevista en la propia Terminal con las líneas de ferrocarril AmTrak a Bakersfield, Stockton, parte norte de la Bahía (Contra Costa County) y Sacramento.

Hasta el PAET (Puesto de Adelantamiento y Estacionamiento de Trenes) 0de Kerman (~pK 40, cota 69 m.), el trazado discurre a cielo abierto con desmontes cortos y suaves (1 a 3 m) y grandes longitudes en terraplén de pequeña a mediana altura (2 – 6 m). El PAET, de 2,3 Km de longitud se implanta en terraplén, con acceso desde las carreteras secundarias 180 a Fresno y 145 a Madera y por la multi-lane 152 a Gilroy y por las Hwy 99 a Sacramento y Hwy 101 a San José y San Francisco.

Continúa el trazado con similares características atravesando el Valle de San Joaquín hasta el PAET de Oroloma, también de 2,3 Km de longitud (~ pK 96, cota 83), aunque con terraplenes de mayor altura (6 – 12 m) y numerosas obras de fábrica y dos grandes viaductos de 500 m. y 1.000 m. de longitud (VI_1 y VI_2), entre los pK 50 y 60 para el paso del río San Joaquín en una extensa zona de meandros y de las conducciones del Federal Central Valley Project Delta-Mendota Canal y San Luis Drain, en la zona limítrofe de Madera y Fresno Counties.

Seguidamente y tras los correspondientes desmontes y terraplenes de apoyo, se entra en el Túnel 1, cuya boca está situada en el pK 99+500 y su longitud es de 16.200 m. Este túnel inicia el cruce de la cordillera "Diablo Range", con montera inferior a 200 m. y pendiente ascendente de 7,16 milésimas, pasa bajo la Hwy 5 y aflora a la superficie (Figuras 4 y 5) con espectaculares vistas al SRA (State Recreation Area) "Los Baños Creek" y al San Luis Reservoir SRA. San Luis Reservoir es un lago artificial en las laderas este de Diablo Range en Merced County a 19 Km al oeste aproximadamente de Los Baños en la carretera estatal 152 que cruza Pacheco Pass por su margen norte. El embalse, construído para el Federal Central Valley Project y el Californnia State Water Project, almacena agua tomada del San Joaquín-Sacramento River Delta como excedente de la que de otra forma vertería al Oceano Pacífico. El agua se bombea al embalse principalmente durante el invierno y primavera, desde el O'Neill Forebay, que es alimentado por el California Aqueduct y el Delta-Mendota Canal, y desde allí aliviada al "forebay" para continuar agua abajo a lo largo del acueducto según las necesidades para riego y otros usos. Los Baños Creek Reservoir fue construido para prevenir la escorrentía de tormentas procedente de la inundación de los canales.

En el lado este del embalse de San Luis está la presa de San Luis, la cuarta mayor presa de tierras en Estados Unidos, que permite una capacidad de embalse de 2.518 Hm^3, convirtiendo San Luis Reservoir en el mayor embalse artificial (off-stream) de U.S.A., con una lámina de agua de 5.100 Ha. (~14,4 Km N-S, x8 Km E-W) a 166 m. de cota. El contraembalse O'Neill Forebay, bajo la presa, está a la cota 69 m. con una superficie de 910 Has y un perímetro de embalse (shoreline) de 22,5 Km. Los Baños Reservoir, formado por Los Baños CreeK Detention Dam, presa de tierras de 51 m de altura y 580 m de coronación, tiene una superficie de agua de 251 Has con una línea de embalse de 19,3 Km. La capacidad

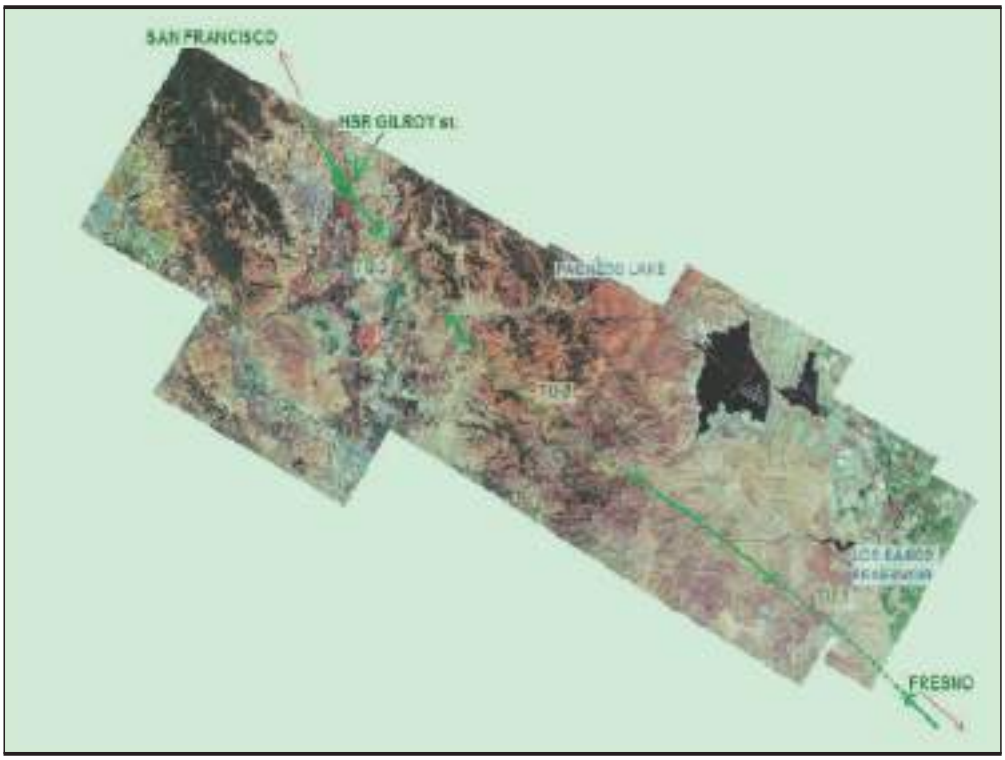


FIGURA 4. Cruce de la "Diablo Range" mediante túneles por la LAV Fresno – San Francisco.

FIGURA 5. Teleféricos para desescombro de túneles en las "State Recreation Areas" de Los Baños Creek y San Luis Reservoir.

de embalse es de 32,4 Hm^3, con un caudal máximo de vertido de 243,4 m^3/s. Drena un área de 404 Km^2.

Los productos de excavación del Túnel 1 (principal, auxiliar y galerías de escape), con un volumen de 2,57 Mm^3, se extraen por la boca Este y se transportan por la traza para la construcción del PAET de Oroloma y de los terraplenes T 9 y parte del T 8, hasta el pK 93+390, ya en pleno cruce del San Joaquín Valley.

Entre los túneles 1 y 2, el balance de tierras está prácticamente equilibrado (salvo un déficit de 121.150 m^3) entre las unidades morfológicas D6, D7 y D8 (desmontes) y las T10, T11 y T12 (terraplenes), con más de 2,2 Mm^3 y la necesidad de un viaducto V2 de 100 m de luz, para el paso de Los Baños Creek River.

El túnel 2, de 19,2 Km de longitud, con más de 500 m de montera bajo el Peckham Ridge, se proyecta con doble pendiente para poder ser atacado desde sus dos bocas en sentido ascendente, y reducir así el plazo de construcción. Desde su boca Este, con un tramo de 4 Km en rampa de 2,75 milésimas, produce un volumen de excavación (túnel principal, auxiliar y galerías de escape, comunicando ambos) de 633.720 m^3 que una vez compensado el déficit del terraplén T10, se llevan por la traza hasta la margen izquierda del cruce con Los Baños Creek River, para mediante un teleférico transportar el excedente (512.570 m^3) al emplazamiento de la presa de Los Baños Reservoir, recreciéndola 3,5 m., lo que permite un aumento de volumen de embalse de 4,5 Hm^3 con un incre-

mento de superficie de lámina de agua de 35 Has (14%). El plazo de la obra previsto para la ejecución de ese tramo de túnel es de 15 meses (Abril 2015-Junio 2016), lo que requiere un volumen diario de transporte de productos de excavación de 1920 m^3/día, que se propone resolver con un teleférico de 12,25 Km de longitud y 890 T/h de capacidad de transporte.

El otro tramo de túnel, de 15,2 Km, en rampa de 10,45 milésimas a partir de la boca Oeste del Túnel 2, con acceso desde la multilane road 152 "Pacheco Pass Highway", tiene un plazo previsto de excavación de 48 meses, con un volumen de excavación (túnel principal, auxiliar y galerías) de 2,38 Mm^3. Se propone, a efectos de no colapsar esta autovía y las del entorno en busca de vertederos aptos para ese volumen de escombros, transportarlos para recrecimiento de la presa Pacheco Lake, mediante otro teleférico de 13,1 Km, con capacidad de 960 T/h, con trazado por las márgenes de la Pacheco Pass Hwy, cruzándola tres veces, a requerimiento de sus curvas y de no sobrepasar diferencias de 30º en las alineaciones del teleférico. Esta presa y su embalse, son propiedad del Pacheco Pass Water District y su uso es para riego. Es una presa de escollera de 30,5 m de altura y 183 m de longitud de coronación con una superficie de agua y capacidad de embalse, a niveles normales, de 80 Has y 7,6 Hm^3 respectivamente, con una cuenca de recogida de 174 Km^2. El volumen de productos de excavación de estos 15,2 Km del túnel 2, debidamente tratados y clasificados, puede utilizarse para elevar el nivel del embalse 29 m mediante la ejecución contra la existente de una mayor presa de escollera, hasta una altura de 59,5 m con una longitud de coronación de 319 m. El aumento de lámina de agua es de 37 Has, pasando de las 80 Has actuales a 117 Has (46%) y el volumen de almacenamiento de agua se incrementa en un 250% (~ 19 Hm^3). Con las obras complementarias correspondientes, este aumento de volumen embalsado permitiría la puesta en riego de unas 2.200 Has a sumar a los regadíos existentes en las fértiles tierras de Santa Clara y San Benito Counties.

GOLDEN GATE ALTERNATIVE

Units	Items Charac. \ Sections	Section Fresno-San José		Section San José- San Francisco		Line Fresno-San Francisco	
Mile	Total Length Section	138,0	(81,62%)	32,3	(18,98%)	170,3	(21,29%)
Mile (%)	Length of Cut & Fill areas	93,2	(67,45%)	7,5	(24,42%)	100,7	(59,12%)
Mile (%)	Overall Length of Tunnels	41,0	(29,64%)	23,0	(70,23%)	64,0	(37,58%)
Mile (%)	Overall Length of Viaducts	3,7	(2,69%)	1,9	(5,35%)	5,6	(3,29%)
Number Station	Localization of Int.Station	GILROY		-		GILROY	
Number (E/Sm3)	TBM/Pill (PMET/BnP) /(Line + Station)	6	(3+3)	2	(0+2)	8	(3+5)
Mi/h	Average Speed	181		149		173	
Mm^3	Earth Moving (Overall section)	39,46		6,50		45,96	
Mm^3	from excavation	9,02		0,80		9,42	
Mm^3	from Fill	21,36		0,42		21,78	
Mm^3	from tunnels	9,48		5,28		14,74	
Mm^3	after compaction (swap specific)	-3,30		5,66		2,36	
Mm^3	Deficit (-)	-12,76		0,00		-12,76	
Mm^3	Excess to dump (+)	9,48		5,66		15,12	
Number	Overall tunnels by section	6		7		13	
nb (Mile)	Long tunnels (≥1,7 Mile)	5 (37,80)		3 (14,90)		8 (52,70)	
nb	Short tunnels (≤1,25 Mile)	-		1		1	
Mile	Length of long tunnels	11,9 / 10,1 / 5,7 / 5,2 / 4,9		6,4 / 4,8 / 3,7		11,9 / 10,1 / 6,4 / 5,7 / 5,2 / 4,9 / 4,8 / 3,7	
m^2	Construction works (Overall)	116.400		44.800		160.200	
nb-m^2	Viaducts	7	98.380	6	42.000	13	139.380
nb-m^2	Others Bridges	32	19.100	6	2.800	38	21.900
nb-m^2	Arch (300m span) bridges	4	12.000	6	18.000	10	30.300
nb-Mile	Suspension (MR or span) bridges	1	1,9	0	-	1	1,0
M$	Construction budget (A+B+C+D+E+F+G)	4.929	(74,18%)	2.027	(5,02%)	6.956	(32,53%)
M$	Earth-moving (a)	517		21		538	
M$	Tunnels (b)	3477		1379		3850	
M$	Construction works (c)	441		134		575	
M$	A-Infrastructure (a+b+c)	3434		1534		4969	
M$	B-Overstructure	486		106		592	
M$	C-Equipments	644		151		795	
M$	D-Environmental Protection	81		32		113	
M$	E-Design, QC, Management	105		46		151	
M$/Mile	Unit cost (excluded Stations)	35,79		62,73		46,91	
FOM M$/Mile	Unit efficiency Cost (FOM Ministry Spain Ref.2010)	30,36		31,54		37,34	
Mark	Relief-Type-Nature	W - 2 - Ru/Su		S - 2 - si Ur		- 2 -	
M$/Mile	Supplement FOM by cap span Viaducts & long tunnels	(B): 1,53 / 12,75 (Tu)		(B) : / 27,80 (Tu)		(B) 1,24 / 16,60 (Tu)	
M$/Mile	Average Overall FOM Cost unit	40,04		58,33		44,10	
M$	F-Supplement Construction budget by Stations & Building TSAP	176		147		323	
M$	G-Supplements Construction budget by equip/Env/Design, QC, Manage for Stations & Building TSAP	12		10		22	
M$	Overall Cost (Inc/ Stations	4.750	166	1.870	157	6.621	345

TABLA 3. Resumen descriptivo de la Alternativa GOLDEN GATE (LAV Fresno – San Francisco) según Proyecto FARWEST de la CHSRS.

A la salida del Túnel 2 (pK 150+300), el trazado debe cruzar el "Pacheco Creek" y la autovía 152 Pacheco Pass, para lo que se ha elegido como tipología estructural más adaptada a las exigencias de orden estético y de facilidad constructiva, la de puente colgante, que con una longitud de 1.600 m y un tramo central de 800 m, permite salvar el histórico paso "Pacheco Pass" de la Diablo Range, usado durante mucho tiempo, como formando paso de la antigua ruta desde San Francisco a Missouri. Los tramos de acceso de 300 m cada uno, con luces entre pilas de 100 m al puente colgante, configuran con éste el gran viaducto V3 de 2,200 m de longitud.

A continuación el trazado se aproxima a la estación HSR de Gilroy, después de atravesar las estribaciones Oeste de la cadena Diablo Range, mediante el Túnel 3, de 9.200 m de longitud y 300 m de montera, todo en pendiente de 6,5 milésimas hacia Gilroy. El volumen de excavación de los túneles principal, auxiliar y galerías de comunicación para evacuación, que totaliza el Túnel 3 de este trayecto, es de 1,46 Mm^3, que se propone utilizar para la compensación de tierras de los terraplenes T13, T14 y T15, hasta el pK 166+090, quedando un déficit de 0,25 Mm^3 hasta final del trayecto.

La estación HSR de Gilroy (pK 170+600) se emplaza a la cota 61 m entre el Llagas River, el nuevo trazado de la Hwy 101 y la carretera secundaria G 9, desde la que tiene acceso, y que conduce a su vez por Ferguson Road a la Hwy 152 y a la Hwy 101 a la altura de San Martín y por la Roop Road a Coyote Lake/Harvey Bear Ranch County Park.

Por la singularidad de este trayecto Fresno Easton-Gilroy Coyote y la limitación de extensión del artículo, se ha procedido a la descripción más detallada del mismo, reseñando solamente y dejando para otras publicaciones la de los trayectos Gilroy-San José y San José-San Francisco, en los que se incluyen otros cinco grandes túneles (8,3/7,9 y 10,3/7,7/6,0 Km), con posibilidad de transporte de productos de excavación sobrantes después de compensación en la traza, para recrecido de las presas de Coyote Lake, Uvas Reservoir, Chesbro Reservoir y Lexington Reservoir. (Alternativa Golden Gate LAV Fresno –San Francisco Airport Tabla 3).

4. JUSTIFICACIÓN DE LA ALTERNATIVA GOLDEN GATE

4.1. ANÁLISIS DE SEGURIDAD

El aspecto seguridad es prioritario, pues protege al usuario en su integridad física y en su salud. Además resulta condicionante para una explotación rentable, de forma que su falta de garantía no constituya un elemento disuasorio de utilización de esta infraestructura viaria, necesaria para la continuación y mejora del desarrollo del Estado de California.

En esencia, se ha considerado determinante para dotar a la explotación de la red de una máxima seguridad fiable, reducir en todo lo posible la longitud de los túneles, disponer éstos con una gran sección libre (Figura 6), permitir la explotación en doble vía en todos los tramos en los que sea indispensable proyectar túneles, sin limitaciones ni condicionantes, y finalmente, a este respecto, disponer en todo el recorrido de los túneles, además del túnel principal por el que circulan los trenes (TAV) de alta velocidad, de otro túnel auxiliar, paralelo y comunicado con el principal, para circulación de trenes de evacuación (VAL), (Figura 7), que de forma sistemática sigan el paso de los trenes de explotación de línea, así como para permitir el acceso rodado de vehículos de salvamento, rescate y extinción de incendios. Estas ideas han dado origen a la Alternativa GOLDEN GATE, como solución diferencial caracterizada por la potenciación de las medidas de seguridad, estando, naturalmente, diseñados los sistemas de ventilación de túneles y control de circulación, acordes con este sistema de explotación, que por otra parte, dada su concepción, simplifica y multiplica su eficacia y fiabilidad de forma definitiva.

En el Trayecto Fresno-Gilroy descrito en el punto anterior, el resultado de la aplicación de esta singular potenciación de la seguridad, se caracteriza por los siguientes parámetros:

- Simulación de marchas sentido Fresno-Gilroy: Estrategias de evacuación (Figura 8).

  Tramo PAET Oroloma-HSR Station Gilroy.

  - Longitud Tramo: 75.850 m.
  - Tiempo de recorrido : 14 min. 12 seg.

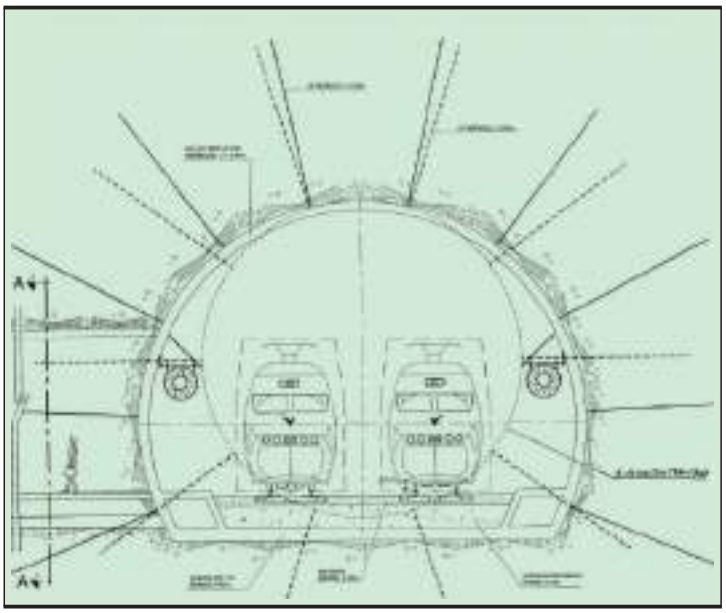


FIGURA 6. Sección en túneles largos (Proyecto FARWEST).

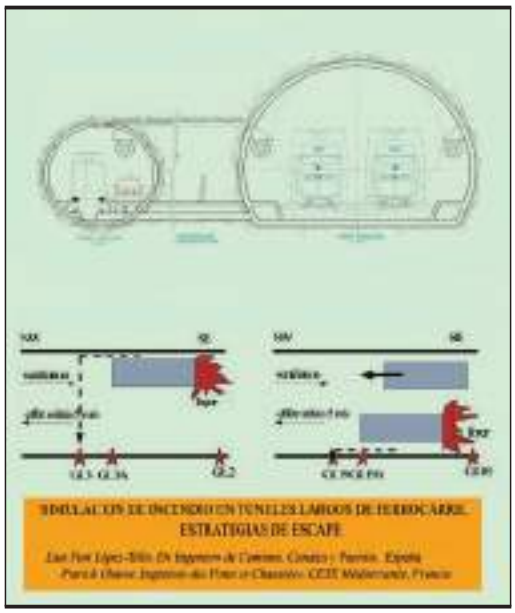


FIGURA 7. Escape en túneles largos (Proyecto FARWEST).

FIGURA 8. Estudio de seguridad Trayecto Fresno - Gilroy.

- Condiciones pésimas de rescate. Tiempos de evacuación:
  - Accidente Túnel 3 : Detención Tren TAV a 750 m de la salida. Tiempo de evacuación 29 min. 36 seg.
  - Accidente Túnel 2 : Detención Tren TAV a 750 m de la salida. Tiempo de evacuación 26 min. 36 seg.
  - Accidente Túnel 1 : Detención Tren TAV a 750 m de la salida. Tiempo de evacuación 11 min. 20 seg.
- Eliminación de humos. Equipos de ventilación a instalar.

Se dispone en cada uno de los tres túneles para ventilación en caso de emergencia por accidente, de una estación subterránea de ventilación intermedia para suministrar por efecto Saccardo a cada uno de ellos (principal y auxiliar) los caudales de aire calculados como necesarios, venciendo las presiones determinadas teniendo en cuenta los coeficientes de eficacia por posición fuera de la sección (caverna anexa) y por inclinación, y garantizando una dilución de humos suficiente para mantener una visibilidad superior a los 15 m, con temperatura del aire, por debajo de los 2 m de altura, inferior a 40-45ºC, tras un incendio de 20-50 Mw de potencia térmica correspondiente a la ignición de la locomotora de cola o cabeza de una rama TAV, como hipótesis de causa de accidente con detención en uno de los túneles.

Además de la estación Saccardo, es necesario disponer entre galerías, alojados en la sección libre de los túneles, tres aceleradores longitudinales (dos en el principal y uno en el auxiliar) de 25 m^3/s, 1 m de diámetro y 20 Kw de potencia, que garantizan una ventilación mínima en condiciones de trabajos de conservación y reparación o para refuerzo de la ventilación necesaria en escenarios de explotación normal o de emergencia, en la cuantía que lo requieran.

Las potencias instaladas en cada uno de los túneles resultan:

Túnel 1

a) Estación Saccardo

2 ventiladores de 200 m^3/s a 1,80 Kpa y 900 Kw	1800 Kw
1 ventilador de 50 m^3/s a 1,80 Kpa y 240 Kw	240 Kw
1 ventilador de 10 m^3/s a 1,80 Kpa y 50 Kw	50 Kw
Túnel principal	*2090 Kw*
1 ventilador de 100 m^3/s a 1,80 Kpa y 475 Kw	475 Kw
1 ventilador de 25m^3/s a 1,80 Kpa y 125 Kw	125 Kw
Tunel auxiliar	*600 Kw*

b) Aceleradores longitudinales

66 Aceleradores de 25 m^3/s y 20 Kw Túnel principal	1320 Kw
33 Aceleradores de 25 m^3/s y 20Kw Túnel auxiliar	660 Kw
Potencia total instalada en Túnel 1	*4670 Kw*

Túnel 2

a) Estación Saccardo

2 ventiladores de 200 m^3/s a 230 Kpa y 1180 Kw	2360 Kw
2 ventiladores de 50m^3/s a 230 Kpa y 300 Kw	600 Kw
Túnel principal	*2960 Kw*
1 ventilador de 100 m^3/s a 2,30 kpa y 575 kw	575 kw
1 ventilador de 50 m^3/s a 2,30 kpa y 295 kw	295 kw
Túnel auxiliar	*870 kw*

b) Aceleradores longitudinales

78 Aceleradores de 25 m^3/s y 20 Kw Túnel principal	1560 Kw
39 Aceleradores de 25 m^3/s y 20 Kw Túnel auxiliar	780 Kw
Potencia total instalada en Túnel 2	*6170 Kw*

Túnel 3

a) Estación Saccardo

2 ventiladores de 200 m^3/s a 0,95 Kpa y 550 Kw	1100 Kw
1 ventilador de 25 m^3/s a 0,95 Kpa y 75 Kw	75 Kw
1 ventilador de 10 m^3/s a 0,95 Kpa y 45 Kw	45 Kw
Túnel principal	*1220 Kw*
1 ventilador de 100 m^3/s a 0,95 Kpa y 275 Kw	275 Kw
1 ventilador de 25 m^3/s a 0,95 Kpa y 75 Kw	75 Kw
Túnel auxiliar	*350 Kw*

b) Aceleradores longitudinales

40 Aceleradores de 25 m^3/s y 20 Kw Túnel principal	800 Kw
20 Aceleradores de 25 m^3/s y 20 Kw Túnel auxiliar	400 Kw
Potencia total instalada en Túnel 3	*2770 Kw*

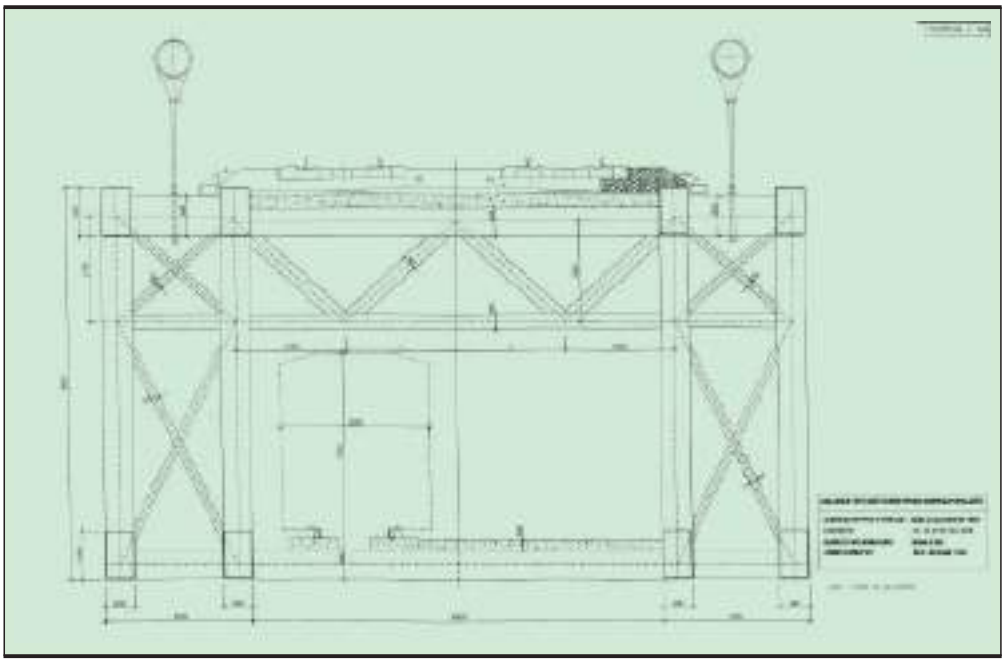


FIGURA 9. Sección de tablero en Puentes Colgantes (Proyecto FARWEST).

- Continuidad plataforma para trenes VAL

Para permitir la circulación de los trenes TAV en doble vía en todo el tramo de túneles Oroloma-Gilroy es necesario, para continuidad de la plataforma de circulación de los trenes de auxilio, dotar a la sección de los viaductos V2 entre los túneles 1 y 2, sobre "Los Baños Creek" y V3 entre los túneles 2 y 3, puente colgante y sus accesos sobre "Pacheco Pass (Hwy 152 y Pacheco Creek)", de un segundo nivel en el tablero, bajo las vías principales, para alojar la vía de los trenes de auxilio.(Figura 9).

En los tramos intertúneles, a cielo abierto, la plataforma se amplía, y en el recorrido de los túneles, los trenes VAL circulan por un segundo tubo auxiliar de sección más reducida (6,35 m de diámetro interior).

El dimensionamiento de las secciones de los túneles principales, derivado de las condiciones aerodinámicas de seguridad y confort, para circulación a 350 Km/h, requiere adoptar para los túneles cortos (< 2000 m) y para los 750 m extremos de los túneles largos, una sección de excavación de 134 m^2, que da una sección libre de 101 m^2, y para el resto del tramo central una sección de excavación de 100 m^2, que ofrece una sección libre de 86 m^2.

4.2. ANÁLISIS AMBIENTAL

Desde este punto de vista, la Alternativa GOLDEN GATE incorpora, integrándolos, elementos constructivos, funcionales y de seguridad con una doble óptica y única intencionalidad: mejorar el impacto en todo el entorno natural del corredor Central Valley-Bay Area al atravesar Diablo Range en el trayecto Fresno-Gilroy de la Línea Fresno-San Francisco, por el que debe discurrir obligadamente el trazado de este tramo de infraestructura ferroviaria de alta velocidad, por sus especiales exigencias de carácter geométrico (en planta y en alzado), reduciendo de una parte los impactos negativos producidos

FIGURA 10. Reducción Impacto negativo de la LAV Fresno – San Francisco mediante implantación de Puente Colgante y ampliación de embalse.

FIGURA 11A. Teleférico para transporte de escombros de túnel para recrecido de presa.

por su implantación (Figura 10) y por otro lado potenciando los positivos que pueden aportarse por la forma de realizarla.

Entre los primeros, quizás el más importante, por ser el que más afecta al principal integrante y usuario del entorno natural, el hombre y su diaria actividad, es el transporte de material sobrante de excavación. Para reducir éste al mínimo en su interferencia con la red viaria y también con su vertido en su integración con el entorno, se proponen tres elementos:

El primero, un túnel auxiliar, que queda integrado posteriormente como elemento funcional de explotación y seguridad, decisivo, como se ha indicado anteriormente en el Análisis de seguridad, para que ésta sea efectivamente real, y que previamente aporta como "túnel piloto "ventajas constructivas de incidencia fundamental para la fiabilidad y seguridad de la programación de los trabajos y en consecuencia de indudable repercusión económica, disminuyendo imprevistos. (Figura 7).

Los otros no quedan formando parte de la instalación ferroviaria, al ser uno de ellos un medio auxiliar de construcción, dos teleféricos (Figuras 11A y 11B) para el transporte de los productos de excavación de los túneles, que se desmontarán al final de las obras, o bien, si las autoridades competentes lo deseara podrían (uno de ellos, o los dos) permanecer formando parte de la infraestructura turística y de recreo de la Zona ("Los Baños Creek Reservoir SRA", "San Luis Reservoir SRA" y el histórico "Pacheco Pass SP"), una vez adaptados al uso de viajeros. El tercer elemento, los vertederos de los productos de excavación no compensados, tampoco forman parte de la infraestructura ferroviaria propiamente dicha, pero sí quedan integrados en el entorno, sirviendo además para contribuir a mitigar dos importantes demandas de infraestructura territorial regional, al utilizarlos, parcialmente tratados en su granulometría, en el recrecido de dos presas de materiales sueltos existentes, citadas en la descripción de la alternativa, permitiendo el de "Los Baños Creek Detention Dam" por una parte, la mejora de la prevención de los daños de escorrentía procedentes de la inundación de los canales del Federal Center Valley Project y del California State Water Project y por otra parte el de la presa de Pacheco Reservoir, el aumento de 2.200 Has. de riego para el Pacheco Pass Water District.

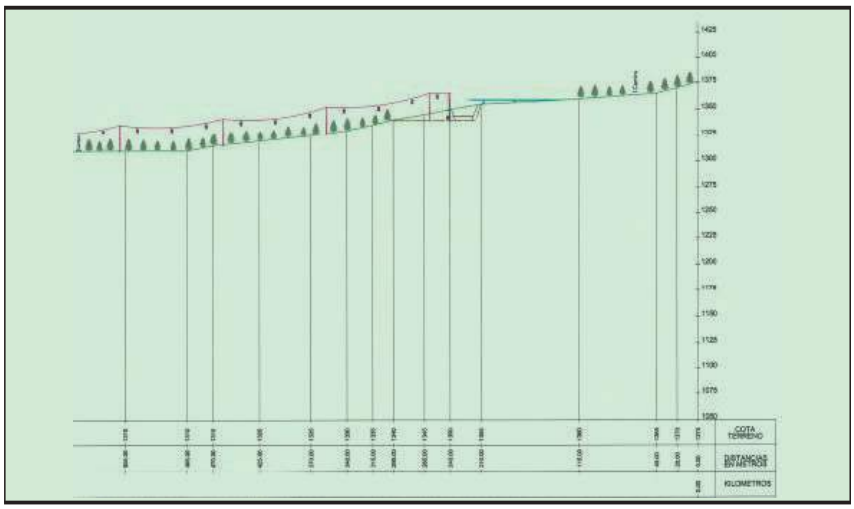


FIGURA 11B. Perfil longitudinal. Emplazamiento teleférico.

	TU 1	TU 2	TU 3	Suma Túneles
Estación Saccardo Túnel TAV (Kw Kw)	2090	2960	1220	6270
Estación Saccardo Túnel VAL (Kw Kw)	600	870	350	1820
Aceleradores longitudinales Túnel TAV (Kw Kw)	1320	1560	800	3680
Aceleradores longitudinales Túnel VAL (Kw Kw)	660	780	400	1840
Teleférico "Los Baños Baños" (kw)		300		300
Teleférico "Pacheco Pass Pass" (kw)		900		900
SUMA (kw)	4670	7370	2770	14810

FIGURA 4. Potencias a instalar para Ventilación de Túneles y funcionamiento de los teleféricos.

El teleférico para el recrecido de la presa de "Los Baños Creek", responde a las siguientes condiciones y características:

- Transporte de material todo uno de excavación, procedente de extracción del Túnel 2 por su portal lado Fresno, con tamaño 0,35/0,25 peso específico aparente 1,6 T/m^3 y volumen a transportar de 512.570 m^3.
- Producción máxima 315.000 T/mes y capacidad media de transporte 890 T/h.
- Longitud entre estaciones superior de reenvío e inferior motriz: 12.250 m.
- Desnivel entre estaciones: –80 m.
- Número de pilonas intermedias: 120 y estaciones intermedias: 3.
- Velocidad del cable: 3,4 m/s.
- Número de vagonetas (vehículos adaptables): 370.
- Capacidad de cada vehículo: 3 m^3.
- Tiempo de una bajada completa: 60 minutos.
- Potencia total instalada: 300 Kw.

El teleférico para el recrecido de la presa de "Pacheco Lake":

- Transporte de material todo uno de excavación, procedente de extracción del Túnel 2 por su portal lado Gilroy, con tamaños 0,35/0,25, peso específico aparente 1,6 T/m^3 y volumen a transportar de 2.376.450 m^3.
- Producción máxima: 340.000 T/mes y capacidad media de transporte: 960 T/h.
- Longitud entre estaciones superior motriz e inferior de reenvío: 13.100 m.
- Desnivel entre estaciones extremas: + 105 m.
- Número de pilonas intermedias: 130 y estaciones intermedias: 6.

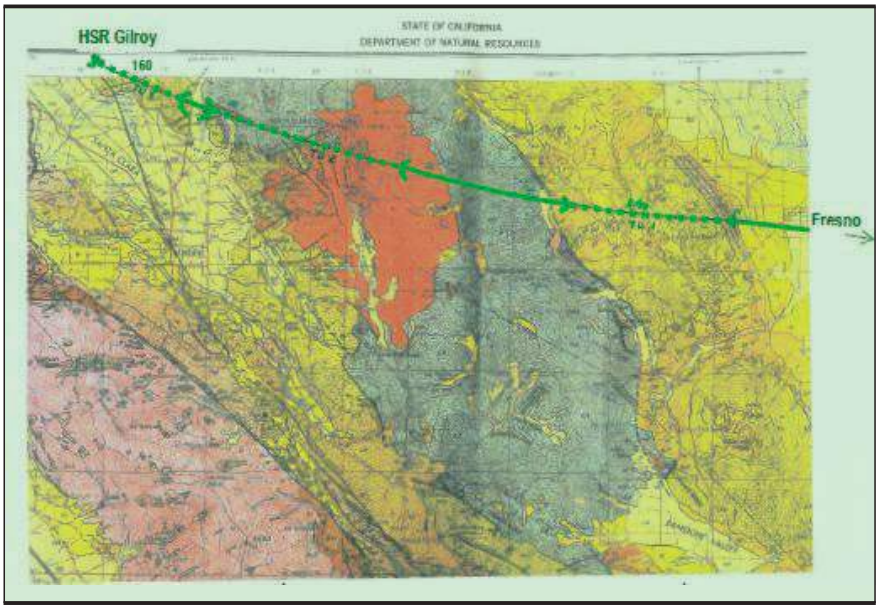


FIGURA 12. Potenciación impactos medioambientales positivos .Potencial geotérmico. Planta geológica.

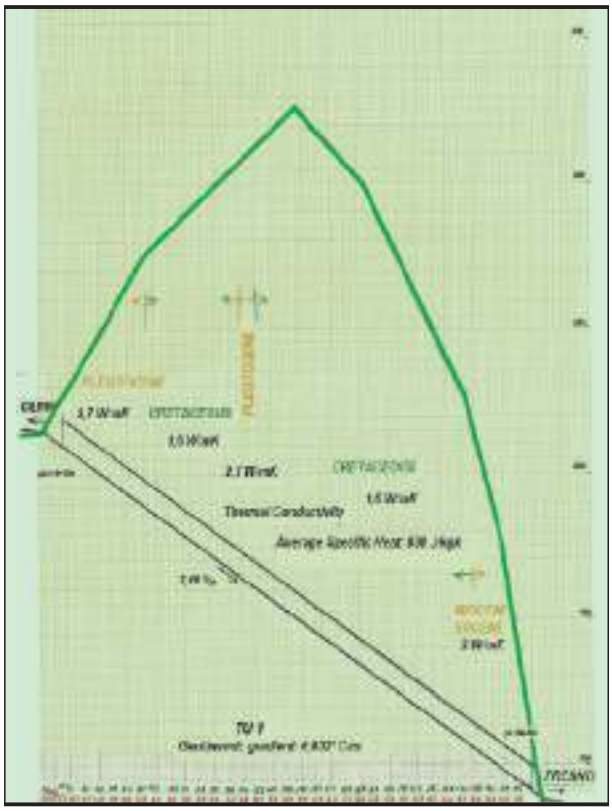


FIGURA 13. Estimación de potencial geotérmico de aguas drenadas. Túnel 1.

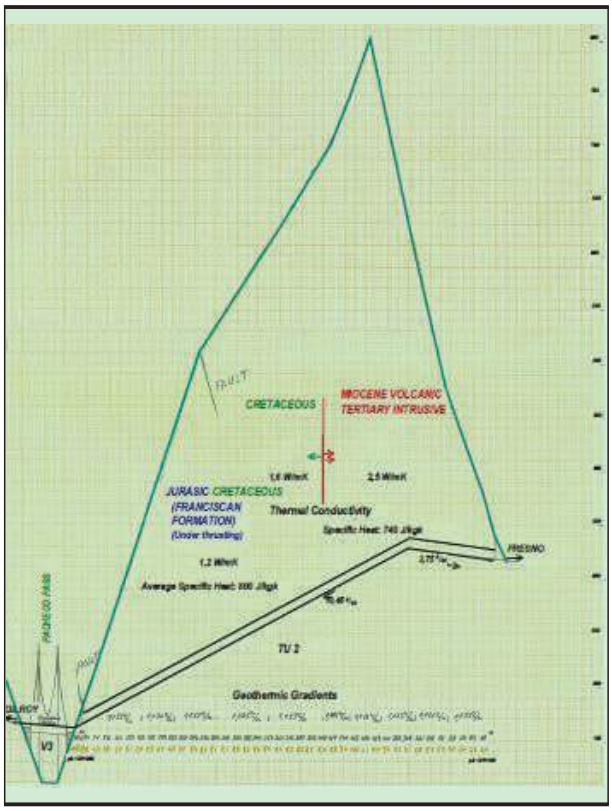


FIGURA 14. Estimación de potencial geotérmico de aguas drenadas. . Túnel 2.

- Velocidad del cable: 3,6 m/s.
- Número de vagonetas (vehículos adaptables): 400.
- Capacidad de cada vehículo: 3 m^3.
- Tiempo de una subida completa: 60 minutos.
- Potencia total instalada: 900 Kw.

Las potencias a instalar pues, para el funcionamiento de las instalaciones de ventilación en los túneles y para el de los teleféricos de "Los Baños" y de "Pacheco Pass" son los mostrados en la Tabla 4.

La potenciación de los impactos positivos que puede aportar la construcción del trayecto, por la excavación de los tres túneles del tramo Oroloma-Gilroy, se logra con la utilización del potencial geotérmico (Figura 12 a 15) de los macizos rocosos atravesados, a través de las aguas subterráneas drenadas por los túneles.

El túnel de Los Baños (TU1) atraviesa las siguientes fomaciones (Figura.13):

- Pleistocene-Pliocene-Miocene, non marines/Eocene-Paleocene marines: ~ 1,75 Km.
- Upper Cretaceous marine: ~ 7,55 Km.
- Plio-Pleistocene non marine: ~ 0,55 Km.
- Upper Cretaceous marine: ~ 3,55 Km.
- Plio-Pleistocene non marine: ~ 2,80 Km.

El túnel bajo Peckham Ridge y Chimney Ridge (TU2), atraviesa las siguientes (Figura 14):

- Miocene Volcanic-Tertiary intrusive: ~ 8 Km.
- Franciscan Formation (Jurassic-Cretaceous)/Upper Cretaceous marine: 3,10 Km.

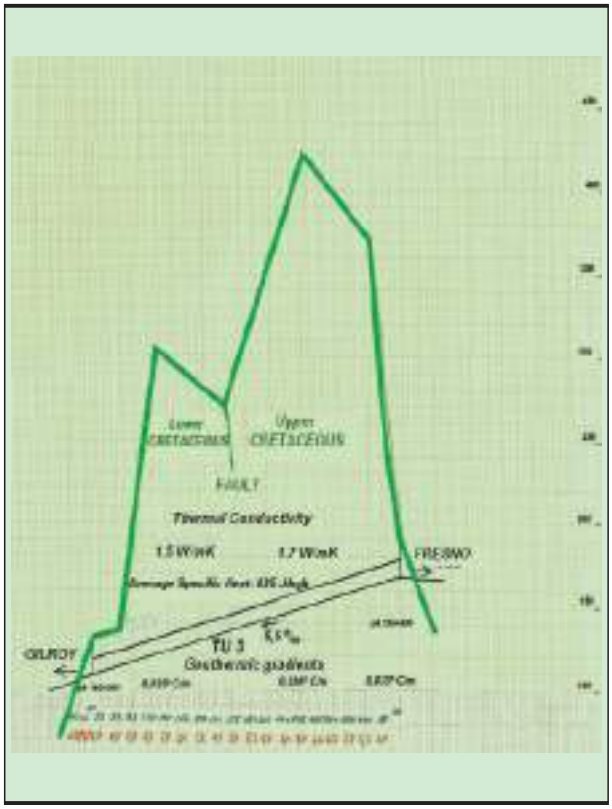


FIGURA 15. Estimación de potencial geotérmico de aguas drenadas. Túnel 3.

	TU1		TU2		TU3		Suma Túneles
	Portal Fresno	Portal Gilroy	Portal Fresno	Portal Gilroy	Portal Fresno	Portal Gilroy	Seis Portales
Caudal agua Subterránea Q(l/s)	92,8	–	38,4	228,6	–	92,3	452,1
Temperatura agua salida túnel T (°C)	18,0	–	18,4	21,4	–	18,7	19,9
Potencial Geotérmico (Kw)*	1330,0	–	620,0	5950,0	–	1550,0	9450,0
*Descontada pérdida de capacidad calorífica por diferente conductividad de la roca							
Pérdidas (Kw)	330,0	–	135,0	1410,0	–	380,0	2255,0

TABLA 5. Estimación de caudales y temperaturas de agua subterránea en salida de túneles. Potencial Geotérmico y pérdidas.

- Fault.
- Franciscan Formation: ~ 8,10 Km.
- El túnel de San Felipe (TU3) (Figura 15).
- Upper Cretaceous marine: ~ 5,40 Km – Fault – Lower Cretaceous marine: ~ 3,80 Km.

En función de las alturas medias de montera en cada formación geológica, las características térmicas e hidrogeológicas respectivas asignables como valores medios y mediante correlación con valores estimados y reales de experiencias en túneles suizos en funcionamiento (Ricken, Furka, San Gotardo, Lötschberg), se estiman los siguientes caudales de aguas de filtración y las temperaturas de las mismas en las bocas de los túneles, hasta donde se llevan por su interior mediante cunetas de hormigón tapadas.

La potencia geotérmica efectiva en las bocas de los túneles se obtiene corrigiendo la potencia geotérmica inicialmente calculada (Potencial bruto geotérmico) al tener en cuenta algunos factores físicos y termodinámicos, que afectan al caudal de agua o a su temperatura.

4.3. CONSIDERACIONES SOBRE LOS CAUDALES DRENADOS

La estimación de los caudales de agua en las bocas de los túneles, se ha hecho atendiendo a los específicos de cada formación, a partir de los datos contenidos en los "Proceedings of the 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics/Oslo 1991", particularmente en el artículo "Site investigation for the construction of the railway Brütten tunnel in poorly cemented Glimmersandstein" y de la información de construcción del túnel base de Lötschberg, que en los 13 Km de su sección norte (Frutingen) pasa a través de una sucesión de diferentes estratos sedimentarios, fuertemente plegados, como sucede en Diablo Range con el "underthrusting Franciscan Formation". Correlacionando los caudales de filtración recogidos en Frutingen por medio de las estimaciones teóricas de permeabilidad de la fórmula de Chapuis en función de la porosidad y finura de grano de las rocas sedimentarias de Brütten, Lötschberg y la vertiente oeste de Diablo Range, y extrapolando a las efusivas e intrusivas terciarias del entorno de las alturas del Cathedral Peak y Peckham Ridge, se han llegado a definir los siguientes por formaciones geológicas y probables alturas piezométricas medias, según monteras.

TU 1 Tertiary/Cuaternary

H_{11} = 78 m q_{11} = 3,4 l/s/Km L_{11} = 1,75 Km

H_{13} = 149 m q_{13} = 6,5 l/s/Km L_{13} = 0,55 Km

H_{15} = 71 m q_{15} = 3,1 l/s/Km L_{15} = 2,80 Km

Upper Cretaceous

H_{12} = 168 m q_{12} = 7,4 l/s/Km L_{12} = 7,55 Km

H_{14} = 118 m q_{14} = 5,2 l/s/Km L_{14} = 3,55 Km

TU 2 Miocene Volcanic /Tertiary intrusive

H_{21} = 218 m q_{21} = 9,6 l/s/Km L_{21} = 4,00 Km

H_{22} = 484 m q_{22} = 21,3 l/s/Km L_{22} = 4,00 Km

Upper Cretaceus

H_{23} = 354 m q_{23} = 15,6 l/s/Km L_{23} = 5,70 Km

Franciscan Formation (Jurasic-Lower Cretaceus)

H_{24} = 225 m q_{24} = 9,9 l/s/Km L_{24} =5,50 Km

TU 3 Upper Cretaceus

H_{31} = 272 m q_{31} = 11,9 l/s/Km L_{31} =5,00 Km

Lower Cretaceus

H_{32} = 175 m q_{32} = 7,7 l/s/Km L_{32} = 4,20 Km

Las aportaciones anuales medias de agua infiltrada procedente de precipitaciones sobre las zonas de influencia del drenaje de los macizos de Diablo Range que provocarán los tres túneles de esta línea HSR que las atraviesan, se estiman con la fórmula de Sichardt y una precipitación media P = 263 mm (San Luis Reservoir), en los siguientes valores:

TU 1 $A1 = (\sum L1i \times R1i) = 6{,}96\ Hm^3$

TU 2 $A2 = (\sum L2i \times R2i) = 20{,}93\ Hm^3$

TU 3 $A3 = (\sum L3i \times R3i) = 7{,}15\ Hm^3$

Los volúmenes drenados anualmente, con los caudales de filtración antes estimados son :

TU 1 $D1 = 2{,}93\ Hm^3$ $(D1 \approx 42\%\ A1)$

TU 2 $D2 = 8{,}42\ Hm^3$ $(D2 \approx 40\%\ A2)$

TU 3 $D3 = 2{,}91\ Hm^3$ $(D3 \approx 41\%\ A3)$

Los datos climatológicos en la estación meteorológica de San Luis Reservoir dan una oscilación de la precipitación anual entre 124 mm (mínima, en 1989) y 637 mm (máxima, en 1998), con la media de 263 mm.

	TU1		TU2		TU3		Suma Túneles
	Portal Fresno	Portal Gilroy	Portal Fresno	Portal Gilroy	Portal Fresno	Portal Gilroy	Seis Portales
Caudal agua en Portales Q(l/s)	74,2	–	30,7	182,9	–	73,8	361,6
Temperatura agua en Portales T (°C)	17,0	–	17,5	20,3	–	17,7	18,9
Potencial Geotérmico eficaz (Kw_t)	690,0	–	350,0	3640,0	–	850,0	5530,0

TABLA 6. Potencial Geotérmico eficaz en túneles Trayecto Fresno - Gilroy.

Con la precipitación mínima de 124 mm, las aportaciones anuales en las zonas de influencia de los túneles, se reducirían a :

TU 1 A1min = 3,28 Hm^3 (D1 ≈ 89% A1min)
TU 2 A2min = 9,87 Hm^3 (D2 ≈ 85% A2min)
TU 3 A3min = 3,37 Hm^3 (D3 ≈ 86% A3min)

Por otra parte, durante los trabajos de ejecución de los túneles puede ser necesario tomar algunas medidas de inyección o sellado de fisuras que permitan el avance de la perforación, pero que indudablemente rebajaran la capacidad drenante de los túneles.

A efectos de cuantificar el potencial geotérmico eficaz, parece conveniente reducir los caudales de agua drenada por los túneles, de forma que puedan considerarse de forma continuada, aún en años con precipitaciones próximas a la mínima, así como tener en cuenta el posible efecto impermeabilizante de algunas medidas constructivas.

El efecto de las medidas auxiliares para la construcción, según las investigaciones realizadas en el túnel de Brütten, puede evaluarse como una reducción de la permeabilidad después de las inyecciones de un 10% sobre la del terreno sin inyectar.

Por tanto se considera prudente reducir los caudales previstos de recogida de aguas en los túneles, en un 20% (10% + 10%).

4.4. CONSIDERACIONES SOBRE LA TEMPERATURA DEL AGUA DRENADA

El seguimiento a largo plazo en el túnel del Simplón (Suiza), ha dado una tasa media de decrecimiento de la temperatura por enfriamiento natural del terreno alrededor del túnel de 0,04-0,05º C al año.

El sistema usado para recoger y llevar el agua subterránea hasta la boca del túnel también influye en la temperatura del agua que llega hasta ella. Experiencias suizas indican que un 50% de la diferencia media de las temperaturas del agua drenada y de la existente en el túnel se pierde en un recorrido de 20 Km, en conducciones cerradas en el interior del mismo.

En el caso de los túneles del Trayecto Fresno-Gilroy, se evalúan los dos factores citados como sigue:

Para una vida de proyecto de los intercambiadores de calor y canalizaciones que se proyecten en condiciones aceptables, de 20 años, las temperaturas antes estimadas en cada sección de túnel, deben reducirse en 0,9º C por efecto del enfriamiento natural del terreno, al cabo de la vida útil de la instalación, una vez construidos los túneles.

Respecto a la segunda consideración, y teniendo en cuenta los tramos de cada túnel en los que la temperatura del agua drenada es mayor que la esperable en el interior del túnel, las reducciones a tener en cuenta serían del orden de 0,1-0,2 ºC.

Según todo lo anterior, el cálculo del Potencial geotérmico eficaz quedaría como lo mostrado en la Tabla 6.

El aprovechamiento del potencial geotérmico de las aguas drenadas por los túneles, mediante la instalación de los correspondientes intercambiadores de calor en los portales indicados en el cuadro anterior, aporta en la línea Fresno-San Francisco en su trayecto Fresno-Gilroy, un impacto positivo de creación de 5,5 Mwt de potencia térmica con posible utilización directa en el edificio de control de explotación de los túneles y en viviendas de las localidades de Los Baños, Hollister, San Felipe y Gilroy, o bien incorporando las oportunas bombas de calor y generadores de energía eléctrica de origen térmico de 3,7 Mwe, admitiendo un coeficiente anual de rendimiento térmico COP = 4, normal en estas instalaciones, así como un rendimiento global mecánico-eléctrico medio del conjunto de equipos $\eta = 0,88$.

La energía eléctrica necesaria para el funcionamiento de las instalaciones de ventilación, requiere, según desglose anteriormente expuesto (cuadro A), una potencia instalada de 14,8 Mw, por lo que la de origen geotérmico representa un 25%, suficiente, por ejemplo, para el equipamiento de la ventilación de los túneles auxiliares VAL, tanto de los aceleradores longitudinales (1,84 Mw), como para la de los ventiladores de las estaciones Saccardo respectivas (1,82 Mw).

5. REFERENCIAS

1. Díaz del Río, M. (1965) "Techniques de consolidation urgente de l'infrastructure ferroviaire". Proceedings of Mechanics of Soils and Foundations Congress. Montreal (Canadá). Volume III – pag. 465-467.
2. Díaz del Río, M. (1968) "Spanish railway transform their roadbed". International Railway Journal. (March/1968).
3. Díaz del Río, M. (1968) "Die gleise der Renfe heute und kunftig". Eisenbahn Technische Rundschau (ETR). (9/1968).
4. Díaz del Río, M. (1968) "Present trends in machines for track maintenance". The Railway Gazette. (Nov. 1968).
5. Lomnitz, C. and Rosemblueth, E. (1976). "Seismik risk and engineering decisions". ISBN 0-4444-41494-0 Elsevier Science Publishers BV. Amsterdam, The Netherlands.

6. Díaz del Río, M. (1978). "Technologie des tunnels en Espagne" Departement de genie civil. Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne. Switzerland. (Dec. 1978).
7. Díaz del Río, M. (1979) "Méthodes de calcul de talus et massifs rocheux avec mini ordinateurs"."Schuts der Verkehrswege gegen Steinschlag und Felssturz". (Problèmes posés par les chutes de rochers sur les lignes établies en site accidenté). Commission "Tunnels" Union Internationale des Chemins de fer. (10-12 Sept. 1979).
8. Howard, Arthur D. (1979) "Geologic History of Middle California "ISBN 0-520-03874-6 University of California Press. Berkeley, California U.S.A.
9. Poland, C.D. (1980). "Utilization of strong-motion records in buildings design". H.J, Degenkolb & Associates, San Francisco, California, Proceedings of Workshop on interpretation of strong-motion earthquake records, UCLA Report Nº 8015. Los Ángeles. California.USA.
10. Díaz del Río, M. (1981). "New developments in laser-numerical analysis instrumentation". Rapid excavation and tunneling conference. Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers (AIME). San Francisco. USA. (May 1981).
11. Díaz del Río, M. (1982). "Bases for the integrated management of fixed installations (an application of operational research)". XIIIe session de l'AICCF (IRCA). Congrès de l'Association Internationale des Congresses des Chemins de fer et de l'Union Internationale des Chemins de fer, AICCF/UIC. Rail international - 13er Année, nº 5. (27 Sept.-1 Oct. 1982).
12. Díaz del Río, M. (1985). "Energy, track and rolling stock in the European railways". National Research Council. Transportation Research Board. Washington DC. (Nov. 1985).

13 - Waggoner, P.E. (1990) "Climate Change and U.S. Water Resources "American Association for the Advancement of Science, New YorK, U.S.A.

14. Arrojo, P. y Naredo, J.M. (1997) "La gestión del agua en España y California" Bakeaz Coagret. Vitoria, Spain.
15. Díaz del Río, M. (1997) "Manual de Maquinaria de Construcción" 1st. Edition 1998 Polytechnic University of Madrid Best Textbook Award Winner. ISBN 0-07-01 1920-I, ISBN 84-481-3028-6. McGraw-Hill, Madrid Spain.
16. Díaz del Río, M. (2003) "MOU". *EL PAIS*, 11 de Julio de 2003; *EXPANSION*, 9 de Julio de 2003 y *CINCO DIAS*, 8 de Julio de 2003.
17. Fort, L. (2004) "Safety in High Speed Railway Tunnels" ISBN 84-89456-23-2 2nd Edition (Presented in Praga) Cersa. Madrid, Spain.
18. Díaz del Río, M. (2007) "Manual de Maquinaria de Construcción" 2nd. Edition. ISBN 978-84-481-5646-6 McGraw-Hill, Madrid Spain.
19. Stein, Ross S. (2008) "The Uniform California Earthquake Rupture Forecast, Versión 2 "California Geological Survey and Southern California Earthquake Center U.S. Geological Survey, Menlo Park. California, U.S.A.
20. Benson, S; Averbuck, A and Balfour, A.C. (2009) "California" ISBN 978-84-08-08289-7 Lonely Planet. Barcelona, Spain.
21. Díaz del Río, M. (2009) "Handbook of Heavy Construction Equipment" Amazon. U.S.A.
22. Goicolea, J.Mª. (2009) "Dynamics of High-Speed Railway Bridges". Taylor & Francis Group, London. UK.
23. Fort, C. (2010) "Caracterización geotécnica de base de los suelos de España". DEA ETSICCP Madrid, Spain.
24. Unsworth, J.F. (2010) "Desing of modern steel railway bridges" ISBN 978-1-4200-8217-3 Boca Raton, Florida, U.S.A.
25. Vega, A; Ramos, A.; Reina, P y Conde, E (2010) "Guía Técnica de Generación Eléctrica de Origen Geotérmico" ISBN 978-84-614-0086-7 Fundación de la Energía de la Comunidad de Madrid. Madrid, Spain.

26 - Widerin, B (2011) "Experiencias de intercambio geotérmico en túneles y redes subterráneas de transporte en Austria y Suiza". Guía sobre aprovechamiento energético de las infraestructuras subterráneas. Fundación de la Energía de la Comunidad de Madrid. Madrid, Spain.

27. Fort, L y Fort, C (2011) "Earth Moving Geoenvironmental workability in California" Geocongress 2012. Oakland, California, U.S.A.
28. Fort, L y Fort, C (2011) "Soil reinforcement vegetation effect. Analysis applied to the earth moving volume of the California High Speed Railway Sistem" International Symposium on Ground Improvement IS-GI 2012. Brussels, Belgium.
29. Tadaki, Kawada (2011) "History of the modern suspension bridges" ASCE press Ed. by Richard Scott, Reston, Virginia. USA.
30. López Pita, A. (2011) "Talgo y la alta velocidad. Explotación técnica y comercial". ISBN 978-84-89649-74-3. Madrid, Spain.

Desde la Innovación a la Instalación

Bombardier INTERFLO para ERTMS

© 2012, Bombardier and INTERFLO are trademarks of Bombardier Inc. or its subsidiaries.

Todo un mundo de experiencia en cada proyecto

Bombardier ha sido pionero en desarrollar los niveles 1, 2 y Regional del ERMTS, como ha quedado demostrado en más de 20 proyectos en todo el mundo. Nuestros equipos de vía y embarcados se han implementado en más de 18.000km de vía y 2.500 vehículos.

Los sistemas de Bombardier se adaptan con facilidad a los equipos ya existentes y ofrecen una mayor seguridad, interoperabilidad, alta velocidad, reduciendo la infraestructura en vía.

www.transportation.bombardier.com

BOMBARDIER

Puerto de Gijón
Motor de progreso

Un progreso que parte de una **innovadora estrategia** de proyección internacional con un modelo de **excelencia en la gestión portuaria** que amplía horizontes para nuestros clientes.

Un progreso que acerca distancias a través de **nuevas rutas y autopistas marítimas**.

Un transporte **sostenible y competitivo** que **impulsa la economía** y hace progresar nuestra sociedad, dando forma al futuro.

Más que un Puerto, *motor de progreso.*

Puerto de Gijón

Autoridad Portuaria de Gijón

Su conexión ágil, rápida y segura con Europa, con el mundo

Barcelona Europa

Servicios Portuarios Avanzados en Barcelona

El Port de Barcelona es un puerto preparado para el futuro. Porque tiene una **plataforma de comercio electrónico innovadora, una herramienta de gestión en línea** que nos permite eliminar el papel y acelerar procesos. Porque **está creciendo día tras día**, ampliando espacios, multiplicando recursos, **generando más y más actividad**. En pocas palabras, porque se ha convertido en un puerto con **más capacidad, flexibilidad y sostenibilidad**. Descubre una de las conexiones más avanzadas de Europa.

Una conexión nunca vista

- **El primer puerto español** en tráfico internacional.
- **El puerto referencia** del Mediterráneo y sur de Europa.
- **El puerto de cruceros nº 1** de Europa y el cuarto del mundo.
- **El primer puerto** en obtener la certificación de calidad **ISO 9001**

Port de Barcelona

www.portdebarcelona.es

Optimización de la explotación de la red troncal de alta velocidad

ALBERTO GARCÍA ÁLVAREZ (*)

RESUMEN La red española de alta está situada en el segundo lugar de mundo en cuanto a extensión de líneas. La nueva red tiene un carácter radial y además troncal. Se articula en torno a cuatro troncos principales de los que parten numerosas líneas capilares.
La explotación de los tramos troncales ha cubierto hasta 2010 arroja un saldo económico positivo para el conjunto del operador y el administrador de la infraestructura, pero la extensión de la red cuestiona la sostenibilidad de este resultado porque en los tramos periféricos el tráfico será menor y los costes probablemente serán mayores en ellos.
Por ello, los tramos periféricos deben diseñarse, construirse y explotase con criterios diferentes de los tramos troncales. En muchos casos estos tramos cumplen la función de la modernización de líneas e introducción del ancho de vía estándar. Deberían ser en ocasiones sustitutivos y en otros casos, complementarios de las líneas convencionales preexistentes.
Para ello, estos tramos deben admitir un uso mixto, no solo con coexistencia de trenes de alta velocidad y trenes de mercancías, sino también con otros trenes de viajeros como regionales y cercanías.
En el artículo se analizan los temas que deben tenerse en cuenta en el diseño de estos tramos periféricos de alta velocidad para hacer posible la optimización de su operación (distancia entre apartaderos y número de vías en ellos; entreeje; características de puntos de acceso de los viajeros, rampas y pendientes, señalización, andenes, etc.)

OPTIMIZATION OF THE OPERATION OF HIGH SPEED TRUNK NETWORKS

ABSTRACT *The Spanish High Speed Network reaches in 2012 20 years of life. Regarding the network length, at the end of this period this network occupies the second world place after China. In fact, the Spanish railway deployment is the confluence of three key processes: The deployment of the Spanish High Speed Network, the implementation of the international UIC gauge and the modernisation of the Spanish Network quite limited before in investment and performances related to other countries.*
The new network is designed following a radial structure with main axes. The network is articulated around four main axes of different length from which start the capillary regional branches connecting the main lines with limits of the peninsula and the French and Portuguese borders. In 2012 the main lines have been put in service and the peripheral lines are being deployed at different rates. Until 2010 the exploitation of the main lines has covered the investment costs with a positive balance for Railway operator and Infrastructure Manager. Nevertheless the peripheral network threats clearly this positive result because the traffic density on those tracks should be clearly lower and the exploitation cost higher.
Considering this, the peripheral network ought to be designed using different criteria as the one used for the main lines. The peripheral segments ought to be treated considering mainly the introduction of the international gauge and its modernisation without affecting the performances in terms of speed. The upgraded network segments should replace in some cases and complement in other cases the existing conventional lines.
These considerations make advisable the introduction of mixed traffic operation not only between high speed and freight trains, but also with regional and even commuter trains.
This communication analyses the aspects to take into account in the design of the peripheral network regarding an optimal operation (Distances between sidings, number of required tracks, passengers' access, ramps, gradients, signaling, platforms, etc)

Palabras clave: Líneas de alta velocidad, explotación ferroviaria, topología de red, tráfico mixto.

Keywords: High speed lines, Railway operation, Network topology, Mixed traffic.

La red española de alta velocidad alcanza en 2012 los veinte años de vida. Y lo hace situada en el segundo lugar de mundo (detrás de China) en cuanto a extensión de líneas. Su implantación ha constituido, en realidad, la confluencia de tres procesos de la máxima importancia: la dotación de una red de alta velocidad para España; la introducción del ancho de vía estándar internacional; y la modernización de la red ferroviaria que estaba muy descapitalizada y limitada en prestaciones con respecto a otros países.

La nueva red, tal y como está diseñada, tiene un carácter claramente radial y además troncal. Se articula en torno a cuatro troncos principales, de diferente longitud, de los que parten numerosas líneas capilares o periféricas que llevan hasta los límites de la península y hasta las fronteras con Francia y Portugal. Hasta 2012 han entrado en servicio la mayor parte de los tramos troncales principales y se encuentran en construcción (en diferentes grados de avance) las líneas periféricas. La explotación de los tramos troncales ha

(*) Ingeniero Industrial del ICAI, Doctor en Ciencias Económicas y Empresariales y Licenciado en Derecho. E-mail: albertogarcia@ffe.es

cubierto hasta 2010 los costes económicos, arrojando un saldo positivo de la explotación conjunta del operador y del administrador de la infraestructura, pero la extensión de la red en tramos periféricos amenaza claramente dicho resultado porque en ellos el tráfico será necesariamente menor y porque los costes probablemente serán mayores en estos tramos periféricos.

Ello sugiere que los tramos periféricos deben diseñarse, construirse y explotase con criterios diferentes de los tramos troncales. En muchos casos estos tramos deben entenderse (sin que ello implique reducir sus prestaciones en términos de velocidad) como modernización de líneas e introducción del ancho de vía estándar. Deberían ser en algunos casos sustitutivos y en otros complementarios de las líneas convencionales preexistentes.

Para ello, estos tramos deben admitir un uso mixto, consistente no solo en la coexistencia de trenes de alta velocidad con trenes de mercancías, sino también con otros trenes de viajeros como regionales e incluso cercanías.

1. INTRODUCCIÓN

Las redes ferroviarias españolas (tanto la convencional como la de alta velocidad) tienen un carácter marcadamente radial. Esta estructura se puede contraponer a otras posibles topologías como podrían ser la estructura transversal, la mallada o la lineal, que existen en otros países como Alemania, Italia o Japón. La estructura radial de la red española es semejante a la francesa, lo que no es de extrañar pues ambos países tienen grandes semejanzas territoriales como una enorme superficie, una capital en posición relativamente central con gran población; y una parte importante de la actividad económica en la periferia del país. Una relevante diferencia con Francia es que los "radios" de la red española terminan en puertos marítimos con la excepción de la línea a Lisboa (de longitud conjunta en ambos países no especialmente larga) o las que van a Francia. En la red gala, por el contario, son numerosas las líneas que se prolongan más allá de las fronteras hacia otros países como Alemania, Bélgica, Italia, Suiza o Gran Bretaña.

Una estructura radial de red no tiene inconvenientes en sí misma, ya que la distribución del tráfico y de la demanda en un país como España tiene también un carácter radial. En efecto, la mayor parte de los tráficos tienen su origen o destino en Madrid, y únicamente en el Corredor Mediterráneo y en el del Ebro existen tráficos importantes que no pasan por el centro.

La pertinencia de esta estructura queda de relieve en el hecho de que en otros países con distribuciones demográficas y geográficas semejantes, como puede ser Francia, tienen igualmente configuraciones radiales.

2. ESTRUCTURAS POSIBLES DE UNA RED RADIAL

Una red radial puede adoptar dos tipos de estructuras básicas:

- La "radial pura", con líneas desde el centro hasta cada unos de los destinos periféricos que, como los radios en la rueda de una bicicleta, discurren de lforma mas directa entre estos puntos.

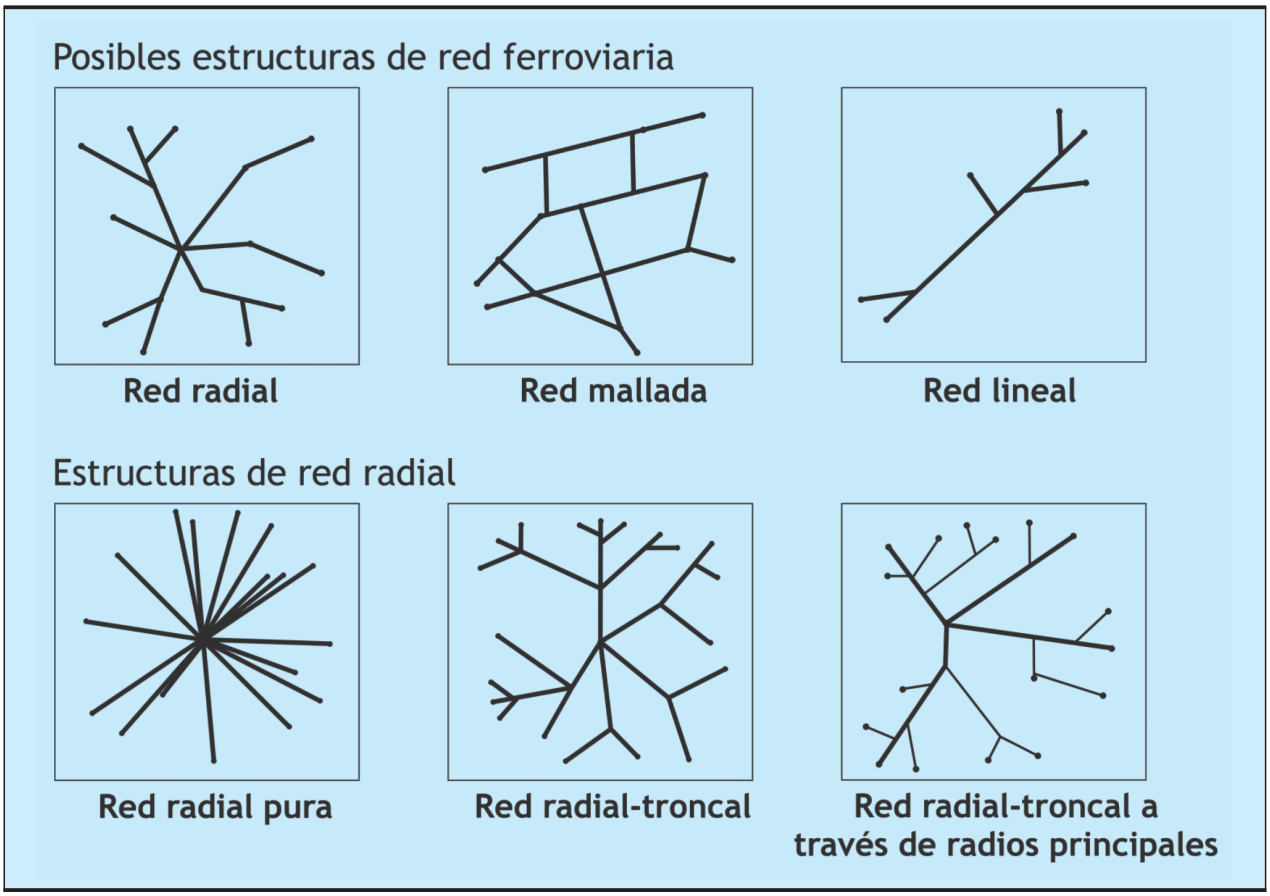


FIGURA 1. Troncalidad de la red de alta velocidad.

FIGURA 2. Troncalidad de la red convencional.

- La "radial-troncal" que sería aquella en la cual del centro salen unas pocas líneas, como troncos de árbol o arterias del sistema coronario, y posteriormente se ramifican hasta llegar a los extremos de la red a través de líneas de distribución que cumplen la función capilar de ramas o venas. Es claramente esta topología la que existe en España, tanto en la red de alta velocidad desarrollada en la primera década del siglo XX, como en la red convencional, cuya estructura quedó fijada al finalizar el siglo XIX. En muchos casos en la red habrá unos radios principales que pueden ir de forma más o menos recta desde origen a un destino periférico importante ramificándose de éste a lo largo del recorrido otros ramales de menor tráfico.

Desde el punto de vista de la explotación (tanto técnica como económica) de la red, lo relevante no es el carácter radial, sino su carácter troncal:

- La red radial pura requiere una inversión muchísimo mayor en la construcción, ya que supone más kilómetros de línea para servir al mismo número de destinos. Esta lógica que minimiza la inversión es la que explica la profusión de redes radiales-troncales frente a las relativamente escasas redes radiales puras..
- La red "radial-troncal" tiene un serio inconveniente en su explotación frente a la red "radial pura": lógicamente supone unos mayores recorridos, y por lo tanto, mayores tiempos de viaje. Por ello, en una red radial-trocal aumentan algo (frente a la radial pura) los costes de explotación; y a la vez disminuyen los ingresos como consecuencia de los mayores recorridos .

Sea como fuere, la red de alta velocidad española es claramente "radial-troncal" y lo relevante son las consecuencias que de ello se derivan en orden al diseño y posterior explotación técnica y económica de las líneas. Máxime teniendo en cuenta que hasta 2012 se han construido ya las líneas troncales principales con unas características determinadas, y en la actualidad se están diseñando y construyendo las líneas periféricas.

3. TIPOS DE LINEAS EN LA RED RADIAL-TRONCAL

En una red radial-troncal pueden distinguirse dos tipos de líneas: las situadas en el centro (que pueden denominarse "troncales" o "arteriales"), y sus ramificaciones capilares en la periferia ("ramas" o "venas"). Las fronteras entre unas y otras no son claras, y con frecuencia habrá de analizar caso por caso para clasificar adecuadamente cada línea.

Puede adoptarse como criterio puramente convencional que son "troncales" aquellos tramos en los que el número de vías es menor de tres veces la suma de las vías que se derivan de ellas o por las que se encamina tráfico que procede de ellas. Con este criterio, resultaría que en la prevista red española de alta velocidad serían troncales los tramos de Madrid a Palencia, Madrid a Figueres, Madrid a Monforte del Cid y Madrid a Antequera.

De los cuatro grandes grupos de líneas que parten de Madrid (Norte-Noroeste, Nordeste, Levante y Sur-Oeste), en el primero el tronco común es relativamente corto (179 kilómetros) y atiende ocho destinos; mientras que en los otros los tramos troncales son más largos (228,2 kilómetros; 454,5 kilómetros; 467,8 kilómetros y 749,9 kilómetros), a la vez que en cada uno de ellos se sirven menos destinos: tres, cuatro y siete respectivamente (Véase la figura 3).

Por ello, puede deducirse que los inconvenientes para la explotación que se derivan del carácter troncal de la red española de alta velocidad son más acusados en el eje Norte-Noroeste (con destinos finales en Ávila, Salamanca, Vigo, Coruña, Gijón, Bilbao, San Sebastián y Hendaya). Estos problemas serán poco relevantes en el eje Noroeste, ya que se articula en torno al radio principal de Madrid a Figueres del que salen ramales solo a Soria y Huesca y que se entrecruza con los corredores mediterráneo y del Ebro. Ello lleva, además, a una cierta radialidad de la red en torno a Barcelona, mitigada por la barrera que supone la fachada marítima de la costa catalana.

3.1. LA ESTRUCTURA DE LOS TRAFICOS

La demanda de tráfico por ferrocarril puede agruparse, según una primera clasificación en los siguientes grandes bloques:

- Trenes de larga distancia de tipo radial, es decir, aquellos en los que uno de los extremos del servicio es Madrid; o aquellos trenes en los que, no siendo Madrid un extremo de su recorrido comercial, pasan por Madrid.
- Trenes de larga distancia transversales, entendiendo por tales aquellos que no pasan por Madrid.
- Trenes regionales.
- Trenes de cercanías.
- Trenes de mercancías.

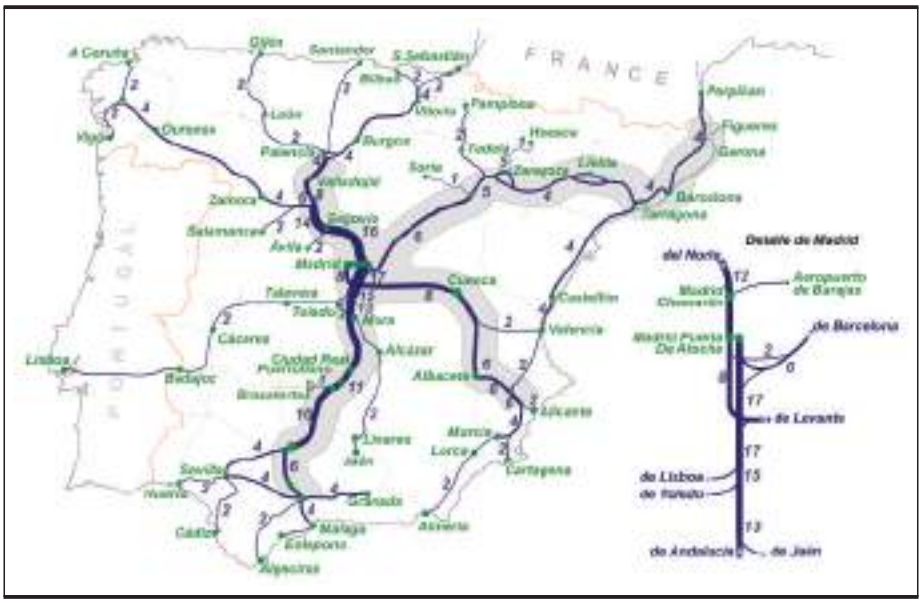


FIGURA 3. Indicadores para la identificación de las líneas troncales y capilares de la prevista red española de alta velocidad.

En todos los casos no se segmenta según su velocidad, sino según el tipo de servicios que realizan.

Las mayores prestaciones en términos de velocidad son requeridas por los trenes de largo recorrido, por lo que las líneas de alta velocidad son en general diseñadas para trenes de largo recorrido y se da preferencia en su uso (cuando la capacidad es limitada y la demanda elevada) a los trenes que necesitan mayores velocidades comerciales medias.

En cuanto a la capacidad de las líneas, puede aceptarse que una línea de doble vía de alta velocidad tiene una capacidad nominal de 15 a 16 trenes por sentido y hora que en la práctica se reduce (aún en condiciones de tráfico homogéneo) a una capacidad 13 a 14 trenes por sentido y hora.

No resulta en general de interés dotar a las líneas de vía única en lugar de vía doble, porque salvo excepciones puntuales, es muy pequeña la reducción de la inversión que se consigue, y sin embargo, además de que la capacidad puede bajar a 3-4 trenes por sentido y hora, se puede incrementar de forma significativa el tiempo de viaje. Ello es debido que los tiempos de aceleración y deceleración en las paradas necesarias para los cruces, llegan a tener mucha importancia en alta velocidad, tanto en sus valores absolutos como en los relativos con respecto al tiempo de viaje. Únicamente en algunos casos con obras singulares (por ejemplo, túneles largos bitubo o viaductos de importancia) puede tener algún interés establecer algún tramo de vía única en una línea de vía doble.

De lo anterior se desprende que la estructura de red radial-troncal tiende a producir, por su propia naturaleza, un exceso de capacidad en los tramos periféricos. Y ello es independiente del nivel de demanda. En efecto, aunque la demanda (por ejemplo) se multiplicara por diez comparada con la demanda inicial, estos tramos no llegarían a estar saturados, ya que se saturarían antes los tramos troncales de los que se derivan. En el caso, por ejemplo, de la línea española de alta velocidad troncal del Norte- Noroeste, entre Madrid y Segovia la capacidad práctica máxima es de 14 trenes por sentido y hora, que será utilizada por trenes radiales de larga distancia, y que deben "repartirse" entre todos los destinos (Ávila, Salamanca, Vigo, Coruña, Gijón, etc.) Es fácil de comprender que en ninguno de ellos se deba esperar un tráfico de trenes radiales de larga distancia superior a 2-3 trenes por hora, lo que equivale a que en la práctica el uso de la capacidad de la infraestructura por trenes-radiales de larga distancia es como máximo del orden de 15-20 por ciento, y ello, ¡en la hora punta!.

3.2. CONSECUENCIAS DE LA NATURALEZA DE LOS TRAMOS EN SU DISEÑO

El carácter radial troncal sugiere unas características peculiares en los dos tipos de tramos que traten de maximizar el valor un unos tramos (los troncales), reservándolos para los tráficos de mayor valor y que necesitan más velocidad; y maximizando el uso en otros tramos, los periféricos o capilares, en los que la demanda por parte de los trenes radiales de viajeros está limitada por la capacidad de los tramos troncales

3.3. EXPLOTACIÓN

En cuanto al tipo de explotación en cada tipo de línea, se debe procurar emplear los tramos troncales exclusivamente para servicios de viajeros de larga distancia, y en la medida de lo posible, con velocidades homogéneas, y que no efectúen muchas paradas en el tramo: la heterogeneidad de velocidad (ya sea por diferente velocidad máxima, ya sea por diferente número de paradas) reduce la capacidad de circulación.

Deben evitarse por ello en estos tramos troncales los trenes lentos (por ejemplo, los mercancías), de muchas paradas (por ejemplo, los cercanías), y que realicen recorridos cortos (como los regionales y los cercanías). Estos trenes de corto recorrido en horario diurno deben encaminarse por las vías convencionales paralelas a los tramos troncales.

Debe encaminarse (en lo posible) a través de los tramos no troncales o capilares de la red toda clase de trenes, con independencia de la longitud de su recorrido, de su velocidad y tipo de tráfico, y del número de paradas. Y ello porque en estos tramos capilares la capacidad no es escasa, sino que (al revés) lo que supone un problema es que se han invertido importantes cantidades en su construcción y se dispone de capacidad sobrante que podría permitir, bajo ciertas condiciones, reducir el tráfico encaminado de forma menos productiva por las líneas convencionales paralelas.

3.4. EQUIPAMIENTO

Por lo tocante al equipamiento de las líneas también hay diferencias según su papel en la red:

- En los tramos troncales las líneas deben ser de vía doble (en algunos casos sería deseable incluso vía triple o cuádruple para, en escenarios futuros de fuerte demanda, no cercenar la posibilidad de uso de tramos capilares situados "aguas abajo"). Las bifurcaciones deben ser con "salto de carnero" y a ser posible enlazando estas bifurcaciones a la línea general en apartaderos o con "vías de eficacia", y disponiendo, cuando sea posible, de una tercera o cuarta vía en el tramo común. Los desvíos deben permitir la máxima velocidad de paso por vía desviada, tanto en las bifurcaciones como en los apartaderos.
- En lo que se refiere a los tramos no troncales, debe adaptarse su equipamiento a las circunstancias de cada caso. Son admisibles en estos tramos algunos segmentos cortos de vía única (siempre que existan apartaderos de longitud y con vías suficientes); se pueden aceptar bifurcaciones a nivel, desvíos de menor radio y, en fin, ciertas restricciones de capacidad.

3.5. PARADAS DE LOS TRENES

En los tramos troncales los trenes deben tener (como ya se ha expuesto) pocas paradas, ya que la detención de los trenes en ellas provoca un drenaje de la capacidad en el tramo crítico de la línea. Las paradas en los tramos troncales suponen un incremento de tiempo de viaje para los viajeros que emplean los trenes (viajeros que además, en los trenes de alta velocidad, son numerosos), y también inducen adicionalmente una reducción de la capacidad en estos tramos derivada del tiempo de parada. Si el servicio hacia localidades próximas al centro de la red se hace con trenes de largo recorrido y con una estación situada en el tramo troncal, aparece también el drenaje de capacidad.

En los tramos no troncales el número de paradas (y por ello de estaciones) no es un problema ya que en ellos no habrá escasez de capacidad de circulación. Al revés, deben implantarse tantas estaciones e incluso apeaderos como sea necesario para mantener la capilaridad de la red, haciendo innecesario el uso de líneas convencionales paralelas solo para atender estas estaciones.

Debe destacarse que en este tipo de tramos los puntos de parada no debe necesariamente coincidir con puntos en los que haya instalaciones técnicas para el apartado de trenes, ya que estas instalaciones (muy costosas) deben ubicarse en los puntos en los que sea necesario por la densidad y heterogeneidad del tráfico, lo que no está relacionado con las necesidades de paradas comerciales. En César López (2011) ha realizado un muy interesante análisis sobre este problema y sus soluciones.

3.6. VELOCIDADES

En los tramos troncales de la red deben proponerse velocidades máximas elevadas en la infraestructura, evitando totalmente importantes reducciones locales de velocidad (limitadas por el trazado o por los desvíos). Debe cuidarse especialmente en este sentido la velocidad de salida de las estaciones principales, que debe ser la que permita la aceleración del tren. La reducción de velocidad puntual en estos tramos tiene efectos en muchos trenes que son, además, los más sensibles al tiempo de viaje.

En los tramos periféricos pueden aceptarse reducciones locales de velocidad, pero siempre con el criterio de reducir la velocidad en los entornos de velocidades altas únicamente cuando sea estrictamente necesario, no estableciendo nunca limitaciones de velocidad por debajo de 100 kilómetros por hora.

Las ganancias de tiempo en los recorridos del centro a la periferia deberían venir más por mejoras en los tramos troncales de la red (que afectan a un mayor número de destinos), y estas ganancias podrían compensar las reducciones en los tramos periféricos, donde el mayor número de paradas y el menor número de trenes afectados reduce sensiblemente el impacto práctico de estas limitaciones de velocidad.

En cuanto a la velocidad de los servicios, debe estimularse el uso de trenes de la mayor velocidad posible en los tramos troncales, y ello no solo en los trenes de larga distancia, sino incluso en los regionales (quizá más aún en éstos, ya que la mayor velocidad debería compensar el incremento del tiempo de parada).

4. CONCLUSIONES

En una red de carácter radial-troncal, existen líneas o tramos de carácter troncal o arterial, y otras de carácter periférico. Las reglas de diseño y explotación de unas y otras son muy diferentes. La aplicación a un tipo de línea de las reglas adecuadas al otro tipo produce grandes pérdidas de eficiencia.

En el momento del diseño de las líneas debe tenerse en cuenta la función que deben cumplir en la red, para adecuar el diseño a la explotación futura tratando de maximizar la eficiencia. En la actualidad, en España, se han diseñado y están en servicio todos los tramos troncales, pero se están diseñando y construyendo muchos tramos periféricos, por lo que es necesaria la reflexión sobre su funcionalidad para evitar que se reproduzcan los criterios de las líneas troncales.

La estructura del canon por el uso de la infraestructura debe enviar señales para que se planifiquen los servicios de la forma más adecuada; de forma que se cargue una mayor cantidad económica por el uso de trenes troncales y por la realización de paradas o por la circulación a menor velocidad en ellos, y cantidades menores por el uso de los tramos periféricos, donde no deben penalizarse las paradas ni las variaciones de velocidad.

5. BIBLIOGRAFÍA

Fernández Arévalo, J. (2012): "Costes de las líneas de alta velocidad internalizados en la contabilidad del administrador de infraestructuras". *360. Revista de alta velocidad,* número 2, febrero de de 2012.

Fröidh, O. (2006): "Modeling Operational costs of a future high-speed train". Proceedings of the CIT 2006 Conference. Ciudad Real. Spain.

García Álvarez, A., Cillero Hernández, A. y Rodríguez Jericó, P., (1998): "Operación de trenes de viajeros. Claves para la gestión avanzada del ferrocarril". Fundación de los Ferrocarriles Españoles. Madrid.

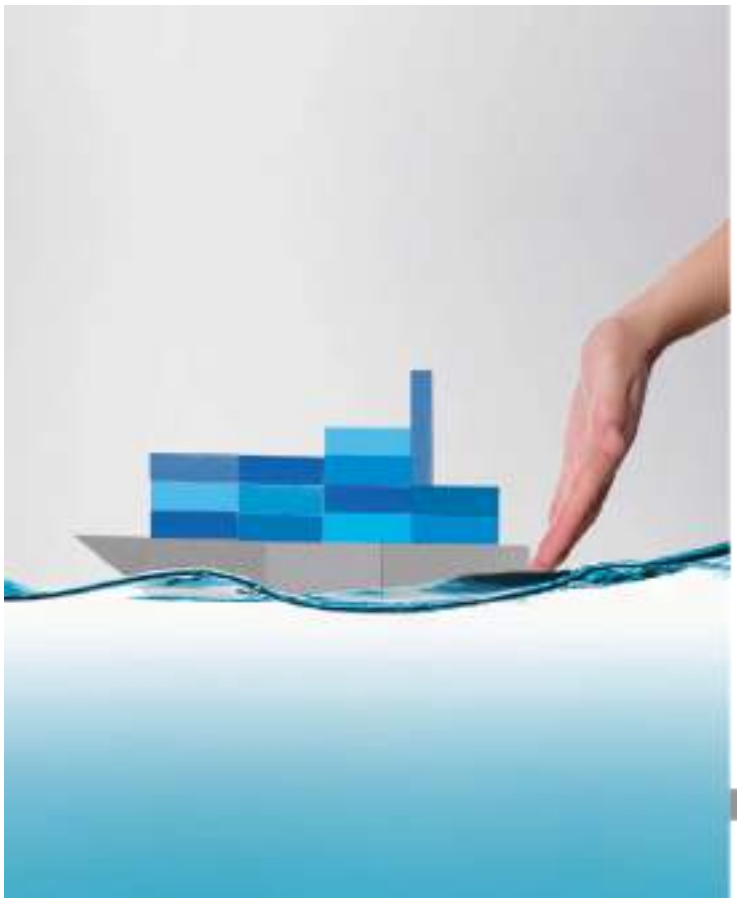
García Álvarez, A. (2011): "Efectos en el diseño y en la explotación del carácter troncal de la red de alta velocidad". *360. Revista de alta velocidad,* número 2, noviembre de 2011.

López Sánchez, C. (2012): "Posibles alternativas para el establecimiento de puntos de parada comercial en las nuevas líneas de alta velocidad". *360. Revista de alta velocidad,* número 2, febrero de de 2012.

Martín Cañizares, M.P. (2011): ¿Es posible la alta velocidad en vía única? Ponencia presentada en el marco de la XI Semana de la Ciencia.

Minayo de la Cruz, F. y García Álvarez, A. (2008): "Relación entre la alta velocidad ferroviaria y los costes operativos no energéticos"; en "La importancia de la velocidad en el Ferrocarril". Monografías. Fundación Caminos de Hierro. Madrid.

Roanes-Lozano. E., García Álvarez, A. Hernando, A. (2012): "A geometric approach to the estimation of radial railway network improvement". RACSAM (2012) 106:35–46
DOI 10.1007/s13398-011-0050-6.



Aportamos

soluciones
innovación
calidad
empleo
sostenibilidad

www.valenciaport.com

valenciaport
Autoridad Portuaria de Valencia

Puerto de Huelva
Autoridad Portuaria de Huelva

AUTORIDAD PORTUARIA DE HUELVA
959 493 100 | aph@puertohuelva.com
www.puertohuelva.com

SAC
Servicio de Atención al Cliente
900 213 100 | sac@puertohuelva.com

Mejora de la competitividad del Sistema Portuario Español mediante la optimización del servicio de manipulación de mercancías

JOSÉ LUIS ALMAZÁN GÁRATE (*) y MARÍA DEL PILAR PARRA SERRANO (**)

RESUMEN Los servicios portuarios son responsables de la mayor parte del coste que se produce en el paso de la mercancía por un puerto, particularmente el servicio de manipulación de mercancías. La prestación de éstos de forma fiable y eficiente resulta clave en un sector en el que existe una gran opacidad. Con el estudio realizado se dota a la Administración responsable, la Autoridad Portuaria, de una herramienta que le ayude a objetivar la toma de decisiones tanto a la hora de otorgar las preceptivas licencias como durante el periodo de prestación del servicio. Además se proponen una serie de medidas cuya aplicación mejoraría las condiciones de prestación del servicio así como una reducción de costes al paso de la mercancía por el puerto.

IMPROVING THE COMPETITIVENESS OF THE SPANISH PORT SYSTEM BY OPTIMIZING THE CARGO SERVICE

ABSTRACT *Port services are responsible for most of the cost for the passing of goods through the port,especially the cargo handling service. Reliability and efficiency in the provision of them are key in a sector where there is a high opacity. With this study, we provide the responsible Administration, the Port Authority, with a tool that will help to objectify the decision making process, both at the time of granting the required licenses and during the period of the service provision. Also, proposes a number of measures whose implementation would improve the conditions of the service delivery and will reduce the total cost of transporting goods through the port.*

Palabras clave: Servicios portuarios, Empresas estibadoras, Servicio de manipulación de mercancías, Cuenta de pérdidas y ganancias, Balance, Estibador portuario.

Keywords: Port services,stevedoring companies, Cargo handling service, Profit and loss account, Balancesheet, Port stevedore.

1. INTRODUCCIÓN

El transporte es fundamental para nuestra economía y nuestra sociedad. En palabras de la Comisión Europea en la hoja de ruta: "Transporte 2050: hacia un espacio único europeo", la movilidad es esencial para el crecimiento de la economía y la creación de empleo. La calidad de los servicios de transporte repercute en gran medida en la calidad de vida de las personas.

Un sistema de transporte eficaz es crucial para que las empresas sean capaces de competir en la economía mundial. El desarrollo de nuestro país estará condicionado por nuestra capacidad de transporte, por el reto de alcanzar unos sistemas de transporte eficientes y competitivos.

El transporte marítimo, responsable de la canalización del 90% de los flujos comerciales internacionales, se organiza en torno a los puertos. Éstos, que resultan plataformas indispensables para el desarrollo de la economía, compiten entre sí para maximizar el tráfico atraído hacia sus instalaciones.

El papel estratégico de los puertos tiene un expreso reconocimiento en el contexto de la Unión Europea, tanto desde la óptica del comercio como bajo el prisma del transporte. No en vano, por los puertos europeos transita más del 90% del comercio de la Unión con terceros países y aproximadamente, el 40% del tráfico intracomunitario.

Los puertos españoles configuran un eje neurálgico en el desarrollo del transporte marítimo a nivel internacional y

(*) Profesor titular de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Licenciado en Ciencias Económicas y Empresariales. E-mail: joseluis.almazan@upm.es

(**) Jefe del Departamento de Explotación y Planificación de la Autoridad Portuaria de Melilla. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: mpparra@puertodemelilla.es

una plataforma logística para todo el sur de Europa. Sus más de siete mil novecientos kilómetros de costa y un emplazamiento geográfico estratégico, confirman al territorio nacional como un punto de especial interés por sus establecimientos portuarios. La actividad del Sistema Portuario Español con una cifra de negocio de más de 1.000 millones de euros, representa anualmente un 20% del Producto Interior Bruto específico del sector transporte, aporta un 1.1% al Producto Interior Bruto Nacional y genera 145.000 puestos de trabajo directos e indirectos.

Debido a la actual coyuntura económica ahora, más que nunca, la competencia interportuaria se ha intensificado y sólo aquellos puertos que sean capaces de adaptarse a las nuevas necesidades y que puedan prestar unos servicios portuarios de calidad, fiables y a precios competitivos estarán en condiciones de mantener sus tráficos.

El Real Decreto 2/2011, de 5 de septiembre, por el que aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos y de la Marina Mercante señala como uno de sus objetivos principales el fomento de la eficiencia y la competitividad de nuestros puertos a través de la promoción de la competencia.

Para ello, en el marco de los principios de autosuficiencia del Sistema Portuario Español y autonomía de gestión de las Autoridades Portuarias, se incorporan medidas como una mayor libertad tarifaria, pudiendo cada propio organismo proponer unos coeficientes correctores y unas bonificaciones a las tasas en función de la realidad económica de cada momento. De esta forma una Autoridad Portuaria que contenga sus inversiones y gastos de explotación, le permitirá disponer de unas tasas más bajas y al reducir el coste del paso de las mercancías por ese puerto resultará más atractivo frente a otros competidores.

Con la introducción de estos elementos para favorecer la competencia interportuaria, así como la fijación de unos objetivos de rentabilidad anual, se promueve que los puertos sean responsables de los costes que se producen para el cliente tanto de forma directa, tasas portuarias, como indirectas, costes de los servicios portuarios y comerciales.

Por otro lado, la Ley avanza en la liberalización de los servicios portuarios reforzando el libre acceso a la prestación de los servicios portuarios, con un sistema de licencias que se otorgan a todas aquellas empresas que cumplen con las prescripciones establecidas por las Autoridades Portuarias. En particular, destaca el servicio portuario de manipulación de mercancías en donde se introducen algunas modificaciones con las que pretende avanzar en la liberalización y transparencia, así como normalizar el acceso a la profesión y la formación.

Surge por tanto, la conveniencia de optimizar las condiciones de prestación de los servicios portuarios, valorar su impacto en la competitividad del Sistema Portuario Español y sobre cada uno de los agentes que forman parte de la cadena global del transporte marítimo.

2. LOS SERVICIOS PRESTADOS EN LOS PUERTOS

El Texto Refundido de la Ley del Puertos del Estado y de la Marina Mercante clasifica los servicios que se prestan en los puertos en cuatro tipos: generales, portuarios, comerciales y de señalización marítima, y desarrolla para cada uno de ellos, su régimen de prestación respectivo.

Establece una nueva clasificación para los servicios portuarios: servicios técnico-náuticos (practicaje, remolque portuario y amarre y desamarre), al pasaje (embarque y desembarque de pasajeros, carga y descarga de equipajes y vehículos en régimen de pasaje), de recepción de desechos generados por buques (recepción de desechos y residuos) y por último, de manipulación de mercancías (carga, estiba, descarga, desestiba, tránsito marítimo y trasbordo de mercancías).

La Ley instaura nuevos mecanismos para vigilar las condiciones de prestación y la competitividad de estos servicios, creando dos organismos para este fin. Por un lado, un Observatorio Permanente del Mercado de los Servicios Portuarios, adscrito a Puertos del Estado y con presencia de las principales organizaciones del sector que analizará las condiciones de competitividad en relación con los precios y la calidad de los servicios. Y por otro, dentro del Consejo de Navegación y Puerto, un Comité de Servicios Portuarios, formado por usuarios de servicios y organizaciones del sector, al cual consultará la Autoridad Portuaria las condiciones de prestación del servicio, en particular sobre las tarifas.

Como novedad reseñable, se cambia el modelo de entidad de puesta a disposición de personal estibador para realizar tareas de manipulación de mercancías, actualmente formado por dos figuras, las Sociedades Estatales de Estiba y Desestiba (SEEDs), en las que la Autoridades Portuarias disponían de un 51% de capital social, y las Agrupaciones Portuarias de Interés Económico (APIEs), que son responsabilidad mancomunada entre sus socios y en las que se integran exclusivamente las empresas estibadoras. Ambas figuras debían adaptarse o transformase, en el plazo de seis· meses, en sociedades anónimas con la denominación de Sociedad Anónima de Gestión de Estibadores Portuarios (SAGEP), estableciéndose de esta forma un único modelo.

La nueva figura, exclusivamente de participación privada y con presencia de un representante de la Autoridad Portuaria en su consejo de administración, está constituida por las empresas titulares de licencias de prestación del servicio portuario de manipulación, con una distribución accionarial alícuota por el número de titulares de licencias y proporcional por el volumen de facturación de cada una de ellas. Con ello se pretende conseguir un doble efecto: profundizar en la liberalización recomendada por la Comisión Nacional de la Competencia y corregir posibles posiciones de dominio.

3. IMPACTO SOBRE CADA UNO DE LOS AGENTES DE LA CADENA DE VALOR. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. ADMINISTRACIÓN PÚBLICA

La prestación de los servicios portuarios se debe llevar a cabo por la iniciativa privada. No obstante la Administración que tutela la prestación del servicio, la Autoridad Portuaria, debe verificar la viabilidad de la propuesta, pues ello será garantía de éxito de la empresa y de una adecuada cobertura del servicio y por tanto, de continuidad de la prestación.

Para ·conocer la opinión acerca del sector de los servicios portuarios por parte de las Autoridades Portuarias, se ha realizado un trabajo de investigación al respecto y un análisis mediante el método Delphi donde se ha consultado sobre la afección de los servicios portuarios a la competitividad del puerto y el grado de transparencia existente. Los resultados obtenidos son que prácticamente existe una posición común por parte de las Autoridades Portuarias (90% de los directores de puertos de interés general españoles) acerca de la importancia de los servicios portuarios en la competitividad del puerto y la falta de transparencia del sector de las empresas prestadoras, particularmente respecto al servicio de manipulación de mercancías, que resulta el más crítico (86%) y el de mayor opacidad (76%). Siendo considerados los aspectos más importantes el coste y la fiabilidad en la prestación.

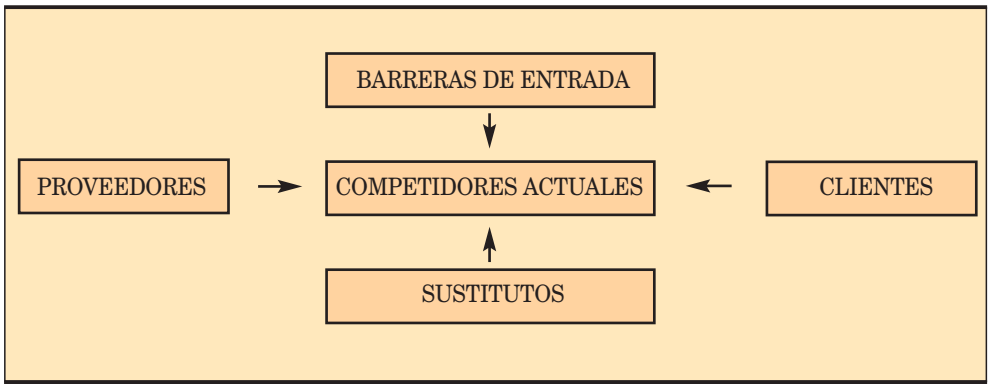


TABLA 1. Esquema del modelo "Cinco Fuerzas de Porter". *Fuente: M. Porter, "Competitive Strategy".*

A continuación se presenta un análisis estratégico del sector desde el punto de vista de la Autoridad Portuaria mediante el modelo de las "Cinco Fuerzas de Porter", que nos permitirá conocer la rentabilidad del sector y las tendencias del actual sistema.

Modelo de "Cinco Fuerzas de Porter"

El Análisis de Porter es un modelo estratégico elaborado utilizado a nivel mundial para el análisis de cualquier industria en términos de rentabilidad. En la Tabla 1 se puede visualizar las cinco fuerzas que, conjuntamente, determinan el nivel de competencia de un sector determinado.

Clasificar estas fuerzas de esta forma permite lograr un mejor análisis del entorno de la empresa o de la industria a la que pertenece y, de ese modo, en base a dicho análisis, poder diseñar estrategias que permitan aprovechar las oportunidades y hacer frente a las amenazas.

Aplicando esta metodología para la determinación del atractivo del sector portuario español podemos resaltar que, inicialmente era un sector enormemente atractivo por sus fuertes barreras de entrada (dominio público portuario y gran inversión requerida para la construcción de sus infraestructuras), por su limitada rivalidad (práctica inexistencia de modos de transporte sustitutos) y por lograr el control de parte de la cadena logística, lo que le situaba en una posición de fuerza sobre proveedores y clientes. En los últimos tiempos se han adoptado medidas que han restado atractivo y competitividad a los puertos españoles, entre las que conviene destacar las siguientes:

- El creciente poder de los proveedores de servicios portuarios, muy especialmente los del servicio de manipulación de mercancías es uno de los principales elementos críticos; no sólo por su elevado coste, sino también por su capacidad de paralizar los puertos, en muchos casos incluso aquellos en los que no se ha producido un conflicto, por solidaridad de los estibadores con sus compañeros en otros puertos, lo que dificulta aún más la capacidad de gestión del operador de una terminal y por tanto su control sobre la cadena logística del transporte.
- El creciente proceso de descentralización en la gestión de los puertos de interés general españoles como consecuencia de una decisión política coyuntural, está dotando a los clientes de los puertos de un creciente poder en detrimento de los intereses del Estado. Así, cada Comunidad Autónoma con mayoría en los Consejos de Administración de los puertos del Estado situados en su territorio que disponen de plena autonomía de gestión, compiten con los de otras Comunidades Autónomas en provisión de infraestructuras y tratan de robarse tráficos unos a otros produciendo una merma en los ingresos de dichos puertos. La consecuencia está siendo una innecesaria sobrecapacidad en los puertos españoles que además contribuye a no fidelizar a los clientes, al no tener ninguna barrera de salida al no realizarse inversiones privadas que requieran rentabilizarse en el tiempo. Esta situación se podría solventar recuperando el poder del Estado en los puertos españoles tratando de favorecer la especialización de los mismos en función del mapa de curvas isocoste que para los diferentes tráficos definen sus respectivos hinterlands.

3.2. IMPACTO SOBRE EL PRECIO DE LOS PRODUCTOS

En la Tabla 2 se presenta la repercusión para el consumidor final del coste producido por los servicios portuarios sobre el precio de las mercancías indicadas, obtenidas tras la selección de una cesta de productos habituales en los hogares españoles y se ha cuantificado el coste de las tarifas relativas a la prestación de los servicios portuarios en un puerto tipo español sobre el precio de venta de los productos.

Las principales conclusiones extraídas son las siguientes:

1. Los productos de alimentación soportan un coste del transporte marítimo que representa en promedio el 7.54% del precio final de venta. En ese grupo de artículos destacan productos como el agua mineral donde el 23% del precio de venta se debe al transporte marítimo y otros productos como los artículos de ropa y calzado (0.04% del precio de venta), los medicamentos (0.09% del precio de venta).
2. Corresponde a las tasas portuarias medias un 0.31% del precio final de venta. Y el peso de las tarifas por la prestación de los servicios portuarios supone de media aproximadamente un 0,66% del precio final de venta de los productos.

3.3. EMPRESAS PRESTADORAS DE SERVICIOS PORTUARIOS

En el marco de los trabajos que aquí se presentan se ha procedido a investigar y recopilar información de las principales empresas que prestan los servicios portuarios en España. Posteriormente toda esta información se ha analizado y se ha realizado un estudio sobre la evolución de la actividad, cuyas conclusiones figuran a continuación:

• *ESTRUCTURA DEL SECTOR*

El sector se encuentra altamente concentrado en un reducido número de grandes grupos de empresas que prestan varios tipos de servicios portuarios. Junto a ellos existe un amplio número de empresas de reducido tamaño especializadas en un

Nombre del producto	Unidad de medida	Precio de venta (€/ unidad de medida)	Coste global del transporte (€)	% coste transporte/precio de venta	% tasas portuarias/ precio de venta	% tarifas portuarias/ precio de venta
Arroz	Paquete de 1 kg.	1,23	0,0778	6,32	0,20	0,93
Chocolate	Tableta de 150 gr.	1,31	0,0117	0,89	0,05	0,13
Agua mineral	Botella de 1,5 l.	0,50	0,1167	23,33	0,72	3,45
Leche	Brik de 1 l.	0,91	0,0778	8,55	0,50	1,04
Huevos	1 docena	1,21	0,0544	4,50	0,26	0,55
Azúcar	Paquete de 1 Kg.	0,94	0,0778	8,27	0,37	1,01
Café	Paquete de 250 gr.	2,10	0,0257	0,93	0,25	0,14
Cerveza	Lata de 33 cl.	0,60	0,0257	4,28	0,25	0,63
Tabaco (cigarrillos)	Cajetilla	2,57	0,0039	0,15	0,01	0,02
Camisa	Camisa manga larga	75,33	0,0156	0,02	0,001	0,00
Pantalón	Pantalón largo	101,00	0,0389	0,04	0,002	0,01
Zapatos	Par de zapatos	135,00	0,0933	0,07	0,004	0,01
Gas butano	Bombona	11,85	1,5556	13,13	0,41	1,87
Gasóleo	Litro	1,02	0,0661	6,48	0,12	0,96
Gasolina	Litro	1,02	0,0529	5,19	0,14	0,77
Lavadora	Lavadora	381,33	5,4444	1,43	0,08	0,21
Paracetamol	Caja 20 pastillas	2,68	0,0023	0,09	0,01	0,01
Automóviles	Turismo	22.000,00	116,6667	0,53	0,03	0,06
Televisor	TV LCD 40´´	662,33	1,9444	0,29	0,02	0,03
Secador de pelo	Secador	40,00	0,0622	0,16	0,01	0,02

TABLA 2. Coste relativos del transporte frente al precio de venta. *Fuente: Elaboración propia.*

tipo de servicio, como los de consignación, recogida de residuos o amarre y desamarre.

La mayoría de las empresas analizadas presentan un alto grado de diversificación hacia otras actividades relacionadas con el transporte marítimo de mercancías. Así, destaca en el sector la presencia de grandes grupos navieros como Bergé Marítima, Boluda, Dávila, Ership, Maersk, MSC y Suardíaz.

Entre los operadores más diversificados hacia otros sectores destacan Acciona Logística, Coma y Ribas o Grupo Marítima del Estrecho, para los que las actividades ajenas a la prestación de servicios portuarios suponen más del 90% de los ingresos totales.

El resto de empresas analizadas presentan una participación mayoritaria de los ingresos obtenidos por servicios portuarios sobre la facturación total, posicionándose en este grupo varias compañías totalmente especializadas en el sector como Agemasa, Cargas y Descargas Velasco, EBHI, Grupo Mertramar, lsamar, Remolcanosa.

Por lo que respecta a la titularidad del capital de las empresas de servicios, domina el accionariado de procedencia nacional, aunque se aprecia la presencia de algunos operadores de origen extranjero como Grupo Maersk (Dinamarca), Grupo MSC (Suiza) o TPS Tarragona Port Services (Australia).

• *FUERZAS COMPETITIVAS Y FACTORES CLAVE DE ÉXITO*

En un contexto de notable contracción de la demanda las principales estrategias de las empresas del sector están encaminadas a la mejora de la calidad del servicio y de la eficiencia del mismo de cara a lograr la renovación de los contratos con los principales clientes.

Se ha reducido asimismo la amenaza de entrada de nuevos competidores, tras unos años en los que el elevado ritmo de crecimiento del negocio atrajo a empresas del sector marítimo en general, principalmente extranjeras.

Por otro lado, la actual situación económica está acelerando el proceso de concentración empresarial, por la compra de algunas empresas, como es el caso de Grupo Marítima Candina por Grupo Bergé Marítima. Además el cese de la actividad de algunos grupos navieros, como Grupo Contenemar o Grupo Odiel, ha provocado el cese de las operaciones de algunas de sus sociedades filiales que prestaban servicios de estiba, así como el cese de actividad de algunas terminales en las que participaban.

• *AMENAZAS Y OPORTUNIDADES*

La negativa coyuntura económica y la incertidumbre acerca de la recuperación, tanto a escala nacional como internacio-

nal, se siguen configurando como la principal amenaza para el sector. Esta situación implicará que siga aumentando el grado de competencia ya existente, manteniéndose la presión a la baja sobre las tarifas de las empresas.

Entre algunas de las oportunidades para el sector se encuentra el apoyo institucional al transporte intermodal, que puede impulsar la utilización del transporte marítimo, tanto a escala nacional como internacional. En este sentido cabe citar la iniciativa europea apoyando las denominadas "Autopistas del Mar".

Por otro lado, una oportunidad para las empresas estibadoras es el desarrollo del tráfico en tránsito, configurándose España como punto de enlace de tráfico hacia el continente americano y africano, y centro de tránsito terrestre hacia Europa, donde cabría analizar la conveniencia de potenciar el eje transeuropeo de transporte Algeciras-París-Berlín.

Por otra parte, la alta capacidad inversora del sistema portuario de los últimos años ha atraído a numerosos operadores, nacionales e internacionales, a establecerse en los puertos españoles. Sin embargo, la desfavorable situación económica vivida en 2009 con bruscas caídas del tráfico portuario, ha provocado una sobrecapacidad de la oferta instalada en muchos puertos. Esta situación, unida a la disminución de las ayudas de los Fondos Europeos, rebajará las expectativas de la inversión pública en los próximos años, así como la posible entrada en el sector de nuevos operadores.

Previsiblemente, algunos de los principales operadores seguirán intensificando sus políticas de internacionalización, ampliando su presencia en diversos paises.

Este es el caso de Grup Marítim TCB que explota una terminal en Izmir (Turquía) y que explotará las terminales que está construyendo en el puerto de Hiep Phuoc (Vietnam) y en Ennore (India).

3.4. NAVIERAS Y EMPRESAS OPERADORAS DE TERMINALES

Supuestamente, parece lógico pensar que un puerto será atractivo para sus clientes si obtienen de él servicios de calidad al mínimo coste posible; pero la valoración que hacen éstos de ambos aspectos y cómo los conjugan antes de tomar una decisión no es tan obvia.

Podemos asegurar, particularizando para el transporte marítimo, que para la naviera la elección de un puerto u otro, depende fundamentalmente del coste generalizado del transporte, en el que concurren otros factores de mucho mayor peso específico que el coste directo del puerto y de forma particularmente significativa la localización geoestratégica del puerto considerado.

Según las conclusiones del informe de la UNCTAD relativo al transporte puerta a puerta (mejor debiéramos decir Plataforma Logística-Plataforma Logística) en rutas transoceánicas con buques de tamaño medio, y asumidas posteriormente por autores como Jansson y Shneerson, Coto Millán y Martinez Budria, los costes derivados de la estancia del barco en los puertos de embarque y desembarque de la mercancía representan aproximadamente dos tercios del total de flete (incluidos las tasas y tarifas por la prestación de los servicios portuarios y los servicios comerciales), mientras el tercio restante corresponde al coste de la navegación.

Dentro de los costes estrictamente portuarios, se distinguen tres costes fundamentales:

l. El derivado de la inmovilización del barco, que tiene como conceptos principales, el coste de capital, el coste de administración y el beneficio de la compañía naviera.
2. El coste de la operación portuaria (THC), que se compone de tres sumandos: el coste de la maquinaria, el coste de la mano de obra y el margen del operador.
3. Las tarifas y tasas portuarias, que se pueden desagregar asimismo en tres conceptos: tasas portuarias, al buque y a la carga, tarifas por servicios portuarios y tarifas por servicios comerciales.

El reparto de estos costes portuarios, según la conocida regla del tercio, correspondería a dos terceras partes se deberían a los tiempos de espera y solo el resto se derivaría de las tarifas efectivamente pagadas, de las cuales nuevamente dos tercios se vincularían a la manipulación de la mercancía y un tercio al resto de tasas y tarifas.

En definitiva, este reparto evidencia las siguientes conclusiones:

- El coste del uso de las instalaciones portuarias es relativamente bajo si se compara con el coste total del transporte de la mercancía por vía marítima, por lo que nunca será decisorio para el naviero a efectos de selección de puertos de escala. Siendo la localización estratégica del puerto la principal característica a tener en cuenta, a efectos de reducir los tiempos de navegación. La normativa ambiental respecto de las emisiones de los combustibles marinos probablemente adquiera creciente importancia en el futuro próximo, apareciendo con grandes posibilidades de sustituir, al menos en ciertas zonas de navegación, combustibles alternativos cono el caso del LNG. Por otro lado, los costes asociados a la paralización del buque en puerto son más determinantes para el naviero que las propias tasas o tarifas portuarias.
- Para el propietario de la carga, que además de afrontar todos los costes derivados del transporte marítimo de su mercancía ha de asumir también los del terrestre, el coste portuario ha de resultar por tanto menos relevante aún.
- Dentro de los costes portuarios, que resultan determinantes para el operador de la terminal, los principales componentes se derivan de la manipulación de la carga (65%) y del tiempo empleado para ello. Esto indica que, la reducción de coste vinculado al manejo de la carga del buque es la opción que ofrece mayores posibilidades para abaratar este medio.

4. ANÁLISIS ECONÓMICO-FINANCIERO DE LAS EMPRESAS ESTIBADORAS

4.1. CARACTERIZACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Una vez detectado que el servicio portuario de manipulación de mercancías es responsable de la mayor parte de los costes de paso de la mercancía por un puerto y que se trata de un sector con una enorme opacidad, donde las Autoridades Portuarias responsables de regular el servicio no disponen de mecanismos para conocer el mercado, se ha realizado un análisis económico-financiero de las empresas que prestan el servicio de manipulación de mercancías en España.

Este análisis nos permitirá predecir la fiabilidad de la empresa, a la hora de otorgar licencias y estimar su rentabilidad conociendo quien tiene mayores garantías de éxito y por tanto mayores probabilidades de mantener el servicio durante todo el período de la licencia, además de facilitar la fijación de las tarifas máximas en función de los resultados de las empresas. Además se han modelizado dos tipos de empresas:

- La empresa tipo, obtenida en base a los valores contables medios de los ratios obtenidos para cada una de las empresas de la muestra seleccionada.
- La mejor empresa, obtenida en base a los mejores valores obtenidos desde el punto de vista económico-financiero. Ésta resultará la mejor empresa a nivel teórico desde el punto de vista del negocio, que no necesariamente para la Administración. Si las empresas tienden a éste modelo, sería necesario llevar a cabo una revisión de las tarifas máximas, que permita mejorar la competitividad en costes del servicio.

Las empresas seleccionadas para realizar las operaciones anteriores han sido las siguientes: Cargas y Descargas Velasco, A. Perez y Cía, Tarragona Port Services. Euroports Ibérica, Estibadora Algeposa, Cantabriasil, Perez Torres, Mertramar, Ceferino Nogueira, Marítima Dávila, Grup Maritim TCB y Vasco Gallega de Consignaciones.

4.2. HOMOGENEIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONTABLE Y OBTENCIÓN DE RATIOS ECONÓMICOS-FINANCIEROS

Se ha realizado una recopilación de la información económico-financiera de las empresas seleccionadas prestadoras del servicio portuario de manipulación de mercancías en España. Para ello hemos acudido a las cuentas anuales que las empresas deben presentar anualmente en el Registro Mercantil, así como toda la información disponible sobre la empresa y su entorno, ya haya sido emitida por la empresa o por terceros. Se han homogeneizado las cuentas de pérdidas y ganancias y los balances para poder analizar dicha información.

Se han calculado para cada una de las empresas los indicadores económico-financieros seleccionados y los mejores valores y los valores medios obtenidos son los expuestos en la Tabla 3.

Indicadores económico-financieros	Mejor valor	Empresa	Valor medio
Ratio Económicos			
EBITDA por empleado	112.428,57	Ceferino Nogueira	39.892,51
Resultado neto por empleado	87.357,14	Ceferino Nogueira	15.617,29
Costes de personal por empleado	30.333,33	Mertramar	51.837,44
Ventas por empleado	947.347	Vasco Gallega de Consignaciones	383.853,59
Crecimiento cifra de ventas (%)	31,40	Marítima Dávila	11,15
Beneficio/Ventas (%)	20,79	Ceferino Nogueira	4,68
Ratio de Eficiencia			
Rotación Activo Total (%)	287	Vasco Gallega de Consignaciones	79,32
Rotación Activo Corriente (%)	942	Cantabriasil	187,26
Ratios Financieros			
Apalancamiento (Activo/Equity)	3,80	Mertramar	2,45
Disponibilidad (Acirc/pasiv. Circ)	3,53	Cargas y descargar Velasco	1,47
Endeudamiento	0,21	Cargas y descargar Velasco	1,65
Activo por empleado	297.961	Marítima Dávila	487.158,05
Cobertura del inmovilizado	9,80	Mertramar	1,86
Liquidez	3,52	Cargas y descargar Velasco	1,46
Plazo medio de pago proveedores (días)	368	Mertramar	165,52
Plazo medio cobro clientes (días)	33	Cantabriasil	102,85
Pasivo LP/Equity	2,18	Grup Marítim TCB	3.34
Ratios de Rentabilidad			
ROE (%)	25,81	Mertramar	9,19
ROI (%)	18,60	Ceferino Nogueira	5,57
ROS (%)	40,05	Marítima Dávila	7,03

TABLA 3. Ratios económicos-financieros.
Fuente: Elaboración propia.

4.3. MODELIZACIÓN DE LA EMPRESA TIPO

En el diseño de la empresa modelo podemos distinguir entre la empresa de mejores valores y la empresa media, pudiendo con ello no solo disponer de un modelo de gestión empresarial fiable avalado por la experiencia de las empresas que realizan con éxito sus operaciones en España, sino además disponer de una herramienta para analizar desviaciones posibles tanto respecto de la situación "mejor", como de la situación "media", y ello no solo en la fase de aprobación de tarifas máximas y en la de otorgamiento de licencias, sino también para poder efectuar un adecuado seguimiento de la gestión durante la fase de explotación.

Para la obtención de la estructura contable de las empresas modelo, se han realizado las siguientes simplificaciones en el balance y en la cuenta de pérdidas y ganancias, conforme a las Tablas 4, 5 y 6.

Balance			
ACTIVO		**PASIVO**	
Inmovilizado	1	Fondos propios excluidos resultados	FP
Activo Circulante	AC	Resultados del ejercicio	R
		Acreedores a largo plazo	ALP
		Acreedores a corto plazo	ACP
ACTIVO TOTAL	AT	PASIVO TOTAL	PT=AT

TABLA 4. Esquema Balance. *Fuente: Elaboración propia.*

Cuenta de pérdidas y ganancias			
Consumos y otros gastos de explotación	C	Importe neto cifra de	
Gastos de personal	GP	negocios	100
Dotación para amortización inmovilizado	A		
Resultado financiero	RF		
Impuestos	IS		
Resultado	R		
BASE 100=	suma	BASE 100=	suma

TABLA 5. Esquema Cuenta de perdidas y ganancias. *Fuente: Elaboración propia.*

C: Consumos y otros gastos de explotación	RCV= CIV; C = RCV* V; tomando V=100; C= RCV*lOO
GP: Gastos de personal	RPV= GPIV; GP= RPV* V; tomando V= lOO; GP= RPV*lOO
A: Dotación para amortización del inmovilizado	RAV=AIV;A RAV*V; tomando V= 100; A= RAV*100
RF: Resultado financiero	RFV= RFIV; RF RFV x 100
IS: Impuestos	RISV=ISIV; IS=RISV x lOO
R: Resultado ejercicio después de impuestos	R=V e GP- A- RF- IS; R 100 - C - GP - A - RF
AT: Activo total; RGA: Rotación global de activo	RGA= V/AT; con V 100; AT = 100/RGA
1: Importe del inmovilizado	1 Al Al ; Al= A/I
Ac; Activo circulante; AT: Activo total	AC=AT-I
AcrT: Acreedores total	AcrT = ALP + ACP; AcrT = ALP + ACP = GF 1 GFA; GFA= GF/(ALP+ACP)
ACP: Acreedores a corto plazo; RC: Ratio de circulante	RC= AC/ACP; ACP = AC 1 RC
ALP: Acreedores a largo plazo	ALP = AcrT- ACP
FP: Fondos propios	AT=FP+ R + ALP + ACP; FP= AT- R- ALP- ACP

TABLA 6. Obtención de la estructura económico-financiera. *Fuente: Elaboración propia.*

A partir de los mejores valores y los valores medios de los ratios económico-financieros de las empresas seleccionadas se han desarrollado balances y cuenta de pérdidas y ganancias expresados para unas ventas igual a 100 y en función de las mismas. Esta estructura permitirá comparar los balances y cuenta de pérdidas y ganancias previsionales en las solicitudes de licencias y observando la desviación a anticipar la probabilidad de éxito de los mismos, lo que creemos puede ser de gran ayuda, tanto para la Administración Pública como para las empresas privadas del sector.

Balance de la "mejor" Empresa			
ACTIVO		**PASIVO**	
Inmovilizado (I)	3.19	Fondos propios excluidos resultados (FP)	25.87
Activo Circulante (AC)	134.68	Resultados del ejercicio (R)	50.55
		Acreedores a largo plazo (AL)	23.27
		Acreedores a corto plazo (AC)	38.18
AT	127.87	PT = AT	127.87

TABLA 7. Balance de la "mejor" empresa. *Fuente: Elaboración propia.*

Cuenta de pérdidas y ganancias de la "mejor" empresa			
Consumo y otros gastos de explotación (C)	–38.13	Importe neto cifra de negocios	100
Gastos de personal (GP)	–4.60		
Dotación para amortización inmovilizado (A)	–0.74		
Resultado financiero (RF)	4.59		
Impuestos (IS)	1.39		
Resultado (R)	50.55		
100 =	100	100 =	100

TABLA 8. Cuenta de pérdidas y ganancias de la "mejor"empresa. *Fuente: Elaboración propia.*

Balance de la Empresa Media			
ACTIVO		**PASIVO**	
Inmovilizado (I)	59.74	Fondos propios excluidos resultados (FP)	48.91
Activo Circulante (AC)	66.33	Resultados del ejercicio (R)	9.20
		Acreedores a largo plazo (AL)	22.91
		Acreedores a corto plazo (AC)	45.05
AT	126.08	PT = AT	126.08

TABLA 9. Balance de la empresa media. *Fuente: Elaboración propia.*

Cuenta de pérdidas y ganancias de la Empresa Media			
Consumo y otros gastos de explotación (C)	–70.47	Importe neto cifra de negocios	100
Gastos de personal (GP)	–15.89		
Dotación para amortización inmovilizado (A)	–5.29		
Resultado financiero (RF)	–0.26		
Impuestos (IS)	–0.60		
Resultado (R)	9.20		
100 =	100	100 =	100

TABLA 10. Cuenta de pérdidas y ganancias de la empresa media. *Fuente: Elaboración propia.*

5. MEDIDAS DE OPTIMIZACIÓN DEL SERVICIO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS

5.1 INTRODUCCIÓN

Como hemos comentado anteriormente la reducción del tiempo de estancia del buque en puerto tiene una gran repercusión en el coste del transporte marítimo y la competitividad del puerto. Para ello es fundamental que el servicio de manipulación de mercancías se preste de forma eficiente, asegurando la fiabilidad y reduciendo el coste del servicio. El personal que ha de prestar este servicio portuario son los estibadores, bien pertenecientes a las empresas estibadoras o bien contratados en régimen laboral especial a las Sociedades Anónimas de Gestión de Estibadores Portuarios (SAGEP).

En función de la relación jurídico-laboral, en los puertos españoles se establecieron dos tipos de trabajadores portuarios, en primer lugar se encuentran los trabajadores con una relación laboral especial que tienen una relación contractual con la SAGEP. Si una empresa estibadora desea contratar un trabajador de manera permanente debe realizarlo a través de ofertas a los trabajadores de la SAGEP. Estos trabajadores con relación contractual con la empresa estibadora pasarán a encontrarse en régimen laboral común.

Aunque pueden darse ciertas variantes,· el supuesto habitual será el siguiente: el propietario de las mercancías concluirá un contrato para el transporte de la carga con el naviero, quien a su vez, encargará al consignatario, la gestión de los servicios relacionadas con la estancia del buque en puerto, en particular la carga y descarga de la mercancía. Al ser esta una actividad reservada a las empresas estibadoras, el mencionado consignatario habrá de establecer con aquellas la oportuna relación contractual, para lo cual éstas deberán contar con estibadores portuarios.

5.2. FORMULACIÓN DE MEDIDAS

Una vez se ha puesto de manifiesto la importancia para el transporte marítimo y por ende, para el comercio, de la optimización en la prestación del servicio de manipulación de mercancias. Se ha detectado que representa un porcentaje mayoritario dentro de los costes portuarios e identificada que esta situación no viene generada por unos elevados márgenes de rentabilidad por parte de las empresas estibadoras (ratio medio beneficio/ventas=4.68%). Se ha procedido a analizar las causas donde se han identificado las particulares y ventajosas circunstancias laborales del estibador portuario y pueden proponerse medidas que optimicen el servicio, entre ellas las siguientes:

- **Dimensionamiento de los equipos de trabajadores portuarios en base a las necesidades reales**

En contra de lo que inicialmente cabe pensar, el aumento de personas por equipo de trabajo no conlleva unos rendimientos mayores en la carga y descarga de mercancías. Tradicionalmente, antes de la gran revolución producida por el uso del contenedor junto con los grandes avances tecnológicos que conllevó en los equipos mecánicos de carga y descarga, el dimensionamiento de mano de obra tenía un gran peso y podía realmente disminuir los tiempos de estancia del buque en puerto. En la actualidad, no es determinante, pues el límite viene impuesto por los rendimientos y capacidad de los medios mecánicos utilizados y otros factores, como la seguridad de las operaciones.

Actualmente, el número de personas por equipo, una característica con tanta repercusión en los costes totales del servicio, comúnmente está sobredimensionado y en todo caso la fijación del número de personas se realiza por acuerdos sindicales e históricos en lugar de utilizar criterios objetivos como la adaptación a la condiciones de las infraestructuras, de la maquinaria empleada, de las características del buque a cargar/descargar, etc.

- **Profesionalización del trabajador portuario**

Mientras que la práctica laboral de la profesión de estibador portuario, es prácticamente la misma en cualquier puerto de Europa sin embargo, las fórmulas de capacitación y formación son muy diferentes.

En España, hasta hace poco, no se exigían requisitos específicos para optar a una plaza de estibador portuario. La Ley 33/2010, hace hincapié en la necesidad de normalizar la formación y profesionalización de este tipo de operarios, a niveles de otros estados miembros de la Unión Europea, mucho más avanzados en esta materia. Establece que todo aquel que pretenda acceder a una plaza de estibador portuario, deberá estar en posesión de un título de formación profesional de grado medio o equivalente, así como del carnet Cl, pero no se establece una titulación específica para estibadores portuarios.

En otros países europeos, el periodo de formación es largo y está sujeto a un seguimiento continuo, una vez se supera la primera etapa teórica; solo tras un año de evolución, se procede al examen práctico.

Las SAGEP disponen de sus propios departamentos de formación (deben disponer un l% de su masa salarial a la formación de sus trabajadores) pero, sin cobertura oficial a nivel Europeo. Esto provoca que el estibador portuario español no dispone de cualificación profesional reconocida como sucede en otros estados miembros. Además la Unión Europea permite la libre circulación de trabajadores comunitarios así como el reconocimiento en nuestro país de las cualificaciones y títulos profesionales obtenidos en otros estados miembros con lo que los trabajadores portuarios españoles se encuentran en clara desventaja frente a sus compañeros de otros países comunitarios.

- **Simplificar condiciones salariales e igualar a los de otros sectores similares**

Una vez fijado el salario base, se establecen incentivos por múltiples conceptos como por ejemplo: especiales por unidad de tiempo, por rendimiento, complementos de antigüedad, complementos de puesto de trabajo, plus de transporte, gratificaciones extraordinarias, retribución de la jornada de inactividad, retribución de remates, pagas extra, plus de penosidad, toxicidad y peligrosidad, plus de asistencia a nombramiento, etc...

Existen otros tipos de incentivos, por la introducción de medidas tecnológicas por parte de la operadora de la terminal que consiga aumentar la productividad, el personal estibador tendrá derecho a una prima. Además se garantiza una percepción salarial de treinta turnos mensuales, es decir, los tumos no trabajados se cobrarán hasta alcanzar los treinta mensuales.

Estas ventajosas condiciones salariales, restan competitividad al puerto, al incrementar los costes portuarios perdiendo cuota de mercado frente a otros competidores, normalmente de ámbito internacional que pueden reducir sus costes laborales. De hecho, resulta determinante frente al tráfico de transbordo de contenedores, que resulta el más volátil y afectado por las variaciones de tasas y tarifas.

- **Optimizar la eficiencia de los recursos disponibles**

Se mejorará la productividad con equipos con polivalencia de trabajadores para Ro-Ro y Lo-Lo. Esto permitirá que en barcos mixtos, una vez terminada la operativa de un tipo de mercancía, aprovechar la jornada completa de los estibadores ya contratados, que han finalizado antes la carga o descarga.

- **Flexibilidad horaria**

La distribución y los tipos de jornada y horarios son los dispuestos en cada puerto por convenio. Los jornales de los estibadores portuarios en España, se pueden realizar:

  - Jornada partida, 8 horas de trabajo, con un descanso mínimo de l hora no retribuida.
  - Jornada intensiva, 6 horas de trabajo ininterrumpidas. Casi el 90% de las jornadas realizadas fueron en intensiva, mostrando una tendencia creciente en los últimos años.

La excesiva rigidez en los horarios de entrada y salida del estibador portuario, conlleva un sobrecoste en la estiba al tener que recurrir a las horas de "remate".

- **Aumentar el número de trabajadores pertenecientes a las empresas estibadoras**

Actualmente está fijado por Ley que el número mínimo de trabajadores pertenecientes a las propias empresas estibadoras debe ser al menos para cubrir el 25% de la actividad de la empresa.

El porcentaje de trabajadores del sector portuario que está sujeto a Relación Laboral Común, y por tanto, vinculados a las empresas estibadoras, es de aproximadamente un 10%, por lo tanto vemos que en conjunto no se están cumpliendo los mínimos establecidos.

Las empresas estibadoras no contabilizan el coste de la mano de obra en Relación Laboral Especial como coste de personal, sino como gastos de explotación e incluso en algunos casos se factura directamente al propietario de la mercancía, por un lado la cuenta de personal y por otro lado el resto de costes de la estiba y el margen de beneficio. Por lo tanto, las propias empresas estibadoras, en la mayoría de los casos son sólo un intermediario que no se va a ver afectado en la mejora de estos costes y consecuentemente no va a emprender acciones para la optimización de éstos.

Por lo tanto deben tomarse medidas, no sólo disuasorias que eviten que las empresas estibadoras no cumplan el tanto por ciento obligatorio de personal en Régimen Laboral Común si no que potencien y animen a superar éste índice.

Además tener a los estibadores en plantilla permitiría a las empresas una optimización de los recursos al permitir que estos trabajadores estuvieran trabajando en otras necesidades, como mantenimiento de la maquinaria, y evitar los tiempos muertos provocados por las fluctuaciones del tráfico marítimo. Esto provocaría además de una mayor eficiencia en costes, trabajadores comprometidos por el sentimiento de fidelización con la empresa y mayor satisfacción laboral.

- **Implantación de nuevas tecnologías**

Los sistemas inteligentes de gestión logística permiten a las empresas estibadoras el control a tiempo real de la carga que se manipula o transita por la terminal. Cualquier incidencia es comunicada mediante una radio o PDA y gestionada desde un centro logístico. Esto además de una gestión más eficiente de la mercancía, permite eliminar la figura del capataz, como ha ocurrido en otros países.

Por otro lado, existe una imparable tendencia a la automatización y mecanización de los medios de manipulación de mercancías en las terminales portuarias de contenedores. Aunque por parte del colectivo de los estibadores portuarios actualmente se plantea como una amenaza que puede poner en riesgo las necesidades actuales de personal, puede resultar una oportunidad para formarse y dotarse de profesionales con un alto grado de preparación y 100% polivalentes.

- **Agilidad en la contratación temporal de trabajadores**

Facilitar la contratación temporal de trabajadores, pemitiría que cuando existiesen necesidades puntuales de trabajadores por necesidades operativas, éstos fueran contratados de la bolsa de trabajo y redundaría en un número menor de trabajadores en régimen laboral común y especial, así como en un nivel de actividad mayor de éstos. Esto provocaría en una mejora en costes de las empresas estibadoras, que no tendrían que asumir costosos gastos de estructura e inoperatividad que posteriormente repercuten en sus servicios.

5.3. CUANTIFICACIÓN DE LAS MEJORAS PROPUESTAS

De todas las medidas para la optimización del servicio de manipulación de mercancías planteadas en el apartado anterior, vamos a seleccionar aquellas que pueden ser cuantificadas a los efectos de obtener el impacto de éstas sobre el coste total del paso de la mercancía por un puerto. Las medidas seleccionadas para su cuantificación son:

- **Dimensionamiento del número de personas por eguipo de trabajo conforme a necesidades operativas**

Con los datos facilitados por empresas operadoras, respecto a las terminales de Valencia, Málaga y Algeciras, se obtiene que según éstas es posible una reducción de la plantilla haciendo la media de las tres terminales, obtenemos un 25% de reducción en la plantilla.

- **Igualar el salario del estibador portuario a los de otros sectores similares**

La diversidad de conceptos salariales así como, estar basados en variables como la productividad o dependientes de los convenios o acuerdos alcanzados en cada puerto ha impedido obtener valores medios salariales a nivel estatal.

Por tanto se ha recurrido a los datos de la Cuenta de Pérdidas y Ganancias consolidada de todas las Sociedades de Estiba existentes en 2010, la partida de sueldos y salarios del personal portuario, es decir, excluyendo cargas sociales y el personal no estibador (administrativo y no portuario) asciende a 54.458.292,40 euros/año.

El número medio de estibadores portuarios en Régimen Laboral Especial, durante el citado ejercicio fue de 1084 trabajadores.

Dividiendo los datos anteriores, se obtiene un sueldo bruto medio anual de 50.238,28 euros/año por trabajador portuario para el año 2010.

Actualizamos ese dato a 2012, con el crecimiento del IPC de 20.10 y 2011, 3.3% y 2.4% respectivam., resultando un valor de 53.141,65 euros/año.

En el convenio del sector de la construcción actualizado a 1 de enero de 2012, se establece una remuneración mínima bruta anual para los trabajadores a jornada completa, computándose a estos efectos la totalidad de los conceptos retributivos a percibir. En función de la categoría, que se ha seleccionado la siguiente relacionada con el tema que nos ocupa: Nivel VIII. Gruísta. 16.234,61 euros.

	2008	2009	2010
Número de estibadores medios	31	34	33
Horas reales trabajadas	27.235	28.669	26.572
Nivel de Actividad	48.16%	45.77%	44.14%

TABLA 11.

Por otro lado, además de con el Convenio de la Construcción se ha comprobado el salario de un gruísta trabajador en el servicio de manipulación de mercancías, pero no estibador, es decir, se trata de un caso particular, en el que el personal que maneja los medios mecánicos, son dependientes de la propia Autoridad Portuaria. El sueldo medio bruto anual de un gruísta dependiente de la Administración, es de 18.0016 euros.

Tomaremos éste último como referencia, y obtenemos que la reducción entre el salario de un trabajador perteneciente al sector de la construcción o realizando el mismo trabajo pero dependiente de la Administración y el coste de un estibador es de al menos un 68%.

• Cómputo de horas reales trabajadas

Calculamos el nivel de actividad, entendiéndose por éste la relación entre las horas reales trabajadas respecto de las horas teóricas máximas a realizar por la plantilla según el Estatuto de los Trabajadores (1824 horas).

En este caso, se expondrán, como ejemplo los datos reales de la actividad de manipulación de mercancías en un puerto de interés general. (Tabla 11).

Haciendo la media de los tres años obtenemos que la reducción según las horas reales trabajadas es de un 54%.

Aplicación y resultados para una operación del servicio de manipulación de mercancías

Con los resultados obtenidos a lo largo del presente estudio y las medidas de optimización propuestas, vamos a proceder a la optimización del servicio portuario de manipulación mediante la reducción de costes para una operación de carga o descarga de mercancías realizando la cuantificación de las medidas propuestas.

El coste para la mercancía del paso por el puerto está formado por varios factores, la parte derivada de la manipulación de mercancías objeto de la investigación, resulta mayoritaria representando aproximadamente un 65% del coste total del paso de la mercancía por un puerto. Es decir:

$$C_P = C_E + O$$

$$C_P = \alpha C_P$$

Siendo:

C_P: Los costes totales del paso de la mercancía por el puerto para el naviero.

C_E: Coste correspondiente al servicio portuario de manipulación de mercancías.

O: Otros costes (tasas y tarifas por el resto de servicios prestados en los puertos).

α: Porcentaje que representa la tarifa por la prestación del servicio de manipulación de mercancías, respecto al total del coste del paso de la mercancía por el puerto.

La factura correspondiente al servicio prestado de manipulación de mercancías, que emite la empresa estibadora a la naviera o empresa propietaria de la mercancía por cada operación de carga y descarga corresponde, como en cualquier transacción comercial, a los costes totales en los que ha incurrido la empresa estibadora más un margen de beneficio.

Este beneficio lo hemos obtenido en la presente investigación mediante la obtención del ratio medio (RBV 4'68%) a partir de los ratios obtenidos para cada una de las empresas.

Al ser éste el ratio medio del ejercicio, supondremos que es el margen obtenido para cada una de sus operaciones.

$$C_E = C_O + B$$

Siendo:

C_O: Coste por operación en el que incurre la empresa estibadora.

B: Beneficio. Margen comercial obtenido a partir del ratio medio beneficio/ventas ($RBV=B/C_E$).

Las medidas de optimización del servicio están encaminadas a reducir el coste del personal estibador. Por lo tanto, necesitaremos conocer el dato del porcentaje que representan los costes de personal (únicamente estibador) respecto a los costes totales de la empresa. Este dato resulta complicado de obtener puesto que los gastos de personal de las empresas están repartidos entre gastos de explotación y los propios gastos de personal.

Hemos realizado un estudio del sector para conocer el porcentaje que supone el personal respecto a los costes totales de las empresas estibadoras, obteniendo que el coste medio de personal para terminales de contenedores tradicionales representan aproximadamente un 55% de los costes totales.

Se ha tomado en consideración que la estructura económico-financiera anual de la empresa estibadora es aplicable a cada una de sus operaciones, es decir que la relación entre los costes totales de la empresa estibadora y los costes de personal, es la misma en una operación el corresponderá al coste de los estibadores portuarios, tanto en régimen laboral común como especial.

$$C_e = \beta C_O$$

Siendo:

C_e: Los costes derivados del personal estibador para cada operación.

β: Relación entre los costes de personal y los totales de la empresa media estibadora.

Los costes de personal para la empresa estibadora para cada una de sus operaciones de carga o descarga de mercancía vamos a expresarlos en función de las siguientes variables:

- Número de estibadores por operación = x
- Número de horas por operación = y
- Coste derivado del salario por hora del estibador portuario = z

El producto de los tres factores anteriores, nos dará los costes de personal en los que incurre una empresa estibadora en cada operación de estiba o desestiba.

$$Ce = x \times y \times z$$

El sumatorio del producto de las tres incógnitas anteriores para cada una de las operaciones que realiza en un año, obtendríamos los costes de personal en los que incurre una empresa estibadora a lo largo de un ejercicio económico, en este caso estamos particularizando para una obtener la reducción por operación.

Por tanto el valor que deseamos conocer, es la reducción porcentual en la nueva situación respecto a la anterior:

$$\Delta(\%) = \left(\frac{Ce - Ce_1}{C_P}\right) x100$$

En la nueva situación los costes de personal estibador por operación (Ce_1) serán:

$$Ce_1 = x_1 \text{ x } y_1 \text{ x } z_1$$

Siendo:

x_1 = Número de estibadores por operación en la situación optimizada.

y_1 = Número de horas por operación en la situación optimizada.

z_1 = Coste derivado del salario por hora del estibador portuario en la situación optimizada.

Por lo tanto:

$$x_1 = \gamma_1 x$$
$$y_1 = \gamma_2 y$$
$$z_1 = \gamma_3 z$$
$$Ce = \gamma_1 x \text{ x } \gamma_2 y \text{ x } \gamma_3 z$$

Expresamos el coste derivado del personal estibador en función de los costes de paso por el puerto:

$$Ce = \alpha\beta(1 - RBV)C_P$$

Aplicando a la fórmula que queremos obtener:

$$\Delta(\%) = \frac{Ce - \gamma_1\gamma_2\gamma_3 Ce}{\alpha\beta(1 - RBV)} x100$$

Según los valores obtenidos anteriormente:

α = 0'65
β = 0'55
RBV = 0'0468
γ_1 = 0'75
γ_2 = 0'46
γ_3 = 0'32
$\Delta(\%)$ = 30'3%

La reducción en el coste del paso de la mercancía por el puerto mediante la aplicación de las medidas propuestas sobre el estibador portuario es de aproximadamente un 30%.

Por otro lado el artículo 245.4 del Real Decreto Ley 2/2011, señala una novedosa medida para potenciar y consolidar el papel de España como plataforma logística internacional, podrán aplicarse bonificaciones a las tasas al buque y a la mercancía hasta del 60% en función de la proporción de contenedores en régimen de tránsito marítimo.

Como se expone a lo largo de la presente investigación, las tasas portuarias suponen de media un 20% del coste total del paso de la mercancía por el puerto, con lo que aplicando la bonificación máxima propuesta por el Real Decreto Ley resulta un descuento del 12% de los costes portuarios, cifra muy inferior a lo obtenido mediante las propuestas sobre el servicio de manipulación de mercancías.

Lo cual nos plantea el interrogante de por qué la Ley se centra en proponer medidas en relación a las tasas portuarias para potenciar la competitividad del Sistema Portuario Español, ya que tendrían una repercusión mucho mayor las medidas que se centran en la reducción en costes del servicio portuario de manipulación de mercancías. Nos atrevemos a sugerir que debido a la alta capacidad de negociación de los representantes de estos trabajadores y a las graves repercusiones de sus medidas de presión se trata de un problema aún, a día hoy, sin solución.

6. CONCLUSIONES

En el desarrollo del estudio y trabajo de investigación sucintamente presentado se han alcanzado las siguientes conclusiones:

- Tras analizar en detalle el sector portuario desde el punto de vista de la Administración mediante el modelo de "Cinco Fuerzas de Porter", se puede concluir que los dos principales retos para recuperar el atractivo del mismo son por un lado el creciente poder de los clientes como consecuencia del proceso de descentralización en la planificación y oferta de tenninales portuarias y por otro lado el excesivo poder que tienen los proveedores de los servicios portuarios en particular el de manipulación de mercancías.
- Tras recabar la información existente así como pulsar la opinión del sector mediante la utilización del método Delphi, se ha podido concluir que el Sistema Portuario Español no dispone de suficientes mecanismos que le ayude a objetivar el proceso para establecer las condiciones para el otorgamiento de una licencia de prestación del servicio portuario de manipulación de mercancias. Esto es especialmente preocupante al ser la búsqueda del equilibrio entre la necesaria rentabilidad de la empresa estibadora y la prestación eficiente y a bajo coste del servicio uno de los principales y más dificiles objetivos que tiene la explotación portuaria en un puerto de interés general del Estado. Además se han obtenido las siguientes conclusiones sobre el sector:
  1. La mayoría de las empresas dedicadas a la prestación de servicios portuarios se encuentran integradas en grandes grupos empresariales, mayoritariamente de capital nacional, vinculadas. al sector marítimo que han diversificado su actividad hacia la prestación de servicios.
  2. En un marco de débil crecimiento de actividad en los próximos años se acentuará la tendencia hacia la concentración sectorial, asistiéndose previsiblemente a nuevas operaciones de fusiones entre empresas.
  3. Los principales operadores seguirán intensificando sus políticas de internacionalización.
- Se ha realizado con éxito el estudio del impacto del coste del paso por el puerto en la mercancía, obteniendo como conclusión que dicho coste no es representativo en el coste del producto que percibe el consumidor final (menor de un 1%).
- Se ha corroborado la premisa inicial de que la estiba es responsable de la mayoría del coste de la mercancía por un puerto. Cuantificándose para la carga movida en contenedor en un 65% del coste total del paso de dicha mercancía contenereizada por el puerto.
- Se ha procedido al análisis de diferentes indicadores y ratios económico-financieros de las empresas estibadoras más representativas que operan en el Sistema Portuario Español, lo cual nos da un orden de magnitud de los valores medios y mejores que permitirán comparar futuros proyectos de potenciales solicitantes de licencias por parte de las Autoridades Portuarias así como realizar un bench-

marking con otras empresas internacionales. Entre otros, se ha obtenido el ratio medio beneficio sobre ventas resultando ser de un 4.68%, valor que demuestra que los sobrecostes producidos en el sector de la estiba no están siendo producidos por unos elevados márgenes de rentabilidad de las empresas estibadoras.

- Se ha elaborado un balance y una cuenta de pérdidas y ganancias ideal en función de las ventas diseñadas a través de los mejores ratios económico-financieros de las empresas estibadoras más representativas del sector. Dicha herramienta pennite la comparación con las estructuras previsionales de potenciales solicitantes de licencias en el Sistema Portuario Español y facilitará a la Administración portuaria española el establecimiento de los criterios en la prestación del servicio de manipulación de mercancías que faciliten el desarrollo sostenible y la creación de valor en el área de influencia del puerto.
- Se ha procedido a identificar como principales medidas que contribuirían a la mejora de la competitividad del servicio portuario de manipulación de mercancías las siguientes:
  - Dimensionamiento de los equipos de trabajadores portuarios de forma más flexible conforme a criterios objetivos y en base a las necesidades reales.
  - Profesionalización del trabajador portuario.
  - Simplificación de conceptos salariales. Asemejar los salarios de los estibadores con los de otros sectores similares como la construcción o trabajadores del sector público.
  - Optimización de los recursos: Grupos mixtos de trabajadores con polivalencia para Ro_ Ro y Lo-Lo.
  - Flexibilidad horaria. Comienzo de los tumos de los trabajadores conforme al inicio de la operativa, no conforme a horarios rígidos.
  - Aumentar el número de trabajadores pertenecientes a las propias empresas estibadoras. Agilizar la bolsa de trabajo, para que redunde en una mayor agilidad en la contratación temporal de trabajadores.
  - Implantación de nuevas tecnologías.
- Se han cuantificado aquellas medidas que inciden directamente en la reducción del coste de la mano de obra del servicio portuario de manipulación de mercancías. Además con la utilización de los ratios medios extraídos a lo largo del presente trabajo de investigación se ha obtenido que la reducción en costes del paso de la mercancía por un puerto con la aplicación de las medidas expuestas es de un 30%.
- La mejora de la competitividad del Sistema Portuario Español contribuirá al crecimiento económico sostenible y las medidas que a ellos contribuyan, favorecen la mejora de la calidad de vida de los ciudadanos.

7. REFERENCIAS

- Alonso Soto, R. "La desregularización en el sector portuario: El informe del Tribunal de Defensa de la Competencia". Madrid. 1995.
- Casas Blanco, F., "Eficacia portuaria y transporte marítimo", Boletín Económico de ICE, nº 2460,pp.65-71. 1995.
- Comisión Europea. "Hoja de ruta hacia un espacio único europeo de transporte: por una política de transporte competitiva y sostenible". Libro Blanco de Transportes. 2011.
- Coto Millán, P. y Martínez Budría, E., "Características generales y contribución a la economía española del sector portuario", Boletín Económico de ICE, n° 2460, pp. 43-50. 1995.
- De Monie, G., "Medición y evaluación del rendimiento y de la productividad de los puertos". Monografias de la UNCTAD sobre Gestión de Puertos. N° 6. Nueva York. 1988.
- Jansson, J.O., Sheneerson, D. "Port Economics". MIT Press, Massachusetts. 1982.
- Porter, M.E. "Competitive Strategy Techniques for Analyzing Industries and Competitors". Touchstone (Simon & Schuster). 1998.
- Real Decreto-Ley 2/1986, de 23 de mayo, sobre el servicio público de estiba y desestiba de buques.
- Real Decreto 371/1987, de 13 de marzo, por el que se aprueba el Reglamento de ejecución del Real Decreto-Ley 2/J 986, sobre el servicio público de estiba y desestiba de buques.
- Real Decreto Legislativo 2/2011, de 5 de septiembre, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante.
- IV° Acuerdo Marco para la regulación de las Relaciones Laborales en el sector de la Estiba Portuaria.

Con PROAS
vuelve a estrenar
carretera.
Nuestra amplia gama de productos cuidan y conservan el buen estado de las carreteras. Sea cual sea tu necesidad elige PROAS y estarás apostando por productos de última tecnología pensados para alargar la vida de la carretera.
www.proas.es
PROAS
Innovando para ti

Conclusiones del proyecto DIRECT-MAT: Técnicas de demolición y reciclado de materiales para la carretera

ANA ISABEL GONZÁLEZ ABADÍAS (*), EVA RUIZ-AYÚCAR BERLINCHES (**) y FRANCISCO SINIS FERNÁNDEZ (***)

RESUMEN El proyecto de investigación DIRECT-MAT (*DIsmantling and RECycling Techniques for road MATerials*), incluido en el 7º Programa Marco de la Unión Europea, ha contado con la participación de 20 centros de investigación de 15 países europeos. Por parte de España, el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX ha formado parte de este proyecto, que comenzó en enero de 2009. El objetivo del proyecto DIRECT-MAT ha sido facilitar que las experiencias nacionales en el campo de la demolición y el reciclado de materiales relacionados con la carretera puedan ser compartidas y divulgadas entre países europeos, para beneficio de todos ellos. En 2011, se publicó en el número 161 de la revista Ingeniería Civil el artículo "El proyecto DIRECT-MAT: Técnicas de demolición y reciclado de materiales para la carretera – Compartiendo conocimientos y prácticas". En este artículo se llevó a cabo una amplia descripción del proyecto, explicando al detalle la estructura del mismo, así como el estado de los trabajos a principios de 2011 y las conclusiones extraídas de los hitos intermedios, que consistieron en la revisión de los documentos nacionales existentes. El presente artículo, que pretende ser la continuación del publicado anteriormente, informa de los trabajos realizados desde entonces y de las conclusiones del proyecto. Los principales trabajos realizados durante este tiempo han consistido en la recopilación de diversos casos estudio y la elaboración de guías de buenas prácticas. En relación con los resultados del proyecto, cabe destacar la base de datos en la que se está volcando toda la información recopilada en DIRECT-MAT, y que estará abierta al público en Internet en breve plazo de tiempo. Se trata quizá del resultado más destacable del proyecto, ya que supone una valiosísima herramienta de consulta para todos los agentes interesados en la amplia variedad de técnicas de reciclaje que se llevan a cabo en la actualidad a nivel europeo.

CONCLUSIONS OF THE DIRECT-MAT PROJECT: DISMANTLING AND RECYCLING TECHNIQUES FOR ROAD MATERIALS

ABSTRACT *DIRECT-MAT (DIsmantling and RECycling Techniques for road MATerials) is a research project included in the 7th Framework Programme of the EU, which counted with the participation of 20 partners from 15 different European countries. The Transport Research Centre of CEDEX (Spain) has been part of this project that began in January 2009. The aim of the DIRECT-MAT project has been to enable that national experience in the field of demolition and recycling of materials related to roads can be shared and disseminated among European countries for the benefit of all of them. In 2011, the paper "The Direct-Mat Project: Dismantling and recycling techniques for road materials. Sharing knowledge and practices" was published in the number 161 of "Ingeniería Civil" magazine. That paper consisted of an extensive description of the project, explaining in detail its structure, the status of the work in early 2011 and the conclusions drawn from the milestones (review of existing national documents). This paper is a continuation of the one previously published. Thus, this article describes the work carried out since then and the conclusions of the project. During this time, the main activities have been the compilation of several case studies and the developing of best practice guides. Regarding the results of the project, it is important to mention the database in which all the information gathered during the project is being uploaded. Soon, it will have free online access. This database is perhaps the most remarkable result of the project, as it represents an invaluable reference tool for all the stakeholders interested in the wide variety of recycling techniques that are being carried out today in Europe.*

Palabras clave: Reciclaje, Materiales para la carretera, Base de datos, Guías de Buenas Prácticas, Materiales ligados con conglomerantes hidráulicos (MLCH), Materiales granulares, Materiales bituminosos.

Keywords: Recycling, Road materials, Database, Best Practices Guides, Hydraulically bound materials, Unbound materials, Asphalt.

(*) Centro de Estudios del Transporte del CEDEX. Técnico I+D+i. Ingeniera de Montes. E-mail: Ana.I.Gonzalez@cedex.es

(**) Centro de Estudios del Transporte del CEDEX. Coordinadora de Programa Técnico Científico. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: Eva. Ruiz-Ayucar@cedex.es

(***) Centro de Estudios del Transporte del CEDEX. Consejero Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: Francisco.Sinis@cedex.es.

	Alemania	Austria	Bélgica	Dinamarca	Eslovenia	España	Francia	Hungría	Irlanda	Países Bajos	Polonia	Portugal	República Checa	Serbia	Suecia
GT 1							**X**								
GT 2	X		X	**X**	X		X			X			X		X
GT 3	X	X	X	X	X		X	**X**					X		X
GT 4	**X**		X	X	X	X	X	X	X		X	X		X	X
GT 5	X		**X**	X	X	X	X		X		X	X	X		X
GT 6	X		X	X			**X**	X				X			X
GT 7	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	**X**

TABLA 1. Países participantes en DIRECT MAT, grupos de trabajo y líderes.

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo principal del proyecto DIRECT-MAT (*DIsmantling and RECycling Techniques for road MATerials*) ha sido crear instrumentos para que las experiencias nacionales en el campo de la demolición y el reciclado de materiales relacionados con la carretera puedan ser compartidas y divulgadas entre países europeos, para beneficio de todos ellos. El proyecto, incluido en el 7º Programa Marco de la Unión Europea, comenzó en enero de 2009 y ha finalizado en diciembre de 2011. En él han participado 20 centros de investigación de 15 países diferentes.

Para alcanzar los objetivos del proyecto, se ha desarrollado una base de datos que estará abierta al público en breve y que recopila las investigaciones validadas existentes hasta la fecha, así como experiencias prácticas en obra. Además, contiene una colección de Guías de Buenas Prácticas (GBP) para la demolición y reciclaje de diferentes tipos de materiales, elaboradas tomando como referencia las distintas experiencias de los países participantes.

Tal y como se detalló en el artículo publicado en el número 161 de la revista Ingeniería Civil, las tareas se dividieron entre un total de siete grupos de trabajo (GT), los cuales se organizaron de la siguiente forma:

- Grupo de Trabajo 1 (GT 1): Gestión y coordinación.
- Grupo de Trabajo 2 (GT 2): Materiales granulares.
- Grupo de Trabajo 3 (GT 3): Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos.
- Grupo de Trabajo 4 (GT 4): Materiales bituminosos.
- Grupo de Trabajo 5 (GT 5): Otros materiales no reutilizados normalmente en carreteras.
- Grupo de Trabajo 6 (GT 6): Base de datos web sobre demolición y reciclaje de materiales de la carretera en la propia carretera.
- Grupo de Trabajo 7 (GT 7): Divulgación, red de trabajo y coordinación del compartimiento de conocimientos.

El CEDEX, a través del Centro de Estudios del Transporte, ha participado en los grupos de trabajo 4, 5 y 7, relacionados con materiales bituminosos, otros materiales no reutilizados normalmente en carreteras, y divulgación y red de trabajo, respectivamente. En la Tabla 1 se reflejan los países participantes en cada grupo de trabajo y se indican en negrita los responsables de cada uno de ellos.

Los grupos de trabajo GT 2, GT 3, GT4 y GT 5, que estudiaron tipos de materiales finales concretos, siguieron planes de trabajo similares. Así, los trabajos de estos grupos comenzaron con la revisión de la documentación nacional existente, para continuar con un análisis de datos tomados de casos prácticos con el objetivo de generar informes sobre las técnicas de demolición, reutilización y reciclaje de distintos materiales. Por último, se redactaron cuatro Guías de Buenas Prácticas **(GBP)** en base a los resultados y conclusiones extraídas de todos los trabajos anteriores.

En el presente artículo se extracta la información aportada por la recopilación de experiencias prácticas y por las GBP. Además, se describen y analizan las características principales de la base de datos que aglutina toda la información recopilada por los grupos de trabajo a lo largo del desarrollo del proyecto.

2. RECOPILACIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

En la Tabla 2 figura el número de casos prácticos aportados por cada país, dependiendo de la técnica de reciclaje considerada.

2.1. GRUPO DE TRABAJO 2: MATERIALES GRANULARES

Durante el proceso de recopilación de casos de estudio, y a partir de los datos recogidos en la Tabla 2, se ha observado que:

- **La mayoría de los casos de estudio se refieren al reciclado de materiales bituminosos y mezcla de materiales** (granulares, ligados con conglomerantes hidráulicos y bituminosos mezclados en diferentes proporciones) para su aplicación en nuevas capas granulares. Esto no significa necesariamente que estas opciones supongan el mayor volumen de reciclado, sino que tal vez se han llevado a cabo un mayor número de investigaciones.
- **Los casos de estudio suministrados por los distintos países no están distribuidos regularmente entre las diferentes técnicas**. A modo de ejemplo, todos los casos presentados por Suecia tratan sobre materiales bituminosos triturados, mientras que los presentados por Francia lo hacen sobre materiales mixtos triturados utilizados posteriormente en nuevas capas granulares.
- **No se han recogido experiencias negativas** sobre la utilización de materiales reciclados (granulares, ligados con conglomerantes hidráulicos o bituminosos) en capas granulares.
- Hay **pocos casos de estudio con información sobre el comportamiento a largo plazo** de los materiales reciclados en capas granulares.

Materiales a reciclar			Países															
			Alemania	Austria	Bélgica	Dinamarca	Eslovenia	España	Francia	Hungría	Irlanda	Países Bajos	Polonia	Portugal	Rep. Checa	Serbia	Suecia	Total
Materiales granulares	Reciclaje	Material granular en capas granulares				1	1											2
		MLCH en capas granulares	2			1	1					1			1			6
		Materiales bituminossos en capas granulares			1		4								4		4	13
		Mezcla de materiales en capas granulares	3		3	1			3			3						13
	Total		**5**		**4**	**3**	**6**		**3**			**0**			**4**		**5**	**34**
MLCH	Demolición																2	2
	Reciclaje	In situ con cemento/ligante hidráulico			2	1												3
		In situ con cemento y ligante bituminoso					5			5					4			14
		En planta		3	1	1			1						2			8
		De MBR tratado con cemento			3													3
	Total			**3**	**6**	**2**	**5**		**1**	**5**					**6**		**2**	**30**
Materiales bituminosos	Demolición		1										1					2
	Reciclaje	Materiales granulares y MLCH en materiales bituminosos							1									1
		Mezcla caliente en planta	1					2	3	2			1	2			3	14
		Mezcla templada en planta															0	0
		Mezcla fría en planta				1							1			1	2	5
		Reciclaje in situ en caliente					1			2						1		4
		Reciclado in situ en frío	2				4	2	1				1	2			4	16
	Total		4			1	5	4	5	4			4	4		2	9	42
Otros materiales	Técnica relacionada con	Materiales que pueden complicar la demolición o el reciclaje	1															1
		Residuos peligrosos	1														1	2
		Subproductos industriales					3											3
		Caucho de neumáticos usados						2					5	4	1			12
		Suelo y sedimentos																0
		Residuos vegetales																0
	Total		**2**				**3**	**2**					**5**	**4**	**1**		**1**	**18**

TABLA 2. Casos de estudio presentados por cada país.
MLCH: Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos.
MBR: Material Bituminoso Recuperado.

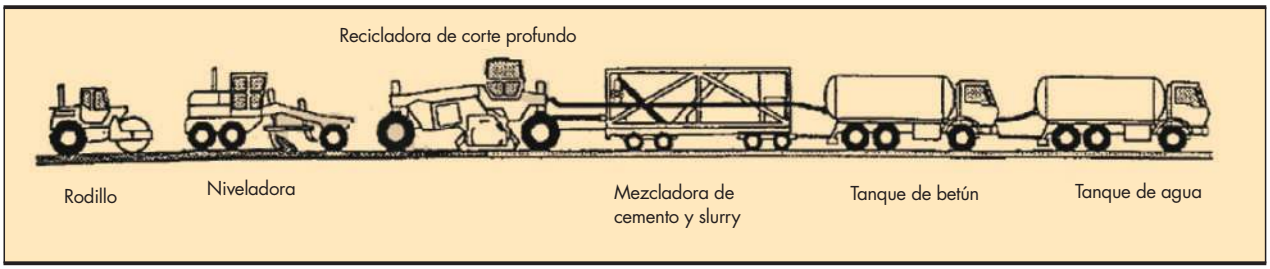


FIGURA 1. Línea de reciclaje para adición de cemento y emulsión bituminosa/ betún espumoso.

2.2. GRUPO DE TRABAJO 3: MATERIALES TRATADOS CON CONGLOMERANTES HIDRÁULICOS (MLCH)

A modo de conclusiones, en este grupo de trabajo se estableció que:

- **El reciclado in situ de capas granulares o tratadas con cemento**, utilizando este material en capas inferiores del firme de MLCH, **es una técnica muy extendida**.
- La experiencia europea con la demolición de capas de firmes de MLCH y el uso de materiales reciclados en nuevas capas de MLCH es más limitada que la experiencia existente sobre la demolición de capas bituminosas y el uso de materiales reciclados procedentes de capas bituminosas.
- **El reciclado de viejos pavimentos de hormigón** es una técnica viable y utilizada en varios países europeos. No obstante, el uso de árido reciclado en nuevos pavimentos de hormigón tiene algunas limitaciones, entre otras:
  - La falta de suficientes estudios fiables sobre el diseño de la mezcla.
  - El problema relacionado con la calidad de la fracción arena del árido reciclado, que preferiblemente ha de ser sustituida por arena natural.
  - El mayor contenido de cemento necesario.
  - Las limitaciones en el tamaño máximo del árido reciclado.
- El estudio de las experiencias prácticas recopiladas ha puesto de relevancia la necesidad de **potenciar las investigaciones** en:
  - Mejorar el diseño de la estructura.
  - Optimizar el diseño de la mezcla.
  - Seguimiento del comportamiento a largo plazo.

2.3. GRUPO DE TRABAJO 4: MATERIALES BITUMINOSOS

Las conclusiones tras el análisis de los 42 casos de estudio recopilados en este grupo de trabajo fueron las siguientes, dependiendo del tipo de técnica que se trate:

- **Reciclaje de materiales granulares o MLCH en capas bituminosas**. Tan sólo se ha registrado un caso de estudio, procedente de Francia. Los resultados de la experiencia fueron positivos.
- **Reciclaje en caliente en planta**. El gran número de casos de estudio recopilados demuestra que esta técnica está muy extendida entre los países componentes del grupo.
- **Reciclaje en frío en planta**. Los cinco casos de estudio recopilados han demostrado un buen comportamiento a largo plazo de los pavimentos. En contraposición con la técnica equivalente in situ, la composición de la mezcla se controla más fácilmente en planta.
- **Reciclaje in situ en caliente**. En total se han aportado cuatro casos de estudio. Esta técnica exige una meticulosa caracterización previa del pavimento.
- **Reciclaje in situ en frío**. Se han recopilado 16 casos de estudio relacionados con esta técnica. La aplicación generalizada de una capa superficial bituminosa indica la falta de confianza en las características superficiales de los materiales reciclados en frío. Si bien el tipo de maquinaria utilizada en la mayoría de los casos de estudio es la misma, los procedimientos de ensayo utilizados para caracterizar y optimizar las características de los materiales varían de unos países a otros.

2.4. GRUPO DE TRABAJO 5: OTROS MATERIALES NORMALMENTE NO REUTILIZADOS EN CARRETERAS

Las labores de este grupo de trabajo se han subdividido en diferentes grupos de materiales. Tras el análisis de los casos de estudio recopilados, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- **Materiales que pueden complicar la demolición y reciclaje de las capas de firmes de carreteras (geotextiles, marcas viales, refuerzos de acero...).** Sólo se ha presentado un caso de estudio relacionado con este tipo de materiales, que demostró que las técnicas convencionales de fresado son válidas para recuperar materiales también en pavimentos que contengan refuerzos geosintéticos.
- **Residuos peligrosos (amianto, alquitranes...).** No se ha remitido ningún caso de estudio sobre este tipo de residuos, a pesar de su gran importancia dados los graves impactos ambientales que pueden provocar. Quizá se deba a que se trata de un tema controvertido y las experiencias que se han podido llevar a cabo no acaban siendo publicadas. No obstante, en dos casos de estudio del GT 4 se ha informado de que el material bituminoso recuperado con contenido de alquitrán se puede usar como árido en técnicas de reciclaje en frío, utilizando cemento y/o ligantes bituminosos, al igual que el material bituminoso recuperado convencional. Además, uno de estos dos casos aportó información sobre aspectos medioambientales, indicando que la composición de los lixiviados era aceptable.
- **Subproductos industriales (escorias, cenizas...).** Los tres casos de estudio recopilados sobre esta materia proceden de Eslovenia, e informaron del uso de este tipo de materiales en la construcción de carreteras; más concretamente, sobre la utilización de escorias de acería para tratamientos superficiales o en capas superficiales de alto rozamiento, dada su rugosidad específica.
- **Caucho procedente de neumáticos usados.** La mayor parte de los casos de estudio de este grupo de trabajo se refieren a este tipo de materiales, destacándose así la importancia de esta técnica y las ventajas de la producción de

materiales bituminosos con caucho. En concreto, las mezclas bituminosas que contienen betún modificado con alto contenido en caucho (20%) han presentado un mejor comportamiento en cuanto a la resistencia a la fisuración y su capacidad para amortiguar el avance de las fisuras, además de mayor durabilidad comparada con mezclas convencionales.

3. GUÍAS DE BUENAS PRÁCTICAS

En las GBP se ha tratado de resumir, de forma práctica, toda la información obtenida en las etapas anteriores del proyecto. En los casos en que existe un consenso internacional sobre un determinado procedimiento de reciclaje, éste se puede catalogar como "Buena Práctica". En otras ocasiones, las técnicas varían considerablemente entre países, por lo que las GBP presentan un resumen de los posibles enfoques. Todas las Guías concluyen con un capítulo en el que se enumeran las necesidades de investigación que se consideran más apremiantes relacionadas con diferentes materias.

3.1. GRUPO DE TRABAJO 2: MATERIALES GRANULARES

La GBP correspondiente al GT de materiales granulares es un documento que aborda, por una parte, la materia desde una perspectiva general, para luego centrarse en los aspectos particulares de la demolición, procesado y reciclaje de materiales granulares, MLCH, materiales bituminosos y materiales procedentes de otras fuentes (construcción y demolición de edificios, subproductos industriales, como escorias, cenizas…) en nuevas capas granulares.

3.1.1. Demolición

La Guía detalla las reglas básicas para la ejecución de las demoliciones:

- Investigar previamente la calidad y cantidad de los materiales.
- Utilizar, siempre que sea posible, técnicas de demolición selectiva.
- Evitar mezclar materiales procedentes de distintas capas.

En general, el uso de materiales de demolición en capas granulares no supone mayor problema medioambiental, si bien se recomienda utilizar los materiales reciclados cerca de su origen, ya que, de otra manera, los costes de transporte pueden llegar a anular las ventajas de la reutilización de los mismos.

3.1.2. Propiedades críticas

Algunas de las propiedades de los materiales reciclados usados en capas granulares que pueden resultar más críticas son las siguientes:

- Deformación. La distribución, tamaño y forma de la partícula del árido reciclado, así como su grado de compactación, entre otros, condicionarán la estabilidad y capacidad de carga portante de la nueva capa granular.
- Evolución de la resistencia. Se ha comprobado que los áridos reciclados muestran cierta capacidad aglomerante. Además, de determinados materiales se puede esperar un incremento de la capacidad portante debido a reacciones químicas entre los ligantes de los materiales originales.
- Contenido de Materia Orgánica (MO). La MO afecta a la resistencia a la deformación de los materiales.
- Resistencia a la acción mecánica. Se encuentra relacionada con la resistencia de la partícula, por lo que es importante evitar el aplastamiento y la producción de finos durante el procesado de los materiales, especialmente durante la compactación.
- Permeabilidad. Es importante evitar una retención excesiva de agua, ya que puede provocar una pérdida de capacidad portante del material. La degradación por hielo-deshielo se debe fundamentalmente a la penetración de agua por los poros.

3.1.3. Ensayos y puesta en obra

Los ensayos practicados en este tipo de materiales suelen coincidir con los de cualquier material granular.

Durante la puesta en obra, hay que tener en cuenta la gran influencia de la compactación, ya que una buena compactación es necesaria para conseguir un óptimo comportamiento del firme en términos de resistencia a la fatiga y agrietamiento.

3.1.4. Particularidades según el origen de los materiales

La Tabla 3 aclara ciertos aspectos sobre cada uno de los posibles materiales de origen.

3.1.5. Labores de investigación pendientes y más urgentes

En cuanto a las labores de investigación pendientes y más urgentes, la Guía establece:

Ensayos

Los ensayos practicados en la actualidad no se adaptan totalmente a las características de los materiales reciclados:

- Los diseños basados en el comportamiento necesitan métodos que puedan evaluar dicho comportamiento, tanto antes como después de la construcción.
- En algunos materiales reciclados, la resistencia a la deformación no es constante en el tiempo y se incrementa incluso debido a determinadas reacciones químicas. Se deberían estandarizar ensayos para evaluar el incremento de la resistencia con el tiempo.
- Se necesitan nuevos ensayos para evaluar la resistencia a la acción mecánica. Los métodos utilizados para ensayar la durabilidad no se ajustan bien a los materiales alternativos. La resistencia de la partícula, en el caso de un árido con tamaño de partícula único, depende de su forma geométrica, composición mineral, dureza, estructura y textura. Sin embargo, cuando se trata de una capa, la resistencia también depende de cómo las partículas entran en contacto. En la actualidad se está investigando sobre nuevas metodologías para reflejar mejor la resistencia a la acción mecánica de los materiales granulares.

Aplicabilidad de los requerimientos y de los valores límite

- Se hace necesario profundizar en la investigación sobre la resistencia de los materiales reciclados a la acción química.
- Se deberían ajustar los valores límite de resistencia mecánica a las particularidades de los materiales reciclados, a las propiedades de endurecimiento y al propio uso en la carretera.
- Deberían considerarse valores límites de impacto ambiental, en forma de máximos de lixiviación permitidos para todos los materiales granulares, teniendo en cuenta también la vulnerabilidad del medio en particular.

	Material a reciclar en nuevas capas granulares			
	Materiales granulares	**MLCH**	**Materiales bituminosos**	**Materiales mezclados**
Origen		Capas base ligadas con cemento o de firmes de hormigón.		• Escombros de construcción demolición de edificos. • Subproductos industriales (escorias, cenizas...). • Residuos industria de producción de hormigón.
Características		Masa específica baja y alto contenido óptimo de agua.		Ejemplo de mezclas: • 90% hormigón. • 50% hormigón y 50% materiales cerámicos. • 50% hormigón y 50% materiales bituminosos.
Requerimientos y usos de los materiales	Los mismos que los exigidos a los materiales vírgenes.	Se puede utilizar preferiblemente en capas de base, pero también en capas de subbase.	• Capas superficiles (mezclados con grava). • Capas de base (con el tiempo tendrán propiedades similares a las capas alfálticas). • Capas de subbase.	• Capas superficiales. • Capas de base. • Capas de subbase.
Especiales precauciones/ recomendaciones	Precaución con la posible contaminación de finos (durante el procesado o procedentes de capas adyacentes) o con sustancias peligrosas.	Especial cuidado en la compactación para evitar la producción de finos.	Realizar preferiblemente la compactación con tiempo templado y tras rociar agua. El número de pases en la compactación depende de la temperatura.	

TABLA 3. Particularidades del reciclaje en capas granulares dependiendo del material de origen.

Reciclaje de materiales granulares en nuevas capas granulares

- Se podría tratar de usar el test cíclico triaxial en diferentes materiales reciclados con diferentes contenidos de agua para obtener información sobre la relación entre el módulo de elasticidad y el contenido de agua.
- Se debería investigar la influencia sobre la estabilidad de las nuevas capas del porcentaje de partículas redondas en el material reciclado.
- Sería interesante investigar la sensibilidad al agua, ya que es crucial para la resistencia y el comportamiento a la deformación permanente.

Reciclaje de materiales bituminosos en nuevas capas granulares

Tras la resolución de determinadas cuestiones en el laboratorio, como por ejemplo el comportamiento mecánico de los materiales granulares, será muy útil la observación in situ de cómo con el tiempo la capa granular se convierte en una capa sólida bituminosa, así como conocer el incremento en capacidad portante.

Reciclaje de mezcla de materiales en nuevas capas granulares

Se debería investigar el contenido mínimo de hormigón con el que debería contar una mezcla sin perjudicar sus propiedades. En cualquier caso, si el contenido de hormigón es bajo, se podría estudiar hasta qué punto este hecho se podría subsanar mediante la adición de otros materiales.

3.2. GRUPO DE TRABAJO 3: MATERIALES LIGADOS CON CONGLOMERANTES HIDRÁULICOS

La GBP resultante del los trabajos del GT 3 se estructura en tres capítulos fundamentales:

- Diseño del proceso de reciclaje.
- Demolición, machaqueo y técnicas de clasificación.
- Técnicas de reciclaje (in situ y en planta).
- Labores de investigación pendientes y más urgentes.

A continuación, se indican las principales conclusiones de cada uno de ellos.

3.2.1. Diseño del proceso

En relación con el diseño del proceso, en la Tabla 4 se profundiza en los posibles usos de los materiales, en función de su origen.

Así pues, los áridos reciclados se pueden usar en estabilizaciones con cemento, subbases y nuevos pavimentos de hormigón.

3.2.2. Demolición, machaqueo y técnicas de clasificación

Un proceso de **demolición** apropiado requiere de una planificación e investigación previas. Se utilizan las siguientes técnicas:

- Demolición parcial. Los pavimentos de hormigón en los que se prevea la colocación de una capa superficial bituminosa se pueden demoler parcialmente con el uso de una guillotina, para partir las losas de hormigón en piezas más pequeñas y así disminuir el riesgo de agrietamiento de la capa bituminosa superficial.
- Demolición total. Se suele llevar a cabo mediante el uso de bolas o con una guillotina para producir bloques compatibles con la maquinaria de machaqueo. También se pueden usar martillos hidráulicos y excavadoras. Las capas asfálticas y de hormigón se deberían demoler de manera independiente, a no ser que las características de su mezcla cumplan los requerimientos necesarios para la nueva capa.

Origen del Material	Técnica utilizada / Aplicaciones
Capas granulares	El material extraído de capas granulares se suele utilizar para reciclaje *in situ* en la propia carretera. La aplicación más frecuente es la estabilización con cemento del material granular de la subbase. El material reciclado tiene que cumplir con los mismos requerimientos que el material natural.
Capas de MLCH	Es posible utilizar hormigón machacado en mezclas con cemento como hormigón pobre, poroso o arena-cemento. En general, el uso de áridos reciclados de estructuras de hormigón como árido en nuevas capas de materiales ligados hidráulicamente ha arrojado resultados favorables en un gran número de proyectos.
Capas Bituminosas	Este material puede ser utilizado en mezclas frías in situ de material existente con cemento, o bien para corregir granulometrías de mezcla, o incrementar el grosor de una nueva capa de subbase.

TABLA 4. Particularidades del reciclaje en capas granulares dependiendo del material de origen.

- Fresado. Existe la posibilidad de mezclar el material asfáltico fresado con capas inferiores compuestas de materiales ligados hidráulicamente para su uso en una nueva capa base.

Las labores de **machaqueo y clasificación** suelen incluir los pasos siguientes:

- Demolición y traslado al área de tratamiento.
- Pretratamiento: rotura de grandes bloques y eliminación del material no deseado.
- Machaqueo primario y extracción de metal por métodos electromagnéticos.
- Machaqueo secundario.
- En determinados casos, pueden realizarse tratamientos adicionales (lavado…).

La selección previa del material es de gran importancia para separar eventuales contaminantes. Además, después del machaqueo, la arena que se forma puede contener impurezas y/o demandar demasiada agua, lo que puede dificultar la obtención de un hormigón de calidad. Normalmente, el tamaño máximo de árido que se recicla no debería superar los 32 mm. La calidad del nuevo pavimento depende en cierto modo de la eficiencia de la maquinaria usada en el machaqueo y mezcla.

3.2.3. Técnicas de reciclaje

Las dos técnicas de reciclaje en las que se ha centrado la Guía son las siguientes:

- Reciclaje en frío in situ de capas bituminosas con cemento, o combinación de cemento y ligante bituminoso.
- Reciclaje en planta de firmes de hormigón en nuevas capas de hormigón.

Los principales pasos a seguir en cada una de ellas quedan reflejados en la Tabla 5.

3.2.3.1. Técnicas in situ

El **reciclaje in situ con cemento** (u otro ligante hidráulico) es una técnica extendida y con buenos resultados. Tiene como objeto convertir una estructura dañada en estable, capaz de soportar el tráfico sin deteriorarse. Normalmente se trata de la construcción de una nueva capa de base con recubrimiento asfáltico y se suele utilizar para mejorar las estructuras de las carreteras secundarias.

Durante los ensayos previos se debería estudiar la granulometría del material, para corregirla en obra si fuera necesario, así como el contenido de finos y la presencia de materia orgánica, ya que pueden dificultar el fraguado del cemento.

Por lo que respecta al diseño de la mezcla, la dosificación de cemento añadida al tratamiento varía entre 3,5% y 6%, dependiendo de la resistencia deseada para la nueva capa y los resultados de las investigaciones preliminares. Los ensayos Proctor son necesarios para establecer la densidad máxima en seco (2000-2200 kg/m^3) y el contenido óptimo de agua (7%). Los comportamientos mecánicos de los materiales estabilizados se deben determinar mediante ensayos de resistencia a la compresión y/o tensión indirecta en mezclas tratadas con diferentes ligantes y tiempos de curado. Los test de fatiga también aportan valiosa información, ya que permiten conocer la eficiencia del tratamiento y optimizar la dosificación de cemento.

ETAPAS	Reciclaje en planta (en caso de pavimentos de hormigón)	Reciclaje *in situ*
1	Recopilación de datos históricos sobre la sección.	
2	Toma de datos actuales (inspección visual, testigos…).	
3	Ensayos de laboratorio.	
4	Toma de decisiones respecto al reciclaje (diseño de la mezcla…).	
5	Demolición de la vieja capa.	Desintegración/reciclado de capa asfáltica y mezclado con ligante y agua, compactación y curado, y cubrimiento con nueva capa bituminosa.
6	Operaciones de machaqueo y clasificación.	
7	Producción del nuevo hormigón reciclado.	

TABLA 5. Diferentes etapas de los procesos de reciclaje.

En cuanto a la ejecución del proceso, las diferentes operaciones son:

- Extensión de los materiales adicionales.
- Extensión del cemento, si no se va a incorporar al mezclador en forma de lechada.
- Fraccionamiento de las capas de firme en áridos con la granulometría adecuada para ser utilizados.
- Adición de agua para asegurar la hidratación del cemento y la compactación eficiente de la mezcla en condiciones óptimas.
- Mezclado del producto obtenido y los materiales adicionales para conseguir un producto homogéneo.
- Nivelación con precisión y compactación del material nuevo para conseguir un pavimento estable.
- Curado del material.
- Por último se cubre con una capa superficial.

La técnica está totalmente automatizada y cubre el proceso completo desde el fresado hasta su puesta en obra. La profundidad de mezclado oscila entre los 20-25 cm. El contenido de agua se ajusta según las condiciones climáticas.

Los controles en obra se deben llevar a cabo antes de la compactación (tomando para ello muestras de la mezcla con el fin de comprobar la resistencia a la compresión y el contenido de agua), después de la misma (para determinar la resistencia a la compresión y el grosor de la capa reciclada), así como en varias etapas del curado para comprobar la estabilización.

El reciclaje in situ con cemento y ligante bituminoso se puede aplicar para:

- Estabilizar material granular formando una nueva capa de base o subbase.
- Reciclar las capas bituminosas o parte de ellas, con el fin de crear una nueva capa de base.
- Reciclar parte de las capas bituminosas superiores para formar una capa de base.

La combinación de ambos ligantes permite obtener una mezcla con mejor resistencia a la vez que flexible, por lo que se ha convertido en un método muy atractivo para rehabilitar firmes bituminosos con envejecimiento y fisuras.

El test más importante a realizar a los materiales reciclados es el de granulometría. En cuanto al diseño de la mezcla, normalmente se utiliza 3% de emulsión bituminosa y 3–4% de cemento, o bien 3–4% de emulsión bituminosa y 1,5–2% de cemento. Para corregir la granulometría, en ocasiones es necesario añadir árido natural.

Los ensayos de laboratorio a realizar son Proctor, resistencia a la tracción indirecta, grado de expansión y sensibilidad al agua. En concreto, el ensayo Proctor es necesario para establecer la densidad máxima en seco (2000 kg/m^3) y el contenido óptimo de agua (4–8%).

En cuanto a los controles finales en obra, los parámetros más importantes son el contenido de agua, el grado de compactación, la resistencia a la compresión y a la tracción indirecta, y la profundidad de la mezcla. Los resultados de estos controles, que deberían efectuarse cada 5 días, se compararán con los preliminares al proceso.

3.2.3.2. Técnicas en planta

El reciclaje en planta permite utilizar material procedente de otras obras, o bien transformar el de una obra en particular para volver a usarlo en la misma.

Para la fabricación de **firme de hormigón nuevo reciclado**, las plantas de hormigón no necesitan adaptación, solo precauciones adicionales en la caracterización del material reciclado, el diseño de la mezcla y en la ejecución del proceso.

Si el origen del material es una capa granular, la técnica a aplicar no requiere maquinaria especial y los requerimientos son los mismos que para los áridos naturales. En cambio, en el caso de que se emplee material procedente de capas con materiales ligados con conglomerantes hidráulicos, no existen muchas investigaciones disponibles. Se trata de un posible uso, si bien en algunos países no se permite por problemas de calidad. Una de las peores propiedades de los áridos de hormigón machacado comparados con los vírgenes es la resistencia al pulimento, para lo cual una solución podría ser la ejecución de una doble capa.

Entre los ensayos del material viejo, además de los realizados a los materiales vírgenes, se debería estudiar el contenido de material bituminoso. Los materiales reciclados tienen una textura más rugosa y una mayor angulosidad. Los principales problemas son la mayor absorción de agua, la menor resistencia del hormigón al agua y la resistencia a los ciclos de hielo-deshielo. Por otra parte, la masa específica es más baja y la porosidad mayor que en los áridos naturales.

En el diseño de la mezcla se debe tener en cuenta que:

- El árido reciclado influye notablemente en la mezcla.
- La densidad húmeda del hormigón decrece.
- La resistencia a la compresión decrece un 10-15%.
- El módulo de elasticidad decrece un 15-20%.
- La fluencia se incrementa un 50%.
- La retracción se incrementa un 20–40%.

El porcentaje de reciclado puede llegar al 100%, pero en este caso el comportamiento sería más bien similar al de un hormigón pobre. Por ello, es más usual utilizar porcentajes de reciclado entre el 35% y el 60%.

Una práctica habitual es la de mezclar las fracciones 4/16 y 16/32 y añadir finos naturales. Por otra parte, el contenido de cemento en el hormigón aumenta unos 15 kg/m^3 si se utiliza hormigón reciclado.

Durante el proceso de ejecución, dada la mayor absorción de agua, la técnica de mezclado debería dar tiempo a los materiales a llegar a la saturación. Si durante la compactación se generaran partículas finas en la superficie, deberían ser retiradas.

El uso como material de origen de capas asfálticas en general no está permitido. Recientes investigaciones han concluido que hormigones reciclados con porcentajes de material asfáltico menores del 40% equivalen a mezclas con materiales vírgenes bajo determinadas circunstancias (adaptando la relación agua/cemento y la uniformidad del proceso de producción).

En lo que se refiere a la elaboración en planta de **nuevas capas recicladas de base o subbase ligadas con conglomerantes hidráulicos**, el origen de los materiales es idéntico que en el caso anterior. En el supuesto de que proceda de capas con materiales ligados con conglomerantes hidráulicos, los ensayos del material reciclado tendrán menores requerimientos que para materiales vírgenes. En cuanto al diseño de este tipo de mezclas, la utilización de arena machacada en hormigones pobres no ha tenido buenos resultados, por lo que no está recomendado su uso. Es mejor que la arena sea natural, o bien que sea estabilizada con cemento. Por otro lado, la compactación puede presentar cierta complicación, por lo que se deberían usar rodillos vibradores pesados.

El uso de material bituminoso recuperado es común, mezclado con arena natural y cemento. En este caso, los ensayos del material viejo se centrarán en la detección de alquitrán. Por otro lado, los materiales bituminosos fresados ligados hidráulicamente con 3–5% de cemento y 52% de agua tienen

comportamientos comparables con los materiales granulares ligados con cemento. Además, se pueden llegar a alcanzar proporciones de hasta el 90% de MBR (Material Bituminoso Recuperado), aunque se recomienda añadir 15% de arena para corregir la granulometría. El espesor mínimo recomendado para la capa compactada varía entre 120 mm y 250 mm.

3.2.4. Labores de investigación pendientes y más urgentes

Las labores de investigación en el campo del reciclado de materiales en nuevas capas de materiales ligados hidráulicamente deberían dirigirse a incrementar la eficiencia de las fases de reciclado para demostrar su ventaja frente al uso de materiales vírgenes.

Se deberían hacer esfuerzos en el la fase de proyecto bajo la perspectiva de la demolición y fin de vida de los materiales. Las técnicas de demolición se podrían mejorar con ahorros de energía y emisión de CO_2. Por otra parte, las técnicas de demolición también se podrían dirigir a preservar las propiedades favorables del material con el fin de disminuir el número posterior de tratamientos.

En cuanto a la caracterización y clasificación de los materiales, aún no se dispone de métodos de medida continuos de las principales propiedades del material. Por otra parte resulta muy complicado separar los diferentes materiales de una forma económica y eficiente. Por ello, un área de investigación interesante podría ser la identificación de las propiedades clave de los materiales recuperados para diferentes aplicaciones, y de valores límite realistas. De esta manera, se podría mejorar la confianza en las tecnologías de reciclado y tratar de estandarizar los materiales a nivel europeo. Además futuras investigaciones podrían dirigirse hacia la búsqueda de nuevos materiales recuperados que puedan ser utilizados en nuevas capas con conglomerantes hidráulicos sin poner en peligro su calidad.

En relación con los métodos de ensayo, las actividades de investigación no se deberían centrar únicamente en la metodología de los mismos, sino también en el tipo de propiedades a ensayar. La estandarización de los parámetros y métodos de ensayo para toda Europa es un reto aún pendiente.

Por último, la elección de la mejor técnica de reciclaje no es sencilla, ya que depende de cada caso de estudio. Para los proyectistas y contratistas sería útil la elaboración de una matriz de decisión que ayudara en la búsqueda de la técnica de reciclaje más apropiada desde los puntos de vista económico y medioambiental.

3.3. GRUPO DE TRABAJO 4: MATERIALES BITUMINOSOS

La GBP de materiales bituminosos se estructura en los siguientes capítulos: Caracterización previa de los firmes, Demolición, Reciclaje en planta de materiales granulares y materiales ligados con conglomerantes hidráulicos, Reciclaje en planta de material bituminoso recuperado (MBR), Reciclado in situ de MBR y las principales líneas de investigación futuras. En los siguientes apartados se resumen las principales conclusiones alcanzadas.

3.3.1. Caracterización del firme bituminoso a demoler

Las razones por las que un firme debe ser demolido o rehabilitado, pueden ser un excelente indicador de las condiciones en las que vamos a encontrar el material recuperado y de las mejores opciones para el reciclaje. La Tabla 6 refleja, dependiendo de las condiciones actuales del firme, las técnicas de reciclaje más adecuadas para cada caso.

Condiciones del pavimento (Inpección visual)	Técnica de reutilización/reciclaje									
	Rehabilitación de la capa de rodadura		Rehabilitación de capas bituminosas				Rehabilitación de capas bituminosas y capas ligadas con conglomerantes hidráulicos/capas granulares			
	Caliente en planta	Caliente *in situ*	*In situ*		En planta		*In situ*		En planta	
			Caliente	Frío	Caliente	Frío	Caliente	Frío	Caliente	Frío
Irregularidad (roderas)	X	X[2]	0[4]	0[4]	0[4]	0[4]	–	–	–	–
Irregularidad (capacidad de carga)	–	–	X	X	X	X	X	X	X	X
Resistencia al desplazamieno (macrotextura)	X	X[3]	–	–	–	–	–	–	–	–
Piel de cocodrilo	–	–	X	X	X	X	X	X	X	X
Desprendimientos	X	X	–	–	–	–	–	–	–	–
Baches	–	–	–	–	X	X	–	–	X	X
Grietas longitudinales	0[1]	0[1]	X	X	X	X	X	X	X	X
Grietas transversales	0[1]	0[1]	X	X	X	X	X	X	X	X

X Viable, 0 Viable con aclaraciones, – No viable/no económico.
1) Si las grietas tienen su origen en la superficie del pavimento.
2) Termorreperfilado si el deterioro tienen su origen en una baja compactación, remezclado o termorregeneración si su origen en un mala estabilización.
3) Termorregeneración.
4) Si las grietas se originan en la capa intermedia.

TABLA 6. Opciones de reciclaje recomendadas para firmes con pavimento bituminoso.

3.3.2. Demolición

Para la demolición de los materiales bituminosos, los métodos existentes son el fresado y el machaqueo en bloques. El primero permite una demolición más selectiva, así como la obtención de un material más homogéneo y de mejor calidad, utilizado generalmente en procesos de reciclado en caliente en planta. Por ejemplo, la aplicación de la técnica de fresado capa a capa es imprescindible si se pretende reutilizar el material en capas superficiales, con mayores requerimientos de calidad.

3.3.3. Reciclaje en planta de material granular y material ligado con conglomerantes hidráulicos

La aplicación de esta técnica no es común. En el caso de ser utilizada, las exigencias para los materiales son las mismas que si tuvieran un origen natural. Además, para el reciclaje de materiales ligados hidráulicamente en mezclas bituminosas en caliente (MBC), se necesita un contenido mayor de betún, debido a las características del material, que presenta una alta absorción. Este hecho limita el contenido de materiales reciclados de nuevas MBC al 50%.

3.3.4. Reciclaje en planta de material bituminoso recuperado

3.3.4.1. Caracterización / Control de calidad

El reciclaje en planta de material bituminoso recuperado (MBR) requiere de un sofisticado control de calidad. Dependiendo del tipo de técnica que se vaya a aplicar (caliente, semicaliente o frío) se evaluarán unos determinados parámetros durante el diseño de la mezcla. Las principales propiedades que se evaluarán serán: el tamaño máximo de partícula, el contenido de betún, el contenido de materia extraña, la granulometría del árido y las propiedades de betún (valor de penetración y temperatura de anillo y bola).

3.3.4.2. Manejo del material recuperado en la planta

El material recuperado se puede tratar en la planta con objeto de mejorar sus características y así conseguir mayores porcentajes de reciclado. Pueden distinguirse tres fases: machaqueo, clasificación y cribado, y acopio y homogeneización.

Durante el **machaqueo**, se procesan bloques de firme procedentes de las distintas operaciones de demolición con el objetivo de conseguir tamaños menores.

A continuación, y con el fin de mejorar la homogeneidad de las diferentes fracciones tras el fresado y/o machaqueo, se aconseja realizar el proceso de **cribado**, clasificando el material de acuerdo con los tamaños exigidos. Gracias a la separación del material por fracciones, el material resultante con menor tamaño máximo y con la granulometría más apropiada puede utilizarse en las mezclas bituminosas de mayor calidad.

Por último, en la **fase de acopio y homogenización** se procede al almacenamiento en acopios separados, que permiten clasificar el material de acuerdo con sus diferentes características (tamaño máximo de partícula, granulometría, tipo de betún, origen del material, etc.). Estos acopios deben ser controlados regularmente para asegurar la adecuada calidad del material acopiado, de tal forma que se mantengan constantes sus propiedades y composición. Esto exige una gran disponibilidad de espacio en la planta. Además, dado que el contenido de agua puede reducir el porcentaje de utilización del material reciclado, es aconsejable que los acopios estén techados.

Mediante la adecuada gestión del material reciclado entrante en la planta y el establecimiento de acopios homogéneos, las características del material almacenado en cada acopio se pueden controlar fácilmente para permitir que sus propiedades sean constantes.

3.3.4.3. Reciclaje en caliente en planta

Se trata de la técnica más común en Europa. En la mayoría de los países, estas mezclas son técnicamente equivalentes a las convencionales, pudiéndose aplicar en todo tipo de capas y categorías de tráfico. En general, las mezclas que contienen materiales bituminosos recuperados deben cumplir los mismos requerimientos que si no los incluyeran. El contenido de material reciclado en la mezcla depende de:

- Para el diseño de la mezcla: tipo de mezcla, propiedades del material reciclado (granulometría, viscosidad del betún, homogeneidad…).
- Para la producción de la mezcla: diseño de la planta, técnica de alimentación y contenido de agua del material reciclado.

Diversos trabajos de investigación han demostrado que la utilización de material reciclado no tiene una influencia negativa en los restados de los test de laboratorio. En cambio, otros trabajos concluyeron que el uso de este tipo de materiales puede tener como consecuencia peores propiedades finales de la nueva mezcla bituminosa, tales como mayor sensibilidad a la humedad, reducción en la resistencia a la fatiga y peor resistencia a la formación de roderas y fisuras.

En relación con el diseño de la mezcla, es importante tener en cuenta que, para desintegrar totalmente el MBR, suele aplicarse un tiempo de mezclado mayor que para mezclas bituminosas elaboradas exclusivamente con materiales vírgenes. La homogeneidad del material tiene una importancia determinante en el contenido máximo de material reciclado en la mezcla.

Por otro lado, durante el proceso de producción de la mezcla la humedad debería ser lo más baja posible. De lo contrario, la capacidad de la planta asfáltica podría verse influida negativamente.

Por último, en cuanto a las tasas de reciclado, algunos estudios han conseguido porcentajes de material recuperado superiores al 70%, si bien estos porcentajes suelen variar entre 10% y 40%. Proporciones mayores suelen estar limitadas por el coste de las inversiones en equipamientos adicionales de las plantas que permitieran mayores porcentajes de reciclaje (equipamientos relacionados con unidades independientes de calentamiento).

3.3.4.4. Reciclado en frío en planta

Si bien es cierto que es una técnica menos frecuente que el reciclado en frío “in situ”, puede resultar la más apropiada en determinadas circunstancias. Dependiendo de las necesidades o condiciones técnicas, se pueden emplear en la nueva mezcla ligantes tipo emulsión bituminosa, espuma de betún o cemento. No obstante, aunque la mayor parte de las plantas de mezclado existentes en el mercado admiten cualquier tipo de ligante, la emulsión bituminosa es la más empleada en estos casos.

Normalmente las mezclas se usan en capas de base, pero también pueden ser utilizadas en capas intermedias o de rodadura en carreteras secundarias. La principal desventaja la constituye los tiempos de curado cuando se usa emulsión bituminosa o cemento, que depende en gran parte de las condiciones de humedad y temperatura. Es interesante destacar que con este tipo de técnica se pueden alcanzar tasas de reciclaje del 100%.

3.3.5. Reciclaje in situ de material bituminoso recuperado

3.3.5.1. Caracterización del firme

En general, las técnicas de reciclaje in situ requieren de una inspección más exhaustiva del pavimento preexistente ya que todo el material recuperado se reciclará directamente en el propio firme.

La homogeneidad de las secciones de firme se puede evaluar mediante el estudio de la documentación existente relativa al proyecto constructivo original, así como a partir de inspecciones visuales y de ensayos realizados con radar de penetración (*Ground Penetration Radar - GPR*). Mediante la toma de testigos se pueden estudiar las propiedades de cada capa y de la adherencia entre las mismas.

3.3.5.2. Reciclaje en caliente in situ

Este tipo de reciclaje comprende las siguientes técnicas:

- Termorregeneración. Consiste en el fresado de la superficie del firme recalentado, la nivelación y compactación del material recuperado, y la cobertura final con una ligera capa de rodadura.
- Remezclado. Tras el recalentado y escarificado del firme existente, este se mezcla con nuevos áridos y/o betún, tras lo cual se vuelve a extender en una sola capa.

3.3.5.3. Reciclaje en frío in situ

Las mezclas asfálticas en frío son aquellas cuyo ligante bituminoso se incorpora a la mezcla en forma de emulsión bituminosa o espuma de betún, permitiendo que la producción y puesta en obra de la mezcla se realice a temperatura ambiente. La técnica conlleva una serie de ventajas medioambientales y económicas, como la reducción de costes energéticos y de emisión de contaminantes, o la reducción de tiempo y costes de transporte de materiales.

Las capas recicladas in situ con emulsión bituminosa presentan unas características muy apropiadas para ser utilizadas en capas de base, aunque sus características difieren de las MBC convencionales, ya que su módulo es más bajo que el de éstas pero su rotura es más plástica y dúctil, permitiendo el movimiento de las fisuras existentes bajo el firme y su consiguiente absorción.

Aunque se puede conseguir una buena cohesión de la mezcla utilizando la emulsión apropiada, la cohesión final depende de la densidad conseguida durante la compactación. Es decir, cuanto mayor sea ésta, mayor resulta ser el módulo de la mezcla y su cohesión, si bien no es fácil porque se trata de mezclas difíciles de compactar.

3.3.6. Labores de investigación pendientes y más urgentes

Caracterización del pavimento existente

- Se podría potenciar la utilización del GPR para localizar defectos estructurales y heterogeneidades en el pavimento.
- El desarrollo de bases de datos con información sobre el diseño de mezclas e historiales de rehabilitación de la red de carreteras existente podría ayudar en la toma de decisiones en fase de planificación respecto a las posibles estrategias de mantenimiento y rehabilitación, así como reducir los costes de la caracterización del firme existente.

Técnicas de reciclado en frío

- Dada la gran cantidad de procedimientos de diseño de la mezcla existentes, podría ser útil un esfuerzo normativo para establecer ensayos de compactación en laboratorio, procedimientos de curado, métodos de ensayo de comportamiento y especificaciones de diseño de la mezcla.
- Sería útil potenciar la investigación sobre el efecto de los diferentes ligantes en el material recuperado o en la calidad del reciclaje.

Técnicas de reciclado en caliente

- Se debería profundizar en el conocimiento de la interacción del betún virgen con el betún contenido en el MBR.
- Sería interesante llevar a cabo la evaluación de las necesidades de energía de los diferentes procedimientos de mezclado, con objeto de definir la "huella de carbono" de las diferentes tecnologías.
- Se debería establecer la comparación de las características de fatiga de las capas tradicionales y recicladas, ya que existe cierto riesgo de que el comportamiento a la fatiga de las capas bituminosas con un alto porcentaje de MBR pueda ser peor que el de las capas con áridos vírgenes.
- Respecto a la ejecución de las técnicas de reciclaje, se podría tratar de desarrollar metodologías efectivas para la reducción de los riesgos para la salud de los trabajadores durante el reciclaje en caliente in situ.
- Sería conveniente la identificación y solución de problemas relacionados con los materiales bituminosos reciclados con betún modificado con polímeros o con caucho.
- Podría ser útil la evaluación del efecto de las marcas viales en la calidad del material recuperado y de las nuevas capas fabricadas con este material.

Evaluación del comportamiento a largo plazo

- Relacionado con la recopilación y el análisis de datos, se ha detectado que el grado de detalle es muy heterogéneo, posiblemente debido a la falta de información. La creación de una base de datos global para los tramos de ensayo realizados con técnicas de reciclaje en carreteras europeas, que contenga información detallada sobre la estructura de los firmes, las propiedades de los materiales, las cargas de tráfico y las condiciones meteorológicas, entre otros, de diferentes países podría ser de gran ayuda para analizar el comportamiento a largo plazo de materiales específicos, técnicas de firme, así como enfoques constructivos innovadores.
- Para el estudio del comportamiento a largo plazo y de las futuras necesidades de mantenimiento, se considera de gran utilidad la evaluación de la eficiencia de los costes y de los impactos ambientales, áreas que también se caracterizan por sus lagunas de conocimiento.

3.4. GRUPO DE TRABAJO 5: OTROS MATERIALES NO REUTILIZADOS NORMALMENTE EN CARRETERAS

La GBP de materiales que normalmente no se reutilizan en carreteras consta de varios capítulos dedicados a los diferentes tipos de materiales estudiados. A continuación, se comentan algunos de ellos.

3.4.1. Materiales que pueden dificultar la demolición y el reciclado de capas de firmes de carreteras

Dentro de este tipo de materiales se pueden encuadrar: las marcas viales, el acero de refuerzo y los materiales geosintéticos.

En cuanto a las **marcas viales**, la evaluación de los potenciales riesgos y efectos en el uso de material recuperado es la siguiente:

- Pintura vial, con capa fina: poca influencia en la calidad del material.
- Marcas termoplásticas, o pintura vial con capa gruesa: el mayor grosor implica mayor cantidad de impurezas, con la

consecuente influencia negativa sobre el material recuperado. Por defecto, debería quitarse este tipo de marcas antes del fresado.

Respecto al **acero de refuerzo**, se recomienda que el fresado se detenga 1 cm antes del acero, para a continuación extraerlo por medios mecánicos.

Por último, en relación con los **materiales geosintéticos**, un caso de estudio alemán demostró que el material recuperado no veía mermadas sus propiedades debido a las fibras resultantes tras las operaciones de fresado.

3.4.2. Materiales peligrosos (alquitrán y amianto)

Aunque el alquitrán se ha usado como ligante en mezclas bituminosas en bastantes países, apenas se ha logrado recopilar información sobre la materia. Existen métodos rápidos y sencillos para la detección de alquitrán en materiales recuperados, sin embargo no suelen aportar información sobre la cantidad de alquitrán existente. Para ello, habría que aplicar ensayos de laboratorio.

Existen dos formas de gestión para este tipo de material: el reciclaje en frío y la destrucción térmica mediante incineración. La primera puede resultar mejor a corto plazo porque es económica, pero no elimina el problema de la presencia de alquitrán en la carretera, al contrario que la segunda, más eficaz a largo plazo.

No existe duda sobre el peligro que supone el contacto con fibras de amianto para la salud humana. Como medida preventiva, además de ropas especiales para los trabajadores, se puede minimizar la liberación de fibras durante los procesos de fresado o machaqueo mediante riego simultáneo.

Las labores de gestión de materiales que contengan amianto se llevarán a cabo por empresas especializadas con sus correspondientes licencias administrativas. En cualquier caso, la presencia de amianto en viejos pavimentos es muy limitada, pero su presencia puede ser más común en residuos de construcción y demolición, por lo que se deberá tener especial precaución a la hora de utilizar estos residuos en la construcción de carreteras.

3.4.3. Materiales secundarios

En los últimos años, varios proyectos europeos como SAMARIS o ALT_MAT han investigado sobre el uso de subproductos industriales tales como escorias o cenizas de incineración en la construcción de carreteras. Sin embargo, estos estudios se han basado en las posibilidades de una primera aplicación de estos materiales, sin tener en cuenta su potencial reciclaje futuro. El proyecto DIRECT MAT se ha querido centrar precisamente en el segundo uso de estos materiales.

En primer lugar, hay que destacar que la mayoría de las carreteras construidas con materiales secundarios de primer uso se encuentran en estos momentos en plena vida útil, por lo que en estos momentos la disponibilidad de materiales para reciclar es escasa.

Tras la revisión de la documentación existente, se ha detectado que en Europa se dedican pocos medios para identificar los tramos de carretera construidos con materiales secundarios. En cualquier caso, sería útil desarrollar algún tipo de metodología de detección, especialmente de cara a poder controlar posibles riesgos medioambientales en el uso de estos materiales.

3.4.4. Caucho procedente de neumáticos usados

Pese a que el uso de caucho procedente de neumáticos usados cuenta con múltiples aplicaciones, el proyecto se ha centrado en la utilización de este material en la producción de mezclas bituminosas. El caucho triturado en la fabricación de este tipo de mezclas se puede usar tanto para la modificación del betún virgen para producir un ligante bituminoso con caucho (vía húmeda), o se puede incorporar como árido a la mezcla (vía seca).

3.4.4.1. Técnicas de demolición y manejo

Se debe comenzar separando el metal y los elementos textiles, para continuar con la fragmentación del resto del material en las dimensiones adecuadas para su transporte y almacenamiento antes del procesado. A continuación, se podrá alcanzar una mayor fragmentación, dependiendo de las aplicaciones futuras, mediante:

- Procesamiento mecánico: troceado mecánico de los neumáticos.
- Procesamiento criogénico: utiliza nitrógeno líquido para congelar el caucho, lo que permite la producción de unas partículas más finas.

El origen del caucho y el proceso de tratamiento tienen bastante influencia en las características del caucho triturado, que, a su vez, influirán en el comportamiento de la mezcla bituminosa. Sin embargo, existe controversia sobre qué tipo de caucho proporciona un mejor comportamiento futuro de la mezcla, por lo que serían convenientes más investigaciones al respecto.

3.4.4.2. Técnicas de reciclaje

El uso de caucho triturado con contenido bajo o medio en la mezcla responde a razones medioambientales, ya que se considera que este tipo de mezclas tienen comportamientos similares a las mezclas bituminosas con betunes modificados por polímeros.

En cambio, se cree que las mezclas fabricadas con betún modificado con alto contenido en caucho, además de las ventajas medioambientales, pueden tener también ventajas técnicas y económicas, ya que se sabe que mejoran la resistencia a la fatiga y a las grietas de reflexión, además de incrementar la durabilidad, en comparación con las mezclas convencionales. Sin embargo, la estabilidad de este tipo de betunes modificados es más difícil de conseguir.

3.4.4.2.1. Vía húmeda y contenido bajo-medio de caucho

Este tipo de betún presenta normalmente una estabilidad adecuada durante el almacenamiento, siendo producido sin dificultades en plantas convencionales. Paralelamente, tanto el proceso de fabricación como el comportamiento de la mezcla bituminosa con caucho son también similares al de los betunes convencionales.

3.4.4.2.2. Vía húmeda y contenido alto de caucho

Con un proceso de mezclado específico, el contenido de betún puede llegar al 18-22%. Las proporciones de la mezcla y el tiempo de reacción se deben decidir en base a la evolución de la viscosidad con el tiempo determinada en el laboratorio, que depende a su vez de las propiedades específicas del betún y del caucho utilizado.

Dada la baja estabilidad de este tipo de mezclas, se han de fabricar in situ, y la planta de fabricación deberá estar adaptada para este propósito, además de llevarse a cabo una serie de rigurosos controles durante la fabricación.

Otras características específicas de este tipo de mezclas son los tiempos y temperaturas de extendido y compactación, que han de ser controlados estrictamente. La compactación ha de suceder lo más seguido posible al extendido, y la meto-

dología se debe elegir tras llevar a cabo una serie de tramos experimentales.

Diversas investigaciones procedentes de diferentes países han demostrado que este tipo de mezclas presenta una mejor resistencia al envejecimiento, fatiga y fisuración, además de una buena resistencia a la deformación permanente. Sin embargo, el módulo de rigidez es normalmente más bajo.

Además, estas mezclas pueden usarse satisfactoriamente en carreteras con altas cargas de tráfico, resultando ser una buena solución para diferentes problemas asociados a los firmes. Por ejemplo, pueden permitir la reducción del espesor total de las capas, dada la mejor resistencia a la fisuración.

3.4.4.2.3. Vía seca: Caucho triturado como árido de la mezcla

Para incorporar el caucho por vía seca, se requieren pocas adaptaciones de la planta de fabricación. Sin embargo, es conveniente elevar la temperatura de fabricación e incrementar el tiempo de mezclado, además de dedicar un tiempo de almacenado posterior para permitir la reacción de expandido. La cantidad de caucho varía entre 1% y 10%, aunque en la práctica no suele exceder el 2%.

Este tipo de mezclas presenta un coeficiente de expansión térmica más bajo, por lo que demuestra un mejor comportamiento ante los ciclos de hielo-deshielo. Sin embargo, su módulo de rigidez suele ser más bajo, al igual que su resistencia a la rodadura.

Las principales labores de investigación deberían centrarse en:

- Evaluar en qué medida la reducción del contenido de caucho y del tamaño de partícula, así como el uso de agentes adhesivos mejoran el comportamiento de este tipo de mezclas, en lo relacionado por ejemplo con la durabilidad.
- Estudiar la relación entre el beneficio que supone un mejor comportamiento al ciclo hielo-deshielo frente a la desventaja de una peor resistencia a la rodadura.

4. BASE DE DATOS

La base de datos del proyecto DIRECT-MAT es uno de los principales resultados del proyecto. Toda la información recopilada en el mismo, a través de los casos de estudio y de las GBP, está siendo volcada a la base de datos, que se estructura en tres bloques:

- Revisiones bibliográficas.
- Recopilación de datos de campo y laboratorio (casos de estudio).
- Guías de Buenas Prácticas (GBP).

La herramienta cuenta con un motor de búsqueda por conceptos y un apartado de definiciones técnicas. Además, para una consulta más cómoda de las revisiones bibliográficas y las GBP, la base permite desplegar el índice de los documentos para poder acceder más rápidamente al capítulo buscado. Por otro lado, el texto cuenta con una serie de hipervínculos que permiten dirigirse a cualquier documento que se mencione (documentos de referencia, casos de estudio…). Asimismo, las revisiones bibliográficas incluyen una serie de anexos particularizados para cada país participante en los diferentes grupos de trabajo.

En lo que se refiere a los casos de estudio, la base de datos ofrece una tabla de filtrado previa en la que se puede seleccionar el tipo de material demolido y final. Todas las experiencias están georeferenciadas sobre el mapa de Europa para indicar su país de origen e incluyen un resumen de las mismas.

La herramienta está preparada para su futura actualización continua. En el apartado "Su opinión", el usuario puede comunicar nuevos casos de estudio rellenando un sencillo cuestionario. Un comité de expertos estudiará la información, y si se considera adecuada será incorporada a la base de datos. De la misma manera, también los usuarios pueden participar si consideran que algún dato ha quedado obsoleto y debería ser actualizado.

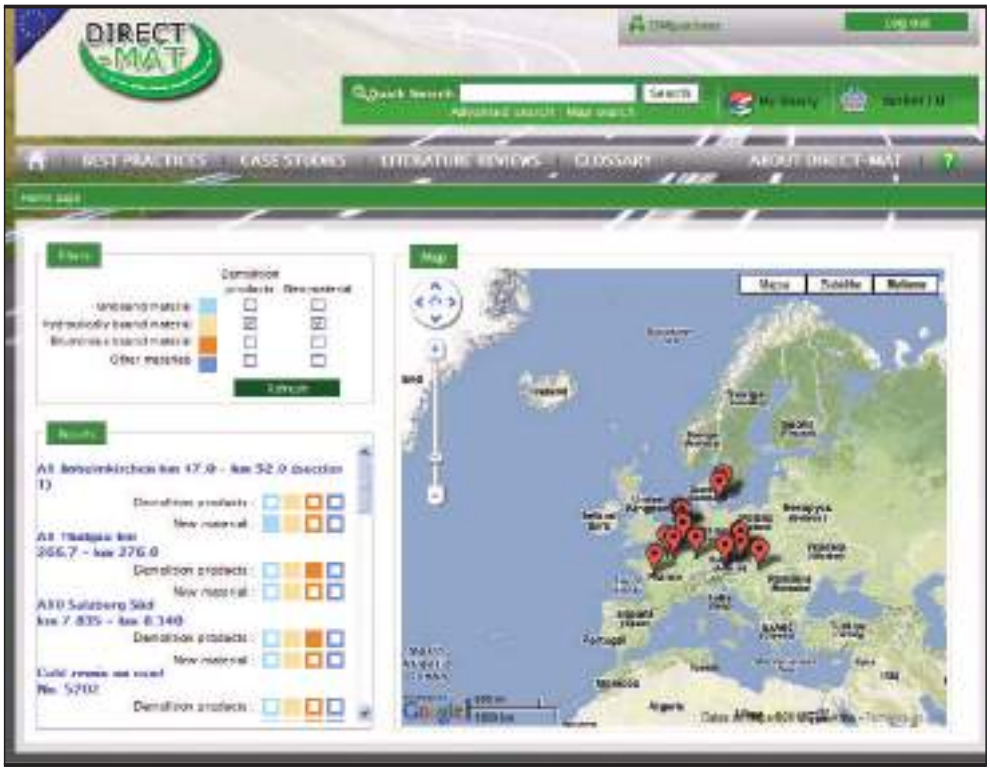


FIGURA 2. Ventana de la base de datos donde se pueden localizar los diferentes casos de estudio según su localización geográfica.

5. CONCLUSIONES

Las actividades llevadas a cabo en el marco del proyecto DIRECT-MAT han dado como fruto un excelente trabajo de recopilación de las múltiples técnicas existentes en la actualidad relacionadas con el reciclaje de materiales de la carretera en la propia carretera.

En el proyecto, a partir de los numerosos casos de estudio presentados por los países participantes, se han analizado las técnicas de demolición y reciclaje de los principales materiales utilizados en carreteras, provenientes de la carretera o directamente relacionados con ella, tales como materiales granulares, materiales tratados con conglomerantes hidráulicos, materiales bituminosos y otros materiales no reutilizados normalmente en carreteras. Asimismo, se ha analizado la utilización de estos materiales en las capas de los firmes de carreteras.

El resultado del proyecto ha sido la publicación de guías de buenas prácticas sobre la demolición y utilización de los materiales reciclados, y la creación de una base de datos que recopila la información generada en el proyecto. Esta base de datos se presenta como una herramienta imprescindible para facilitar el manejo de la gran cantidad de información reunida.

Se plantea ahora el reto de seguir manteniendo vivo el espíritu del proyecto mediante la actualización periódica de la información. El conocimiento evoluciona continuamente, y si las nuevas experiencias e investigaciones no se van incorporando a la base de datos, esta herramienta quedará obsoleta en poco tiempo. Por ello, se considera muy importante la incorporación en la base de datos de las experiencias que vayan produciéndose en los distintos países para que esta herramienta sea de utilidad en el futuro, así como la profundización en las necesidades de investigación identificadas en el proyecto.

6. REFERENCIAS

SEMINARIO DE PRESENTACIÓN DEL PROYECTO EUROPEO DIRECT-MAT. Centro de Estudios del Transporte (CEDEX). Madrid, 9 de marzo de 2011.

DIRECT-MAT (2011). Final Workshop. Project Introduction (presentación) WP1, Yannick Descantes (IFSTTAR). Bruselas, 18 de octubre de 2011.

DIRECT-MAT (2011). Final Workshop. Database (presentación) WP6, Yannick Descantes y Laurence Lumiere (IFSTTAR), Bruselas, 18 de octubre de 2011.

DIRECT-MAT. "Best Practice Guide regarding the dismantling of unbound layers and recycling of road materials into new unbound layers". Octubre 2011.

DIRECT-MAT. "Best Practice Guide for the use of recycled materials in hydraulically-bound layers". Octubre 2011

DIRECT-MAT. "Best Practice Guide for de dismantling of asphalt roads and use of recycled materials in asphalt layers". Octubre 2011.

DIRECT-MAT. "Best Practice Guide for de dismantling and recycling of other materials not commonly recycled in roads". Marzo 2012.

DIRECT-MAT. "Year 3 Management report". Abril 2012.

SIEMPRE ENCONTRAMOS UN CAMINO.

Herrenknecht AG es líder de tecnología y de mercado en la excavación mecanizada de túneles. Es la única empresa que provee toda una gama de productos y servicios mundialmente, y que suministra máquinas de perforación de túneles de alta tecnología (High-tech) para todo tipo de terrenos y en todos los diámetros de 0.10 m hasta 19.0 m.

Las máquinas Herrenknecht son fabricadas a medida para crear sistemas de abastecimiento y evacuación de aguas, gas y petróleo (rama del Utility Tunnelling), así como túneles de carretera, metro y de tráfico ferroviario (rama del Traffic Tunnelling) en todo el mundo. Nuestras máquinas tuneladoras excavan el túnel ferroviario más largo del mundo y trabajan en las mayores líneas de metro. Las máquinas ayudan a perforar un túnel bajo el agua con una precisión suprema y ayudan en el tendido de oleoductos a lo largo de los continentes.

Para ello, Herrenknecht se considera un socio durante toda la fase del proyecto, formando parte de ese equipo de trabajo en el túnel (Teamwork Tunnelling). Por este motivo se ofrecen todo tipo de servicios que complementan nuestra gama de productos.

El grupo Herrenknecht emplea a más de 4.000 personas y cuenta con 65 filiales y empresas asociadas que trabajan en campos relacionados, por ejemplo, en soluciones de logística o sistemas de perforación profunda. Siempre encontramos un camino. Junto con nuestros clientes.

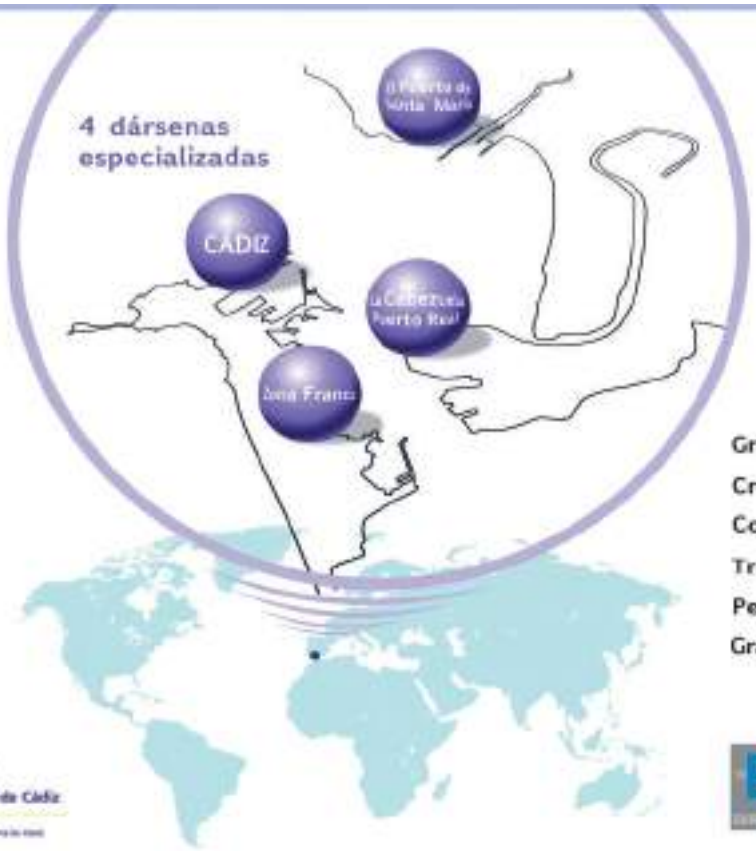
Herrenknecht AG
D-77963 Schwanau
Phone +49 7824 302-0
Fax +49 7824 3403
marketing@herrenknecht.com

www.herrenknecht.com

Herrenknecht Ibérica, S.A.U.
Paseo de la Castellana 192, 13º • 28046 Madrid
Tel. +34-913598008 • Fax +34-913592032
herrenknechtiberica@herrenknecht.es

HERRENKNECHT
Tunnelling Systems

Puerto de la Bahía de Cádiz



Graneles sólidos
Cruceros
Contenedores
Tráfico rodado
Pesca
Graneles líquidos

Puerto de la Bahía de Cádiz

flickr

apc.es

Puerto de Cartagena
Logística y rentabilidad

En el Puerto de Cartagena hay un doble valor. En el Puerto de Cartagena encuentras el mejor aliado logístico conectando tus productos a los principales destinos de mercados con líneas regulares y los mejores operadores. En el Puerto de Cartagena encuentras rentabilidad con servicios eficaces, ahorrando costes y optimizando la distribución y tu competitividad. Puerto de Cartagena, doble valor.

Puerto de Cartagena

Modelo hidrológico y de rotura de presa del sistema hidráulico de Morenillo (Las Tablas de Daimiel). Aplicación mediante esquemas de volúmenes finitos

**JUAN JOSÉ REBOLLO CILLÁN (*), DAVID LÓPEZ GÓMEZ (**), MIGUEL DE BLAS MONCALVILLO (***)
ÁNGEL YUSTRES REAL (****), VICENTE NAVARRO GÁMIR (*****) y RUBÉN DÍAZ MARTÍNEZ (******)**

RESUMEN Se presenta los resultados obtenidos a partir de la elaboración de un modelo matemático aplicado a una posible rotura del sistema hidráulico de Morenillo, situado en las Tablas de Daimiel (Ciudad Real). Estos resultados tienen una gran importancia de cara a las posibles afecciones que generaría la onda de avenida sobre la presa de Puente Navarro, punto de cierre del humedal y clasificada como presa de categoría C. Para generar el escenario de rotura, ha sido necesario realizar previamente una simulación hidrodinámica de la zona de estudio, asociado a diferentes avenidas y niveles de emergencia. Para analizar este proceso, se ha utilizado el programa de cálculo hidrodinámico Iber, modelo bidimensional basado en esquemas numéricos de alta resolución de volúmenes finitos (VF) que reproduce el flujo en régimen variable en aguas someras.

HYDROLOGICAL AND BREAK DAM MODEL TO MORENILLO HYDRAULIC SYSTEM (LAS TABLAS DE DAIMIEL WETLAND). FINITE VOLUME SCHEMES IMPLEMENTATION

ABSTRACT *The objective of this article is to show the results obtained by means of a break dam model applied to Morenillo hydraulic system, located in "Las Tablas de Daimiel" Wetland. These results relevancy is related to the dam break effects over Puente Navarro Dam, situated in the wetland ending and classified like C safety rate dam. A flood simulation in the study area has been modelled previously to reproduce the break dam scenario, related to several flows and emergency levels. Iber has been the numerical model used to reproduce this situation, which solves the 2D shallow water equations using Finite Volume schemes.*

Palabras clave: Tablas de Daimiel, Rotura de presa, Volúmenes Finitos, Aguas Someras.

Keywords: Daimiel Wetland, Dam Break, Finite Volume, Shallow Water.

1. INTRODUCCIÓN

Las Tablas de Daimiel, declaradas Parque Nacional en el año 1973, constituyen un paraje excepcional y la mejor muestra de los humedales de la Mancha Húmeda. Desde los años 80, y debido al incremento continuo de extracciones del acuífero 23, esta zona ha sufrido un alarmante descenso de los niveles hídricos. Tras esta extrema situación, los Ministerios de Obras Públicas y Urbanismo, y de Agricultura, Pesca y Alimentación elaboraron un estudio de viabilidad

(*) Director de Programa. Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: juan.j.rebollo@cedex.es

(**) Coordinador de Programa Técnico Científico. Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX). Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: david.lopez@cedex.es

(***) Investigador contratado. Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX). Ingeniero de Montes. E-mail: miguel.blas@cedex.es

(****) Profesor Contratado Doctor. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real. Universidad de Castilla - La Mancha. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: angel.yustres@uclm.es

(*****) Catedrático de Universidad. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real. Universidad de Castilla - La Mancha. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. E-mail: vicente.navarro@uclm.es

(******) Jefe de Sección Técnica. Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. E-mail: ruben.diaz@cedex.es

FIGURA 1. Camino de coronación del dispositivo hidráulico de Morenillo (Octubre, 2011).

del Plan de Regeneración Hídrica en el Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel (1986), con el fin de frenar la degradación del Parque y salvaguardar sus valores ecológicos. Entre las medidas contempladas, se encuentra la construcción de una presa de tierras en la zona intermedia del parque que posibilitara la inundación de la zona de Las Tablas por encima de los 606 m de cota, ayudando a retener las aguas derivadas del trasvase Tajo-Segura. Este dique de tierras constituye el dispositivo hidráulico de Morenillo, objeto de estudio del presente artículo.

El proyecto fue realizado por el ICONA en 1987 y las obras comenzaron en noviembre de ese mismo año. Finalizaron un año más tarde y consiste en un dique de materiales sueltos paralelo al río Guadiana en su margen derecha, hasta la unión con el río Gigüela. La traza cruza el Parque Nacional de SE a NO y tiene una longitud total es de 1854 m. El proyecto inicial contemplaba un dique de arcillas impermeables compactadas y con sección trapezoidal, dotado de una cubierta de escollera caliza de 10 cm. Finalmente se construyó un dique de material homogéneo revestido de una cubierta vegetal característica de la zona.

La arcilla apoya sobre una capa de pedraplén calizo y con profundidad variable. Los taludes de proyecto son 3,5(H):1(V) aguas arriba (lado de Tablas, NW) y 3(H):1(V) aguas abajo (lado de Cañas, SE). La anchura en coronación es constante de 3 m (1,5 m a cada lado del eje principal), de modo que un vehículo puede transitar sobre el dique, que está coronado a la cota 608 m.s.n.m. Sin embargo, los deslizamientos locales producidos y al asiento experimentado en todo el desarrollo de la presa por la heterogeneidad del terreno de cimentación hacen que su cota actual varía entre los 607 y 608 m.s.n.m. a lo largo de la traza. El dispositivo hidráulico también cuenta con dos aliviaderos de labio fijo, uno de ellos situado en el cauce del Guadiana y el otro sobre el río Gigüela. En ambos casos, se trata de vertederos de unos 40 m de longitud con el umbral a la cota de 607,5 m.s.n.m.

El objetivo del presente trabajo es elaborar un modelo hidrológico del parque de Las Tablas de Daimiel y, al mismo tiempo, analizar las afecciones provocadas por el frente de onda generado por una rotura en el dispositivo hidráulico de Morenillo. Una vez definida las condiciones de la simulación, el análisis de las afecciones y resultados se centrará en la zona próxima a la presa de Puente Navarro, punto de cierre del sistema hidrológico de las Tablas de Daimiel y cuya rotura provocaría mayores efectos aguas abajo de la zona de estudio.

2. ÁMBITO DE ESTUDIO

El área de estudio se centra en el Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel, el cual constituye el entorno inmediato del dispositivo hidráulico de Morenillo. La superficie del Parque asciende a 1.928 Ha (MMA, 2006) y se reparte entre los términos municipales de Daimiel y Villarrubia de los Ojos, al norte de la provincia de Ciudad Real.

El dispositivo hidráulico de Morenillo cruza el Parque Nacional de SE a NO. El Parque queda, de esta forma, dividido en dos zonas diferenciadas: Las Tablas, situada aguas arriba del azud, y Las Cañas, aguas abajo de éste. La traza del dique es curva, paralela al transcurso en planta de la Madre Vieja del Guadiana, y se apoya sobre la isla del Moreno, de modo que el dique se divide en dos tramos.

3. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Las temáticas sobre las que se ha trabajado han sido la cartografía, la hidrología de la zona, la normativa básica sobre seguridad y rotura de presas y, por último, el modelo utilizado para la simulación de los diferentes escenarios de rotura (modelo Iber).

Como base cartográfica, se ha empleado el modelo digital del terreno (MDT) realizado por Stereocarto S.L. para el Organismo Autónomo de Parques Nacionales en el año 2005.

FIGURA 2. Plano de situación de las Tablas de Daimiel.

En cuanto a la hidrología, cabe destacar que el Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel se asienta en la confluencia de los ríos Guadiana y Gigüela, sobre la zona oriental de la Unidad Hidrogeológica 04.04 (Mancha Occidental). Su inundabilidad está favorecida por la proximidad del nivel freático a superficie, descargando por medio de los numerosos ojos y ojillos existentes a lo largo del curso del Guadiana, aumentando de esta forma la inundación.

La cuenca superficial que drena por Las Tablas de Daimiel tiene una extensión de unos 15.000 km^2. Los principales ríos contenidos en ella son el Guadiana, el Azuer, el Gigüela, el Alto Guadiana y el Záncara.

Para el análisis local de la zona de estudio, se ha utilizado un conjunto de avenidas asociadas a la confluencia de los ríos Cigüela y Guadiana en el entorno del dispositivo hidráulico de Morenillo. Estos datos se han obtenido a través del programa CAUMAX (Cedex – Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente) para diferentes periodos de retorno.

Las simulaciones necesarias para desarrollar este trabajo se han llevado a cabo con Iber. Se trata de un modelo numé-

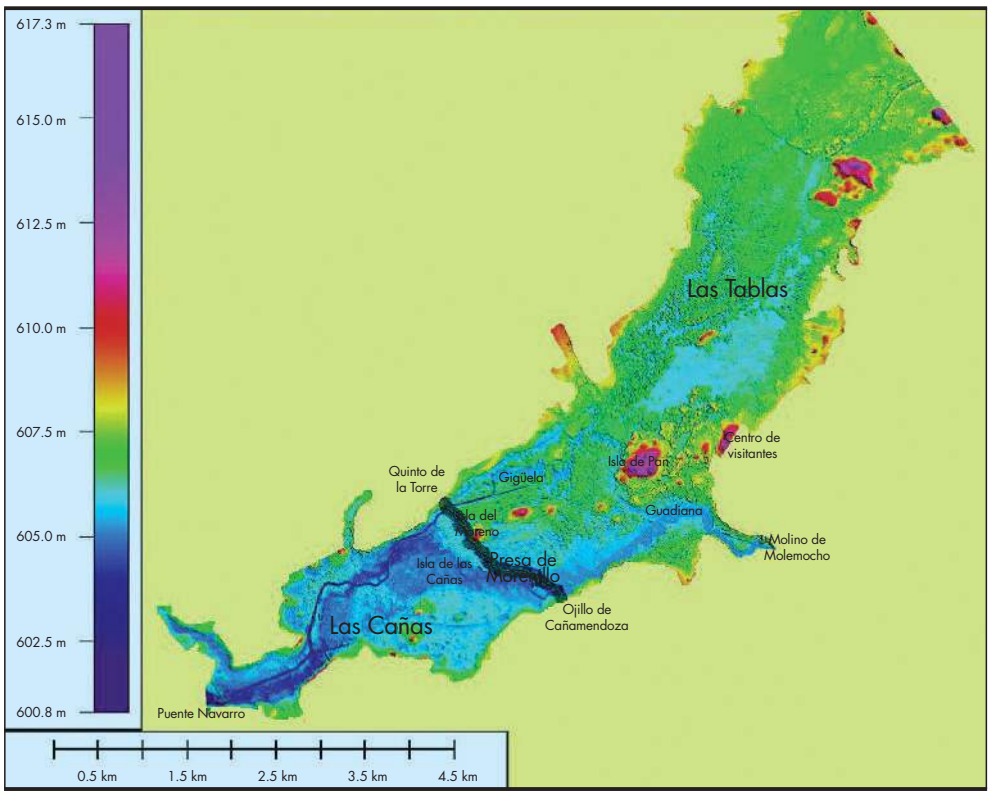


FIGURA 3. Situación de la presa de Morenillo en el Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel (Editado de Stereocarto S.L., 2006).

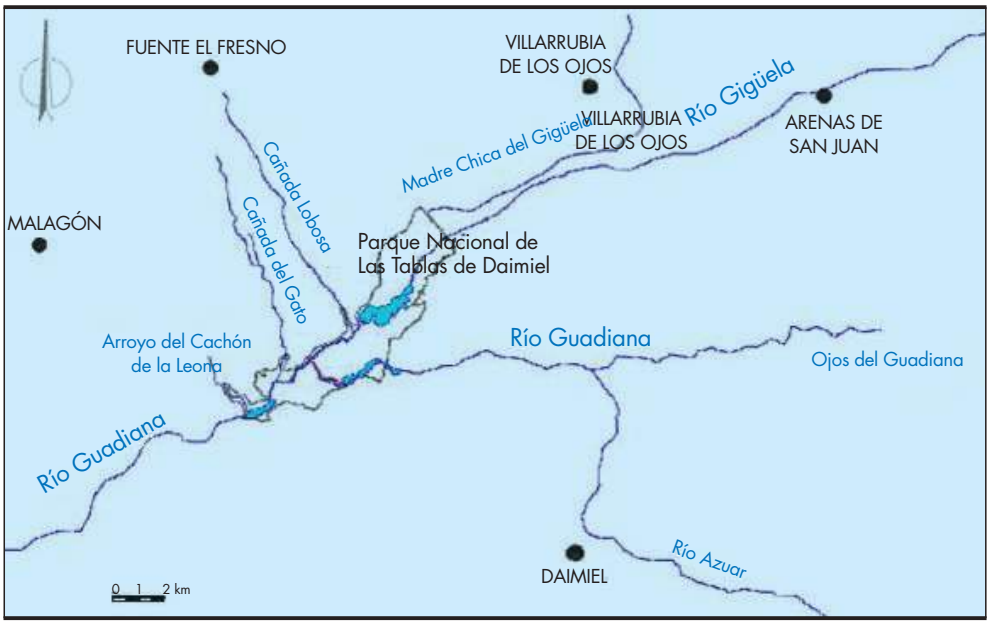


FIGURA 4. Hidrología superficial en el entorno de las Tablas de Daimiel.

TABLA 1. Avenidas en la confluencia entre los ríos Cigüela y Guadiana (CAUMAX, 2011).

Periodo de retorno (Años)	2	5	10	25	100	500	1000	5000	10000
Caudales (m^3/s)	14,84	24,88	33,12	45,78	70,37	110,4	132,8	200,8	238,8

rico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D).

El proceso de rotura consiste en una deformación de la malla asociada a la zona de la presa donde se producirá la brecha. El procedimiento se ha programado en base a la normativa española, siguiendo una deformación progresiva con forma trapezoidal y la generación de un hidrograma de rotura asociado, siempre en el caso de una presa de materiales sueltos.

Finalmente, como resumen de la diversa normativa aplicable a la rotura de presas, en estos momentos se dispone de los siguientes textos:

- El Real Decreto 9/2008, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que se solapa con la Instrucción y con el Reglamento en tanto no se aprueben las Normas Técnicas de Seguridad en él establecidas.
- El Reglamento Técnico Sobre Seguridad de Presas y Embalses, aprobado por O.M. de 12-03-96.
- La Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas, aprobada por O.M. de 31-03-67.
- La Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones, aprobada por Consejo de Ministros de 9-12-95.

También existen dos guías técnicas asociadas a la normativa anterior que son utilizadas a la hora de completar el análisis del riesgo de una rotura de presa:

- Guía Técnica para la CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL.
- Guía Técnica para la REDACCIÓN DE LOS PLANES DE EMERGENCIA DE PRESAS.

4. MÓDULO DE HIDRODINÁMICA Y ECUACIONES CONSTITUTIVAS

La base de cualquier estudio en hidráulica fluvial es el cálculo hidrodinámico de calados y velocidades. El módulo hidrodinámico del modelo Iber resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad también es habitual en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos, es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son los más

utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial hU_x}{\partial x}+\frac{\partial hU_y}{\partial y}=M_S$$

$$\frac{\partial hU_x}{\partial t}+\frac{\partial hU_x^2}{\partial x}+\frac{\partial hU_xU_y}{\partial y}=-gh\frac{\partial Z_S}{\partial x}+\frac{\tau_{s,x}}{\rho}+\frac{\tau_{b,x}}{\rho}+\frac{\partial h\tau^e_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial h\tau^e_{xy}}{\partial y} \quad (1)$$

$$\frac{\partial hU_y}{\partial t}+\frac{\partial hU_xU_y}{\partial x}+\frac{\partial hU_y^2}{\partial y}=-gh\frac{\partial Z_S}{\partial y}+\frac{\tau_{s,y}}{\rho}+\frac{\tau_{b,y}}{\rho}+\frac{\partial h\tau^e_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial h\tau^e_{yy}}{\partial y}$$

en donde h es el calado, U_x, U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lámina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, τ^e_{xx}, τ^e_{xy}, τ^e_{yy} son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_S es un término fuente/sumidero de masa de agua, mediante el cual se pueden modelizar procesos de precipitación e infiltración.

Para su discretización por el método de volúmenes finitos, en Iber se trabaja con las ecuaciones de aguas someras bidimensionales escritas en forma conservativa y vectorial como:

$$\frac{\partial w}{\partial t}+\frac{\partial F_x}{\partial x}+\frac{\partial F_y}{\partial y}=\sum_k G_k \quad (2)$$

en donde el vector de variables conservadas **w** y el vector de los términos de flujo $\mathbf{F_x}$, $\mathbf{F_y}$ vienen dados por:

$$w=\begin{pmatrix}h\\q_x\\q_y\end{pmatrix}\quad F_x=\begin{pmatrix}q_x\\\frac{q_x^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\\\frac{q_xq_y}{h}\end{pmatrix}\quad F_y=\begin{pmatrix}q_y\\\frac{q_xq_y}{h}\\\frac{q_y^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\end{pmatrix} \quad (3)$$

y los términos G_k, representan los términos fuente incluidos en las ecuaciones hidrodinámicas.

Para realizar la discretización espacial de las ecuaciones de conservación de masa y movimiento por el método de volúmenes finitos se realiza la integral de las ecuaciones diferenciales en cada celda de la malla de cálculo. Esta forma de proceder es especialmente ventajosa para la resolución de ecuaciones de conservación, ya que se resuelven las ecuaciones en forma integral, lo que permite formular de forma sencilla métodos conservativos. La discretización temporal y espacial de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales en forma vectorial viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{W_i^{n+1}-W_i^n}{\Delta t}A_i+\int_{Li}\left(F_x\tilde{n}_x+F_y\tilde{n}_y\right)dL=\sum_k G_{k,i}A_i \quad (4)$$

El módulo hidrodinámico de Iber es capaz de resolver las ecuaciones hidrodinámicas en dominios espaciales parcialmente secos, en presencia de frente seco-mojado no estacionario. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, con la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables. Las zonas del dominio espacial en las cuales el calado es inferior a la tolerancia seco-mojado se consideran secas, quedando definidos de esta forma los frentes de inundación como la transición entre zonas secas y mojadas.

5. MODELO DE ROTURA Y SIMULACIÓN DE LA ONDA DE AVENIDA

El objeto del presente capítulo es la descripción del método empleado para llevar a cabo la simulación de la rotura del azud de Morenillo y el análisis de los resultados. Una vez definido el modelo, se analizará la evolución de la onda de avenida generada aguas abajo para comprobar las afecciones generadas en la zona de la presa de Puente Navarro.

Para llevar a cabo el estudio, y partiendo de las directrices normativas actuales en materia de rotura de presas, se estudiarán tres escenarios:

- **Escenario 1:** Rotura sin avenida y nivel de embalse en su máximo nivel normal de explotación, 607,5 m.s.n.m. (NMN para Morenillo) y con una cota de 606 m.s.n.m. aguas abajo (NMN de Puente Navarro).
- **Escenario 2:** Rotura en situación de avenida correspondiente al periodo de retorno de 500 años (110,47 m3/s). Se considera un nivel del embalse en coronación aguas arriba de 608 m.s.n.m. (cota de coronación) y una cota de 606 m.s.n.m. aguas abajo (NMN Puente Navarro).
- **Escenario 3:** Rotura de compuertas. En este caso se ha analizado el escenario asociado a la avenida de periodo de retorno de 500 años. No se considera rotura en la presa (desagüe exclusivo por los aliviaderos laterales) y se establece una cota aguas arriba de 607,5 m.s.n.m. (NMN para Morenillo) y 606 m.s.n.m. aguas abajo (NMN de Puente Navarro). Por otor lado, no existe una rotura de compuertas como tal, ya que los aliviaderos no disponen de ningún elemento de regulación.

La sección donde se produce la rotura en el azud queda comprendido en el eje entre los puntos (438064, 4330992) y (438054, 4330957). Esta sección ha sido seleccionada como el más susceptible de colapso porque se encuentra en la zona con mayor densidad de fisuración. También es el punto donde se alcanza una mayor altura de coronación a lo largo del eje, con un total de 3,92 m desde el pie de presa. A continuación, se muestra las condiciones iniciales y de contorno impuestas, además de los datos de partida y la definición de la malla de cálculo.

5.1. MODELO DIGITAL DEL TERRENO

Este modelo abarca un área de 1.112 has de la superficie total del parque, con una cantidad total de 448.120 puntos con coordenadas x, y, z. La cota máxima del terreno está en 616,81 m.s.n.m. y la mínima en 600,81 m.s.n.m. La distribución de los puntos es aleatoria a lo largo de toda la superficie, pero guarda una distribución homogénea que asegura la correcta definición del área global.

Para aprovechar todos los datos topográficos que se tienen y adaptar el modelo a la simulación, se ha tratado la información mediante el programa ArcGis. Para ello, se ha analizado el conjunto de puntos y se ha hecho un tratamiento de los mismos con diversas herramientas y aplicaciones. En primer lugar, se ha realizado un TIN (Triangulated Irregular Network- Red de Triángulos Irregulares), el cual se ha depurado y se ha modificado para representar la zona de estudio con la mayor precisión posible (como se puede observar en las Figuras 6, 7, 8 y 9). Para ello, se han introducido una anchura y una cota de coronación constante a lo largo del sistema hidráulico de Morenillo, y se han definido correctamente los dos aliviaderos laterales (NO y SE) con una cota de umbral de vertedero de 607,5 m.s.n.m.

También se ha fijado la altura de coronación de la presa de Puente Navarro a una cota 606,75 m y el umbral de su aliviadero a una cota de 606 m.

FIGURA 5. Distribución de puntos con coordenadas del área de estudio.

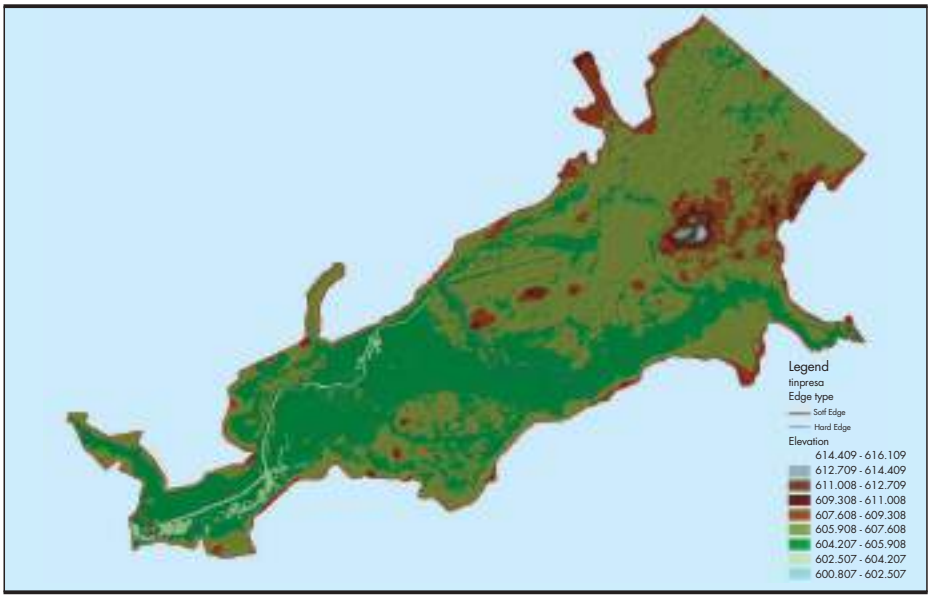


FIGURA 6. Planimetría global del área de estudio (MDT).

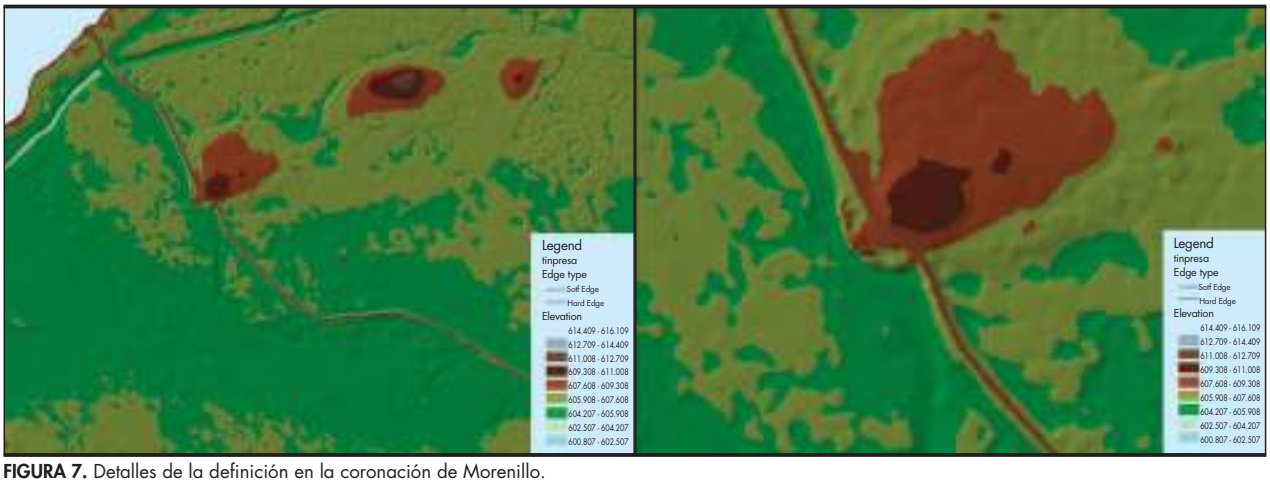


FIGURA 7. Detalles de la definición en la coronación de Morenillo.

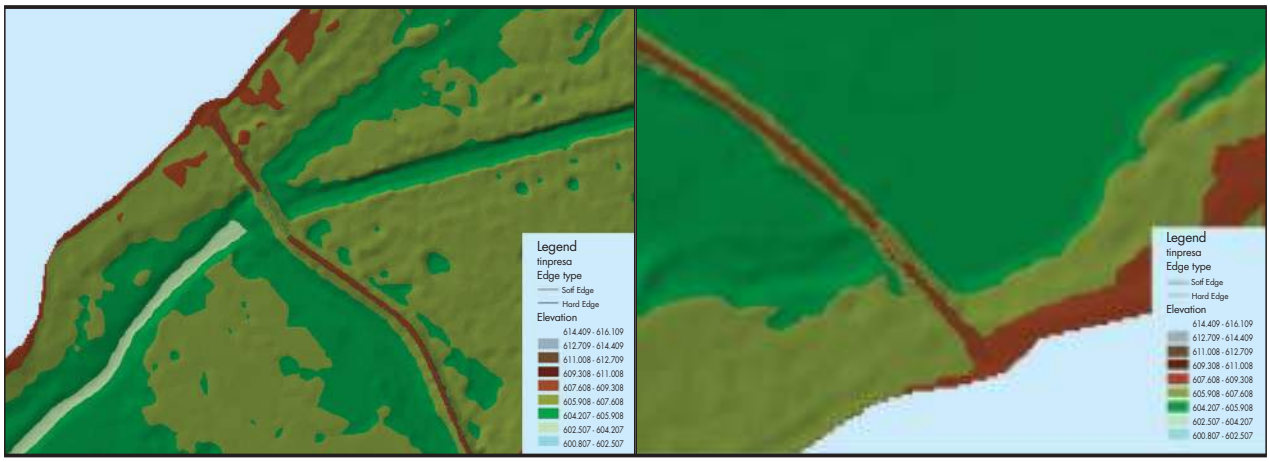


FIGURA 8. Detalle de la definición de los aliviaderos laterales del sistema hidráulico de Morenillo.

FIGURA 9. Detalle de la definición en la coronación de Puente Navarro y aliviadero.

Este TIN fue convertido a ráster con un tamaño de celda, píxel de 5 metros, que es el nivel de detalle de la información topográfica con el que se contaba. Posteriormente, este ráster fue transformado a un archivo de texto ASCII, para poder ser tratado en el programa Iber.

5.2. CONDICIONES GENERALES Y DATOS DEL PROBLEMA

El archivo de texto ASCII creado anteriormente ha sido importado en Iber mediante la opción CELLS Sup, la cual permite crear un modelo con la misma información y detalle de cuadrícula que el ráster generado en ArcGIS. A partir de este modelo, ya es posible trabajar en Iber y realizar los cálculos hidrodinámicos.

En cuanto al periodo de simulación, se ha impuesto 40.000 segundos de cálculo. El objetivo es introducir un periodo inicial de 20.000 segundos para establecer las condiciones del nivel de agua inicial, e imponer el proceso de rotura y análisis de avenida en la segunda fracción de tiempo (20.000 segundos) una vez estabilizados los calados aguas arriba y aguas debajo de Morenillo. Por otra parte, el intervalo de resultados se fija en 100 segundos, periodo de tiempo que transcurre entre cada salida de resultados.

Por último, se define la malla de cálculo para los tres escenarios en base a la superficie RTIN. La malla final cuenta con elementos cuadrangulares de 5 m, excepto en la zona de rotura, donde se ha discretizado en tamaños menores y con forma triangular (1,5 m de lado aproximadamente) para analizar correctamente el proceso de simulación.

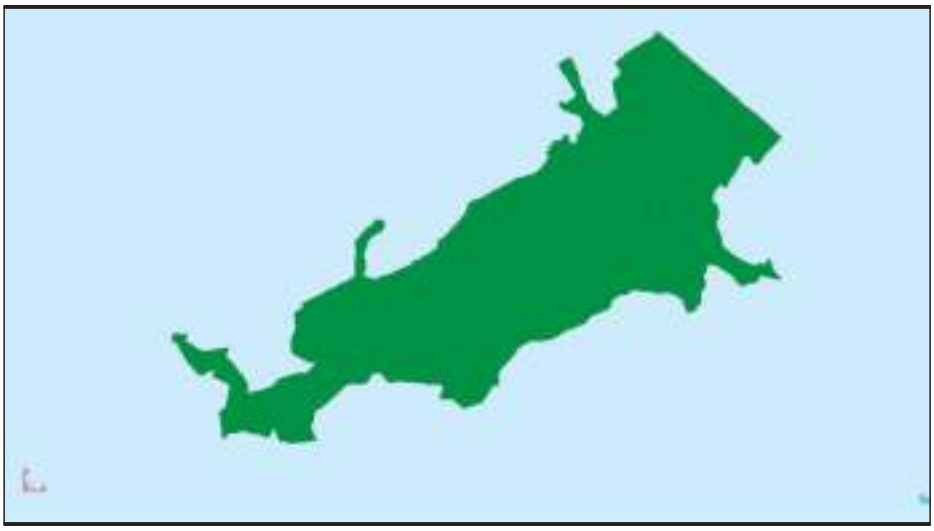


FIGURA 10. Malla de cálculo de la zona de estudio total.

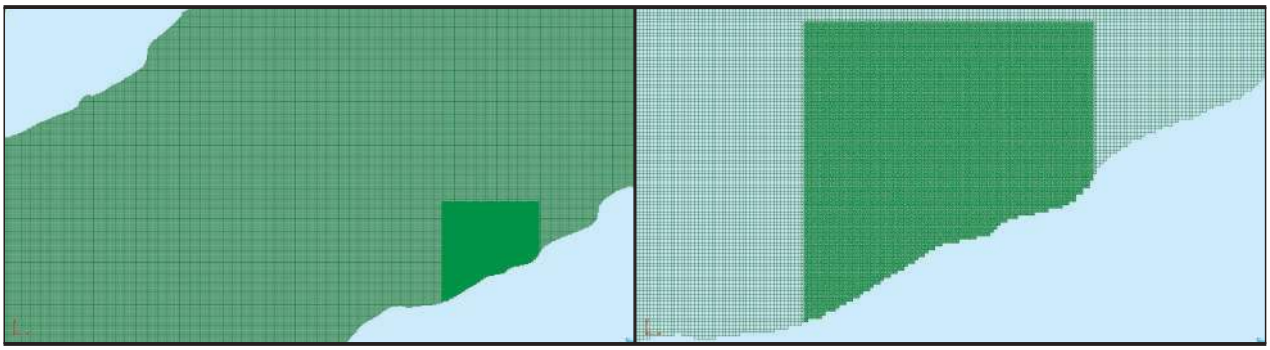


FIGURA 11. Malla de cálculo generada en la zona del sistema hidráulico de Morenillo (5 m) y en la zona de rotura (1,5 m).

5.3. ESCENARIO 1

Para la definición de las condiciones de salida, se ha utilizado el contorno aguas abajo y los alrededores de la presa de Puente Navarro, considerando el resto de los límites de la malla como contorno cerrado.

Las condiciones iniciales, consistentes en el establecimiento del nivel aguas arriba (608,5 m) y aguas debajo (606 m) de la presa de Morenillo, se han estabilizado durante los primeros 20.000 segundos, instante a partir del cual se inicia la rotura. Para definir la rugosidad, se ha utilizado un valor de Manning de 0,03 para toda la superficie.

En la Figura 13 se muestra la evolución de calados obtenidos a lo largo del tiempo para toda la superficie.

Finalmente, se analiza el proceso de rotura en el sistema hidráulico y los efectos generados aguas abajo en la presa de Puente Navarro. Las siguientes figuras muestran los instantes previos y posteriores a la formación de la brecha en el dispositivo de Morenillo. La formación de la rotura comienza en el instante t = 20.000 s.

La Figura 18 muestra la evolución de la cota de agua en un punto cercano de Puente Navarro, situado aguas arriba de la presa. Los datos muestran un periodo de estabilización inicial, manteniendo una tendencia constante a partir de 20.000 s.

Los resultados de la Tabla 2 muestran que no existen afecciones en la zona de entrada de Puente Navarro, ya que la lámina de agua se encuentra por debajo de la cota de coronación de la presa y todo el caudal es desaguado por el aliviadero de superficie.

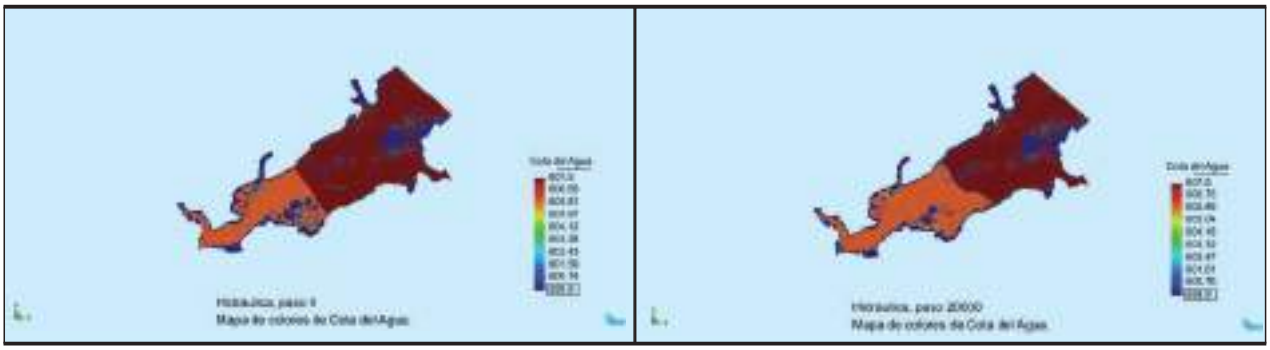


FIGURA 12. Definición de cotas de nivel para t = 0 s y t = 20.000 s (Escenario 1).

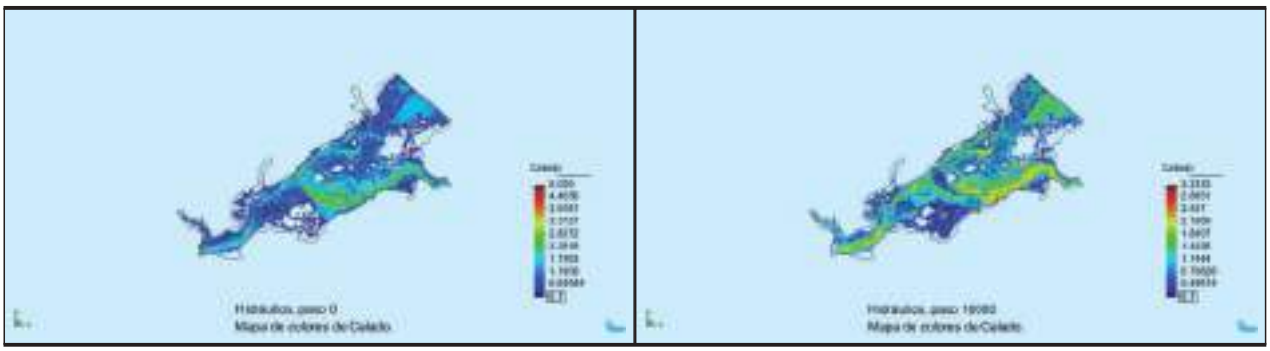


FIGURA 13. Campo de calados para t = 0 s y t = 10.000 s (Escenario 1).

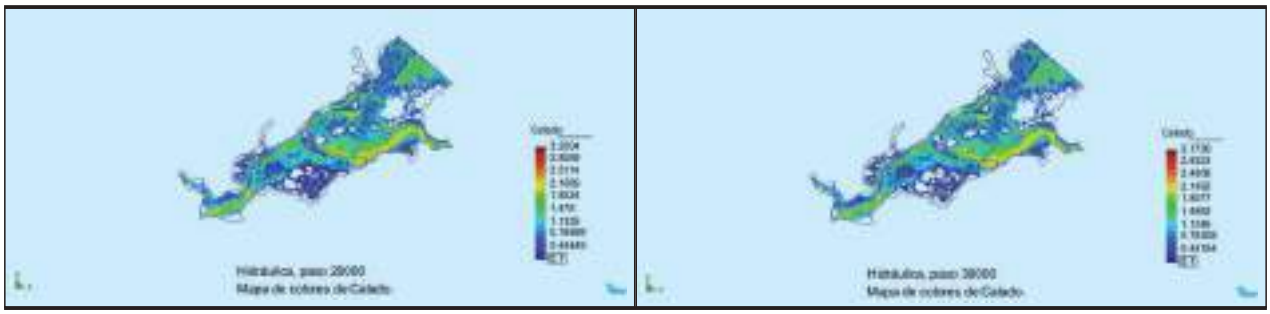


FIGURA 14. Campo de calados para t = 20.000 s y t = 30.000 s (Escenario 1). Instante inicial del análisis

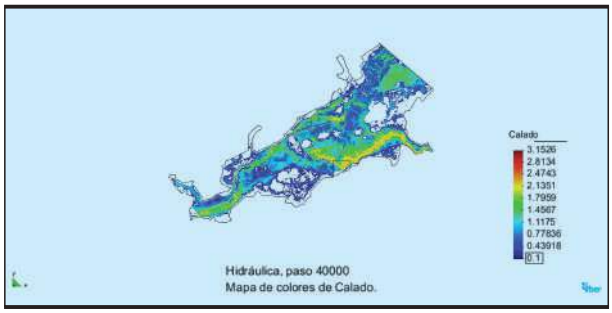


FIGURA 15. Campo de calados para t = 40.000 s (Escenario 1). Instante final del análisis.

Punto de análisis para t = 40.000 s - Puente Navarro			
Número de Nodo: 15921	x	y	z
	434429.0	4329797.0	604.075
Calado (m)	1,92		
Velocidad (m/s)	0,023		
Cota (m)	605,99		

TABLA 2. Resumen de las variables de flujo en Puente Navarro para T = 40.000 s (Escenario 1).

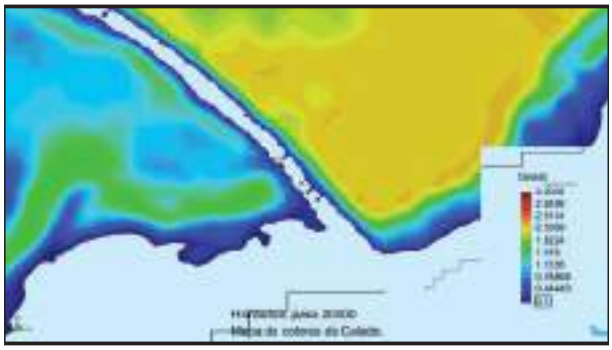


FIGURA 16. Zona de rotura antes de la brecha - t = 19.900 s (Escenario 1).

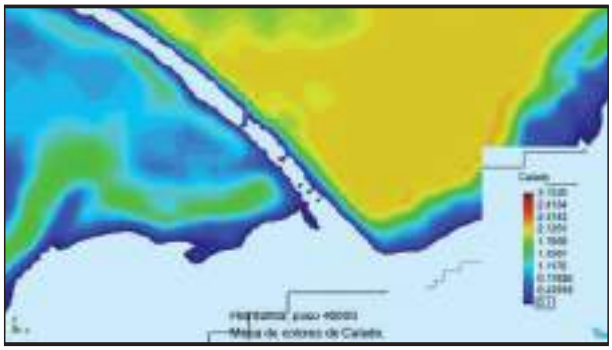


FIGURA 17. Zona de rotura tras la brecha - t = 20.100 s (Escenario 1).

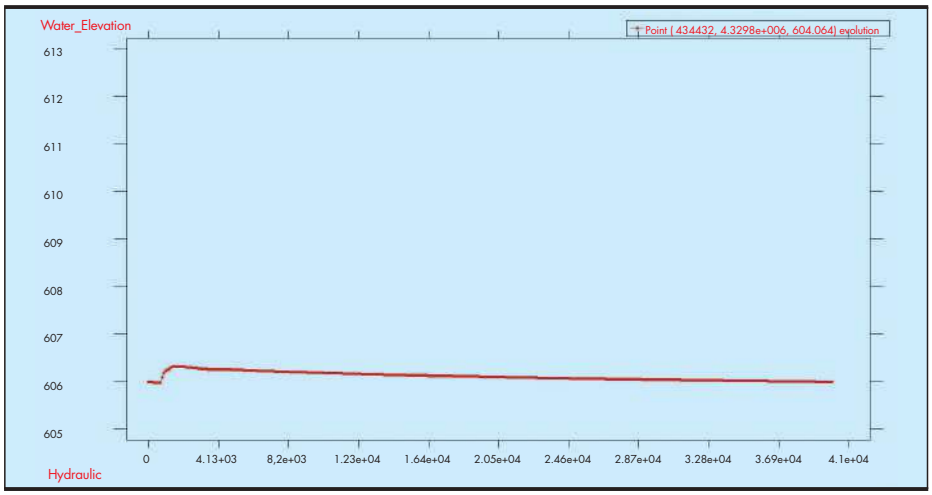


FIGURA 18. Evolución de la cota de agua con respecto al tiempo en el entorno de la Presa de Puente Navarro (Escenario 1).

5.4. ESCENARIO 2

En este caso, se simula la rotura de la presa de Morenillo con una avenida correspondiente al periodo de retorno de 500 años (110,47 m^3/s), con una cota de calado aguas arriba de 608 m (cota de coronación) y una cota de 606 m aguas abajo (NMN Puente Navarro). La distribución de caudales de entrada será de 55% por el Cigüela (60.75 m^3/s) y de 45% por el Guadiana (49.7 m^3/s). Al igual que en el escenario 1, se ha utilizado un valor de Manning de 0,03 para toda la superficie.

A continuación se muestran los resultados generados por el modelo para las condiciones impuestas en el escenario 2, junto a los datos asociados al proceso de rotura en Morenillo y su onda de avenida.

Al igual que el escenario 1, la Figura 25 y la Tabla 3 muestran una evolución de la cota de agua que se estabiliza a partir de 20.000 s en la zona inmediata de la presa de Puente Navarro. Tampoco se observa afecciones por vertido sobre la presa, ya que el nivel se encuentra por debajo de la cota de coronación.

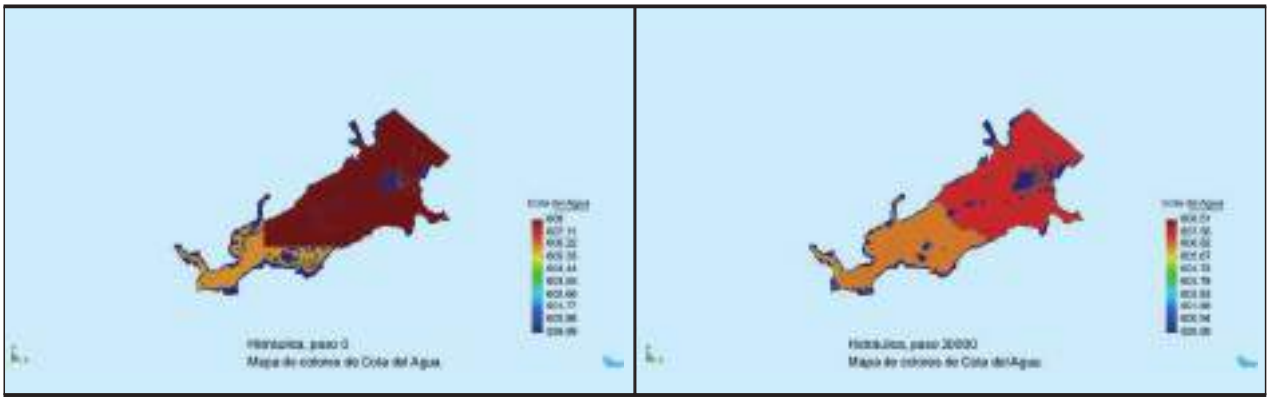


FIGURA 19. Definición de cotas de nivel para t = 0 s y t = 20.000 s (Escenario 2).

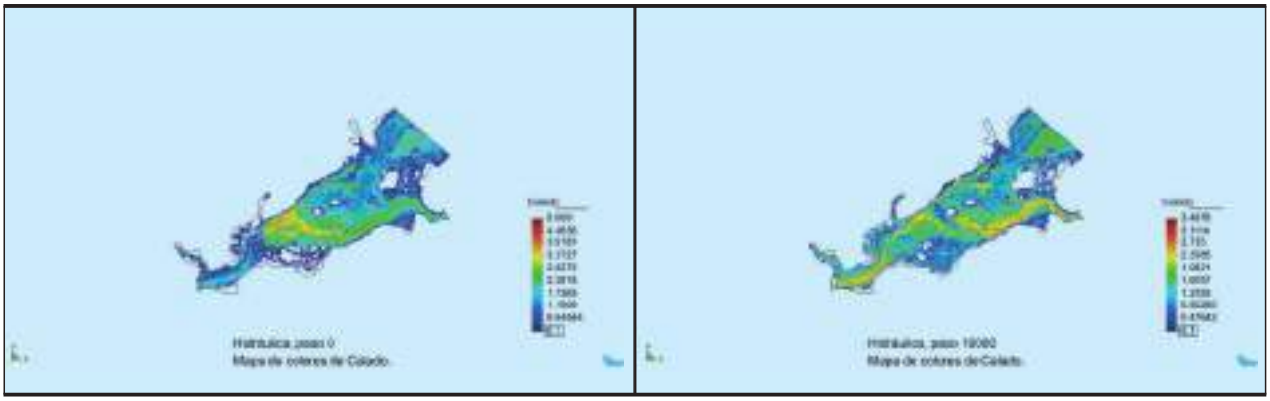


FIGURA 20. Campo de calados para t = 0 s y t = 10.000 s (Escenario 2).

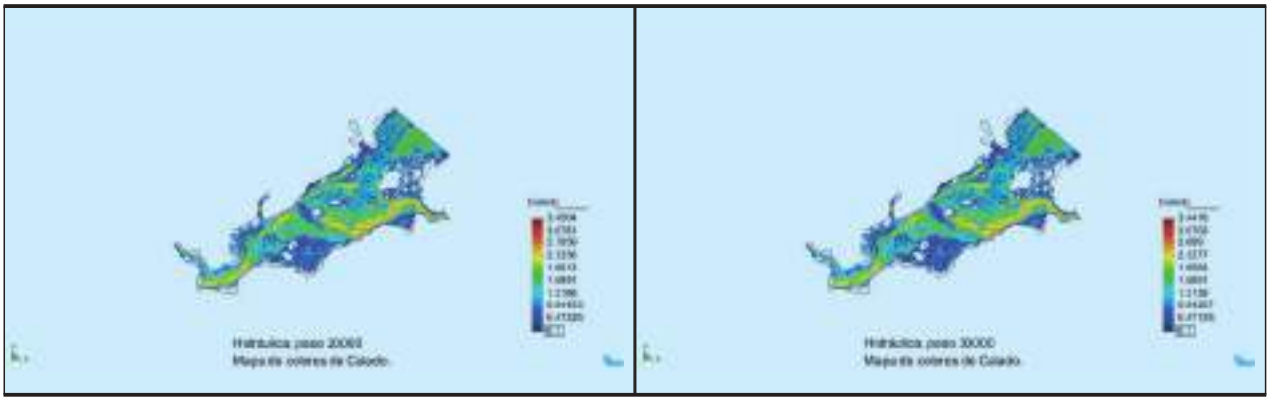


FIGURA 21. Campo de calados para t = 20.000 s y t = 30.000 s (Escenario 2). Instante inicial del análisis.

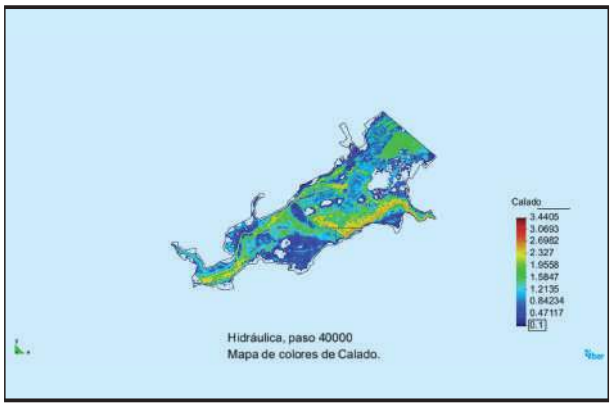


FIGURA 22. Campo de calados para t = 40.000 s (Escenario 2). Instante final del análisis.

Punto de análisis para t = 40.000 s - Puente Navarro			
Número de Nodo: 16445	x	y	z
	434434.0	4329777.0	604.09
Calado (m)	2,29		
Velocidad (m/s)	0,11		
Cota (m)	606,38		

TABLA 3. Resumen de las variables de flujo en Puente Navarro para T = 40.000 s (Escenario 2).

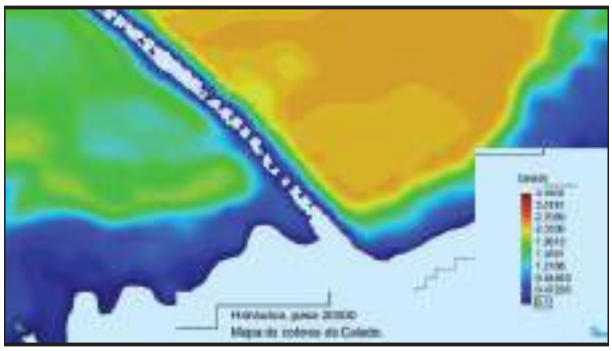


FIGURA 23. Zona de rotura antes de la brecha - t = 19.900 s (Escenario 2).

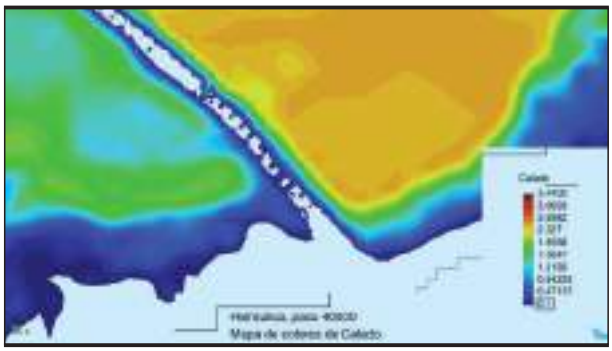


FIGURA 24. Zona de rotura tras la brecha - t = 20.100 s (Escenario 2).

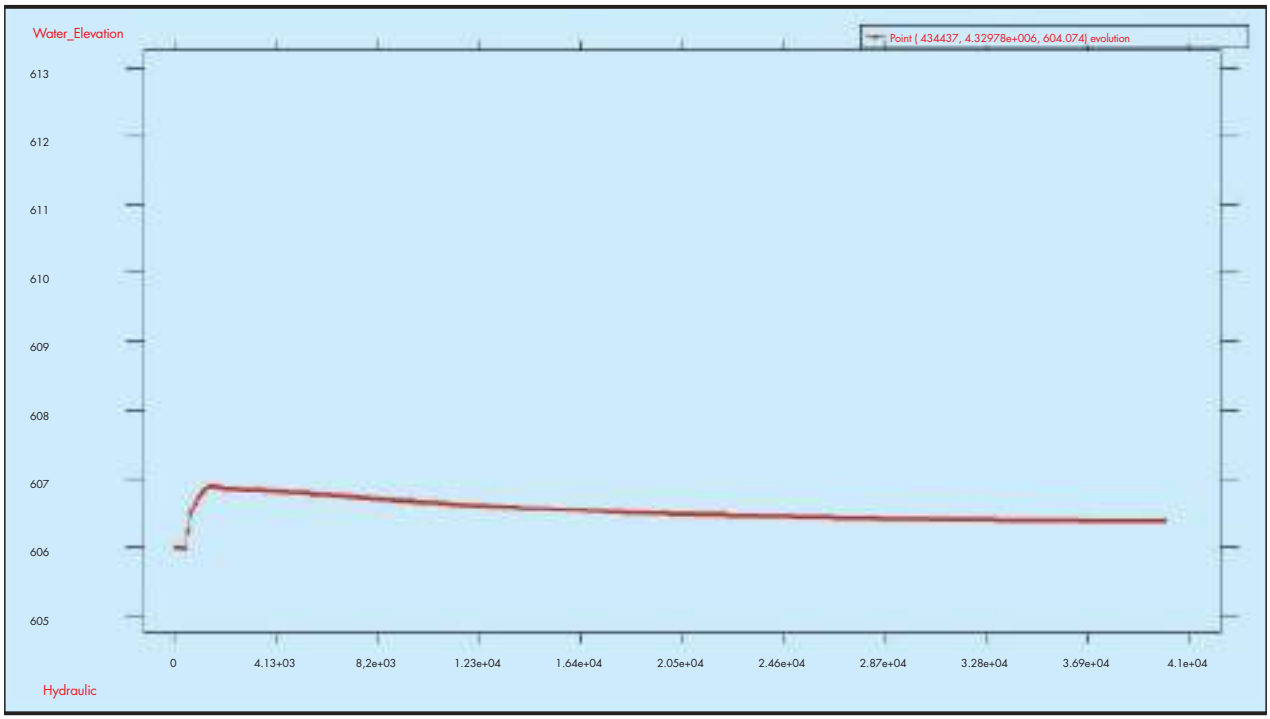


FIGURA 25. Evolución de la cota de agua con respecto al tiempo en el entorno de la Presa de Puente Navarro (Escenario 2).

5.5. ESCENARIO 3

El escenario 3 sigue una metodología similar a los apartados anteriores, pero en este caso no se produce rotura en Morenillo.

En este escenario, al igual que en el escenario 2, la entrada de flujo en el sistema se realiza por el río Cigüela, con un caudal de 60,75 m^3/s, y por el Guadiana, con un caudal de 49,7 m^3/s. Se han representado como contorno de salida los límites aguas abajo y alrededores de la presa Puente Navarro, considerando el resto de los límites de la malla como contorno cerrado. Finalmente, al igual que en los escenarios anteriores, se ha utilizado un Manning de 0,03 para todo el área.

Los resultados generados por el post-proceso del modelo Iber para las condiciones impuestas en el escenario 3 son los mostrados en las Tablas 27,28 y 29.:

La figura 30 muestra los calados en torno a los aliviaderos de la presa de Morenillo. Por otro lado, la figura 31, al igual que en los apartados anteriores, representan la evolución del nivel de la lámina de agua y la velocidad del flujo en una zona adyacente a la presa de Puente Navarro, descartando cualquier afección sobre la coronación y en un entrono inmediato.

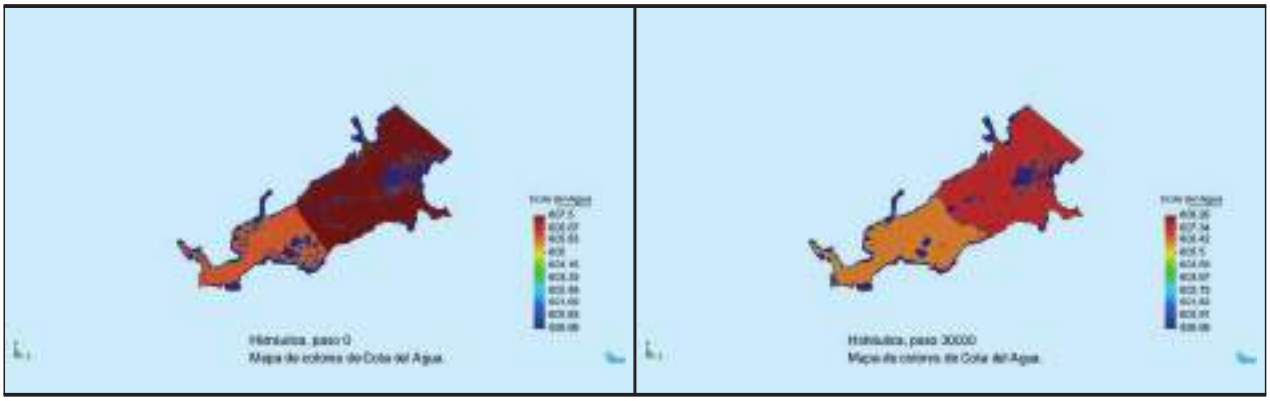


FIGURA 26. Definición de cotas de nivel para t = 0 s y t = 30.000 s (Escenario 3).

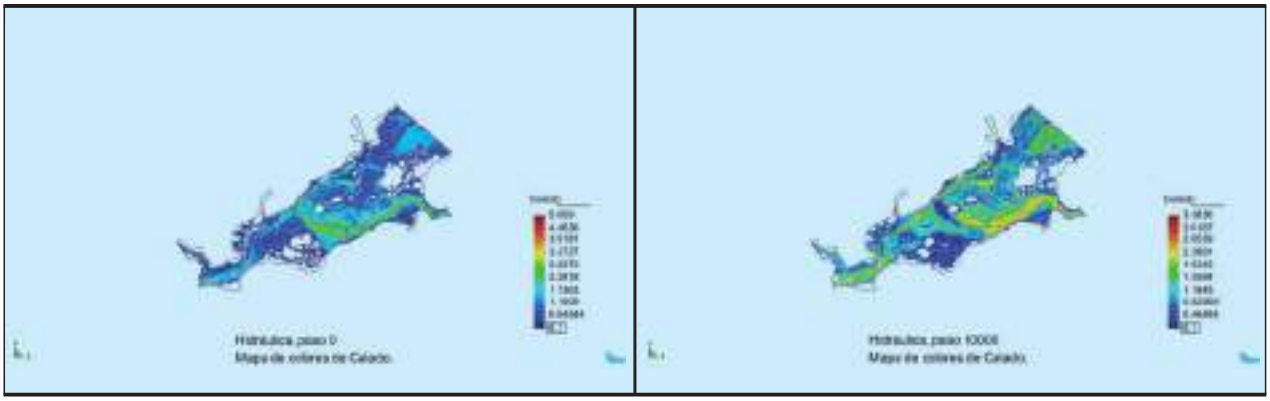


FIGURA 27. Campo de calados para t = 0 s y t = 10.000 s (Escenario 3).

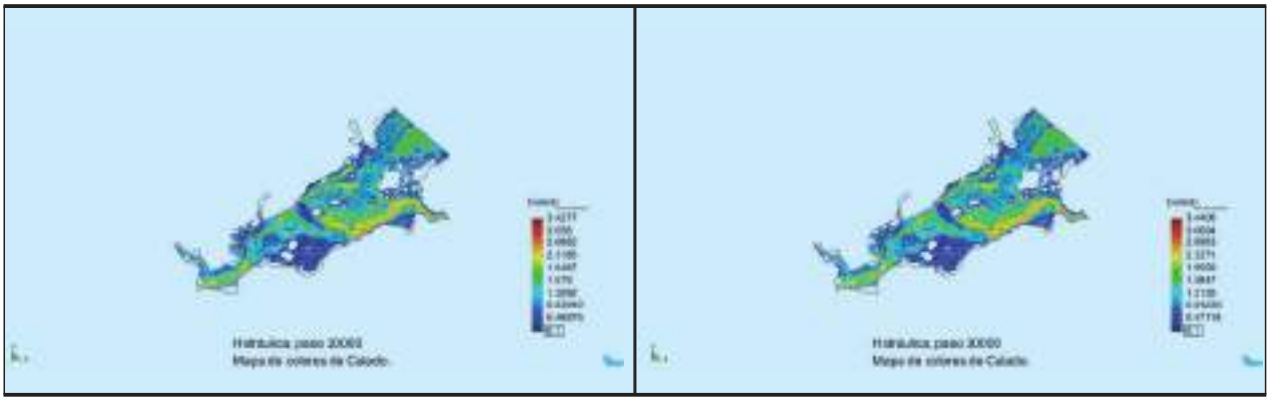


FIGURA 28. Campo de calados para t = 20.000 s y t = 30.000 s (Escenario 3). Instante inicial del análisis.

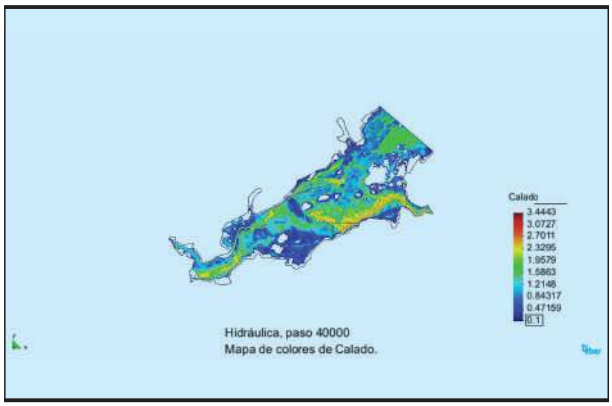


FIGURA 29. Campo de calados para t = 40.000 s (Escenario 3). Instante final del análisis.

Punto de análisis para t = 40.000 s - Puente Navarro			
Número de Nodo: 16445	x	y	z
	434454.0	4329767.0	604.09
Calado (m)	2.24		
Velocidad (m/s)	0,105		
Cota (m)	606,33		

TABLA 4. Resumen de las variables de flujo en Puente Navarro para T = 40.000 s (Escenario 3).

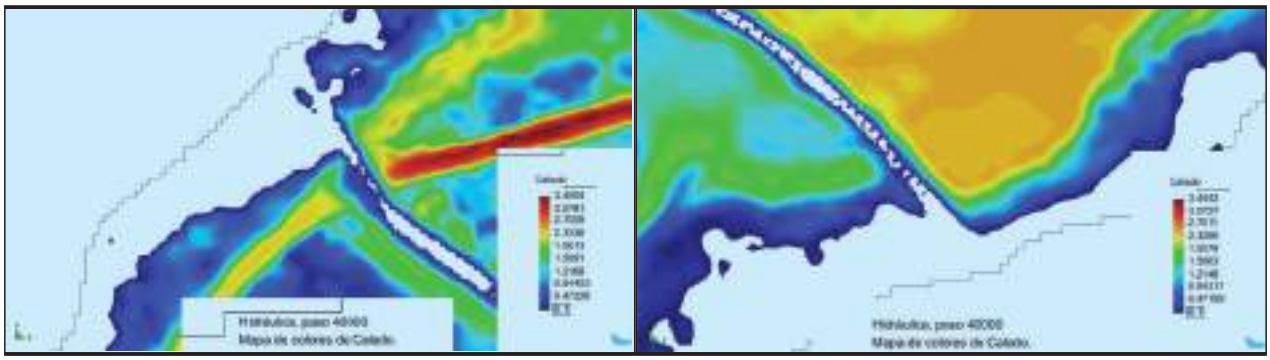


FIGURA 30. Campo de calados en aliviaderos de Morenillo para t = 40.000 s (Escenario 3).

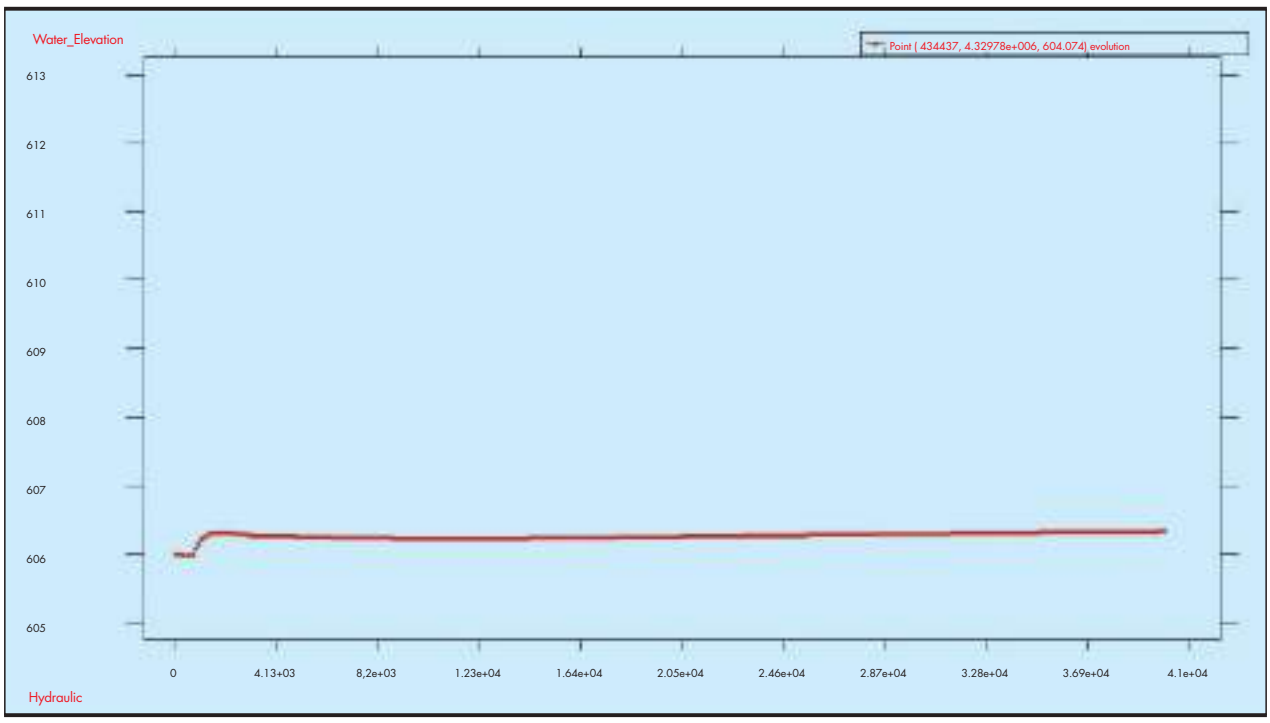


FIGURA 31. Evolución de la cota de agua con respecto al tiempo en el entorno de la Presa de Puente Navarro (Escenario3).

6. CONCLUSIONES

Actualmente existen una gran variedad de modelos matemáticos para analizar el fenómeno de rotura de presas y la propagación de la onda de avenida generada. La efectividad de cada modelo en la consecución de los resultados finales depende de las características hidráulicas y topográficas, como los cambios de régimen y los fenómenos bidimensionales de flujo, así como la capacidad de cálculo y representación de los programas empleados.

Actualmente, la mejora en la optimización en procesos de simulación ha generado una mayor efectividad en modelos bidimensionales típicos, que se equiparan en facilidad y rapidez de manejo a los modelos típicos unidimensionales. Estas ventajas han propiciado una mayor confianza y apoyo en aquellos modelos capaz de representar fenómenos 2D, como el modelo Iber, que utiliza como ecuaciones constitutivas las ecuaciones de St Venant promediadas en profundidad. Los resultados obtenidos permiten obtener una excelente aproximación a la realidad en la zona aguas abajo de la rotura, con la consiguiente seguridad en las posibles afecciones sobre el entorno generadas por la evolución de la onda.

Por otra parte, existen un conjunto muy amplio de normativa en el reglamento español, que en ocasiones intercambian contenidos y pueden generar confusiones. Está previsto que un futuro haya una agrupación de contenidos que deroguen las actuales, unificando criterios a la hora de afrontar un problema de rotura por parte de proyectista.

A día de hoy, la Guía Técnica para clasificación de Presas en función del riesgo potencial (1996) y la Guía Técnica para la elaboración de los Planes de Emergencia de Presas (2001), suponen la principal ayuda para concretar los criterios a seguir en un proyecto de este tipo. Este conjunto de guías también establecen los criterios suficientes para valorar la seguridad de los servicios esenciales y el grado de afección sobre ellos ante posibles desastres.

En cuanto a la metodología empleada, una pieza fundamental en la construcción del modelo es la calidad de la cartografía. Esta variable tiene una gran importancia de cara a la correcta simulación de fenómenos de flujo bidimensionales, concepto fundamental a la hora de analizar las afecciones generadas. En nuestro caso, dada el pequeño desnivel y la homogeneidad de la superficie, junto con una buena densidad de puntos introducidos por el MDT, hace predecir una buena precisión de los resultados, muy fiable a la realidad de un posible fenómeno.

Esta bondad en los datos de partida no sería efectiva si no se pusiera especial atención en la elaboración de la malla de cálculo. Para ello, se ha generado una malla muy acorde a la realidad del modelo, incrementando la densidad de elementos en la zona de rotura. Esto ayuda al correcto análisis de la evolución del colapso en el sistema hidráulico de Morenillo y de los efectos generados en la presa de Puente Navarro.

Finalmente, analizando los resultados generados por el modelo, se observa pequeñas sobreelevaciones de cota de agua en los tres escenarios, que son correctamente laminadas y desaguadas por el aliviadero de Puente Navarro. En base a las guías sobre seguridad de presas a la hora de la estimación del riesgo aguas abajo, se observa que la relación entre velocidad y la sobreelevación generada por la rotura no implica afecciones en ningún caso. En todos los escenarios, la velocidad no supera un valor de 0,11 m/s y la máxima sobreelevación de la lámina de agua es inferior a 40 cm, manteniéndose dentro del área reservada a afecciones leves.

7. BIBLIOGRAFÍA

BLADÉ, E.; CEA, L. **Iber, Manual de Referencia Hidráulico.** Ministerio de Fomento. CEDEX. 2010. Disponible en Web: <www.iberaula.es>.

BLADÉ, E.; CEA, L. **Iber, Manual Básico de Usuario**. Ministerio de Fomento. CEDEX. 2010. Disponible en Web: <www.iberaula.es>.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics.** McGraw-Hill Book Company. 1959.

FUENTES. O. et al. **Caracterización Experimental de Ruptura de Diques.** IAHR. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Uruguay. 2010.

GÓMEZ, M.; BLADÉ, E. **Ramflood Project. Database on risk criteria**. 2004.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Dam Break Flood Analysis.** Boletín 111 (París). 1998.

MINISTERIO DE JUSTICIA E INTERIOR. **Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones (A.C.M. de 09-12-1994)**. 1995.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. **Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial**.1996.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. **Guía Técnica para la Redacción de los Planes de Emergencia de Presas**. 2001.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. **Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas (O.M. de 31-03-67)**. 1967.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. **Reglamento Técnico Sobre Seguridad de Presas y Embalses (O.M. de 12-03-96)**. 1996.

MOHAMED, M. et al. **Improving the Accuracy of Prediction of Breach Formation Through Embankment Dams and Flood Embankments.** HR Wallingford. 2002.

MORRIS, M. **Concerted Action on Dambreak Modelling (CADAM). Final Report.** Environment and Climate Programme (EU). 2000.

MORRIS, M.; GALLAND. J. **Concerted Action on Dambreak Modelling (CADAM). Dambreak Modelling Guidelines and Best Practice**. Environment and Climate Programme (EU). 2000.

UNITED STATES SOIL CONSERVATION SERVICE (USSCS). **Nacional Engineering Handbook.** 1972.

La clausura seca de la presa de residuos mineros de Almagrera

JOSÉ LUIS DE JUSTO ALPAÑÉS (*), PERCY DURAND NEYRA (**), FRANCISCO ABEL JIMÉNEZ (***) y MANUEL VÁZQUEZ BOZA (****)

RESUMEN En España, después de la catástrofe de la Presa *Los Frailes* en Aznalcóllar (Huelva), la sensibilidad hacia la seguridad de los depósitos de residuos minerales ha aumentado obligando a las empresas mineras a presentar por adelantado un plan de clausura de la mina cuando se llega al final de su explotación. Sin embargo, actualmente las Comunidades Autónomas se ven obligadas a resolver el problema de la clausura de las minas abandonadas, así como de las presas mineras de residuos como la de Almagrera.

Se presenta un modelo mecánico que reproduce todas las operaciones necesarias para el cierre seco de la presa de Almagrera de 37,34 m de altura. Estas operaciones se corresponden con aspectos como:

a. La colocación, por encima de los residuos minerales de otros materiales gruesos, contaminados, lo que reduce el volumen de los vertederos en minas próximas.
b. Los sistemas para acelerar los asientos antes de colocar la cubierta y, de esta manera prevenir daños a la misma. Por ejemplo, la colocación de drenes de bandas, dentro de los lodos, antes o después de colocar el relleno sobre ellos.
c. La licuefacción de los residuos durante un terremoto.

Según la legislación española las operaciones de clausura deben cumplir ciertas condiciones y entre ellas la del coeficiente de seguridad. Se han utilizado en este artículo para el cálculo del mencionado coeficiente los métodos de equilibrio límite y de elementos finitos.

Tras el estudio de las medidas proporcionadas por la instrumentación colocada y los ensayos realizados, se comprueba y corrige el modelo mecánico utilizado para la clausura de la presa. Se concluye de los estudios de estabilidad realizados, la necesidad de colocar un refuerzo de escollera en el espaldón aguas abajo de la presa.

THE DRY CLOSURE OF ALMAGRERA TAILINGS DAM

ABSTRACT *After the catastrophic failure of Los Frailes dam at Aznalcóllar (Huelva), sensitivity towards the safety of mineral waste deposits in Spain, has increased, forcing mining companies to submit in advance a plan for mine closure when the end of exploitation arrives. However, today the Spanish Autonomous Communities are forced to solve the problem of closure of abandoned mines and tailings dams like Almagrera.*

We present a mechanical model that reproduces all the operations necessary for the dry closure of Almagrera dam, 37.34 meters high. These operations correspond to aspects such as:

a. The placement, above the tailings, of toxic coarse mineral residues, thereby reducing the volume of mining dumps.
b. Methods to speed up settlements before placing the cover and, this way, prevent damage to it; for example the placement of band-shaped drains, inside the tailings, after the fill has been placed on them.
c. The possible liquefaction of tailings during an earthquake.

The model has indicated the necessity of placing rockfill reinforcement downstream.

Palabras clave: Método de elementos finitos, Residuos mineros, Drenes de banda, Licuefacción.

Keywords: Finite elements method, Tailings, Band-shaped drains, Liquefaction.

1. INTRODUCCIÓN

La actual legislación española exige a las empresas mineras presentar por adelantado un plan de clausura de la mina cuando se llega al final de su explotación, pero esta obligación no existía para las minas antiguas. Las Comunidades Autónomas tienen como misión el cierre de las minas que han sido abandonadas por las compañías mineras, incluyendo los depó-

(*) Departamento de Mecánica de Medios Continuos. Universidad de Sevilla, Reina Mercedes 2, 41012 Sevilla.Profesor Emérito. Email: jlj@us.es
(**) Departamento de Mecánica de Medios Continuos. Universidad de Sevilla. Profesor Titular. Email: percy@us.es
(***) Empresa Pública de Gestión Medioambiental en Andalucía (EGMASA). Geólogo. Email: fajimenez@agenciamedioambienteyagua.es
(****) Departamento de Mecánica de Medios Continuos. Universidad de Sevilla. Becario de Investigación. Email: mboza@us.es

Volumende residuos (m^3)		322.878.800
Número de estructuras		988
Estructura	Presas	610
	Balsas	378
Estado actual	Activa	385
	Abandonada	535
	Restaurada	54
	Clausurada	24

TABLA 1. Inventario de presas y balsas en la industria extractiva en España.

sitos de lodos, lo que entraña un gasto considerable e importantes responsabilidades.

El Plan Nacional de Residuos de Industrias Extractivas (PINRIE, 2006) indica que en España hay 1.375.673,315 m^3 de escombreras, de los cuales un 28,3% (388.698,250 m^3) se encuentran en Andalucía. Un 47,2% de los terraplenes de residuos existentes en España han sido abandonados por las empresas mineras. En Andalucía se encuentra un 10,7% del número total de escombreras, de los cuales un 5,6% de ellos han sido abandonados.

Los *depósitos de lodos* procedentes del tratamiento de minerales, generalmente tóxicos, se almacenan en *balsas de residuos,* situadas por lo general en el subsuelo, y en *presas de residuos de mineral,* situadas total o parcialmente por encima de la cota del terreno circundante, y que por ello requieren una estructura de contención.

La sensibilidad en España hacia la seguridad de los depósitos de residuos minerales ha aumentado, después de la catástrofe de la presa Los Frailes en Aznalcóllar (Andalucía), cuya ruptura vertió al río Agrio entre 5 a 7 millones de metros cúbicos de lodos tóxicos y desechos líquidos.

La Tabla 1 muestra un resumen del inventario de presas de relaves y estanques en la industria extractiva en España (Rodríguez y Gómez de las Heras, 2006). Además, en los lugares donde se sitúan los depósitos o balsas, los terrenos suelen estar contaminados.

Desde el punto de vista económico y ambiental es interesante considerar la clausura de la presa y, cuando el embalse no está lleno de residuos minerales, la posibilidad de verter en el interior del mismo una parte del material de las escombreras adyacentes.

2. SEGURIDAD DE LOS DEPÓSITOS DE LODOS. NORMATIVA ESPAÑOLA

En España, el Reglamento General de normas Básicas de Seguridad Minera tiene un anexo denominado *Depósitos de lodos en procesos de tratamiento de industrias extractivas*. En este anexo los depósitos de lodos se clasifican en cuatro clases en función de sus dimensiones y, en cuatro categorías en función al riesgo potencial que pudiera derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto (Tabla 2).

Para los cálculos, se consideran tres tipos de solicitaciones o de combinación de solicitaciones, atendiendo a su grado de riesgo y a su permanencia: acciones normales, accidentales y extremas. Las acciones normales son las denominadas acciones persistentes, por ejemplo, el peso propio, la presión hidrostática, la presión intersticial y el empuje de los residuos de mineral. Las acciones accidentales son de duración limitada, por ejemplo, desembalse rápido o terremotos de intensidad previsible. Por último, las acciones se consideran extremas cuando son producidas por empujes hidrostáticos debido al nivel máximo de agua embalsada en caso de máximas precipitaciones, situaciones de disminución anómala de resistencias de los materiales, etc.

En el estudio de la seguridad de los depósitos de residuos se pueden utilizar los métodos de equilibrio límite y de elementos finitos. Según la normativa española se muestran en la Tabla 3, los coeficientes de seguridad mínimos para las diferentes clases o tipos de presas de residuos.

Clase o categoría	Tipo de solicitación		
	Normal	Accidental	Extrema
Clase 1 o categorías A y B	1,4	1,3	1,2
Clase 2, categorías C y D	1,3	1,2	1,1
Clase 3, categorías C y D	1,2	1,1	1,0

TABLA 3. Coeficientes de seguridad en presas de residuos según el tipo de solicitación.

Clase	Altura m	Longitud m	Capacidad embalse m^3	Capacidad aliviadero m^3/s	Categoría	Daño	Vidas y propiedades afectadas
1 presa	>15 10-15	cualquiera >500	cualquiera >106	cualquiera >2000	A	grave muy importante	núcleos urbanos o servicios esenciales elementos de riesgo
2 presa	5-15	no incluida en clase 1			B	importante sí	elementos de riesgo viviendas
3 presa	<5				C	moderado sólo incidentalmente	elementos de riesgo vidas
4 balsa	cualquiera				D	escaso	elementos de riesgo

TABLA 2. Clasificación de los depósitos de lodos, según la legislación española en cuatro clases y categorías.
Elementos de riesgo = población, trabajadores, edificios, estructuras de ingeniería civil, actividad económica, servicios públicos, elementos medioambientales, etc.

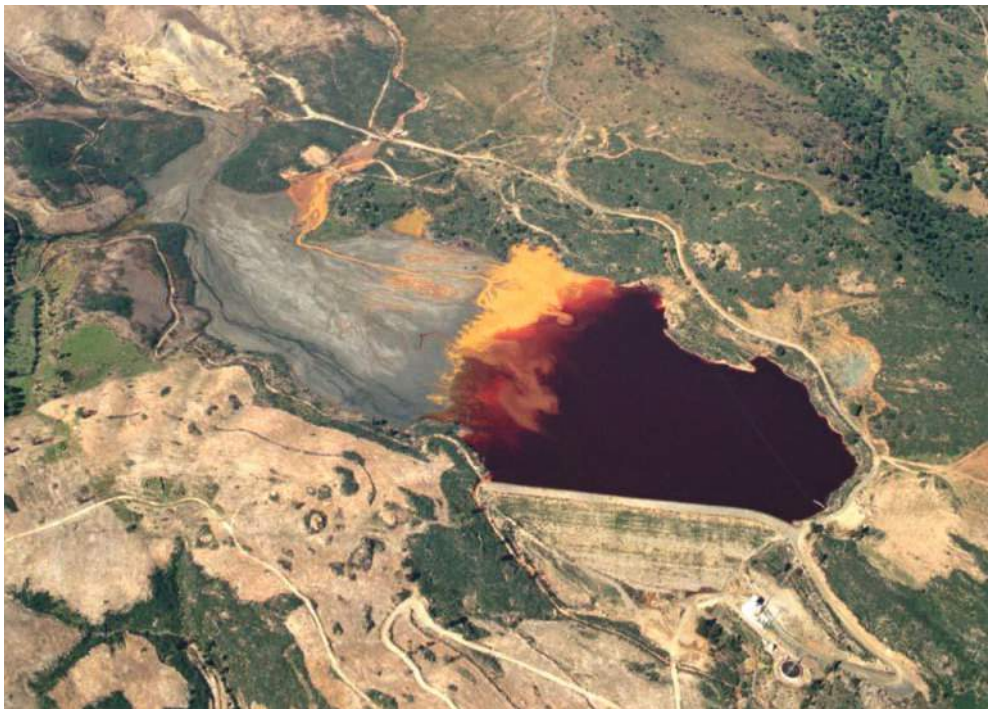


FIGURA 1. Vista aérea de la presa de Almagrera; a la izquierda depósitos de residuos de mineral.

3. LA PRESA DE RESIDUOS DE ALMAGRERA

Una de las minas que se está clausurando en España es la de Almagrera. La presa de residuos de mineral de Almagrera tiene, en su eje central, una altura de 35 m sobre el terreno de cimentación, pero, al estar cimentada sobre un terreno en pendiente, la altura sobre el nivel más bajo de la cimentación es de 37,34 m.

La Figura 1 es una vista aérea de la presa de residuos antes de empezar con las operaciones de clausura. Se trata de una presa de núcleo inclinado. La Figura 2 muestra la sección transversal por el eje central de la presa.

El terreno de cimentación presenta una alternancia de rocas volcánicas inter-estratificadas con sedimentarias, incluyendo lavas, filitas arcillosas y lutitas. Se excavaron 2 m de material meteorizado arenoso debajo del núcleo, y se limpió de materia orgánica bajo los espaldones.

La presa es del tipo hacia delante (downstream), con materiales de aportación, y fue recrecida 5 veces. La Figura 2 muestra el eje original de la presa y su estado al final de la tercera, cuarta y quinta fases de recrecido. Aparecieron filtraciones en el talud de aguas abajo desde 1,1 hasta 16,2 m^3/h. El talud de aguas abajo fue de 1,7H: 1V hasta la fase 3, pero fue cambiado a 2H: 1V en las dos últimas fases. La figura muestra los sondeos, S1 a S4, realizados en la fase de clausura, en los que se instalaron tubos piezométricos ranurados.

Según un informe de Knight Piésold Ltd, entregado antes de construir la fase 5, el filtro de arena situado bajo del núcleo

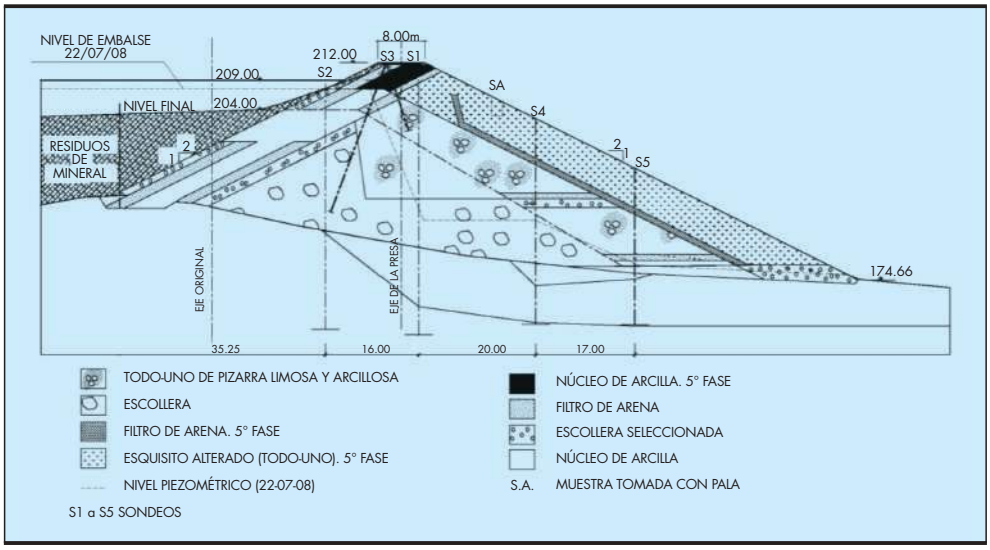


FIGURA 2. Sección transversal por el eje central antes de la clausura de la presa de Almagrera.

de la presa era demasiado grueso. Los criterios de filtro para evitar la pérdida de finos no se cumplían tampoco entre el filtro de arena y la escollera seleccionada colocada debajo. Por este motivo, después de construir la 4ª fase, la presa se comportaría más bien como una estructura homogénea. Durante la 5ª fase, se colocó un filtro inclinado entre los espaldones de las fases 4ª y 5ª. De acuerdo con los criterios para evitar la pérdida de finos se coloco entre las fases 4 y 5 un filtro inclinado de grava y arena. Se instaló un dren de pie, bajo el filtro inclinado, protegido por un geotextil no-tejido. El resguardo de la presa se incrementó y se instalaron piezómetros neumáticos en los espaldones de aguas arriba como abajo de las fases 4 y 5.

El nivel de embalse alcanzó la cota 209, pero debido al bombeo, éste nivel bajó a la cota 207.50 que es cuando se llevaron a cabo los cálculos (julio de 2007). Se observan en la Figura 2 los niveles piezométricos medidos en los tubos instalados en los sondeos, correspondientes a esta fecha.

De acuerdo con la propiedad, la densidad media de los residuos era de 1,61 g/cm^3, y el principal mineral en el embalse era la pirita con pequeñas cantidades de calcopirita, galena, carbonatos y silicatos.

3.1. RECONOCIMIENTO DE LA PRESA Y CIMENTACIÓN

Se encargo al primer autor de este artículo un modelo mecánico de todas las operaciones necesarias para el cierre de la presa de Almagrera. De acuerdo con la legislación española, la presa debe cumplir ciertas condiciones y entre ellas las de tener un coeficiente de seguridad suficiente en todas las operaciones constructivas y en condiciones sísmicas. A pesar de que se habían realizado algunas pruebas o ensayos durante la fase de construcción, éstas no eran suficientes para garantizar un análisis completo, por lo que fue necesario la ejecución de sondeos, ensayos in-situ y de laboratorio. Incluso no estaba clara de antemano la distribución de los materiales en el interior de la presa.

En cada una de las tres secciones transversales de la presa separadas unos 50 metros aproximadamente se ejecutaron 5 sondeos. La Figura 2 muestra los sondeos realizados en la sección transversal del eje central de la presa. Una distribución similar de ubicación de los sondeos se eligió para las otras dos secciones. En cada sección de la presa, los sondeos se situaron, uno en la coronación, dos en el espaldón aguas arriba y otros dos en el espaldón aguas abajo. En el interior de cada sondeo se llevaron a cabo ensayos de permeabilidad y geofísicos.

Aguas arriba de la presa y en la zona de los residuos minerales, los sondeos fueron ejecutados sobre plataformas flotantes. Se observaron complicaciones durante la ejecución de los mismos cuando la altura del agua por encima del núcleo de la balsa era importante. Se escuchó un fuerte ruido que indicaba que el agua se dirigía a gran velocidad hacia la escollera colocada debajo del núcleo. La perforación se detuvo y el agujero fue cerrado con lechada, sustituyendo el sondeo S3 situado aguas arriba por otro inclinado ejecutado desde la coronación de la presa (Figura 2).

Con el fin de realizar los sondeos aguas abajo de la presa, se construyeron vías o caminos de acceso en la ladera con un bulldozer. Esto permitió la toma de muestras de forma aleatoria para el estudio de los materiales de gran tamaño o esquistos meteorizados situados aguas abajo de la balsa (muestras SA en Figura 2).

Se tomaron muestras de residuos mineros con una pala. Se llevaron a cabo ensayos con el piezocono, pero con dificultades a la hora de colocar la maquinaria en la zona más blanda y profunda aguas arriba de la presa. Por esta razón, en esta primera fase, sólo los lodos de la parte superior fueron debidamente investigados.

3.2. TIPOS DE SUELOS

Se aprecian en la Figura 2 los materiales que componen la presa de Almagrera:

1. Caminos de acceso a la presa (en coronación).
2. Núcleo de arcilla.
3. Filtros de arena.
4. Esquistos meteorizados.
5. Escollera.
6. Escollera seleccionada.
7. Roca meteorizada en cimentación.
8. Roca sana y fracturada en cimentación.

3.3. DISEÑO DEL CIERRE DE LA PRESA

Se han diseñado para la presa de Almagrera, las siguientes operaciones de cierre:

a. El sistema de drenaje perimetral alrededor del embalse para evitar el acceso de la escorrentía.
b. El bombeo de agua y conducción a la depuradora.
c. Antes de continuar con la siguiente operación, refuerzo de la presa si es realmente necesario.
d. Descarga de 270.000 m^3 de residuos aguas arriba de la presa (material Las Viñas). Los residuos minerales no deben contener ni arcilla ni suelo orgánico. Esta es la contribución que la presa de Almagrera a la limpieza de zonas mineras aledañas.
e. Antes de construir la cubierta de la presa, es necesario acelerar los asientos de los residuos mineros. De lo contrario, la cobertura podría romperse. Esta aceleración se logra con sistemas de drenaje como los drenes de banda o pozos profundos de gran tamaño.
f. Construcción de la cubierta y cierre de la balsa.

3.4. SIMULACIÓN DE LAS OPERACIONES DE CIERRE

Se utilizó un modelo de elementos finitos para reproducir las fases de cálculo o construcción que se están llevando a cabo durante el cierre de la presa de Almagrera. Éstas son:

1. Cálculo del coeficiente de seguridad inicial.
2. Rebajamiento del nivel del agua, producto del bombeo de agua contaminada en el embalse.
3. Relleno aguas arriba de la balsa con residuos minerales (material de Las Viñas).
4. Análisis de estabilidad a largo plazo.
5. Cálculo sísmico, incluyendo el fenómeno de licuefacción de los residuos.
6. Si es necesario, cálculo del coeficiente de seguridad con el nuevo refuerzo o fase 3.

Para los cálculos se ha utilizado el programa Plaxis 2D versión 9,02 y elementos finitos triangulares de 15 nodos.

Se ha reproducido el comportamiento de los materiales de la presa con el modelo de plasticidad perfecta no-asociada Mohr-Coulomb (MC). La figura 3 muestra en el espacio de tensiones principales, el cono hexagonal o superficie de fluencia del modelo MC representado por la ecuación [1].

Para i =1, 2, 3; j =1, 2, 3 (i ≠ j)

Las seis ecuaciones de la función de fluencia del modelo MC, serán:

$$f_{ij} = {}^1/_2\,(\sigma'_{ic} - \sigma'_{jc}) - {}^1/_2 \sin\Phi'\,(\sigma'_{ic} + \sigma'_{jc}) \le 0 \qquad [1]$$

siendo:

$$\sigma'_{ic} = \sigma'_i + c' \cot\Phi'$$

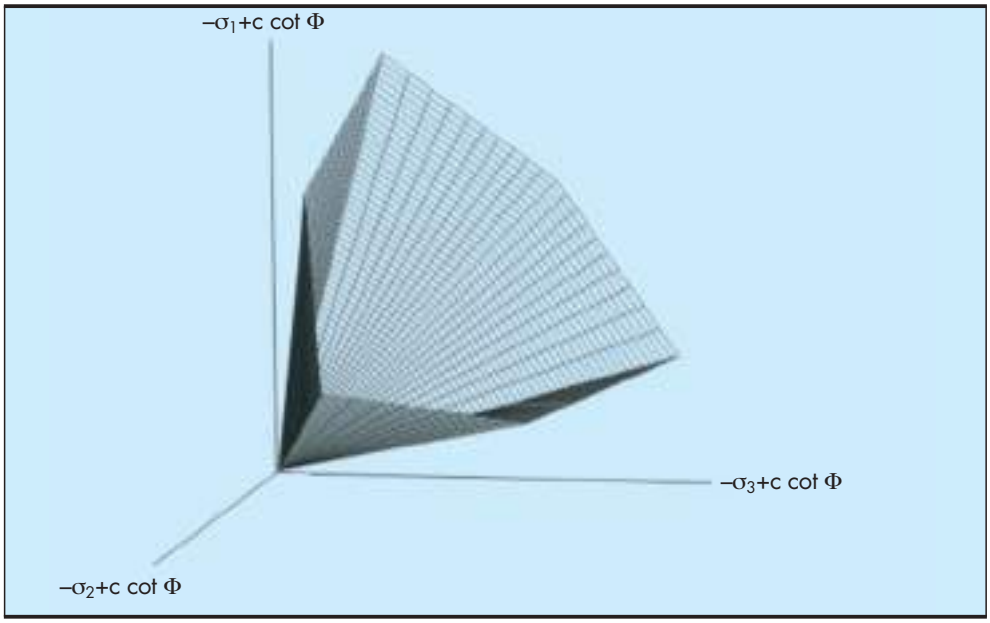


FIGURA 3. Superficie de fluencia de Modelo Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales.

Además, las seis funciones de potencial plástico serán:

$$g_{ij} = {}^1/_2\,(\sigma'_i - \sigma'_j) - {}^1/_2 \sin\Psi\,(\sigma'_i + \sigma'_j) \qquad [2]$$

Los estados tensionales dentro de la superficie de fluencia del modelo MC, corresponden a comportamientos puramente elástico donde las deformaciones se consideran reversibles.

Las funciones de fluencia del modelo MC o ecuación [1], dependen del ángulo de rozamiento interno (Φ') y de la cohesión (c') del material, mientras que las funciones de potencial plástico o ecuación [2] dependen de un solo parámetro: el ángulo de dilatancia (Ψ). Este parámetro reproduce, en suelos densos, el aumento de la deformación volumétrica plástica, llamada también dilatancia.

Para $c' > 0$, el modelo Mohr-Coulomb admite la resistencia a tracción en los materiales en función de la ecuación [3].

Para $k = 1, 2, 3$.

Las tres funciones de fluencia en tracción del modelo MC, serán:

$$f_{kt} = \sigma'_k - \sigma'_t \geq 0 \qquad [3]$$

El ángulo de dilatancia elegido en los cálculos se deduce de la ecuación propuesta por Plaxis [4]:

$$\Psi = \Phi' - 30° \qquad [4]$$

3.4.1. Parámetros de cálculo

Se recogen en la Tabla 4, los parámetros del modelo de cálculo obtenidos mediante ensayos in situ y de laboratorio.

Tipo de suelo	N Golpes/ 30 cm	<0.08 mm %	USCS	w_L %	q_u kPa	c' kPa	Φ'	γ kN/m³	k m/s	E MPa
Núcleo	R	43	SC	36	36	18	30°	19.8	10^{-8}	50
Filtro	59*	7	SP-SM	NP		1	35°	20	10^{-5}	50
Todo uno	26*	26	GC	31	587	6	33°	20.2	$6{,}5*10^{-5}$	30
Escollera	R	44	SC	31		15	31°	21.9	$9{,}5*10^{-7}$	60
Escollera seleccionada	R	12				1	35	20	$5{,}1*10^{-3}$	60
Roca alterada	R	25	SC	33		50	20	20.5	$1{,}4*10^{-6}$	300
Roca	R			34	$7*10^4$	250		21.4	$1{,}3*10^{-6}$	10^4
Residuos blandos		95	ML	47	$c_u = 8$	1	29	13.2	$5{,}1*10^{-9}$	0,52
Residuos medios		80	ML	32		1	32	19.7	$5{,}1*10^{-9}$	1.0
Material de Las Viñas						1	30	20	$1{,}2*10^{-4}$	10

TABLA 4. Parámetros de cálculo.

ZONA	<0.08 mm %	USCS	w_L	I_p	W %	I_L	ρ_d g/cm³	γ k N/m³	E_{oed} kPa	c_v m²/s
Media	80	ML	32	6,9	146	18	0,78	15,1	529	$7{,}2 * 10^{-7}$
Residuo blando	95	ML	47	2,5	336	117	0,29	13,2		
Cerca de la presa	94	CL	30	10	25	0,5				

TABLA 5. Valores medios de los ensayos de laboratorio sobre muestras de residuos de mineral.

Residuo o lodo	Profundidad m	f_s kPa	q_t MPa	c_u kPa	E_{oed} kPa
Limo muy firme	0–0.1	27,2	1,5	120	4.700
Limo muy blando	0.1–0.52	16,1	0,14	7,6	700
Arcilla limosa muy firme	0.52–0.99	179	2,1	168	4.700
Media		95	1,2	95	1.400

TABLA 6. Valores medios obtenidos para los residuos en el ensayo con el piezocono.

3.5. RESIDUOS MINEROS

La Tabla 5 resume las propiedades obtenidas de ensayos de identificación y edométricos de muestras de residuos o lodos. Los resultados obtenidos en el ensayo con el piezocono se indican en la Tabla 6.

3.5.1. Asientos

En la Figura 4 se aprecia el espesor de la capa de residuos en el interior de la presa y el espesor de la capa del material "Las Viñas", que se colocará encima.

Se han utilizado dos hipótesis de construcción de la presa para calcular los asientos en los residuos mineros, y tres características diferentes de los residuos mineros.

Hipótesis constructivas:

a) Sin adoptar ninguna medida de mejora del suelo.

b) Colocando drenes de banda, al tresbolillo, cada 2,5 m de distancia, dentro del depósito de residuos mineros. El ancho y la capacidad de descarga de los drenes son respectivamente 100 mm y $5{,}4 * 10^{-7}$ m³/s.

Características de los residuos:

1. Módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos edométricos.
2. Módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos con el piezocono en residuos blandos.
3. Módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos con el piezocono en residuos de consistencia media.

Se muestran en la Tabla 7, los asientos totales máximos y un año después de construir la presa de Almagrera. Se considera que los asientos admisibles en los residuos pueden alcanzar valores del orden de 0,5 m y que el tiempo permitido de espera antes de la construcción de la cubierta es un año. Con este criterio, la zona rayada en la Figura 4, es el área que debe ser tratada con los drenes de banda. Se debe colocar este sistema de drenaje siempre que el espesor de los residuos sea ≥ 15 m, o cuando el espesor de los residuos sea ≥ 10 metros, el espesor de relleno sea ≥ 5 m.

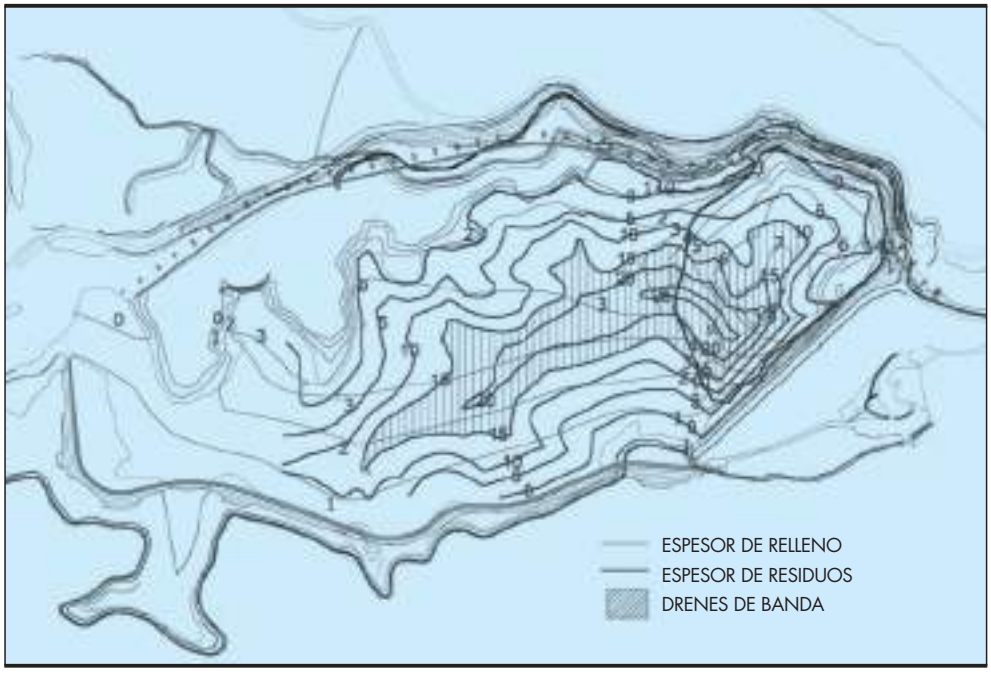


FIGURA 4. Espesores de los rellenos y de los residuos y el área de colocación de los drenes de banda.

Módulos del residuo o lodo	Espesor del residuo (m)	Espesor del relleno (m)	Asiento máximo (m)	Asiento remanente 1 año después de la construcción (m)	
				Sin drenes	Con drenes
Ensayo edométrico	25	5,5	3,3	2,5	0,42
	20	7	3,4	2,4	0,19
Piezoconos. Residuo blando	25	5,5	2,5	1,9	0,32
	20	7	2,6	2,6	0,15
Piezoconos. Residuo medio	25	5,5	1,3	1,0	0,16
	20	7	1,3	0,9	0,07

TABLA 7. Asientos máximos en los residuos obtenidos al aplicar varias hipótesis de cálculo.

4. RESULTADOS ALCANZADOS

La presa de residuos minerales de Almagrera ha sido clasificada según la propiedad en la categoría C, sin embargo, debido a que su altura es de 37,24 m es sin duda de clase 1, según la legislación española.

En las fases de cálculo o construcción detalladas en el apartado 3.4 de este artículo, se han utilizado los métodos de equilibrio límite y de elementos finitos para el análisis de la estabilidad o seguridad de la presa. Se comprueba que los coeficientes de seguridad bajo acciones sísmicas no cumplen con los coeficientes de seguridad requeridos por la normativa española (Tabla 3).

Después de intentarlo con distintas disposiciones se reforzó con escollera compactada el espaldón aguas abajo de la presa como se indica en la Figura 5.

Como el bombeo del agua se inició muy pronto, en julio de 2007 el nivel de embalse de la presa bajó de 209 m a 207,50 m. En esta fecha se realizaron los cálculos y se midieron los niveles piezométricos del agua en piezómetros estables o fijos. Se tomaron datos también de los niveles piezométricos cuando se produjo el desembalse final (Figura 5).

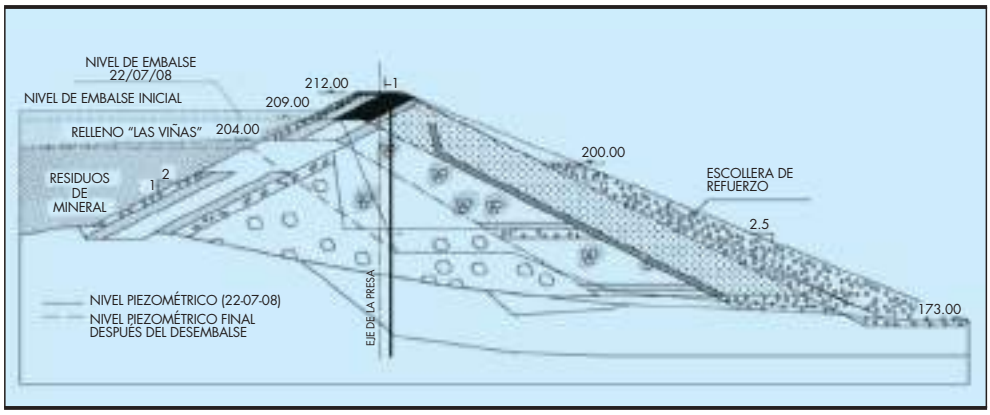


FIGURA 5. Presa de Almagrera con el refuerzo de escollera sobre el espaldón aguas abajo.

Fase	Talud		Deslizamiento en
	Aguas arriba	Aguas abajo	
Inicial. Nivel de embalse: 209	1,999	1,697	Presa
Desembalse en condiciones drenadas	2,168	1,700	Presa
Desembalse en condiciones drenadas. Terremoto	0,738 lodos	1,346	Presa; aguas abajo
Largo plazo (presa)	2,702	1,707	Presa
Largo plazo (presa). Terremoto	1,752 lodos	1,353	Presa; aguas abajo

TABLA 8. Coeficientes de seguridad obtenidos en la sección 1 con el modelo de equilibrio límite de Morgenstern y Price.

Fase	δ_{max} mm	F
Inicial		1,44
Nivel de embalse: 207,5		1,43
Desembalse	193	1,47
Relleno	1.300	1,36
Largo plazo	2.060	1,79
Terremoto y licuefacción	278	1,19

TABLA 9. Coeficientes de seguridad en la sección 1 con el método de elementos finitos.

Se muestran en la Tabla 8, los coeficientes de seguridad obtenidos para las distintas fases de cálculo si aplicamos el método de equilibrio límite y en la Tabla 9 si utilizamos el método de elementos finitos. No es necesario que se cumplan los coeficientes de seguridad mostrados en la Tabla 3 (normativa española), si la rotura se produce dentro de los residuos, pues se trataría de un movimiento de los lodos situados en el embalse y no de una rotura de la presa. En cualquier caso, es imprescindible consolidar los lodos durante la clausura, para evitar que pueda producirse su licuefacción, lo que conduciría, en el método de elementos finitos, a coeficientes de seguridad excesivamente bajos.

5. RECONOCIMIENTOS

Se agradece el apoyo económico otorgado por el Ministerio español de Ciencia y Tecnología, a través del proyecto BIA2010-20377, gracias al cual se ha podido realizar este trabajo.

6. REFERENCIAS

EPTISA. Propuesta de clasificación de presas en función del riesgo potencial, depósitos de estériles. Informe de Eptisa, 1999.

ICOLD. Manual on Tailings Dams and Dumps. Bulletin 45, ICOLD, 1982.

JUSTO, J.L. Un modelo de la presa de Almagrera. Informe preparado para Egmasa, Sevilla. Cuatro volúmenes, 2009.

MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGÍA. Orden de 26 de abril de 2000 por la que se aprueba la Instrucción Técnica Complementaria 08.02.01 del capítulo XII del Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera "Depósitos de lodos en procesos de tratamiento de industrias extractivas". BOE de 9 may del 2000, 17235-17244. Corregido en el BOE de 30 June del 2000.

PLAXIS 3-D FOUNDATION. Version 1.5 Manual. Eds. R. B. J. Brinkgreve and W. Broere. Delft Univ. and Plaxis BV, Holanda, 2005.

RODRÍGUEZ, R., GÓMEZ DE LAS HERAS, J. Los residuos de la industria extractiva en España. Distribución geográfica y problemática ambiental asociada. Los Residuos Minero-metalúrgicos en el Medio Ambiente, 3-9, editores R. Rodríguez y Á. García Cortés, Instituto Geológico y Minero de España, 2006.

La Clave del Éxito reside en nuestra Capacidad de Superación

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

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

aldesa

C/ Bahía de Pollensa, 13 - 28042 Madrid - Tel.: 91 381 92 20 - Fax: 91 381 78 03
www.aldesa.es

Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de vigas de gran peralto de hormigón armado

GILBERTO RODRÍGUEZ PLASENCIA (*), JORGE DOUGLAS BONILLA ROCHA(**)
y JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ SANTANA (***)

RESUMEN En este trabajo se realiza un estudio preliminar del comportamiento de las vigas de gran peralto de hormigón armado bajo carga estática con predominio del esfuerzo cortante, a partir de la simulación numérica de ensayos experimentales realizados. Se considera un modelo bilineal para el acero y el modelo de Drucker-Prager para el hormigón. Para la modelación numérica del ensayo se emplea el **ABAQUS (2008)**. Los resultados numéricos obtenidos tienen buena correspondencia con los valores experimentales, hecho éste que demuestra la validez del Método de los Elementos Finitos para el estudio del comportamiento de las vigas de gran peralto de hormigón armado. Por otra parte, aprovechando las bondades de la simulación numérica, se analizan los estados tensionales a través de las isolíneas e isozonas de tensiones obtenidas. Se analizan además numéricamente parámetros que son determinantes en el comportamiento tenso-deformacional de este tipo de estructuras.

APPLICATION OF NUMERICAL SIMULATION TO STUDY THE BEHAVIOR OF DEEP BEAMS OF REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT *In this investigation a preliminary study is carried out of the behaviour of deep beams of reinforced concrete under static loads with the prevalence of the shear force, starting from the numerical simulation of the experimental studies. A bilinear model is considered for steel and the Drucker-Prager model is considered for concrete.* ***ABAQUS (2008)*** *is utilized to model the deep beams test. The numerical results obtained have good correspondence with the experimental values; this fact demonstrates the validity and effectiveness of the Finite Element Method for the study of the behaviour of deep beams of reinforced concrete. Moreover, taking advantage of the benefits of numerical simulation, the stress states are analysed through the stress isolines and isozones obtained. Also parameters that are decisive in the tension-deformational behaviour of these types of structures are numerically analysed.*

Palabras clave: Vigas de gran peralto, Simulación numérica, Comportamiento tenso-deformacional, Método de elementos finitos.

Keywords: Deep beams, Numerical simulation, Stress-strain behavior, Finite element method.

1. INTRODUCCIÓN

Para el análisis y diseño de estructuras con predominio de esfuerzos cortantes existen varios métodos. Desde hace algunos años existe interés de muchos investigadores por estudiar el comportamiento de las vigas de gran peralto de hormigón armado, enfocándose principalmente en la obtención de ecuaciones que permitan pronosticar adecuadamente la capacidad resistente de este tipo de estructuras.

El desarrollo de la computación brinda numerosas herramientas que permiten el análisis tenso-deformacional de estructuras en régimen lineal y no lineal. En el presente trabajo se estudia el comportamiento de las vigas de gran peralto combinando la simulación numérica a través del Método de Elementos Finitos (MEF) y la experimentación como vía de calibración y validación. Para ello se ha realizado la simulación virtual del ensayo de vigas de gran peralto de las Series S y H pertenecientes a los estudios experimentales realizados por **Zielinski** y **Rigotti (1995)**.

En la modelación en régimen no lineal del comportamiento de los materiales se ha considerado para el acero un

(*) Profesor e Investigador. Universidad de Ciego de Avila. Carretera a Morón km 9 1/2, Ciego de Avila, Cuba. Ingeniero Civil.
E-mail: gilbertor@rect.unica.cu

(**) Profesor Auxiliar e Investigador, Grupo de Métodos Numéricos en la Ingeniería. Universidad de Ciego de Avila. Carretera a Morón km 9 1/2, Ciego de Avila, Cuba. Doctor en Ciencias Técnicas.
E-mail: jorgedbr@informatica.unica.cu

(***) Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Central de Las Villas, Cuba. Doctor en Ciencias Técnicas.
E-mail: jjhernandez@uclv.edu.cu

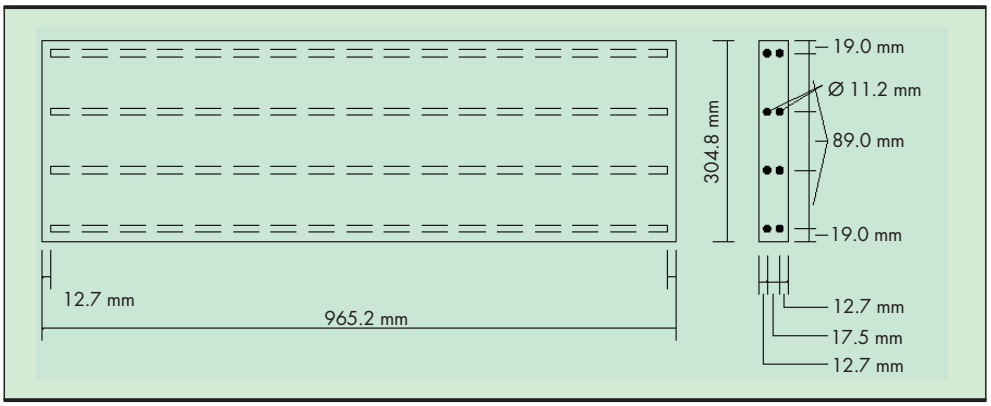


FIGURA 1. Esquema de la probeta de la Serie S ensayada por Zielinski y Rigotti (1995).

modelo bilineal, con criterio de rotura de Von Mises y para el hormigón se ha utilizado el criterio de Drucker-Prager. Ambos modelos constitutivos se encuentran implementados como opciones en el programa computacional **ABAQUS,** el cual se basa en el MEF y es utilizado en este trabajo para la simulación numérica del ensayo de vigas al cual se hace referencia. Se aborda además todo el procedimiento para la simulación virtual de dicho ensayo, tratándose aspectos relacionados con la concepción de la geometría del modelo, teniendo en cuenta el aprovechamiento de la simetría físico-mecánica y de las cargas. Se detalla en la definición de las condiciones de borde e interfase entre los cuerpos que componen el modelo, se describe el proceso de calibración, vinculado a la selección del tipo de elemento finito y la densidad de malla optima, acorde con un adecuado costo computacional. Finalmente se realiza la validación de las consideraciones y simplificaciones utilizadas para la modelación, mediante la simulación de otras probetas y comparando los resultados numéricos con los experimentales.

2. DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN

La probeta seleccionada para la simulación numérica pertenece a la Serie S de los ensayos realizados por **Zielinski** y **Rigotti (1995)**. La misma es una viga prismática de hormigón armado de 970 x 300 x 45 mm (largo x peralto x ancho). El hormigón presenta una resistencia a la compresión de 31.5 MPa. El refuerzo principal esta compuesto por 8 barras Nº 10M con 11.2 mm de diámetro con una tensión de fluencia de 275.8 MPa y un módulo de deformación igual a 210000 MPa.

Para disminuir el costo computacional en la modelación numérica se ha considerado la simetría de las propiedades físico-mecánicas y de las cargas, este aprovechamiento de la simetría ha sido empleado en los trabajos de **Bonilla et al. (2007a)**, **Bonilla et al. (2007b)**, **Bonilla et al. (2007c)** y **Bonilla (2008)**, donde se obtiene una buena correspondencia con el ensayo real a un menor costo computacional, si se compara con la simulación de la probeta en todo su conjunto.

3. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA VIGA DE GRAN PERALTO

3.1. MODELACIÓN DE LA GEOMETRÍA

A partir de las facilidades que brinda **ABAQUS/CAE** en cuanto a representación geométrica y siendo consecuente con el estudio experimental de estas vigas, se ha adoptado la modelación tridimensional de las probetas (3D) tratando de respetar la forma de los volúmenes que componen el modelo real con la mayor fidelidad posible. Las partes que conforman el modelo son: Viga rectangular de hormigón, Barras de refuerzo, Platina de carga y Platina de apoyo.

Cada uno de estos cuerpos (volúmenes) o partes que componen la probeta a simular, han sido construidos individualmente en el módulo partes y posteriormente son ensamblados en el módulo de ensamblaje del **ABAQUS/CAE**. Seguidamente se describe a grosso modo la concepción general de cada parte.

a) Viga de hormigón: estructura en forma de paralepípedo con cavidades en las zonas en que son embebidas las barras de refuerzo. Para lograr estas cavidades se debe restar a la viga de hormigón el volumen de cada barra en su ubicación. En la Figura 2 se muestra la geometría 3D y el particionado correcto de este elemento, para que sea posible la utilización del mallado estructurado, debido a las curvaturas que presentan en las zonas aledañas a las cavidades donde se ubican las barras de refuerzo.

b) Barras de refuerzo: estructuras construidas como cilindros de diámetro igual a 11.2 mm. Cada barra de refuerzo representa un cuerpo complejo a la hora de generar automáticamente la malla dada su curvatura transversal. En correspondencia con esto, la geometría de cada barra debe ser subdividida o particionada en cuatro regiones para posibilitar un mallado óptimo.
Una barra adecuadamente particionada [Figura 2], permitirá utilizar la técnica de mallado estructurado y a su vez la posibilidad de emplear cualquiera de las tres familias de elementos finitos tridimensionales disponibles en el programa.

c) Platina de carga y apoyo: estructuras de acero en forma de paralepípedo que tienen la función de distribuir las cargas aplicadas en toda el área que estas ocupan sobre la viga de hormigón, evitando la concentración de tensiones en un área pequeña. Estas están ubicadas en la zona de cargado (parte superior) y en cada apoyo (parte inferior).

3.2. MODELACIÓN DE LAS CONDICIONES DE APOYO, FRONTERA O BORDE

a) Barras de refuerzo: son las encargadas de tomar los esfuerzos de tracción en la masa de hormigón y realizan un aporte muy significativo para contrarrestar el efecto de cizalladura y las tracciones transversales en la biela diagonal, además del importante aporte a la flexión.

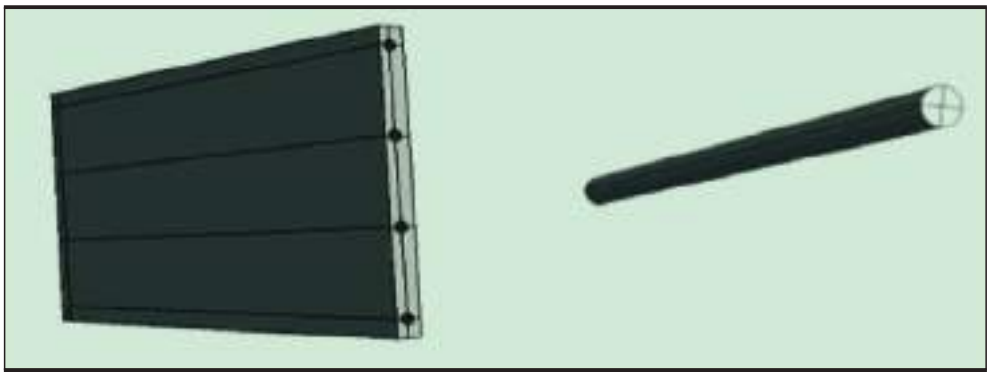


FIGURA 2. Isométrico de la geometría de la viga de hormigón y de una barra de refuerzo.

Similar a las consideraciones realizadas en los trabajos de **Ellobody** y **Young (2006)**, además de **Bonilla (2008)**, la interfase barra de acero-hormigón fue tratada como rígida, aunque se sabe que en la realidad no hay una continuidad total entre ambos materiales, pero sí una importante resistencia al deslizamiento debido a las corrugas en las barras de acero, las cuales tratan de impedir este fenómeno. Se debe mencionar que las barras de acero son representadas en el modelo con una superficie uniforme, similar a los autores previamente citados, debido a la complejidad de la construcción de las corrugas en estos elementos, lo cual complicaría significativamente cualquiera de las técnicas de mallado (estructurado, barrido y libre) existentes en el **ABAQUS**.

La Figura 3 muestra el isométrico de la geometría para la probeta virtual, siendo consecuentes con la simetría de las propiedades físico-mecánicas y de las cargas. En correspondencia con dicha simetría se ha restringido el desplazamiento en la dirección de **Z** en la Superficie 1.

b) Viga de hormigón: Este elemento interactúa directamente con las platinas de carga y de apoyo, además de la interfase barras de acero-hormigón antes tratada. En correspondencia con la simetría de la probeta, en la Superficie 1 se restringe el desplazamiento en el eje **Z** y se libera en los ejes **X** y **Y**, nótese que esta superficie incluye partes de la viga de hormigón, de las barras de refuerzo y de la platina de carga. De igual modo en la Superficie 2 se restringe el desplazamiento en el eje **X** y se libera el desplazamiento en el eje **Y** y **Z**; nótese que esta superficie incluye partes de la viga de hormigón y de ambas platinas [Figura 3].

c) Platina de apoyo: Físicamente la platina se apoya tangencialmente sobre un rodillo, donde este impide el desplazamiento vertical y permite el desplazamiento horizontal. En el modelo numérico esto es simulado en la Superficie 3 como la restricción del desplazamiento en el eje **Y** en la línea de contacto que representa la zona de tangencia entre el rodillo y la platina. De acuerdo con la simetría, en la Superficie 2 se restringe el desplazamiento en el eje **X** y se libera en los ejes **Y** y **Z**. La interfase losa de hormigón-platina de apoyo es tratada como rígida, debido a la presencia de una elevada fuerza de

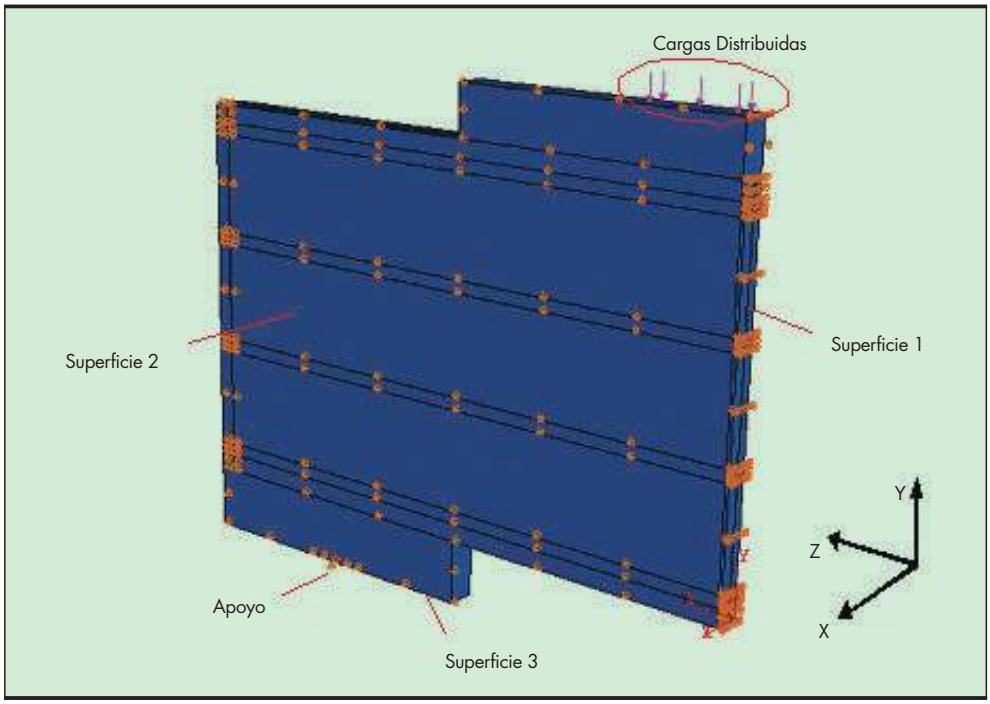


FIGURA 3. Isométrico de la geometría de la probeta virtual y sus condiciones de borde.

fricción, provocada por los grandes esfuerzos normales que no permiten el desplazamiento en la interfase.

d) Platina de carga: La interfase losa de hormigón-platina de carga fue tratada como rígida por las mismas condiciones que la platina de apoyo. De acuerdo con la simetría en la Superficie 1 se restringe el desplazamiento en el eje **Z**, liberándose en los ejes **X** y **Y**, además en la Superficie 2 se restringe el desplazamiento en el eje **X** y se liberan en los ejes **Y** y **Z** [Figura 3].

3.3. MODELACIÓN DEL MATERIAL

a) Modelación del acero

Tomando como base la experiencia internacional sobre la simulación numérica de estructuras compuestas de hormigón y acero en los trabajos de **Nie** y **Cai (2004)**, **Lam** y **Ellobody (2005)**, **Ellobody** y **Young (2006)**, así como **Bonilla et al. (2007a)**, **Bonilla et al. (2007b)**, **Bonilla et al. (2007c)** y **Bonilla (2008)**, se ha adoptado un comportamiento bilineal para el acero, con criterio de rotura de Von Mises. Para definir las propiedades de este material ha sido empleado el comando ***PLASTIC** del código **ABAQUS**. Se debe comentar que en los trabajos anteriormente citados se han obtenido muy buenos resultados en correspondencia con los experimentos a escala real, hecho que evidencia la factibilidad de utilizar este modelo idealizado para el acero.

b) Modelación del hormigón

Para la modelación del hormigón, en los trabajos de **Nie** y **Cai (2004)**, **Lam** y **Ellobody (2005)**, **Ellobody** y **Young (2006)**, **Bonilla et al. (2007a)**, **Bonilla et al. (2007b)**, **Bonilla et al. (2007c)** y **Bonilla (2008)** se han utilizado diferentes modelos constitutivos donde sobresalen: Modelo bilineal con criterio de rotura de Von Mises, Modelo de Daño Plástico y el Modelo de Drucker-Prager.

De los anteriores criterios el más acertado para simular el comportamiento de dicho material es el Modelo de Daño Plástico pero presenta el inconveniente del alto costo computacional dada la necesidad del elevado refinamiento de la malla hacia las zonas de mayores gradientes de tensiones.

Todo lo anterior ha hecho recomendable la utilización en este caso del criterio de Drucker-Prager, el cual ha sido empleado en los trabajos de **Ellobody** y **Young (2006)**, obteniéndose muy buenos resultados en correspondencia con los experimentos a escala real.

Para la calibración de este modelo se emplean los comandos ***DRUCKER PRAGER** y ***DRUCKER PRAGER HARDENING**, los cuales permiten definir la zona de fluencia del material, siendo introducidas las curvas como puntos discretos de (tensión vs deformación) para la rama en compresión. Son especificados algunos parámetros como: ángulo de fricción interna del hormigón, el cual ha sido adoptado como 32.5° y como 0.8 la razón de flujo de tensión tri-axial, recomendado por **Hu et al. (2003)**.

La Figura 4 muestra el gráfico (tensión vs deformación) donde se identifica claramente tres zonas o regiones. Inicialmente se muestra un comportamiento elástico hasta el valor de tensión $0.5 \cdot f'_c$ según **Hu et al. (2003),** la región plástica con endurecimiento se define desde el valor de tensión en el punto $0.5 \cdot f'_c$ hasta el valor f'_c que le corresponde un valor de deformación $\varepsilon = 0.000268\sqrt{f'_c}$, dado por **BS 8110**. La rama plástica con ablandamiento se encuentra desde el valor f'_c hasta un valor $r \cdot f'_c$, donde (r) es un factor utilizado por **Ellobody** y **Young (2006)** para explicar los efectos en esta región. Este factor (r) es aproximadamente igual a uno para un rango de resistencia cilíndrica del hormigón de 20 a 32 MPa, para esta zona le corresponde un valor de deformación última $\varepsilon = 0.0035$, dado por **BS 8110.**

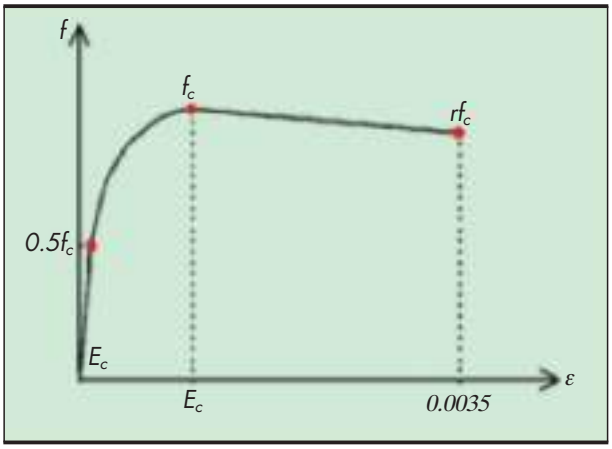


FIGURA 4. Grafico tensión-deformación para el hormigón **[Ellobody y Young (2006)].**

3.4. ESTUDIO Y SELECCIÓN DEL TIPO DE ELEMENTO FINITO A EMPLEAR

El código **ABAQUS** cuenta en su biblioteca de elementos sólidos (3D) con tres tipologías diferentes: los prismáticos de seis caras, prismáticos de cinco caras (cuñas) y tetraedros (pirámide de base triangular), los cuales pueden pertenecer generalmente a las familias lagrangeanas o serendípita indistintamente.

Se ha realizado un estudio para la selección del tipo de elemento óptimo, el cual sea capaz de representar con la mayor aproximación el verdadero comportamiento físico de la probeta experimental que se analiza. Para tal propósito se ha discretizado la geometría volumétrica de cada uno de los cuerpos que intervienen en el modelo con elementos del tipo: **C3D4**, **C3D6** y **C3D8R**, dado que no es recomendable el empleo de elementos cuadráticos frente a problemas de no linealidad en el contacto, además de existir un mayor grado de dificultad en el cálculo de la matriz de rigidez **[Oñate (1995), Zienkiewicz** y **Taylor (2004), Bonilla (2008)]**.

El modelo virtual, frente a uno y otro formato de malla, ha sido sujeto a las mismas condiciones de borde, magnitud de la carga, así como propiedades físicas-mecánicas de los materiales. Independientemente de que los elementos finitos tienen formas diferentes, se ha tratado en los tres modelos de mantener un tamaño de los elementos y densidad de malla similar. Es conveniente plantear que el MEF realiza la aproximación de un campo de desplazamientos a partir de polinomios, los cuales están formados por funciones de forma que a su vez están constituidas generalmente por polinomios interpoladores de Lagrange. La formulación de dichas funciones de forma está sujeta al tipo de elemento finito, lo cual hace que las aproximaciones para un tipo de elemento u otro no sean iguales. Por todo lo anterior es necesario hacer un estudio para la selección del tipo de elemento finito más adecuado, que aproxime mejor el campo desplazamiento al comportamiento real.

Para el mallado de las platinas de carga y de apoyo se han utilizado en todos los casos elementos lagrangeanos **C3D8R**, pues presentan una geometría que se adapta muy bien a este cuerpo.

Configuración	Región	Elemento	Capacidad de carga (kN)		Diferencia (%)
A	Hormigón	C3D4	217.92		10.21
	Barras de acero	C3D4			
	Platinas	C3D8R			
B	Hormigón	C3D6	212.52		7.48
	Barras de acero	C3D6			
	Platinas	C3D8R			
C	Hormigón	C3D8R	207.18		4.78
	Barras de acero	C3D8R			
	Platinas	C3D8R			
Estudio experimental Serie-S [Zielinski y Rigotti (1995)]			S-4	197.95	0.00
			Valor medio	197.73	
			S-5	197.51	

TABLA 1. Resultados de la simulación virtual con diferentes tipos de elementos.

Se muestra comparativamente el resultado de las variables de respuesta [Tabla 1], a partir de las soluciones numéricas y experimentales. Se ha utilizado como variable de control la capacidad resistente, para establecer la correspondencia y poder evaluar la precisión de la simulación numérica frete a uno u otro tipo de elemento finito.

En la Serie S de **Zielinski** y **Rigotti (1995)** se presentan 4 probetas y dos de estas tienen propiedades físico-mecánicas iguales, en este caso la **S-4** y **S-5**. Por ello con fines de comparación se ha escogido el valor de capacidad de carga promedio, esto hace más fiable el valor experimental debido a la dispersión presente en los ensayos.

A partir de los resultados obtenidos [Tabla 1], se observa como la Configuración (**C**) arroja la mejor aproximación con relación al valor experimental, para un error de 4.78%. Para las barras de acero, las vigas de hormigón y las platinas se utilizan la familia de elementos lagrangeanos **C3D8R** (prismáticos de seis lados). Este tipo de elementos en su formulación numérica utiliza una integración reducida, por ello la letra "**R**" en su nomenclatura. Este es un recurso matemático que consiste en utilizar menos puntos de integración numérica y evitar una rigidez excesiva del elemento de cara al estado tenso-deformacional **[Oñate (1995)]**.

Por lo expuesto anteriormente, para la discretización del dominio del medio continuo de todos los cuerpos que intervienen en este modelo se han utilizado elementos **C3D8R** [Configuración (**C**)]. No se descarta la utilización de la Configuración (**A**) y (**B**), las cuales arrojan valores que pudieran ser aceptables y más si se tiene en cuenta la posibilidad de un mayor refinamiento de la malla.

3.5. ESTUDIO Y SELECCIÓN DE LA DENSIDAD DE MALLA

No es suficiente conocer el tipo de elemento finito a utilizar, también es necesario determinar el tamaño adecuado para estos, acorde con el costo computacional, aspecto que es además muy relativo, pues depende de la tecnología con que se cuente en materia de hardware.

A medida que disminuye el tamaño de los elementos finitos al discretizarse un volumen, se minimiza el error, pues aumenta la cantidad de nodos, disminuyendo la distancia entre estos, aspecto que provoca el incremento significativo del costo computacional, donde muchas veces los procesos de

Modelo	Región	Elementos	Nodos	Capacidad de Carga (kN)	Diferencia (%)	Tiempo (h:min)
MEF (a)	Hormigón	4076	4685	207.18	4.78	1:45
	Barras	544	1260			
MEF (b)	Hormigón	12888	14211	204.93	3.64	3:40
	Barras	1800	3264			
MEF (c)	Hormigón	21336	23997	203.22	2.69	6:00
	Barras	2196	3968			
Estudio experimental Serie-S [Zielinski y Rigotti (1995)]			S-4	197.95	–	–
			Valor	197.73	–	–
			S-5	197.51	–	–

TABLA 2. Configuración del modelo para diferentes densidades de malla.

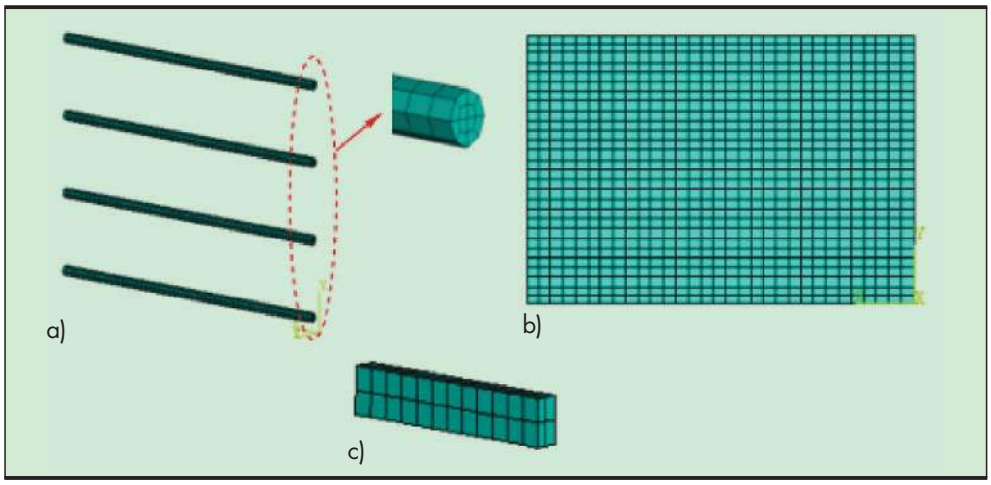


FIGURA 5. Esquema discreto. a) Barra de acero b) Viga de hormigón c) Platinas de acero.

cálculo son extremadamente prolongados o irrealizables **[Bonilla (2008)]**. Por tanto, es preciso minimizar la cantidad de nodos en la malla sin incrementar el error en valores considerables, aquí radica la importancia del proceso de selección de una densidad de malla adecuada, acorde con un óptimo costo computacional y un mínimo de error.

En la Tabla 2 se muestran las configuraciones de la malla para el modelo, así como el tiempo computacional (aproximado) empleado en cada solución, donde se utilizó un CPU Pentium 4, 2.8 GHz, 1.5 GB de RAM. Para la selección de la densidad de malla óptima, se analizan tres densidades de malla diferentes para el modelo discreto propuesto. En cada una de las configuraciones se ha mantenido la densidad de malla uniforme en todo el elemento [Figura 5].

De los resultados obtenidos [Tabla 1], se puede apreciar una evolución favorable del valor de la capacidad resistente ($\mathbf{V_u}$) en la medida que se densifica la malla en los modelos y como dicho valor se fue aproximando al valor experimental. Sin duda los tres valores obtenidos para las diferentes densidades de malla son aceptables pues sus diferencias respecto al valor experimental son inferiores al 5%, solo que unos a un costo computacional mayor que otros. Finalmente, teniendo en cuenta la elevada precisión del modelo **MEF (c)**, se decide adoptar en lo adelante la densidad de malla de este modelo a pesar de tener un costo computacional de aproximadamente 6:00 horas. Es oportuno reflexionar en que muchas veces es conveniente sacrificar en costo computacional (en cuanto a tiempo) y ganar en precisión de los resultados.

4. VALIDACIÓN DE LA MODELACIÓN

Durante la simulación del ensayo se han hecho diferentes consideraciones y algunas de ellas como hipótesis simplificativas con el objetivo de disminuir la complejidad del modelo numérico. Todas estas consideraciones y simplificaciones deben ser respaldadas para hacerlas válidas en la modelación numérica de las demás probetas.

a) Simplificación por simetría

Toda la concepción de la modelación del ensayo ha sido realizada considerando un modelo simétrico, modelando so-

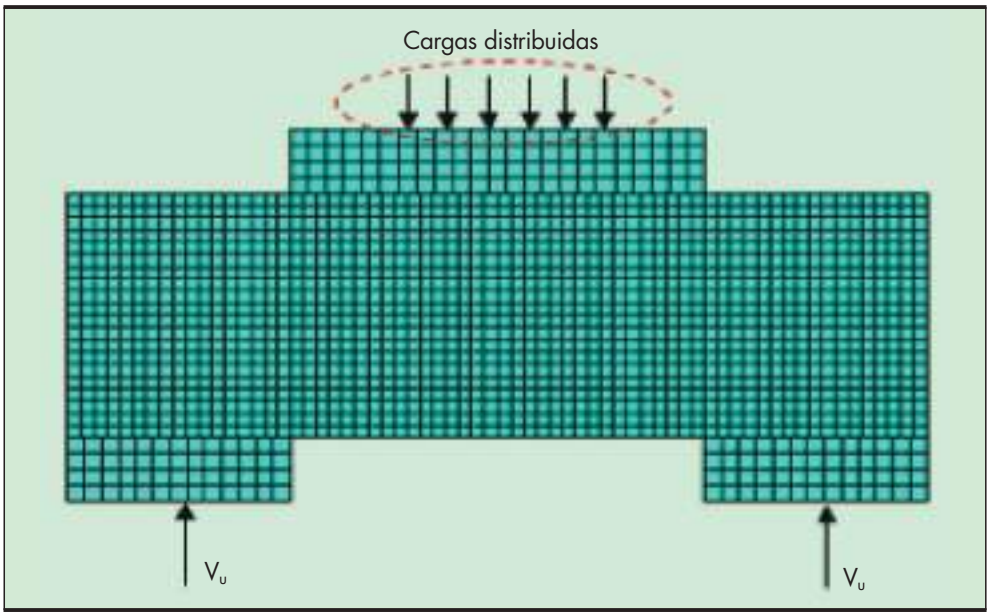


FIGURA 6. Modelo discreto de la probeta en su totalidad a escala real.

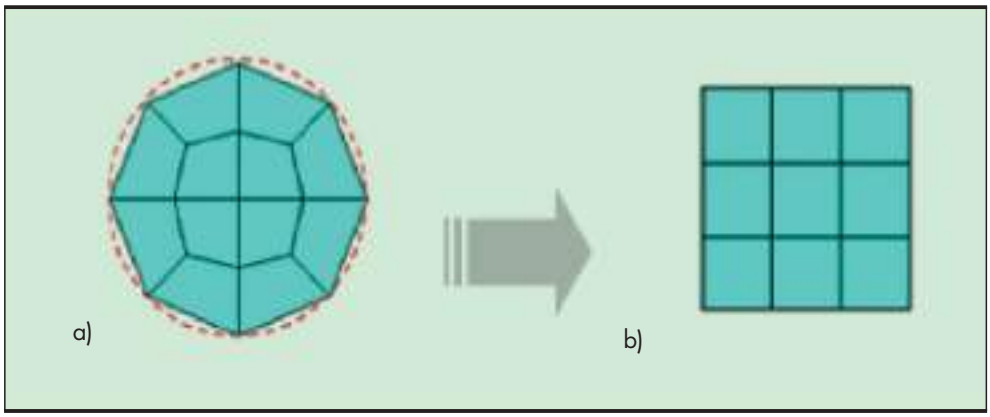


FIGURA 7. Modelo discreto
a) Barra circular.
b) Barra cuadrada de área equivalente.

lamente la cuarta parte de la probeta, para de esta manera reducir el costo computacional como se muestra en la Figura 3. Para validar esta consideración se ha realizado la modelación de la probeta íntegramente sin tener en cuenta dicha consideración, la Figura 6 muestra el modelo discreto de la probeta de la Serie S a escala real.

La capacidad de carga obtenida para un cuarto de la probeta (considerando simetría) fue de 203.22 kN (diferencia de 2.69% respecto al experimental) y para el modelo en su conjunto fue de 201.85 kN (diferencia del 2.04% respecto al experimental) empleándose aproximadamente 28 horas de procesamiento numérico.

Es conveniente resaltar que no existen grandes diferencias entre el modelo simplificado y el modelo en su totalidad en cuanto a la precisión de los resultados, pero si hay una notable diferencia del costo computacional (en cuanto a tiempo de procesamiento), que determina y valida la importancia de la utilización del modelo simplificado.

b) Consideraciones acerca de la geometría de las barras de refuerzos

En el trabajo de **Ellobody** y **Young (2006)** sobre modelación de ensayos push-out de estructuras compuestas de hormigón y acero para la tipología viga-losa en presencia de lámina nervada colaborante, la sección transversal de la barra de acero es considerada de forma cuadrada (se sustituye el área circular por su equivalente cuadrada).

Esto hace que se facilite todo el proceso de mallado, por otra parte se pudo comprobar que el elemento **C3D8R** de forma cúbica, explica mejor el comportamiento de la viga y este permite una mejor interpolación en una geometría recta que curva, pues se adapta mucho mejor a la anterior.

Intentar simular un contorno curvo con trazos rectos implicaría un refinamiento excesivo de la malla para tratar de representar la curvatura en la mayor medida posible, pues en caso contrario va a existir una pérdida de sección residual [Figura 7]. Por las razones expuestas, se realiza la simulación considerando en el modelo barras cuadradas para establecer una comparación con los resultados al considerar barras circulares. En la modelación de la probeta con barra cuadrada de área equivalente se obtuvo un valor de capacidad de carga de 203.56 kN y una diferencia de 2.95% con respecto a la media experimental (197.73 kN). Para la barra circular se obtuvo una diferencia de 2.69%, lo cual evidencia que al considerar barras cuadradas se aproxima muy bien el modelo al real con barra circular. En ambos casos el error de aproximación es menor del 3%, validándose así la posibilidad de utilizar las barras cuadradas de área equivalente como criterio de simplificación.

c) Simulación de otros ensayos de vigas

Para corroborar la precisión del modelo propuesto se realiza la simulación de las otras probetas de la Serie H de los ensayos de **Zielinski** y **Rigotti (1995)**.

Las probetas **H-1**, **H-2** y **H-3** pertenecientes a la Serie H de los ensayos presentan las mismas dimensiones que la Serie S, sus diferencias radican en la cuantía de refuerzo y su distribución. La Figura 8 representa las características y esquema simétrico del modelo numérico para la Serie H.

Seguidamente en la Tabla 3 se muestran las diferencias que existen entre las probetas simuladas, observándose los valores de la resistencia a compresión del hormigón, la tensión de fluencia del acero y las capacidades de carga obtenidas experimentalmente y de la modelación numérica.

En la Tabla 3 al comparar los valores de capacidad resistente obtenidos por la vía experimental y numérica, atendiendo el grado de precisión se observa una buena correspondencia de los resultados entre el modelo numérico y el experimental, obteniéndose aceptables diferencias con valores menores del 5% para todas las probetas analizadas. Esta correspondencia permite validar todas las simplificaciones y consideraciones tomadas para el proceso de modelación numérica de los ensayos de las vigas de gran peralto de hormigón armado y sin duda alguna demuestra la validez del empleo del MEF para el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras.

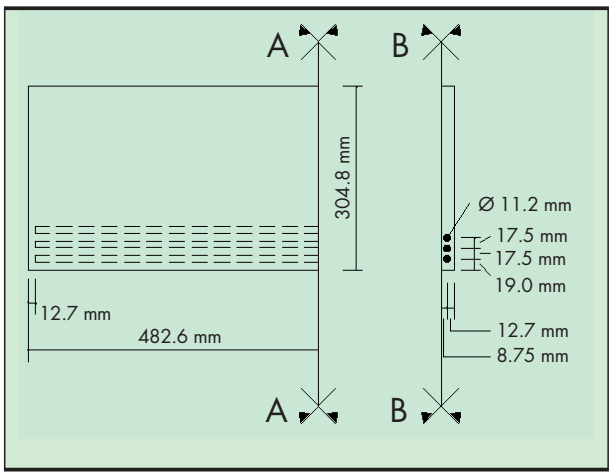


FIGURA 8. Probetas de la Serie H considerando la simetría en la modelación numérica.

Series (1995)	Resistencia hormigón (MPa)	Resistencia del acero de refuerzo (MPa)	Capacidad de Carga Experimental (kN)	Capacidad de Carga Promedio $V_{Exp.}$ (kN)	Capacidad de Carga Numérico[a] $V_{Teór.}$ (kN)	Dif. (%)	$\frac{V_{Exp.}}{V_{Teór.}}$
S-1	26.1	475.7	158.00	158.0	164.18	3.76	0.962
S-4	31.5	275.8	197.95	197.73	203.22	2.69	0.974
S-5	31.5	275.8	197.51				
H-1	23.1	275.8	233.00	224.67	214.62	4.48	1.047
H-2	23.1	275.8	231.00				
H-3	23.1	275.8	210.00				
Valor medio:							0.9943
Desviación Estándar:							0.0460
Coeficiente de variación:							0.0462

TABLA 3. Comparación de los resultados numéricos con los experimentales. (a) Los valores de capacidad de carga obtenidos por el modelo numérico son comparados con el promedio de los valores experimentales.

5. COMPORTAMIENTO TENSO-DEFORMACIONAL DE LOS ESPECÍMENES

Entre las bondades que brinda la simulación numérica se puede ejemplificar la posibilidad de apreciar de forma visual a través de tonos policromáticos la propagación de los estados tensionales que tienen lugar en el interior de las estructuras, así como la evolución que experimenta el daño físico mecánico de los elementos bajo la acción de las cargas a un nivel micro estructural, durante todo el proceso de simulación del ensayo hasta llegar a la falla **[Bonilla et al. (2007b)]**. Estos fenómenos no pueden ser cuantificados u observados con gran nivel de detalle en estudios experimentales.

Teniendo en cuenta lo planteado anteriormente y aprovechando las ventajas brindadas por la modelación numérica, se realiza un análisis del comportamiento tenso-deformacional de los modelos realizados.

5.1. MODELOS DE LAS PROBETAS DE LA SERIE S

Primeramente se analiza el comportamiento tenso-deformacional para las probetas de la Serie S, específicamente las probetas **S-4** y **S-5**. En la modelación numérica se obtuvieron los re-

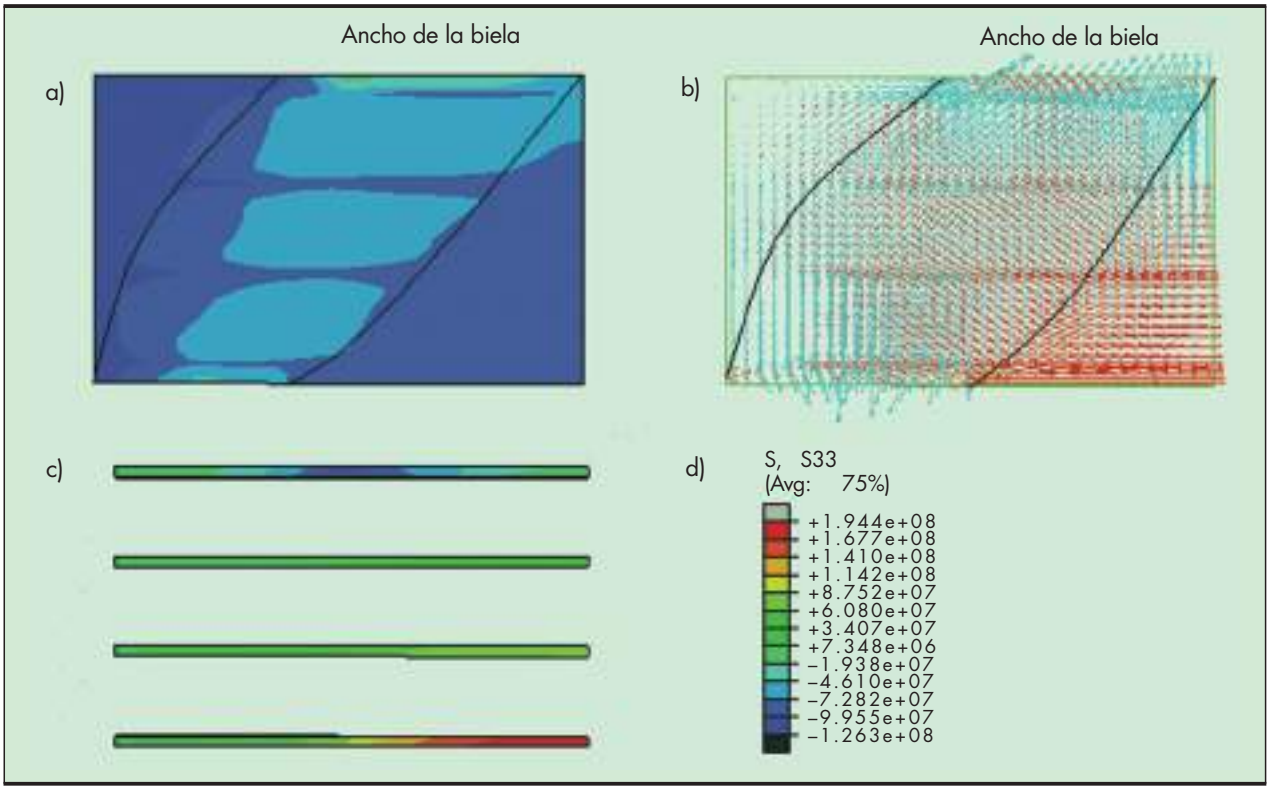


FIGURA 9. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **S-4** y **S-5** para 63.07 kN (33.3% de la carga última): a) Concentración de las tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

sultados gráficos mostrados en la Figuras 9, 10 y 11, donde se toma la secuencia de gráficos para diferentes escalones de carga (33.3%, 66.7% y 100% respectivamente) del total de la capacidad de carga última, aspecto que posibilita observar gráficamente la evolución del comportamiento del estado tenso-deformacional en la viga y describir sus particularidades.

Se puede observar como para el 33.3% de la carga última [Figura 9. a)], las tensiones mantienen una distribución uniforme, donde se define claramente la forma de la biela diagonal de compresión formada cuando la viga comienza a tomar las cargas. Es visible la concentración de tensiones de compresión en la zona cercana al contacto de la viga con las platinas de carga y de apoyo respectivamente. Se aprecia en la [Figura 9. b)] un alto grado de disgregación de los campos de tensiones, esto explica claramente la existencia de una región D. El análisis por separado de las barras de refuerzo [Figura 9 c), d)], permite definir las barras que realizan mayor aporte al trabajo e incluso las que realizan un aporte poco significativo.

Para el 66.7% de la carga última [Figura 10. a)], las tensiones lógicamente se incrementan y se define un incremento del ancho en la biela diagonal. Es visible la concentración de tensiones de compresión en la parte superior de la viga, debido a la cercanía con la zona de la carga. Se observa como los aceros provocan una disipación de tensiones en las zonas del hormigón donde estos están ubicados, muestra del aporte del acero de refuerzo horizontal. Se aprecia [Figura 10. b)], como el flujo de tensiones de compresión está concentrado en las zonas cercanas a la platina de carga y de apoyo, evidenciándose una forma de botella para la biela. Se observa que las tensiones de tracción están presentes en la zona de la biela, producto de la compresión y el aplastamiento del hormigón, esto corresponde con lo planteado por numerosos autores sobre el comportamiento de la biela diagonal. En las barras de refuerzo [Figura 10 c), d)] se observa como las barras de la segunda camada se van incorporando al trabajo a tracción, haciéndose notable que las barras de la parte superior (tercera y cuarta camada) no realizan un aporte significativo a tracción, donde solamente toman tensiones de compresión.

Para el total (100%) de la carga última [Figura 11. a)], se llega a un estado tenso-deformacional muy complejo y disperso, debido al incremento considerable de las grietas provocadas por las tracciones transversales. Estas zonas agrietadas son visibles por la presencia de zonas con menor concentración de tensiones rodeadas por concentraciones de tensiones de mayor magnitud, provocando que la estructura no trabaje en su conjunto (cada porción de hormigón trabaja independiente) y las barras de acero toman los mayores esfuerzos hasta llegar a la fluencia. El flujo de tensiones en este momento se encuentra muy alterado [Figura 11. b)], se observan algunas tensiones de compresión aisladas por zonas traccionadas y se hace visible campos de tracciones dentro de la biela en correspondencia con las zonas agrietadas antes descritas. Para las barras de refuerzo [Figura 11. c), d)] se evidencian como las dos camadas inferiores se encuentran trabajando al máximo y la tercera camada ha tomado esfuerzos de tracción, está claro que las barras de la parte inferior están solicitadas a un mayor estado tensional, haciéndose visible la pérdida del área en la sección por el alargamiento del acero en fluencia. Se observa el llamado efecto de dovela debido a la separación de los materiales (por agrietamiento) haciendo que el acero actúe como elemento resistente al corte **[Nilson (1999)]**.

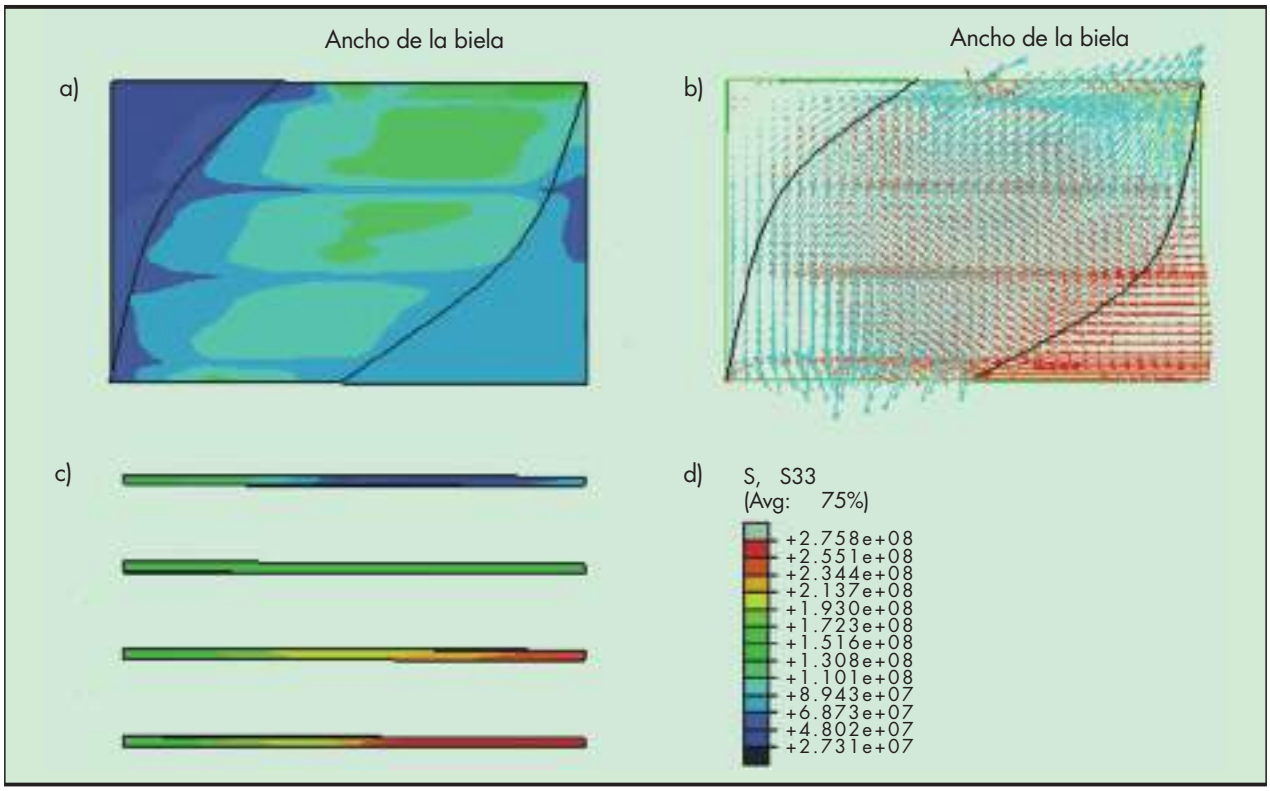


FIGURA 10. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **S-4** y **S-5** para 126.14 kN (66.7% de la carga última): a) Concentración de las tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

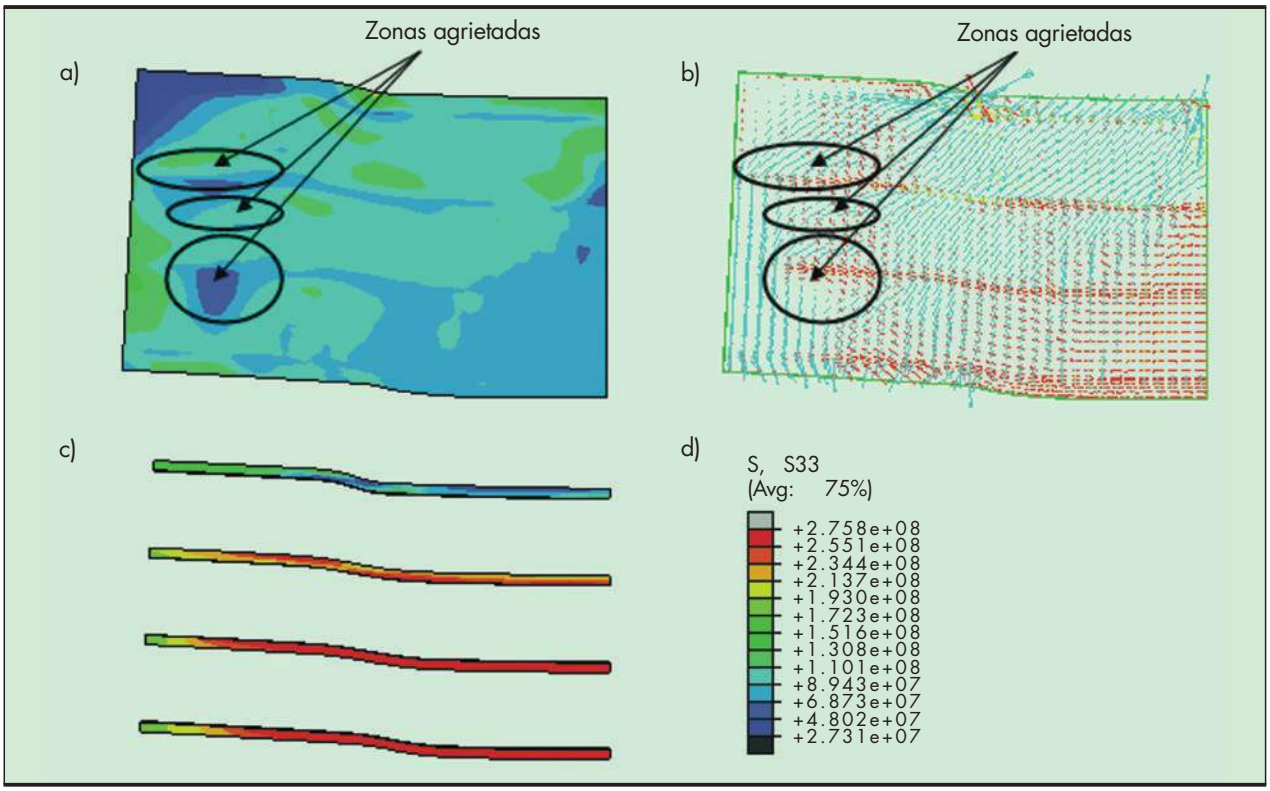


FIGURA 11. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **S-4** y **S-5** para 189.22 kN (100% de la carga última): a) Concentración de las tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

5.2. MODELOS DE LAS PROBETAS DE LA SERIE H

Igualmente se analiza la modelación numérica realizada en las probetas **H-1**, **H-2** y **H-3**, donde los resultados son mostrados en la Figura 12, 13 y 14. De similar forma se toma la secuencia de gráficos para diferentes escalones de carga (33.3%, 66.7% y 100%). En estas probetas es visible como el refuerzo de acero está distribuido en la parte inferior de la viga, factor que las diferencia del caso anterior y de mucha importancia porque permite analizar claramente el comportamiento de la biela cuando no presenta refuerzo que tome las tracciones transversales.

Se observa para el 33.3% de la carga última [Figura 12. a)] como las tensiones toman una forma continua, definiéndose claramente la forma de la biela diagonal, aunque existe una disipación en la parte inferior donde están ubicadas las barras de refuerzo principal. Igualmente se observa una concentración de tensiones de compresión en la zona cercana al contacto de la viga con las platinas de carga y de apoyo respectivamente. Se aprecia [Figura 12. b)] una mejor organización de los campos de tensiones de compresión en la biela, a pesar de que continúa la influencia de los campos de tracción principalmente en la zona donde están ubicadas las barras de refuerzo, evidenciándose la discontinuidad en la distribución de los campos de tensiones, muestra de la existencia de una región D. El análisis de las barras de refuerzo [Figura 12. c), d)] permite observar como desde el comienzo las barras comienzan a tomar esfuerzos de tracción, con presencia de mayores valores hacia el centro de la viga, producto del trabajo a la flexión.

Para el 66.7% de la carga última [Figura 13. a)], las tensiones se incrementan y se define un aumento significativo en el ancho de la biela diagonal. Se observan zonas de mayor concentración de tensiones en la parte superior de la viga, lógicamente debido a la cercanía con la platina de carga. Es visible la continuidad en la forma de la biela y la disipación existente en la zona del refuerzo principal longitudinal. Se aprecia [Figura 13. b)] como el flujo de los campos de compresión adquieren una mayor organización, aunque existe la presencia de campos de tracción en la zona de la biela, producto de las tracciones transversales debido a la compresión y aplastamiento del hormigón. En las barras de refuerzo [Figura 13. c), d)] se observa un aumento de las tensiones. Para los diferentes escalones de carga en el modelo, se observan incrementos notables en las tensiones y en las deformaciones, haciéndose visibles las discontinuidades en la distribución de las tensiones en el hormigón, apreciándose las zonas agrietadas.

Para el total de la carga última [Figura 14. a)], se llega a un estado tenso-deformacional muy difuso, debido a la presencia de grietas en el hormigón provocadas por la tracción diagonal en la biela. Estas zonas agrietadas son visibles por la presencia de áreas de menor tensión rodeadas por concentraciones de tensiones de mayor magnitud, provocando que la biela no trabaje en su conjunto producto de la subdivisión de la misma.

La distribución de los campos de tensiones [Figura 14. b)] es muy dispersa en este momento y es visible la correspondencia de los campos de tracción con las zonas de grietas, presentándose claramente la grieta diagonal. En las barras de refuerzo [Figura 14. c), d)] se observa que todas se encuentran trabajando al máximo y presentan tensiones de fluencia (consistente con el fallo). Cuando la viga llega al fallo se observa claramente la deformación de la probeta, haciéndose visible el efecto de dovela provocado por el incremento acelerado de los desplazamientos entre la zona de carga y del apoyo. Este efecto dovela aparece porque el acero de refuerzo no permite que la probeta se divida en dos partes actuando como un entramado resistente al corte.

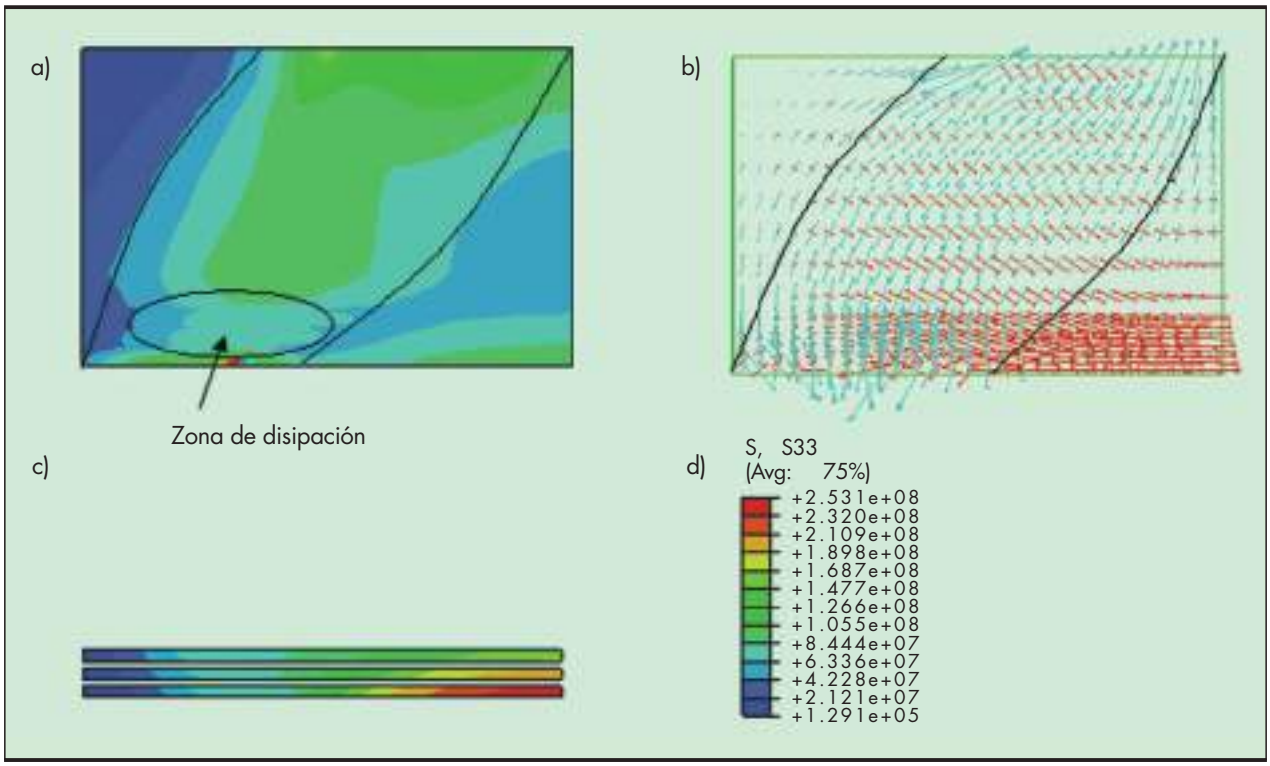


FIGURA 12. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **H-1**, **H-2** y **H-3** para 70.51 kN (33.3% de la carga última): a) Concentración de tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

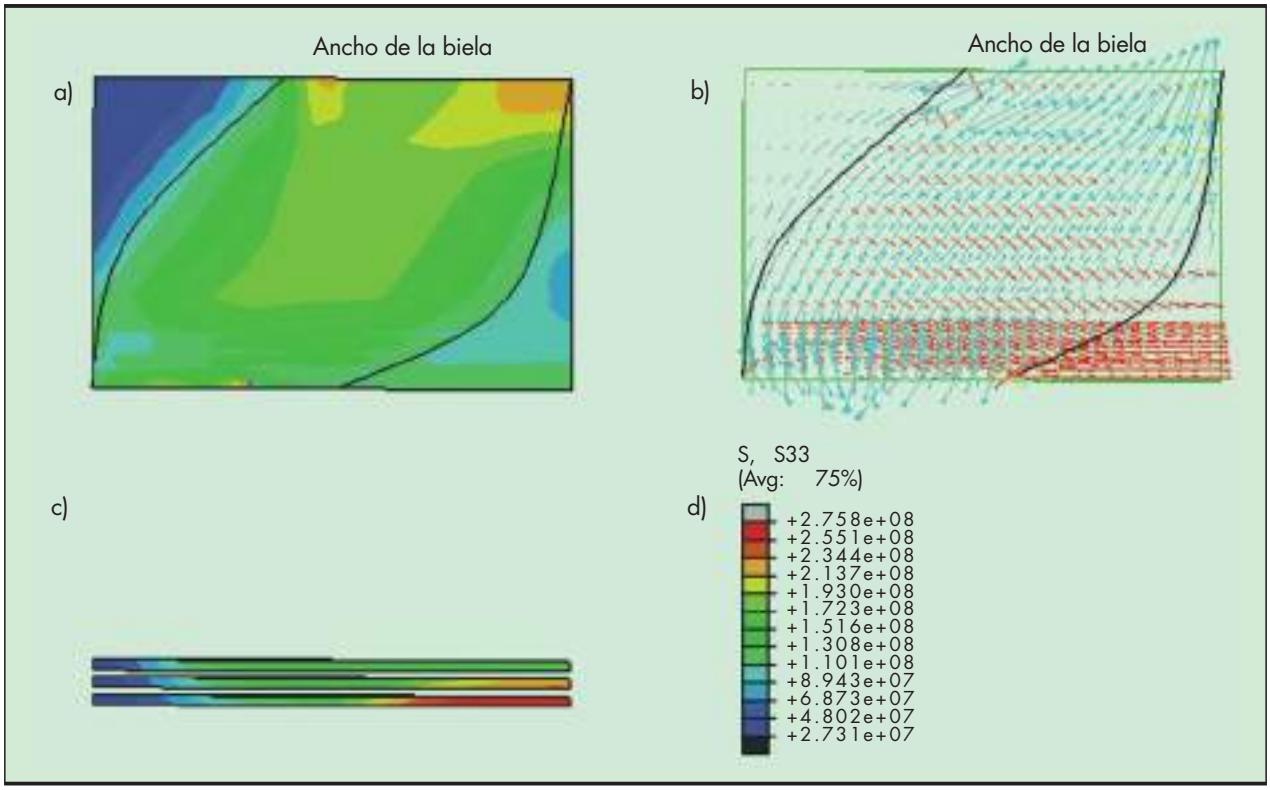


FIGURA 13. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **H-1**, **H-2** y **H-3** para 141.02 kN (66.7% de la carga última): a) Concentración de tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

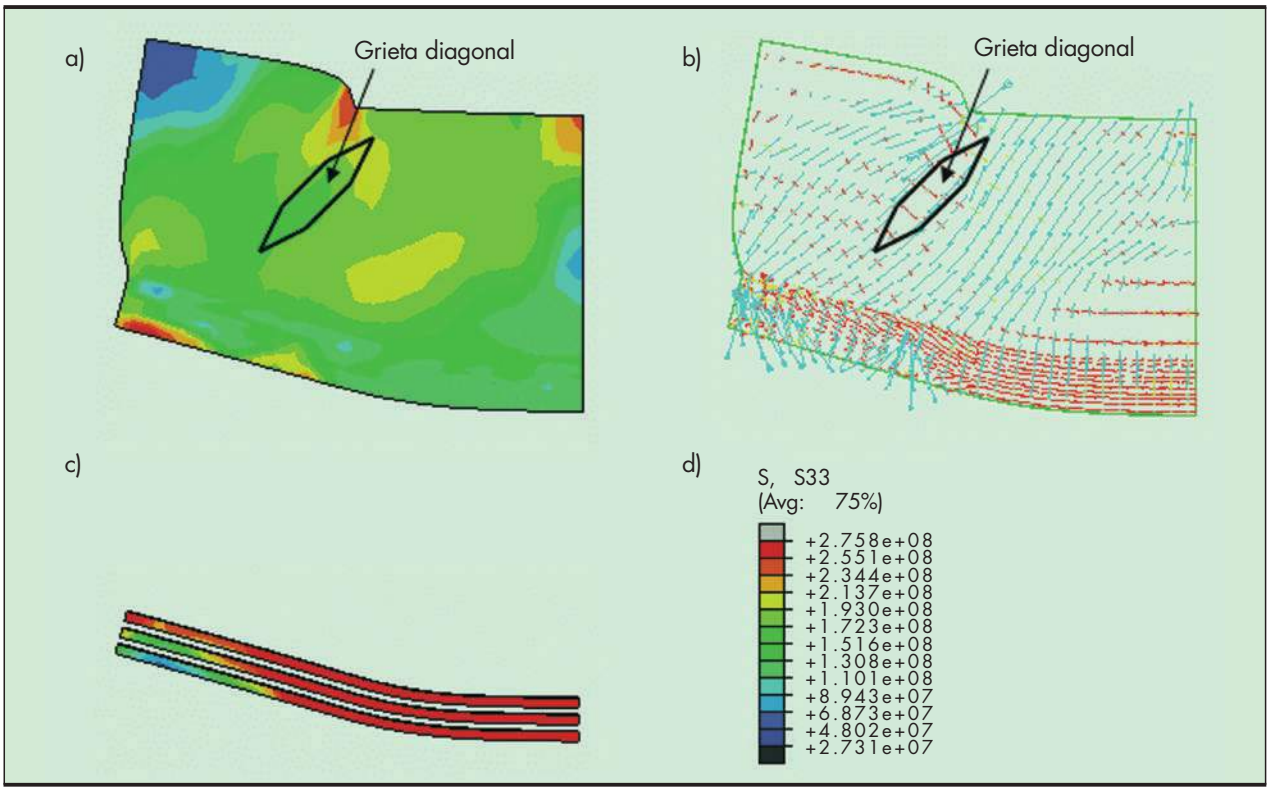


FIGURA 14. Resultados obtenidos en la modelación numérica de las probetas **H-1**, **H-2** y **H-3** para 211.55 kN (100 % de la carga última): a) Concentración de tensiones en la masa de hormigón, b) Distribución de los campos de tensiones en la viga de hormigón, c) Tensiones en las barras de acero, d) Escala de tensiones.

6. INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

Está demostrada la estrecha relación existente entre la resistencia a compresión del hormigón y la capacidad de carga última en las vigas de gran peralto de hormigón armado, aspecto observado en muchos estudios experimentales realizados: **Kong et al. (1970)**, **Smith** y **Vantsiotis (1982)**, **Tan et al. (1995)**, además de **Zielinski** y **Rigotti (1995)**, también se ha constatado que este factor es fundamental y muy utilizado en las formulaciones para pronosticar la capacidad de carga última, además en los métodos para el diseño de este tipo de estructuras se tiene en cuenta este factor, por lo que es importante conocer su influencia en la capacidad de carga.

Dada la posibilidad y factibilidad de utilizar la simulación numérica para los ensayos de vigas de gran peralto, se hace un estudio de la influencia que tiene la resistencia a compresión del hormigón en la capacidad de carga última, mediante la modelación de las probetas de las Series S y H. Por tal motivo se modelaron probetas para diferentes valores de resistencia a compresión del hormigón, con el fin de obtener un patrón inicial que permita observar y describir dicha influencia. La Tabla 4 muestra los valores obtenidos de la simulación de las probetas de las Serie S y H para una resistencia a compresión del hormigón de 20 MPa, 25 MPa y 30 MPa, también se toman los valores obtenidos en las probetas de la validación.

Es importante señalar que ambas series de probetas (S y H) tienen propiedades de los materiales iguales, se utilizó la misma densidad de malla y se mantuvo las condiciones simi-

TABLA 4. Simulación de la Serie S y H para diferentes resistencias a compresión del hormigón.

Probetas simuladas	Resistencia [a] (MPa)	Capacidad [b] (kN)	Probetas simuladas	Resistencia [a] (MPa)	Capacidad [b] (kN)
Serie S	20	151.42	Serie H	20	190.55
	25	178.45		23.1	214.62
	30	199.76		25	222.04
	31.5	203.22		30	242.98

a) Resistencia a compresión del hormigón (MPa)
b) Capacidad de carga última (kN)

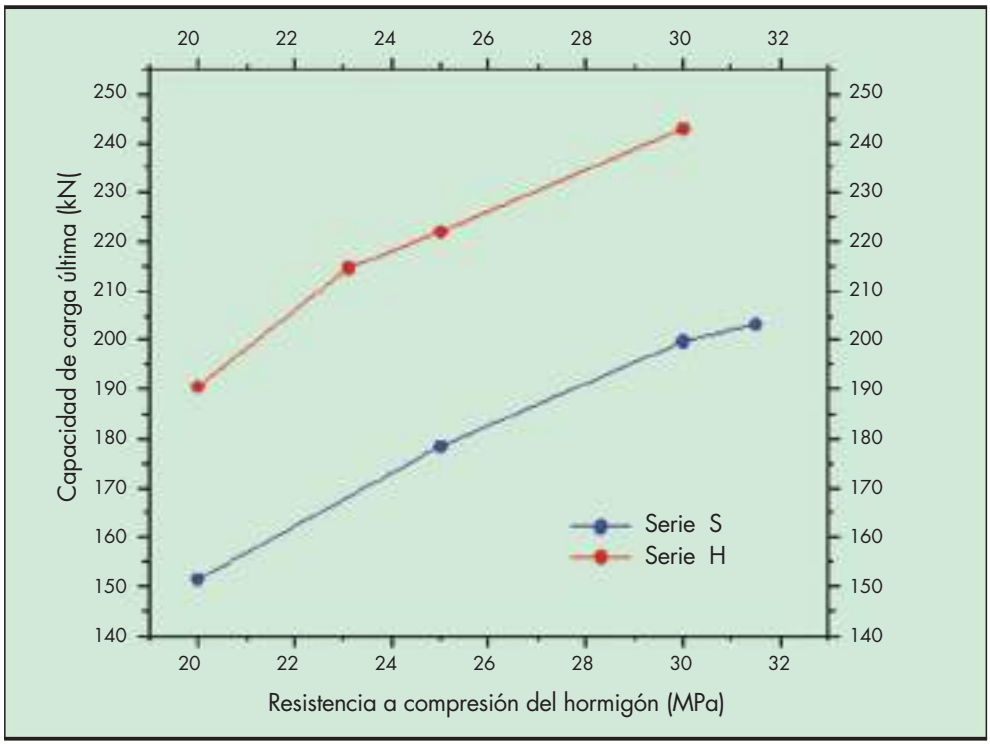


FIGURA 15. Influencia de la resistencia a compresión del hormigón en la capacidad de carga.

lares. Estas series solo se diferencian por la cuantía y la distribución del refuerzo.

El comportamiento de la capacidad de carga última para la Serie S y H [Figura 15] evaluadas para diferentes resistencias a compresión del hormigón, presenta una proporcionalidad directa entre f'_c y V_u , lo cual está en total correspondencia con lo planteado por **Kong et al. (1970)**, **Smith** y **Vantsiotis (1982)**, **Tan et al. (1995)**, además de **Zielinski** y **Rigotti (1995)**. En el gráfico se observa un comportamiento aproximadamente lineal para las dos series de probetas y se evidencia la similitud de la forma debido al hecho de haberse mantenido semejantes las simplificaciones y las consideraciones en la modelación numérica.

7. INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA CAPACIDAD DE CARGA

Para el estudio de la influencia de la distribución del refuerzo en la capacidad de carga última, se simularon varios modelos para diferentes cuantías de acero. Se utilizan las probetas de la Serie S, específicamente la **S-4** y **S-5** las cuales presentan iguales dimensiones y propiedades físico-mecánicas de los materiales. Las probetas presentan un refuerzo horizontal de 8 barras de 11.2 mm de diámetro y distribuidas en cuatro filas o camadas. Se evalúa el comportamiento para diferentes cuantías de acero mediante la simulación de cinco modelos diferentes y para dos resistencias a compresión del hormigón. En la Tabla 5 aparecen los valores de capacidad resistente última obtenidos en la modelación numérica de los modelos, donde cada uno representa una cuantía de acero utilizada para cada probeta: **MEF-1** es el modelo que presenta todo el refuerzo inicial de la probeta, **MEF-2** es el modelo sin la fila superior del refuerzo en la probeta, **MEF-3** es el modelo sin las dos filas superiores del refuerzo inicial en la probeta, **MEF-4** es el modelo evaluado con solo la fila inferior del refuerzo en la probeta y el **MEF-5** es el modelo sin refuerzo en la probeta (solamente hormigón).

Modelos	Refuerzo ρh (%)	Capacidad de Carga[a] (kN)	Capacidad de Carga[b] (kN)
MEF-1	5.80	151.42	199.76
MEF-2	4.35	145.71	185.19
MEF-3	2.91	142.26	180.35
MEF-4	1.46	118.20	161.57
MEF-5	0	86.31	126.08

(a) Capacidad resistente para probetas con resistencia del hormigón a compresión de 20 MPa
(b) Capacidad resistente para probetas con resistencia del hormigón a compresión de 30 MPa

TABLA 5. Modelos analizados para las diferentes distribuciones del refuerzo.

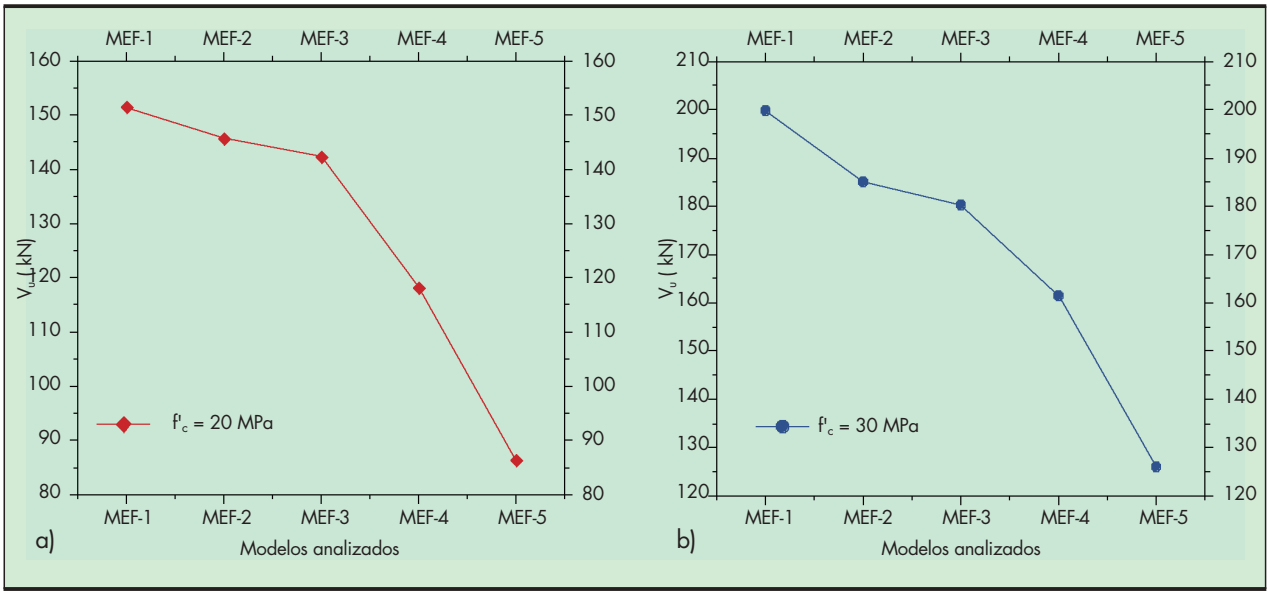


FIGURA 16. Resultados obtenidos para las diferentes resistencias a compresión del hormigón: a) Probetas con f'_c = 20*MPa*, b) Probetas con f'_c = 30*MPa*.

Los resultados graficados en la Figura 16, evidencian una gran similitud entre el comportamiento de las probetas para los cinco modelos analizados. Esta similitud del comportamiento es muestra de la influencia de la distribución del refuerzo en la capacidad de carga última a pesar de las diferencias en la resistencia a compresión del hormigón.

Del análisis de los resultados, se evidencian importantes rasgos que corresponden con los planteamientos teóricos abordados por diferentes investigadores:

- La probeta simulada sin la fila superior del refuerzo presenta una ligera caída de su capacidad resistente, lo que marca el aporte de este refuerzo de la fila superior al llamado efecto dovela.
- La diferencia de los valores en la capacidad resistente entre los modelos **MEF-2** y **MEF-3** es pequeña para ambas resistencias a compresión del hormigón, marcando el ligero aporte del refuerzo de la tercera fila, aspecto descrito en el análisis del comportamiento de las tensiones para las barras de acero.
- En la probeta modelada con la fila inferior del refuerzo solamente, se evidencia un salto brusco en los valores para ambas resistencias a compresión del hormigón, esto marca el significativo aporte del acero de la segunda fila en el trabajo a flexión, además del aporte al "cocido de las grietas" en la biela diagonal.
- Para la probeta sin refuerzo, es lógico pronosticar que el fallo ocurra por las tracciones diagonales del hormigón y por el agrietamiento producto de la flexión. Es importante resaltar la influencia significativa del hormigón, donde se observa un aporte de alrededor del 60% del total de la capacidad resistente última para ambas resistencias a compresión de este material.

Se hace una comparación entre los modelos y se toman las diferencias entre los valores de capacidad resistente, obteniéndose así las pérdidas en la capacidad de carga cada vez que se elimina una fila o camada del refuerzo horizontal. Estas diferencias representan el aporte de cada fila de refuerzo al trabajo total de la probeta simulada.

En la Tabla 6, en las probetas analizadas, se observa como el hormigón realiza un aporte muy significativo (57% y 63%) para ambas resistencias del hormigón. También es notable el

Modelos	Elemento que aporta	Diferencia [a] (kN)	Aporte (%)	Diferencia [b] (kN)	Aporte (%)
MEF-1	Barra (cuarta fila)	5.71	3.77	14.57	7.29
MEF-2	Barra (tercera fila)	3.45	2.28	4.84	2.42
MEF-3	Barra (segunda fila)	24.06	15.89	18.78	9.40
MEF-4	Barra (primera fila)	31.89	21.06	35.49	17.77
MEF-5	Hormigón	86.31	57.00	126.08	63.12
Total (MEF-1)		151.42	–	199.76	–

(a) Capacidad resistente para probetas con resistencia del hormigón a compresión de 20 MPa
(b) Capacidad resistente para probetas con resistencia del hormigón a compresión de 30 MPa

TABLA 6. Influencia de la distribución del refuerzo en la capacidad resistente de las vigas.

TABLA 7. Capacidad de carga obtenida para diferentes luces de cortante.

Modelos analizados	Luz de cortante (mm)	Peralto efectivo (mm)	Ángulo de inclinación θ (grados)	Capacidad de Carga (kN)
MEF-A	382.6	277.8	36.1	111.22
MEF-B	282.6	277.8	44.5	123.11
MEF-C	182.6	277.8	56.7	142.25

aporte de las filas inferiores de barras de refuerzo horizontal (dos filas inferiores).

Es necesario explicar que no solo la cuantía de refuerzo tiene incidencia en la capacidad de carga última, ya que se evidenció como la ubicación del refuerzo es un factor importante que tiene gran influencia sobre la capacidad resistente de las vigas de gran peralto. Al comparar las probetas de las Series S y H para iguales resistencias a compresión del hormigón, se observa como para 20 MPa, 25 MPa y 30 MPa de resistencia del hormigón, se obtienen mayores capacidades de carga para las probetas de la Serie H, esto significa que la disposición del refuerzo de la Serie H es más eficiente que la distribución del refuerzo en la Serie S, a pesar de presentar menor cuantía.

8. INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LA LUZ DE CORTANTE EN LA CAPACIDAD DE CARGA

Para el estudio de la influencia que tiene la variación de la luz de cortante (distancia horizontal desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga) en la capacidad de carga última de las vigas de gran peralto, se analiza una probeta donde la platina de carga es ubicada en tres posiciones distintas y de esta manera se evalúa el comportamiento para diferentes luces de cortante. La probeta utilizada pertenece a la Serie H de los ensayos realizados por **Zielinski** y **Rigotti (1995)**. La platina de carga tiene una longitud total de 10 cm, un peralto de 4 cm y un ancho igual al de la probeta simulada. La platina de apoyo se mantuvo igual para las tres luces de cortante analizadas, la cual tiene las dimensiones iguales a la platina de carga y está ubicada en la parte inferior izquierda. En los ensayos de **Kong et al. (1970)**, **Smith** y **Vantsiotis (1982)** y **Tan et al. (1995)**, se evidencia un marcado interés por estudiar la influencia de la variación de la luz de cortante en la capacidad de carga última. En estos estudios experimentales se ha demostrado que a mayor relación luz de cortante-peralto efectivo (a/d) se obtienen menores capacidades de carga para las vigas de gran peralto, debido en gran medida al fallo en la biela diagonal a causa de las tracciones transversales. Por esta razón se evalúa el comportamiento de una probeta para diferentes luces de cortante y así evaluar los resultados obtenidos en comparación con las conclusiones arribadas en las investigaciones realizadas por autores como: **Sanad** y **Saka (2001)**, **Tang** y **Tan (2004)**, así como **Tan** y **Cheng (2006)**.

En la Tabla 7 se muestran los valores de capacidad resistente obtenidos para las tres luces de cortante analizadas, se puede observar la relación entre la variación de la luz de cortante y el ángulo de inclinación de la biela diagonal. Este factor es fundamental porque determina muchas de las dimensiones de la región D que se analiza, además posibilita la determinación de las dimensiones de la biela cuando se modela y se analiza la viga de gran peralto utilizando un enfoque del Modelo de Bielas y Tirantes.

De los resultados obtenidos [Tabla 7], se puede observar como existe un notable incremento en la capacidad de carga última a medida que se disminuye la luz de cortante. Este comportamiento corresponde totalmente con lo planteado por **Kong et al. (1970)**, **Smith** y **Vantsiotis (1982)**, **Tan et al. (1995)**, **Sanad** y **Saka (2001)**, **Tang** y **Tan (2004)**, además de **Tan** y **Cheng (2006)**.

9. CONCLUSIONES

- Se ha comprobado que el modelo de discontinuidad plástica de Drucker-Prager es capaz de simular adecuadamente el comportamiento del hormigón en régimen no lineal, para el fenómeno que se estudia, lo cual ha sido constatado por los resultados obtenidos en la simulación numérica, obteniéndose un error inferior al 5% entre la simulación numérica y la experimentación.
- La utilización de elementos finitos **C3D8R** en todos los cuerpos que componen el modelo (Configuración C), arroja las mejores aproximaciones del modelo numérico con respecto al ensayo experimental. No obstante se reconoce la adecuada aproximación lograda con el empleo de los elementos **C3D4** y **C3D6**.
- Se evidencia, al igual que en otras investigaciones consultadas, que la consideración de un contacto rígido en la interfase barra de refuerzo-hormigón es adecuada para simular el contacto físico real entre ambos materiales.
- A medida que se incrementan la cantidad de nodos en el modelo al aumentar la densidad de malla, se logran mejores aproximaciones a expensas de un incremento significativo del costo computacional en cuanto a tiempo para el procesamiento numérico. La correcta selección de la densidad de malla está influenciada principalmente por la precisión obtenida en la modelación numérica, aunque se debe tener muy en cuenta el costo computacional de los modelos.
- Se ha comprobado que es válida la simplificación del modelo aprovechando la simetría físico-mecánica y de las cargas, por lo cual se recomienda recurrir siempre que sea posible a modelos simplificados, evitando elevados costos computacionales marcados principalmente por el tamaño de las probetas.
- Existe una aproximación adecuada al considerar que las barras del acero de refuerzo son cuadradas de área equivalente a la circular. Ello logra una mayor facilidad al aplicar las técnicas del mallado, lográndose además una menor distorsión de los elementos finitos al insertarse en la geometría. Por otro lado se logra una mejor interpolación de la geometría de la barra y del hormigón que la envuelve.
- Existe buena correspondencia entre los resultados numéricos obtenidos y los experimentales, donde se obtienen errores menores que el 5%. Aunque la representatividad del estudio no es alta, puesto que se estudia solamente dos probetas, este aspecto constituye una evidencia importante en cuanto a la validación del MEF para el estudio del comportamiento de las vigas de gran peralto de hormi-

gón armado, además se corrobora la validez de las consideraciones y simplificaciones realizadas en la modelación numérica.

- El estudio del comportamiento de las vigas de gran peralto de hormigón armado mediante la simulación numérica permite apreciar de forma clara los fenómenos físico-mecánicos que tienen lugar en los elementos y la evolución del daño de éstos a medida que se incrementan las cargas, aspectos que no pueden observarse en los estudios experimentales con tanto nivel de detalle.
- Se ha constatado que a medida que se incrementa la resistencia a compresión del hormigón en las vigas de gran peralto se obtienen mayores capacidades de carga última, aspecto que ha sido planteado y demostrado por numerosos autores en sus estudios experimentales.
- Se observa que a medida que disminuye la relación luz de cortante-peralto efectivo (a/d) se incrementa la capacidad de carga, corroborando lo planteado por varios autores en numerosas investigaciones y estudios experimentales.
- La simulación numérica es una herramienta que permite complementar la experimentación y aprovechar de manera más eficaz sus resultados en el estudio del comportamiento de las estructuras y para el perfeccionamiento de los métodos de diseño. Sin duda alguna representa una gran ventaja científica y económica el realizar modelos numéricos que se aproximen a los ensayos reales, puesto que su complemento representa una mayor representatividad a un menor costo técnico y material.

10. BIBLIOGRAFÍA

1. ABAQUS. (2008): User's Manual, Ver. 6.8-1, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
2. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-05 and ACI 318R-05, Detroit, Michigan. 2005.
3. Bonilla, J. (2006): Estudio preliminar del comportamiento de conectores en estructuras compuestas mediante simulación numérica. Tesis de Maestría, UCLV, Santa Clara, Cuba, 96 p.
4. Bonilla, J.; Larrúa, R.; Mirambell, E.; Recarey, C. (2007a): Estudio de la influencia de la resistencia del hormigón en el comportamiento de conectadores mediante simulación numérica y análisis experimental. Revista Ingeniería Civil, No 147, CEDEX, Madrid, España, p 57-64.
5. Bonilla, J.; Larrúa, R.; Mirambell, E.; Recarey, C. (2007b): Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de conectadores tipo perno en estructuras mixtas de hormigón y acero, Revista Ingeniería Civil, No 148, CEDEX, Madrid, España, p 55-68.
6. Bonilla, J.; Larrúa, R.; Mirambell, E.; Recarey, C. (2007c): Simulación virtual del ensayo push out para conectadores tipo perno y con sección en U en estructuras mixtas de hormigón y acero, Revista Ingeniería Civil, No 148, CEDEX, Madrid, España, p 83-93.
7. Bonilla, J. (2008): Estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero mediante modelación numérica. Tesis de Doctorado, UCLV, Santa Clara, Cuba, 128 p.
8. Ellobody, E and Young, B. (2005): Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting. Journal of Constructional Steel Research, Vol 62, p 682-694.
9. Lam, D. y Ellobody, E. (2005): Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam, Journal of Structural Engineering, Vol 131, No 1, p 96-107.
10. Nie, J. y Cai, C. S. (2004): Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects. Journal of Structural Engineering, Vol 129, No 4, p 495-506.
11. Nilson, A. H. (1999): Diseño de estructuras de concreto. Decimosegunda edición, Traducido por Luis E. Yamín. Colombia, Mc Graw-Hill Interamericana, 722 p.
12. Oñate, E. (1995): Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. CIMNE, Segunda edición, Barcelona, España, 830 p.
13. Sanad, A. and Saka, M. P. (2001): Prediction of ultimate shear strength of reinforced concrete deep beams using neuronal networks. Journal of Structural Engineering ©ASCE, Vol 127, No 7, p 818-828.
14. Schlaich, J.; Schafer, K. and Jennewein, M. (1987): Towards a consistent design of structural concrete. PCI Journal, Vol 32, No 3, p 74-150.
15. Tan, K. H. and Cheng, G. H. (2006): Size effect on shear strength of deep beams investigating with struts and tie model. Journal of Structural Engineering ©ASCE, Vol 132, No 5, p 673-685.
16. Tang, C. Y. and Tan K. H. (2004): Interactive mechanical model for shear strength of deep beams. Journal of Structural Engineering ©ASCE, Vol 130, No 10, p 1534-1544.
17. Wight, J. K. and Parra-Montesinos, G. (2003): Strut and tie model for deep beams design. Concrete International, p 63-70.
18. Zielinski, Z. A. and Rigotti, M. (2005): Tests on shear capacity of reinforced concrete. Journal of Structural Engineering ©ASCE, Vol 121, No 11, p 1660-1666.
19. Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. (2000): The Finite Element Method, Butterworth-Heinemann, Fifth edition, Barcelona, Spain. 705 p.

Zonificación y Caracterización Geotécnica de los Suelos del Puerto de Veracruz

ÓSCAR LENZ (*) y OCTAVIO A. OCHOA SÁNCHEZ (**)

RESUMEN Se describe la provincia geológica que aloja la Ciudad de Veracruz y los rasgos morfológicos que resultaron de la actividad que precedió al Cuaternario, por otro lado, se presenta las características geotécnicas de los suelos que constituyen los diferentes depósitos que componen el terreno a todo lo largo y ancho de la mancha urbana de Veracruz y zonas conurbadas, para luego después, hacer una propuesta de zonificación desde el punto de vista geotécnico.

ZONING AND GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SOILS FROM THE PORT OF VERACRUZ

ABSTRACT *Describes the geological province that hosts the city of Veracruz and the morphological traits that resulted from the activity that preceded the Quaternary, on the other hand, presents the geotechnical characteristics of the soil, which constitute the different deposits that make up the ground to throughout the length and breadth of the urban sprawl from Veracruz and urban areas, and then after, make a zoning proposal from the point of view geotechnical.*

Palabras clave: Zonificación Geotécnica, Geología Regional y Local, Sismicidad, Suelos de Litoral, de Dunas, Aluviales y del Terciario, Densidad Relativa y Pre-consolidación de Suelos.

Keywords: Geotechnical Zoning, Regional and Local Geology, Seismicity, Soils from Littoral, Dunes, Alluvial and the Tertiary one, Relative Density and Pre-consolidation of Soils.

1. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de Veracruz y el área conurbada de Boca del Río se ubican en la ribera marina del Golfo de México y aledaña a la desembocadura del Río Jamapa. Según los registros históricos, la Villa Rica de la Veracruz fue fundada en el año de 1519, no siendo el primer cabildo de América, pues ya le antecedía el de Santo Domingo; fundado por el hermano del Capitán Cristóbal Colón en el año de 1498.

Actualmente, la Ciudad de Veracruz tiene una población de un poco más de quinientos cincuenta mil habitantes y la zona conurbada de Boca del Río cuenta con una población de ciento treinta y ocho mil (*INEGI 2010*). Por la presencia de su Puerto de Altura y la industria local, Veracruz y su respectiva zona conurbada han crecido en estos últimos 35 años de una manera acelerada y desordenada, sin respetar las normas de desarrollo urbano; sólo el mar ha impedido el crecimiento hacia oriente. Los humedales y las lagunas, en su mayoría, fueron sepultados por la mancha urbana y los pocos arroyos que desfogan hacia el Golfo de México han sido entubados en casi su totalidad (Río Tenoya completamente). El crecimiento no sólo se presenta en el sentido horizontal, sino en el vertical, pues en estos 10 años últimos se han venido construyendo edificios altos, que requieren de un conocimiento mayor de las condiciones del subsuelo.

De acuerdo a lo comentado en líneas anteriores, se hace necesario establecer una zonificación desde el punto de vista geotécnico y este es el objetivo del presente trabajo, establecer una carta geotécnica en base a una caracterización de los suelos que constituyen los diferentes depósitos que subyacen al Puerto de Veracruz y zonas conurbadas aledañas.

2. ANTECEDENTES

Desde 1976, la Secretaría de Obras Públicas encargó al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México la preparación de un estudio preliminar del subsuelo de la Ciudad de Veracruz, Ver., como consecuencia de los daños causados por los macrosismos del 11 de marzo de 1967 y del 28 de agosto de 1973, con la intención de considerar los efectos de los sismos en un reglamento de construcción [*Raúl Esquivel, 1976*]. El citado estudio fue de carácter preliminar, como claramente lo señaló su autor.

El acopio de información geotécnica generada en más de 30 años, que corresponde a una colección de 120 estudios geotécnicos (con un promedio de dos sondeos profundos), sirvió para formular el presente trabajo y proponer una zonificación geotécnica que se presenta en el desarrollo de este trabajo.

(*) Doctor Ingeniero en Caminos, Canales y Puertos por la U. P. M; catedrático de la Facultad de Ingeniería Civil de Xalapa, Universidad Veracruzana, Xalapa, Veracruz. E-mail: oscarlenz@hotmail.com

(**) Becario de la Facultad de Ingeniería Civil de Xalapa, Universidad Veracruzana, Xalapa, Veracruz. E-mail: octavioochoauv@hotmail.com

3. GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

El lugar en estudio se encuentra enclavado en la provincia fisiográfica Planicie Costera del Golfo Sur, bañado por la brisa marina y azotada en los inviernos por los vientos predominantes del norte. En la parte septentrional y occidental de Veracruz, la Llanura Costera se extiende más allá de los limites con el Estado de Tamaulipas, pero a la altura de Palmasola, es interrumpida por el Macizo de Palmasola, en la que destacan dos conos de escorias volcánicas del Cuaternario, denominados Los Atlixcos (aledaños a la Planta Nucleoeléctrica Laguna Verde); al occidente la limita la Sierra Madre Oriental; al sur se extiende más allá de los límites con el Estado de Tabasco y hacía norte y oriente colinda con el Golfo de México. En la parte central del Estado de Veracruz, la Llanura Costera es interrumpida por el Eje Neovolcánico, desde Papantla hasta el Norte de Córdoba. La provincia fisiográfica Sierra Madre del Sur proviene desde el estado de Puebla y se extiende hasta Orizaba, con orientación noroeste-sureste y está representada por montañas plegadas, compuestas éstas por rocas sedimentarias, principalmente por calizas del Cuaternario.

A principios de la Era Cenozoica (±65 M.a. de antigüedad) se ensanchó el Atlántico y quizás ese evento propició una regresión marina hacia el Este de lo que actualmente se denomina área de la Cuenca de Veracruz [según González Alvarado, 1976; retomado de Moran Zenteno,1984]; y los depósitos profundos de suelos más antiguos, fueron cubiertos (renovados en superficie) desde el jurásico superior hasta el Cuaternario reciente [*INEGI, 2010]*, dando como resultado un terreno compuesto por zonas bajas y lomeríos de pendientes suaves; formándose así la Planicie Costera del Golfo Sur o Cuenca Deltaica de Veracruz [Ortega Gutiérrez et al, 1992; retomado de Rodríguez Elizarrarás, S. R., 2011].Según Jennette et al [2003] (citado por Padilla y Sánchez, R. J. 2007), el llenado con sedimentos clásticos (arenas y lutitas) de la Cuenca de Veracruz empezó en el Eoceno tardío y finalmente, en las partes más profundas de la cuenca se llegaron a acumular espesores de 4 km a 5 km en el Mioceno medio (±24 M.a.). Por otro lado, la provincia fisiográfica Sierra Madre Oriental manifestó movimientos orogénicos al inicio del Cenozoico y la Sierra de Zongolica se manifestó desde el Paleoceno tardío hasta el Eoceno [Padilla y Sánchez, 1982], delimitando la parte occidental de la Planicie Costera del Golfo. Hacia al sector sur de la Cuenca de Veracruz se inició la actividad ígnea de emisiones basálticas alcalinas a principios del Plioceno y del Cuaternario [Padilla y Sánchez R. J. 2007; Moran Zenteno, D. J. 1984], formándose Los Tuxtlas y por ende interrumpiéndose la extensión sur de la Planicie Costera del Golfo.

3.2. GEOLOGÍA LOCAL

La Ciudad de Veracruz se ubica entre los paralelos 19° 06' y 19° 16' de latitud norte; los meridianos 96° 07' y 96° 21'de longitud oeste y una altitud promedio de 10 m. Colinda al norte con el municipio de La Antigua y el Golfo de México; al este con el Golfo de México y el municipio de Boca del Río; al sur con los municipios de Boca del Río, Medellín y Manlio Fabio Altamirano; al oeste con los municipios de Manlio Fabio Altamirano, Paso de Ovejas y La Antigua. El clima de la región corresponde a cálido subhúmedo, con lluvias en verano y la temperatura media anual es de 25.4°C.

La precipitación media anual es de 1,500 mm, cuya concentración de lluvias se presenta entre los meses de junio a septiembre [*INEGI; 2009].*

La litología de Veracruz y la zona conurbada de Boca del Río está representada en superficie por arenas de origen eólico, arenas de litoral o de playa (al pie de la ribera marina) y los suelos aluviales que se encuentran a todo lo largo de la margen izquierda del Río Jamapa; con sucesión alternadas de arcillas y de arenas limosas a arcillosas. Pasando a la margen derecha del mismo río se encuentra la misma alternancia y hacia Antón Lizardo, predominan las arenas eólicas en cordones de dunas con orientación norte-sureste, suelos de litoral y hacia Mandinga afloran suelos lacustres. Todos estos suelos son del cuaternario, suelos jóvenes de reciente deposición [INEGI, 2011].

La discontinuidad que destaca en la zona, corresponde a la Falla de Zacamboxo, que inicia en Teocelo, sigue por Puente nacional, Paso de Ovejas y pasa por Mocambo (área conurbada Veracruz-Boca del Río), hasta internarse en la plataforma marina del Golfo de México [*Figueroa, J. 1968*]. Cabe destacar que la mencionada discontinuidad está cubierta por suelos de origen eólico en superficie y a mayor profundidad por suelos marinos en la zona de Mocambo.

La geomorfología está representada por pequeños cordones de dunas que se encuentran paralelos al litoral y forman un bordo natural entre los terrenos bajos y el Golfo de México; también hacia el occidente y norte de la Ciudad de Veracruz se localizan grandes depósitos de dunas como el Médano del Perro y el del Coyol, que son las zonas altas de Veracruz. Para la parte conurbada, hacia Boca del Río, se encuentra paralelo al litoral, el Médano del Morro, que sirve de obturador entre los terrenos bajos de la margen izquierda del Río Jamapa y litoral; sólo existe drenaje natural por el Canal de la Zamorana, Puente Moreno y el mismo Rio Jamapa. Por otro lado, la Ciudad de Veracruz cuenta con mal drenaje superficial, prueba de ello son la existencia de humedales-lagunas (Lagartos, Tarimoya, La Colorada, Las Conchas, Dos Caminos, El Encanto, El Coyol, por mencionar las más importantes) que se esparcen en todo el área metropolitana y los únicos afluentes naturales son el Río Grande, Medio, Tenoya; este último pasa frente a la Iglesia del Cristo de manera entubada y nace al pie del Médano del Perro [Williams, R. 1979].

Los fenómenos de erosión (geodinámica externa) que dominan en la localidad están representados por los movimientos de las dunas, ocasionado por los vientos que se presentan a finales de otoño hasta finales de invierno, que son los que modifican el paisaje en las áreas exentas de manchas urbanas. Las arenas finas acarreadas por la acción marina y que se depositan al pie de litoral, son transportadas tierra adentro por los vientos de temporada, para formar los cordones de dunas y los bordos naturales que se interponen entre los terrenos bajos y los de litoral; de tal suerte, que las grandes acumulaciones de masas arenosas que se depositan en el periodo de vientos huracanados en los terrenos existentes (suelos de litoral), migran de temporada en temporada y van dejando su huella de precarga (σ_c) en los depósitos existentes. El fenómeno erosivo antes descrito puede apreciarse en los terrenos que se encuentran hacia Antón Lizardo y los aledaños a la Laguna de San Julián (Carretera Veracruz- Cardel), en la que cada año se modifica la forma del relieve. Las corrientes marinas cambian el perfil de litoral y ante tal circunstancia, los gobiernos municipales de Veracruz y Boca del Río han tenido que instalar en el litoral dentellones compuestos por pedraplenes, para proteger las playas de la acción de las corrientes de litoral.

Según Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad [1963], la Ciudad de Veracruz se encuentra en la Zona B, que corresponde a sismos poco frecuentes, pero con aceleraciones de terreno altas, según Figueroa, J. [1968]. Por tanto, puede decirse que la geodinámica interna de la región está representada por las Fallas de Zacamboxo y Clarión, esta última sigue una trayectoria desde Orizaba, pasa por Córdoba,

Intensidad*	Número de movimientos			
	Veracruz	Córdoba	Orizaba	Jalapa
III	35	23	24	29
IV	17	23	21	7
V	4	5	5	5
VI	6	5	6	3
VII	2	7	8	1
VIII	1	1	1	-

TABLA 1. Sismos ocurridos en la región en estudio.
* Según escala de Mercalli modificada [Figueroa, J. 1968].

Tlacotalpan, Santiago y San Andrés Tuxtla, y se interna hacia el Golfo de México a unos 20 km al Sur de Punta Zapotitlan [*Figueroa, J. 1968]*. Estas fallas condicionan los movimientos del terreno y por ende magnifican el efecto de los sismos. En la Tabla 1 puede apreciarse el número de movimientos ocurridos en las Ciudades de Veracruz, Córdoba, Orizaba y Jalapa.

Es interesante apreciar en la Tabla 1, que las ciudades que han presentado sismos de intensidad VIII en la escala de Mercalli modificada, se encuentran pegadas a fallas importantes de la región centro de la Planicie Costera del Golfo.

4. TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

4.1. TRABAJOS DE CAMPO

Según la información reportada por los estudios disponibles, los trabajos de campo consistieron en la realización de sondeos con pozos a cielo abierto, para obtener muestras alteradas y verificar el nivel de aguas freático (NAF) y sondeos profundos; ejecutados éstos con máquina perforadora, dotada con equipo periférico para realizar ensayos de penetración estándar (SPT) con penetrómetro estándar y consecuentemente, la obtención de muestras del tipo alterado. Cuando se detectaban estratos arcillosos someros y profundos, se muestrearon con tubo de pared delgada tipo shelby de 10.14 cm (4") de diámetro, para la obtención de muestras inalteradas. La mayoría de los sondeos revisados fueron del tipo continuo alterado o mixto y en menor medida, alterados selectivos.

En el transcurso de los años 2007 y 2008 también se realizaron sondeos complementarios con pozos a cielo abierto y barrena manual, para obtención de muestras alteradas y determinación del peso volumétrico natural mediante calas volumétricas, con la finalidad de identificar la densidad relativa en superficie de terreno. Estos sondeos complementarios sólo se realizaron en la zona de litoral y depósitos de dunas. En la Figura 1 se muestra la distribución y localización de los 120 estudios revisados.

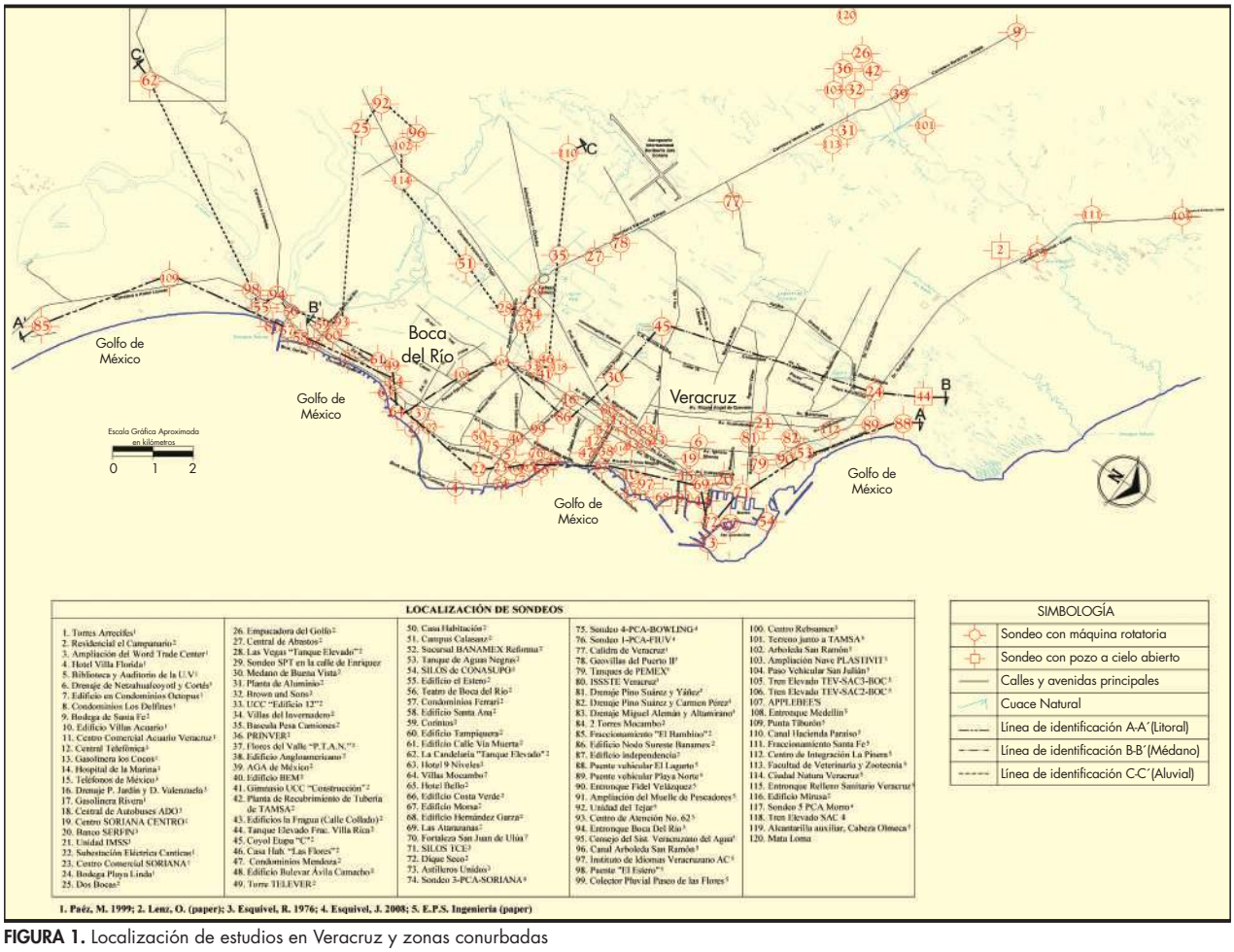


FIGURA 1. Localización de estudios en Veracruz y zonas conurbadas

Los ensayos efectuados de resistencia a la penetración estándar (SPT) se llevaron a cabo de acuerdo a las especificaciones ASTM D-1586, según estudios revisados.

Con la finalidad de identificar los parámetros de resistencia (ϕ ?) en campo, se corrigió el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT, para obtener el valor de N_{60}, el cual se calculó con la siguiente fórmula:

$$N_{60} = \frac{E_m\, C_B\, C_S\, C_R\, N}{0.60} \qquad (1)$$

Donde:

N_{60}= Valor de N corregido por procedimiento de ensayo en campo.
E_m= Eficiencia del martinete (0.45 para martinete de cadena y 0.60 para el de seguridad).
C_B= Corrección por diámetro de perforación (1.05).
C_S= Corrección por muestreo (1.0).
C_R= Corrección por longitud de barras de perforación (0.75)
N= Número de golpes en ensayo SPT [Coduto, D., 1999].

Por otro lado, para identificar la variación de la densidad relativa (D_r) de las arenas finas con la profundidad, se usó el número de golpes del ensayo de penetración estándar (N_{SPT}) obtenido en campo y se asoció a la presión efectiva correspondiente [Gibbs y Holtz, 1957], vertiendo los datos de cada sondeo en el diagrama formulado por Coffman [1960].

4.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio reportados por los estudios revisados, así como los sondeos complementarios, consistieron en determinar el contenido de humedad (ω), gravedad específica de las partículas sólidas (G_s); análisis granulométrico, para identificar el coeficiente de curvatura (C_c) y el coeficiente de uniformidad (C_u) de los materiales granulares; peso específico (γ_m) y peso específico seco máximo (Proctor estándar); ensayos de corte directo aplicado a arenas reconstituidas que guardaban la densidad del lugar y relación de vacíos natural; triaxiales rápidas (*UU*) y ensayos de consolidación. Toda la información anterior se resume en la Tabla 2 y permitió caracterizar los suelos que componen las diferentes zonas geológicas en estudio.

5. ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS

5.1. ZONA DE LITORAL O DE PLAYA (Q_p)

Para caracterizar los suelos que componen la estratigrafía de la zona de playa, se han escogido los estudios pegados a litoral (línea A-A´), indicados en la Figura 1. El subsuelo está constituido predominantemente por depósitos de arenas de color café en superficie y a mayor profundidad son de color gris, de finas a medias, en casos aislados gruesas con gravas finas; limosas a poco limosas y se detectan arenas arcillosas aisladas, mezcladas con gravas o fragmentos de coral (área conurbada de Veracruz y Boca del Río y desarrollo portuaria). En la Figura 2 se muestran las características granulométricas y las propiedades índices se indican en la Tabla 2. El ángulo de fricción interno efectivo (ϕ'), determinado a partir de ensayos de corte directo de muestras de arena extraídas a profundidades entre 1.60 m a 3.60 m, varía entre 28° y 32° [Esquivel, J. 2008].

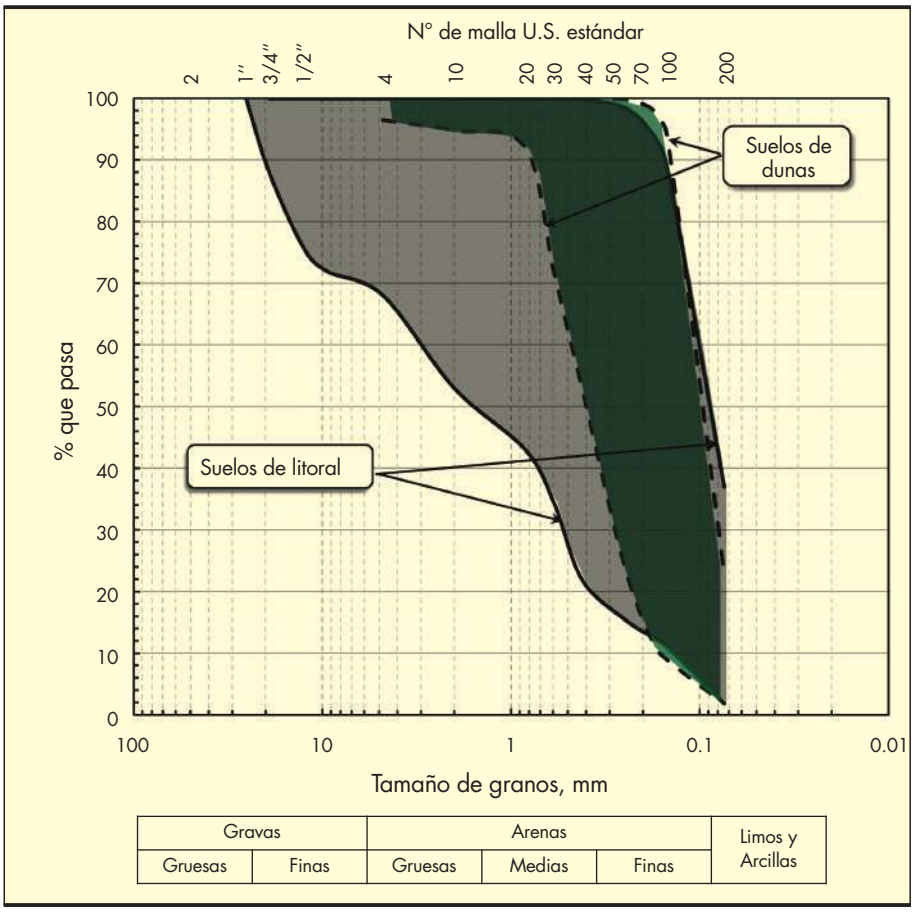


FIGURA 2. Envolventes granulométricas de arenas de litoral y de dunas.

Depósito	Grupo*	Prof. m	ω %	LL %	IP %	F %	C_u –	C_c –	G_s –	e_o –	γ_m ton/m^3	k_v cm/seg	ϕ' °
Litoral (Q_p)	SM	0.0 – 33.0	7.8 – 45.0	–	–	12.0–36 .0	–	–	2.49 – 2.70	0.49 – 1.19	1.61 – 2.0	–	29 – 40****
	SP – SM	0.0 – 33.0	12 – 36.4	–	–	5.75 – 11.68	1.27 – 4.42	0.71 – 1.68	2.58 – 2.68	0.50 – 1.11	1.59 – 2.06	0.014**	29 – 38****
	SC	4.2 – 8.20 1.8 – 18.0	16.3 – 163.4	30 – 120	7.63 – 68.0	20.8 – 44.90	–	–	2.55 – 2.73	0.49 – 1.51	1.31 – 2.13	–	–
	SP	Variable	5.0 – 39.2	–	–	1.6 – 5.2.0	1.6 – 5.8	0.77 – 1.8	2.6 – 2.76	0.50 – 1.10	1.4 – 2.06	0.038**	28 – 32***
	CL	6.30 a 17.32	17.8 – 64.74	28.7 – 48.8	16.1 – 36.96	52.0 – 82.8	–	–	2.43 – 2.71	0.53 – 1.75	1.62 – 2.0	–	–
	OH	Variable	58.1 – 73.74	84.0 – 114.0	29.1 – 116.0	67.0 – 97.1	–	–	2.63 – 2.69	1.58 – 3.38	1.38 – 1.67	–	–
	CH	Variable	32.2 – 98.41	50.0 – 91.0	28.7 – 58.0	53.4 – 74.0	–	–	2.54 – 2.70	0.82 – 2.67	1.47 – 1.85	–	–
Dunas (Q_d)	SM	0.0 – 18.0	4.66 – 31.64	–	–	12.0 – 25.0	–	–	2.54 – 2.76	0.46 – 1.20	1.45 – 2.16	–	31– 34***
	SP–SM	0.45 – 15.0	5.0 36.5	–	–	5.4 – 11.9	0.7 – 2.0	1.3 4.2	2.54 – 2.74	0.50 – 1.10	1.45 – 2.10	0.011**	33***
Aluvial (Q_{al})	CH	Variable	35 – 123.3	50.0 – 134.4	28.1 – 105.0	57.5 – 99.2	–	–	2.51 – 2.80	0.80 – 3.00	1.40 – 1.90	10^{-5} –	–
	OH	Variable	36 – 156.0	54 – 212.5	20.9 – 130.7	76.0 – 99.0	–	–	2.30 – 2.70	1.0 – 3.74	1.30 – 1.75	10^{-4} –	–
	CL	Variable	24.0 – 98.2	33.2 – 48.8	14.7 – 36.3	53.0 – 77.0	–	–	2.60 – 2.75	0.6 – 2.26	1.50 – 1.9	–	–
	OH (Pt)	Variable	2.30 – 7.5	135.0 – 378.0	85.0 – 279.0	60.0 – 97.6	–	–	2.40 – 2.50	1.71 – 7.5.0	1.20 – 1.40	10^{-3}	–
	SM	Variable	16.0 – 42.0	–	–	12.3 – 30.0	–	–	2.50 – 2.70	0.50 – 1.10	1.60 – 2.10	–	29 – 41****
	SP	Variable	14.6 – 34.5	–	–	3.0 – 5.0	1.67 – 4.0	0.73 – 1.59	2.66 – 2.67	0.50 – 0.86	1.76 – 2.1	0.016**	–
	SC	Variable	17.2 – 45.40	27.5 – 47.0	11.3 – 36.20	25.0 – 48.80	–	–	2.55 – 2.75	0.50 – 1.13	1.68 – 2.10	–	–
	SP–SM	Variable	19.0 – 36.70	–	–	5.6 – 11.0	1.88 – 4.0	0.68 – 1.98	2.50 – 2.68	0.60 – 1.0	1.40 – 2.10	0.041**	29 – 39****
Terciario (T_{cg})	CH	0.30 – 1.50	15.30 – 31.80	58.0 – 75.0	36.0 – 63.0	53.0 – 84.40	–	–	2.50 – 2.60	0.50 – 0.80	1.87 – 2.04	10^{-8}	–
	CL	Variable	14.60 – 23.90	38.0 – 45.0	15.0 – 31.0	57.0 – 79.0	–	–	2.50	0.50 – 0.70	1.87 – 1.98	$\approx 10^{-8}$	–
	SC	0.0 – 4.0	4.80 – 25.1	27.0 – 50.0	7.20 – 51.0	23.9 – 49.0	–	–	2.40	0.40 – 0.80	1.84 – 2.0	10^{-6}	–
	SM	4.0 – 18.0	8.10 – 21.0	–	–	12.0 – 27.0	–	–	2.50 – 2.60	0.50	1.75 – 1.96	–	36 – 47****

TABLA 2. Propiedades ingenieriles de los suelos de litoral, de dunas, aluviales y del Terciario.
*Según SUCS. **Navfac. DM 7.01. *** Inferido a partir de ensayos de corte directo. **** Inferido a partir de N_{60}.

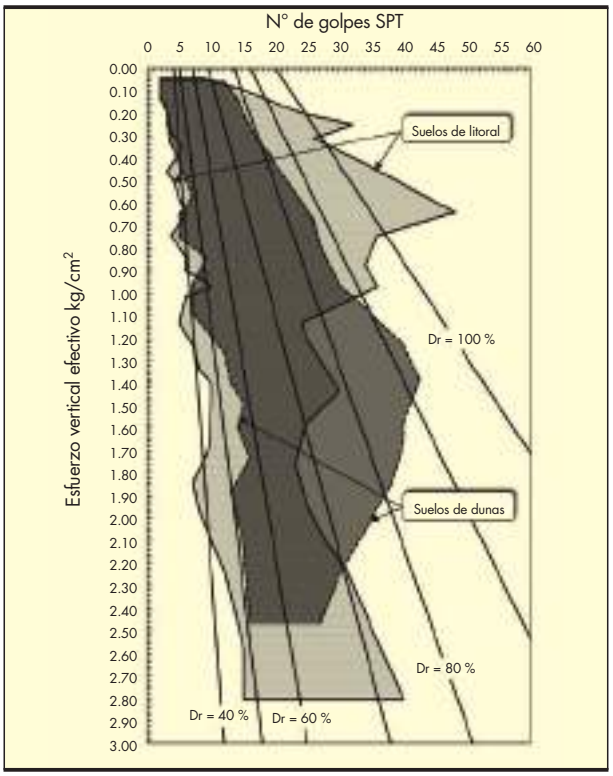


FIGURA 3. Envolventes de la densidad relativa de depósitos de litoral y de dunas.

Para identificar la variación de la densidad relativa (D_r) con la profundidad, se construyó la Figura 3, que asocia el valor de N_{SPT} con los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) y en ella puede apreciarse que superficialmente, la D_r a presiones correspondientes a 0.25 kg/cm^2 alcanza valores por arriba del 100%, y a partir de 0.75 kg / cm^2, la D_r máxima empieza a disminuir hasta la σ'_v de 1.75 kg /cm^2, para luego incrementarse con la profundidad.

La permeabilidad horizontal de las arenas (k_h) varía entre 1.1x 10^{-3} cm / seg a 3.9x 10^{-3} cm / seg y la permeabilidad vertical (k_v) promedio es de 2.5x 10^{-4} cm / seg [Esquivel, R. 1976].

Las arcillas de litoral se encuentran aisladas y son de color gris verdoso, de consistencia firme a blanda y se encuentran a profundidades variables (ver Tabla 2). Más adelante se comentará sus características de plasticidad. Lamentablemente, la información revisada no cuenta con ensayos mecánicos y sólo reporta propiedades índices.

En este depósito el nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a profundidades de 0.5 m a 3.2 m, contado a partir de nivel de terreno natural.

Con la anterior evidencia y la información reportada en los sondeos profundos, pudo construirse el perfil longitudinal que se muestra en la Figura 4, en ella puede apreciarse la discontinuidad de los estratos en el sentido horizontal y el predominio de los suelos granulares.

5.2. ZONA DE MÉDANO (Q_d)

En la caracterización de los suelos eólicos se han utilizado los estudios con número de identificación unidos por la línea B-B´ de la Figura 1. Este depósito está constituido, principalmente, por arenas de color café; uniformes, mal graduadas (Figura 2);

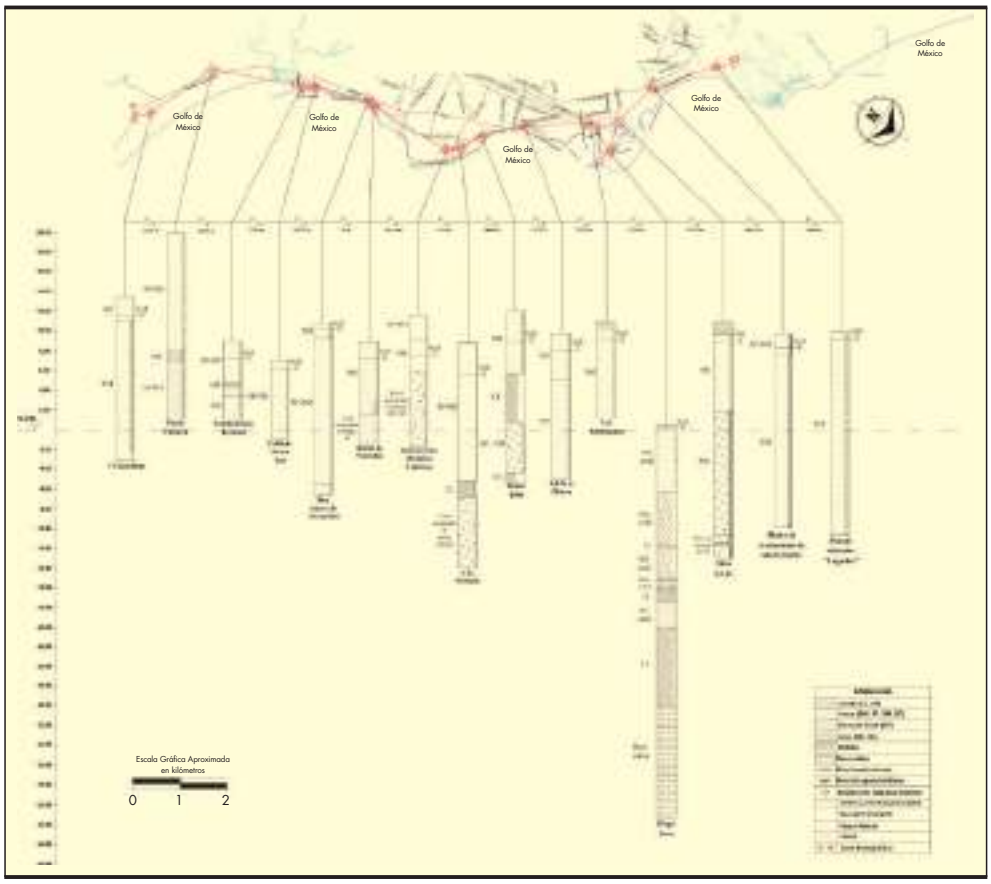


FIGURA 4. Perfil longitudinal en zona de litoral.

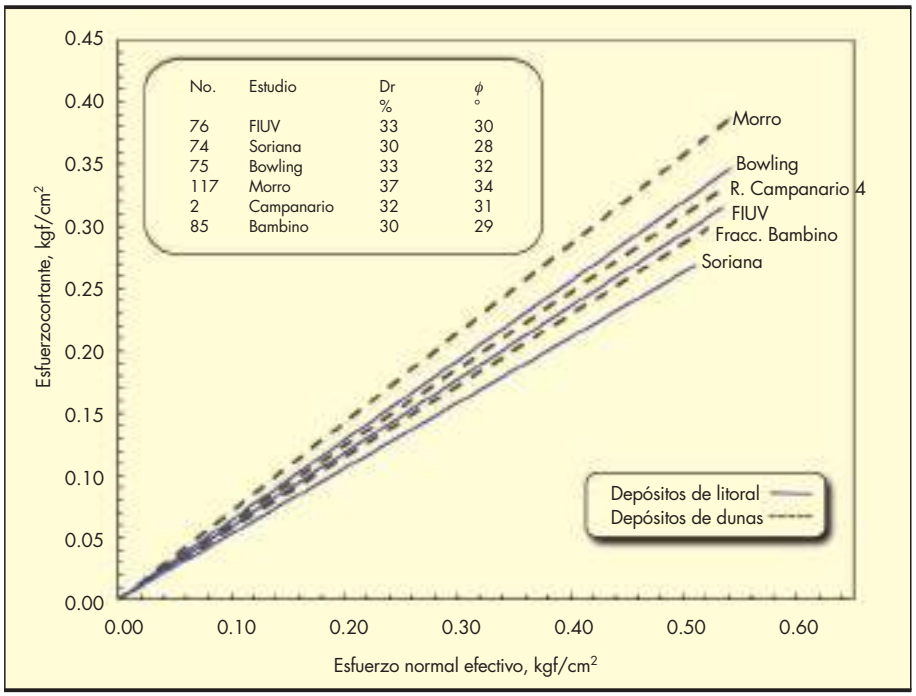


FIGURA 5. Envolventes de falla en ensayos de corte directo de suelos de litoral y de dunas.

superficialmente las arenas de dunas tienen una D_r entre 30% y 50% y en casos aislados llegan al 70% (médano del Morro). Se ve claramente, que las arenas de dunas están normalmente consolidadas, pues las de litoral exhiben mayores densidades relativas que las eólicas bajo mismo nivel de presiones verticales efectivas (Figura 3). Las arenas someras de dunas presentan ángulos de fricción interna efectivos (ϕ') entre 29° a 34° [Esquivel, J. 2008]. La Figura 5 muestra las envolventes de falla de los ensayos de corte directo, aplicados a muestras de arenas (SM y SP), procedentes de los depósitos eólicos y de litoral, en la misma figura se indica el número de identificación del estudio asociado a la D_r y al ϕ'.

Los espesores de las arenas de dunas oscilan entre 14.0 m y 16 m y le subyacen suelos de origen marino, pero con mayor D_r que los de litoral y a partir del esfuerzo efectivo de 1.0 kg / cm^2 de estos suelos, la D_r máxima (perfil derecho de la envolvente) aumenta con el incremento del σ'_v hasta alcanzar 1.4 kg / cm^2 y a partir de este valor la D_r disminuye (Figura 3). En la Tabla 2 se resumen las propiedades ingenieriles de las arenas de dunas y, de manera complementaria, en la Figura 6

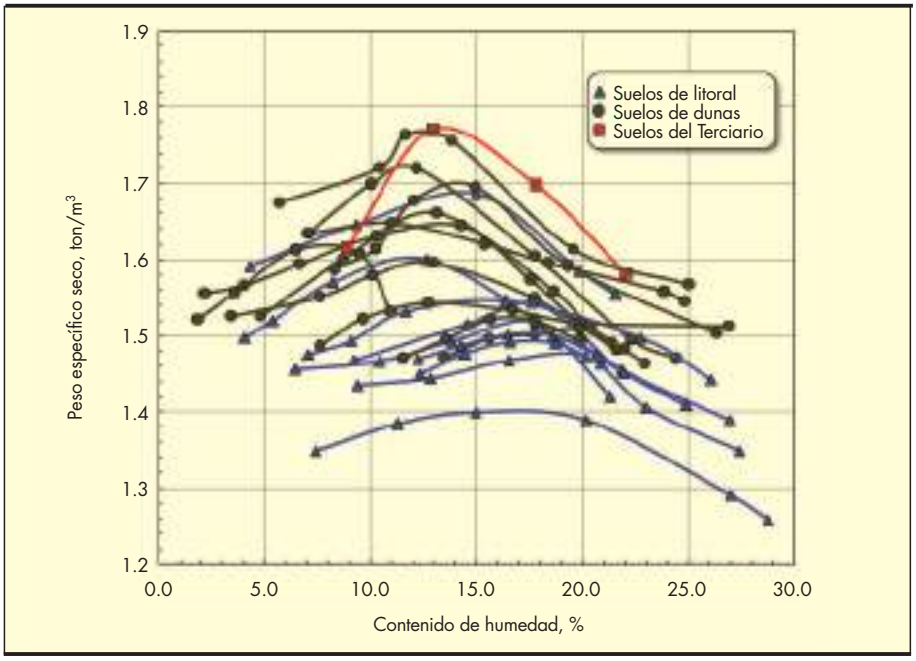


FIGURA 6. Curvas de compactación de suelos de litoral, dunas y del terciario.

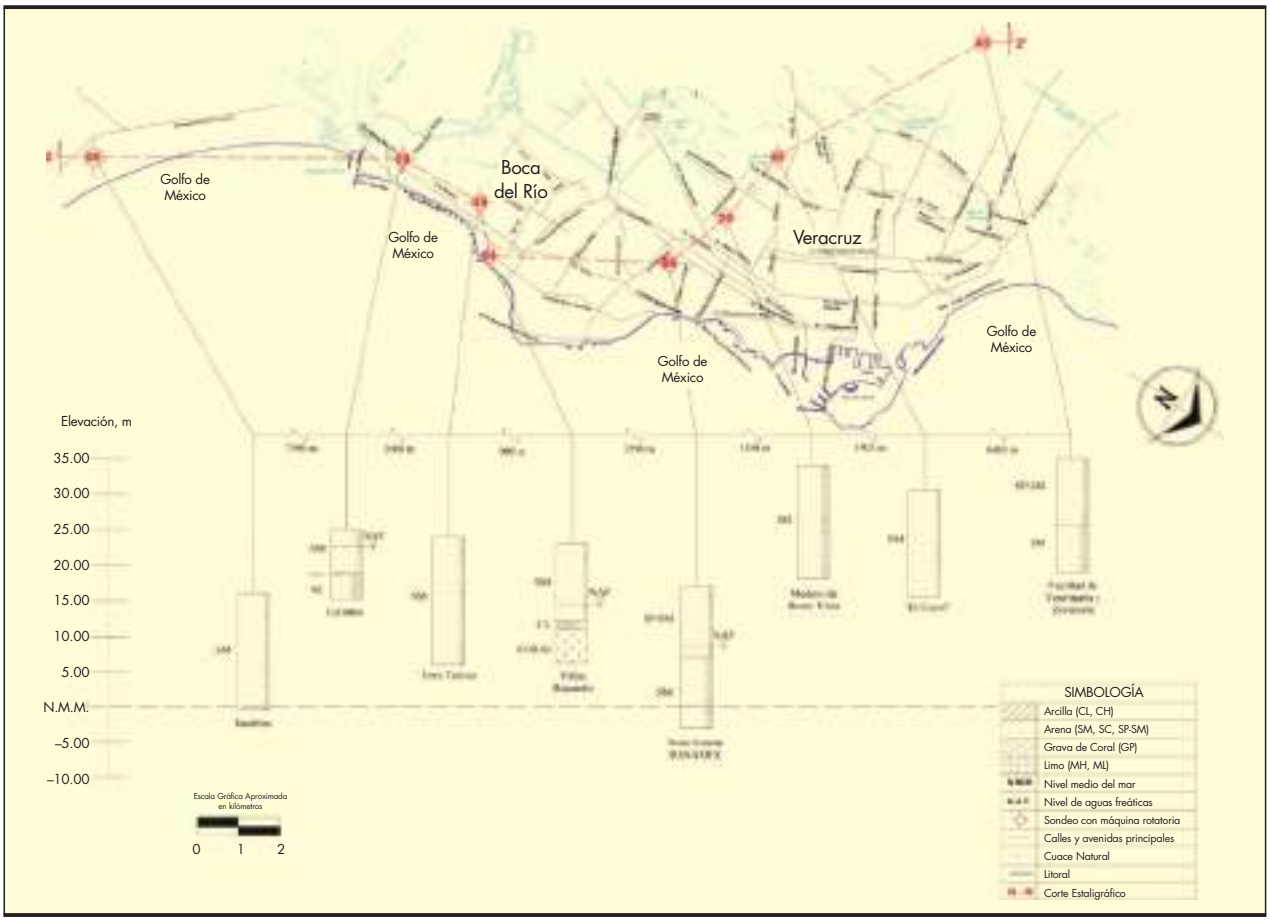


FIGURA 7. Perfil longitudinal en zona de médano.

se muestran las curvas de compactación Proctor estándar de los suelos de dunas y también de los de litoral.

En este depósito el NAF está determinado por la morfología del terreno, de tal manera que las profundidades reportadas oscilaron entre 5.5 m y 9.70 m, contado a partir de terreno natural; sólo alrededor de las zonas lagunares se encontró el NAF a profundidades de 0.50 m o coincidía con el nivel de terreno natural. Lo anterior, está condicionado por los periodos estacionales.

Con analizado en este apartado y en base a los sondeos realizados, se formuló el perfil longitudinal que se muestra en la Figura 7, en ella puede apreciarse dos rasgos distintivos, el predominio de las arenas limosas a poco limosas y que dichas arenas, en superficie, se encuentran parcialmente saturadas.

5.3. ZONA ALUVIAL (Q_{al})

Para la caracterización de los suelos que componen la columna estratigráfica del depósito de origen aluvial, se han utilizado los estudios cuyos números de identificación se unieron con la línea C-C´, como puede apreciarse en la Figura 1; esta zona corresponde a terrenos bajos y por tanto de inundación.

Superficialmente, existe una capa de relleno compuesta por arenas, que fue depositada expresamente para elevar el nivel de terreno y evitar el agua estancada (estudios 46, 34, 51, 28, 25, 37, 93, etc.). Esta capa de relleno procede de depósitos de dunas y tiene espesores entre 0.50 m y 2.0 m. Subyace a la capa de arena antes mencionada el terreno natural y está compuesto por un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH-OH), que es la que no permite que el agua permeé hacia el subsuelo y según los sondeos revisados, esta capa tiene un espesor que varía entre 1.4 m a 7.2 m. La arcilla es de color negro a gris obscuro, de consistencia muy blanda a muy firme y de plasticidad media a alta (Tabla 2). Este estrato tiene intrusiones de materia orgánica y bolsas de turba aisladas (puntualmente estudios 46, 41 y 34, que corresponden a los Fraccionamientos Floresta y Flores del Valle), cuyos índices de liquidez (*IL*) llegan alcanzar un valor de 1.30 (estudio 41 en Figura 1). Entre las profundidades de 4.0 m a 7.0 m (contado a partir de terreno existente) cambia la estratigrafía y subyace a la arcilla antes descrita una serie de estratos alternados de arenas limosas (SM) finas a medias y de arenas arcillosas finas (SC) de color gris, de compacidad baja a muy densa ($1< N_{SPT} < 49$); que se extienden hasta las profundidades exploradas de 18.0 m a 21.0 m. Cabe destacar, que estas arenas tienen una tendencia a aumentar sus compacidades relativas con la profundidad. Las características granulométricas de estas arenas son similares a las de litoral. Eventualmente, estos mantos contienen intercalaciones de lentes de arcillas de mediana plasticidad (CL), de consistencia muy blanda a firme. Estas lentes se presentan en profundidades variables. De nueva cuenta, en la Tabla 2 se muestran las características geotécnicas de los suelos aluviales, agrupados de acuerdo a la clasificación SUCS y en la Figura 8, puede apreciarse la variación de la plasticidad de las arcillas aluviales y en la misma figura se incluye las características de plasticidad de las arcillas de litoral.

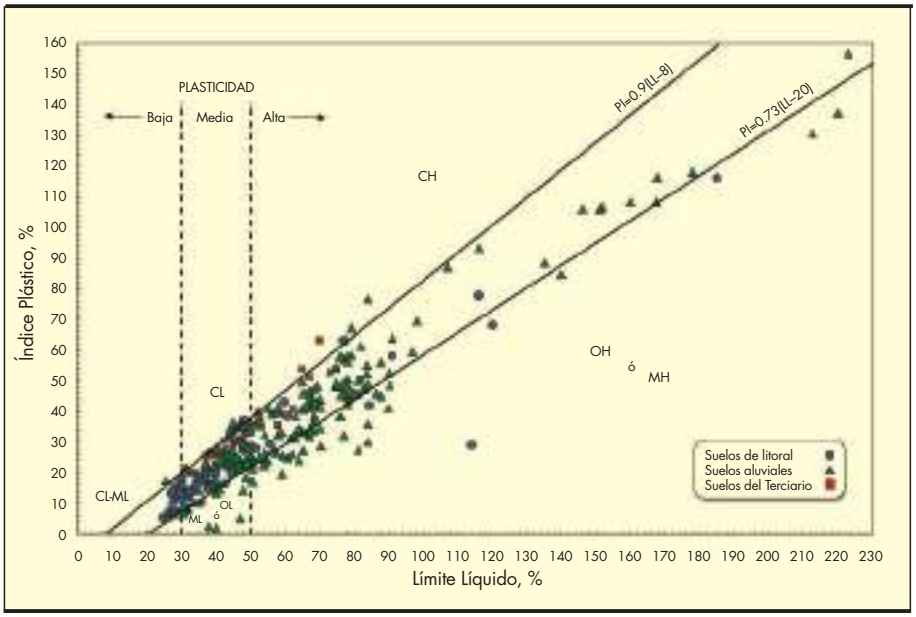


FIGURA 8. Características de plasticidad de los depósitos de suelos de litoral, aluviales y del Terciario.

Con la finalidad de identificar las arcillas aluviales normalmente consolidadas y preconsolidadas a diferentes profundidades, se eligieron muestras inalteradas que se les realizaron ensayos triaxiales tipo UU y se asoció la resistencia no drenada (c_{uu}) con el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) a que estaban sometidas las muestras in situ y para establecer el intervalo de las arcillas normalmente consolidadas, se consideró el índice de plasticidad (*IP*) de todas estas muestras seleccionadas [Skempton, 1954; sustraído de Peck, R. 1974 y 1982]. La Figura 9 ilustra lo anterior, en ella puede observarse que a profundidades de 1.0 m a 5.0 m predominan las arcillas preconsolidadas respecto a las normalmente consolidadas y de 6.0 m a 8.0 m y hasta los 15 m de profundidad, predominan las arcillas normalmente consolidadas.

Se considera que la manifestación de las arcillas preconsolidadas que se encuentran superficialmente (profundidad de 1.0 m a 5.0 m; Figura 9) se debe a la retracción del suelo por pérdida de agua, debido al secado del suelo antes de ser cubierto por el siguiente ciclo de deposición de sedimentos aluviales. Lo anterior concuerda con los antecedentes geológicos, pues estas arcillas en su historia geológica no han estado sujetas a una mayor presión de consolidación que la actual. Estas arcillas

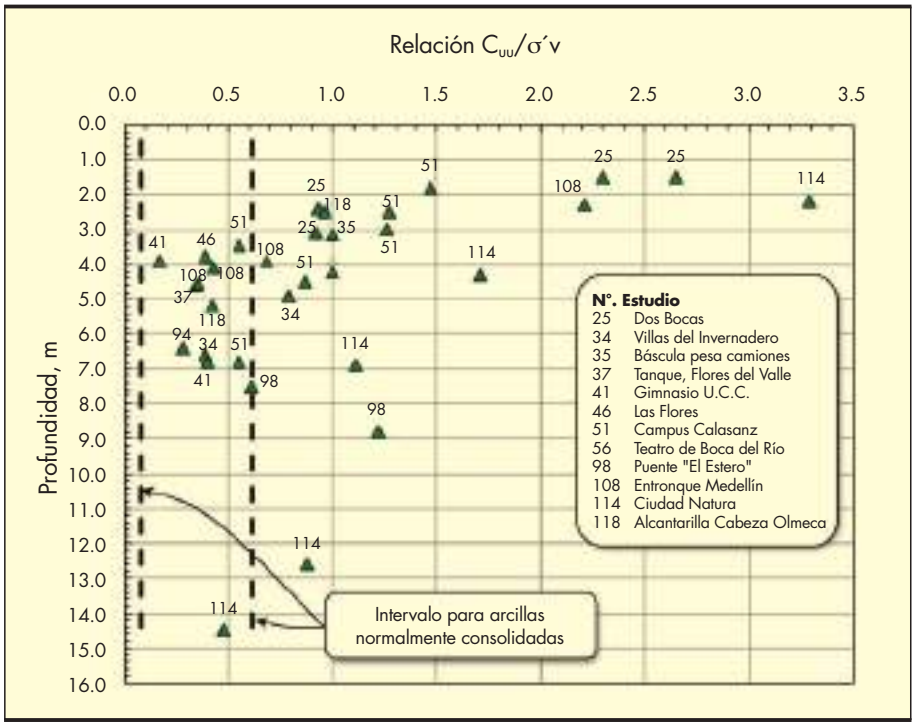


FIGURA 9. Identificación de arcillas aluviales normalmente consolidadas y preconsolidadas.

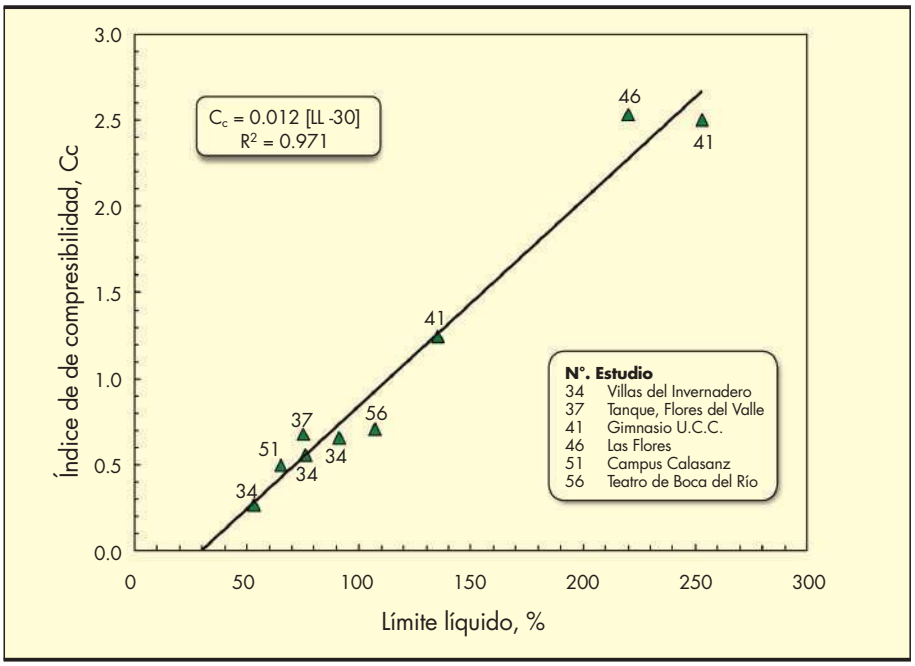


FIGURA 10. Relación del índice de compresibilidad y el límite líquido de arcillas aluviales normalmente consolidadas.

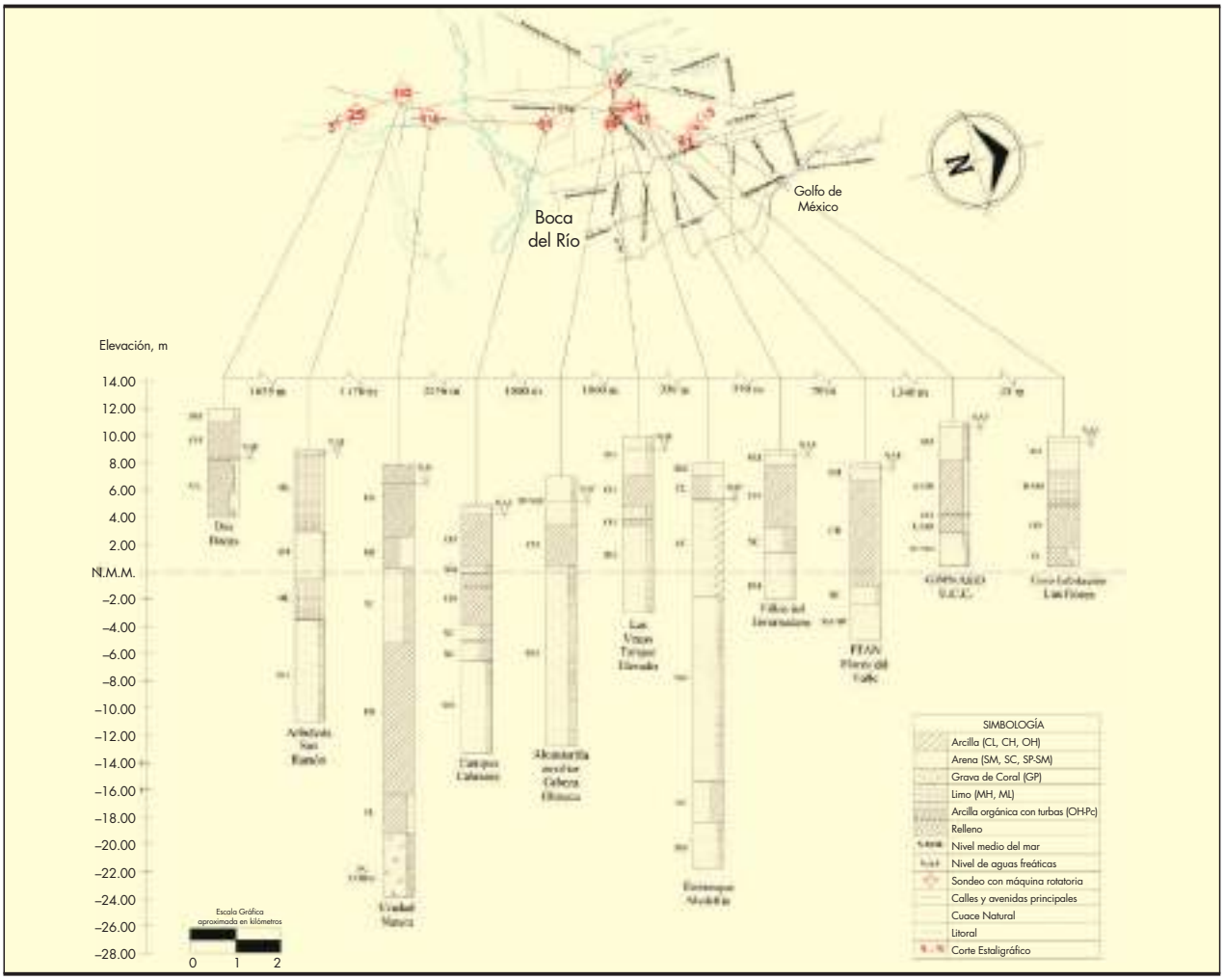


FIGURA 11. Perfil longitudinal de la zona aluvial.

pertenecen a suelos del Cuaternario (Cuenca de Veracruz), suelos jóvenes de reciente deposición, pero con una relación de sobreconsolidación (*OCR*), ligeramente mayor que la unidad.

Identificadas las arcillas normalmente consolidadas, se procedió a construir las curvas de compresibilidad de campo a partir de las curvas de compresibilidad de laboratorio [Peck, R. 1982], para calcular el índice de compresibilidad (C_c). Luego se relacionó el C_c con el límite líquido (*LL*), para formar la curva de regresión que se exhibe en la Figura 10.

Con la información expuesta en este apartado y la revisión de perfiles estratigráficos que corresponden a este depósito se construyó la Figura 11, que indica el predominio de suelos finos saturados.

5.4. ZONA DE SUELOS DEL TERCIARIO

Estos suelos, que corresponden a terrenos altos de la región en estudio, se encuentran hacia el occidente del Puerto de Veracruz y para caracterizarlos se utilizaron los estudios realizados en las zonas de Ciudad Industrial Framboyanes (estudios 42, 32, 103, 36, 39, 31 y 101) y Mata Loma (estudio 120), al oriente del Municipio de Manlio Fabio Altamirano.

Se tiene la evidencia de campo y de laboratorio que en esta zona existen suelos expansivos (Ciudad Industrial Framboyanes), y lo que llama la atención de estos suelos es su localización en un clima cálido subhúmedo a húmedo como el de Veracruz y preferentemente, como se sabe, los suelos expansivos se encuentran en climas semiáridos a áridos [Nelson y Miller, 1992 y Bowles, J. E. 1988]. Por las razones anteriores y a la descripción detallada de la palegeografía del Eoceno tardío (Terciario) presentada por Padilla y Sánchez [2007], los que suscribimos pensamos que estos suelos son afloramientos del Terciario (posiblemente Plioceno), por ende suelos con mayor antigüedad que los depósitos antes estudiados.

La estratigrafía superficial del lugar está representada por estratos de arcillas francas que se alternan con arenas finas muy arcillosas. Las arcillas son de color café con motas grises, de consistencia firme a muy firme ($0 < IL < 0.30$), de mediana a alta plasticidad (Tabla 2 y Figura 8), de muy baja compresibilidad, tienen espesores de 0.30 m a 1.50 m y se extienden hasta la profundidad de 1.70 m (estudio 36). Por otro lado, las arenas finas arcillosas son de color café, uniformes, mal graduadas y de compacidad media a muy densas ($10 < N_{SPT} < 45$). Estas arenas arcillosas también afloran en superficie y eventualmente subyacen a las arcillas antes mencionadas y se extienden a profundidades de 6.25 m. Subyacen a los suelos antes reseñados, arenas finas limosas de color café, mal graduadas, de compacidad media a muy densas ($20 < N_{SPT} < 50$) y se extienden hasta la profundidad explorada de 18.0 m (estudios 39 y 103). En la Tabla 2 se indican los suelos que predominan en este depósito.

Con el objeto de identificar la expansividad de los suelos arcillosos superficiales se utilizó el criterio de Gibbs y Holtz [extraído de Santoyo y Montañez, 1976], que relaciona el índice de plasticidad (*IP*) con el límite de contracción (*LC*), éste último, como no se evaluó en laboratorio, se estimó con la siguiente ecuación [SRH, 1970]:

$$LC = \frac{50LP}{50 + IP} \qquad (2)$$

Y para verificar el criterio de Gibbs-Holtz se utilizó el de Bara [retomado de Santoyo y Montañez, 1976], asociando los pesos específicos secos del suelo y el contenido de humedad (ω) con el límite líquido (*LL*). Como puede apreciarse en la Figura 12, con el criterio de Gibbs-Holtz, las arcillas Terciarias muestran expansividad media a muy alta y el criterio de Bara ubica a las mismas arcillas como expansivas.

En esta zona, no se encontró el NAF, por lo menos hasta la profundidad explorada de 18.0 m (estudios 31, 103, 39, y 101).

Se escogieron los sondeos profundos para formar la Figura 13, que muestra un perfil longitudinal y puede apreciarse, que predominan en superficie las arenas arcillosas y a mayor profundidad se destacan las arenas limosas.

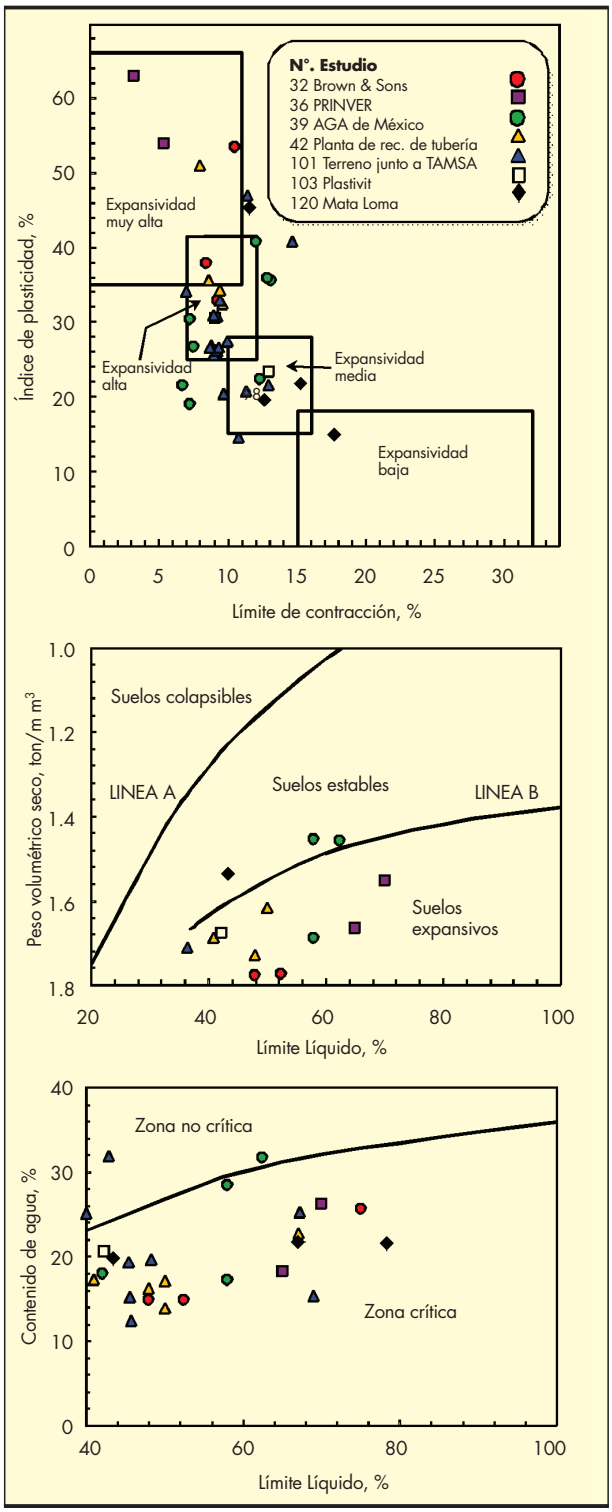


FIGURA 12. Identificación de la expansividad de las arcillas del Terciario.

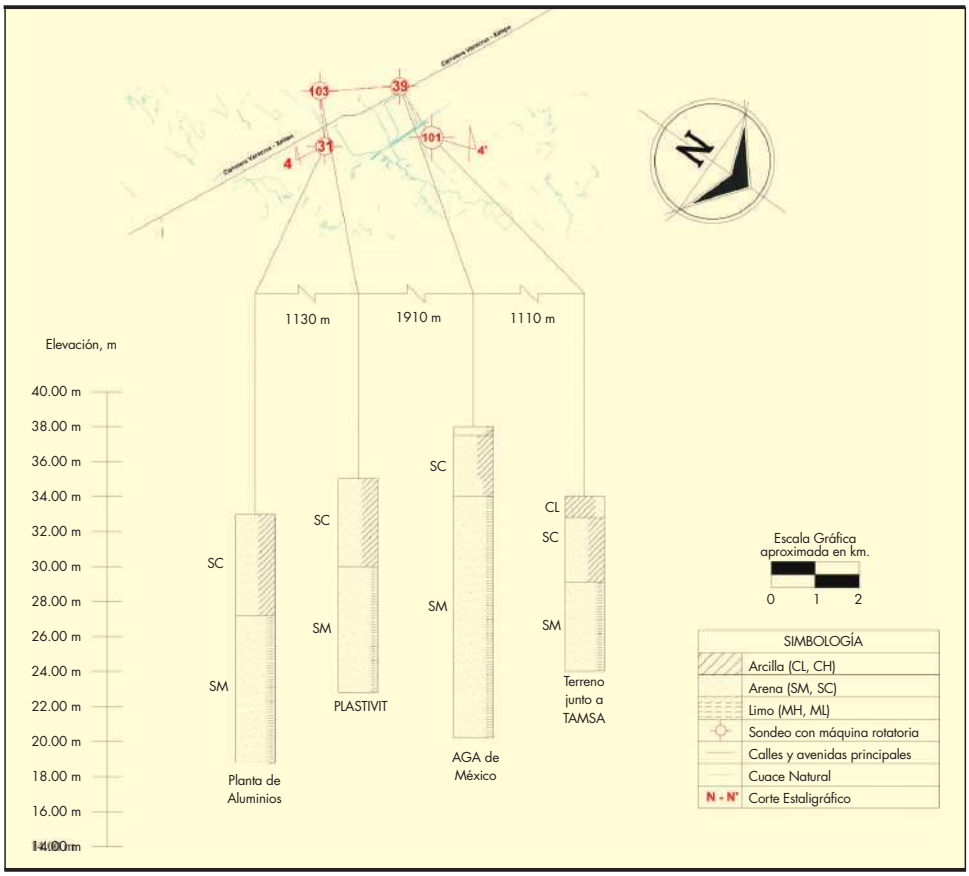


FIGURA 13. Perfiles estratigráficos de la zona del Terciario.

6. CONCLUSIONES

Sobre la base de los estudios revisados y a lo desarrollado en este trabajo, pueden presentarse las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a los rasgos descritos correspondientes a la geodinámica interna (Apto. 3.2), las ciudades que se encuentran pegadas a fallas estructurales (Clarión y Zacamboxo) son más vulnerables a los movimientos sísmicos, como los casos de Orizaba, Córdoba y Veracruz, Tabla 1.
- Las zonas bajas de Veracruz y zona conurbada con Boca del Río (depósitos aluviales), corresponden a terrenos con mal drenaje.
- Los suelos de depósitos de litoral (Q_p), están representados principalmente por arenas finas de origen marino, con estratos aislados de arcilla y presencia de fragmentos de coral. En el área portuaria y conurbada Veracruz-Boca del Río afloran los bancos de coral y en ésta última coinciden con el lecho de playa.
- De acuerdo a la Figura 3, las arenas de litoral se encuentran preconsolidadas en el rango de esfuerzos verticales efectivos de 0.15 kg / cm^2 a 1.0 kg / cm^2 y en el mismo nivel presiones efectivas, las arenas eólicas (Q_d) se encuentran normalmente consolidadas; lo anterior coincide con el proceso geológico descrito en el apartado 3.2 y puede apreciarse que con el incremento de la profundidad los depósitos arenosos aumentan su densidad.
- De acuerdo a los resultados reportados por los ensayos de corte directo (Figura 5) de arenas someras de litoral y de dunas, los ángulos de fricción interna corresponden a arenas de compacidad muy baja a media.
- Como puede advertirse en la Figura 6, para alcanzar sus pesos específicos secos máximos, las arenas de litoral requieren mayor cantidad de agua de compactación que las arenas de médano.
- Las arcillas de litoral manifiestan plasticidad de media a alta, predominando las arcillas de mediana plasticidad. En las arcillas aluviales predominan las de alta plasticidad y las del Terciario, también predominan las de plasticidad alta, aunque también existen de mediana plasticidad mezcladas con arenas (Figura 8).
- Las arcillas aluviales preconsolidadas se encuentran entre las profundidades de 1.0 m a 3.0 m y a mayor profundidad predominan las arcillas normalmente consolidadas (Figura 9); pudiéndose inferir en estas arcillas, el índice de compresibilidad (C_c) en base al límite líquido (LL), con la ecuación incluida en la Figura 10, que presenta ésta un valor de correlación (R) próximo a 1.
- Las arcillas que aquí llamamos del Terciario, presentaron características de expansión de acuerdo a los criterios de Gibbs-Holtz y de Bara (Figura 12), dichos resultados coincidieron con lo observado en campo: rotura de pavimentos y muros agrietados en edificaciones con bajo nivel de presiones inducidas al terreno (estudio 32, 36, 42, etc.).
- Sobre la base de lo presentado en este trabajo se propone la zonificación mostrada en la Figura 14, donde puede apreciarse la distribución de los depósitos de litoral, de dunas, aluvial y de suelos del terciario.

7. AGRADECIMIENTOS

Los que suscribimos, agradecemos a la Mtra. Friné Rivera por la revisión crítica del texto y al Ing. Luis Enrique Atzin por la información facilitada, que sirvió para desarrollar este trabajo.

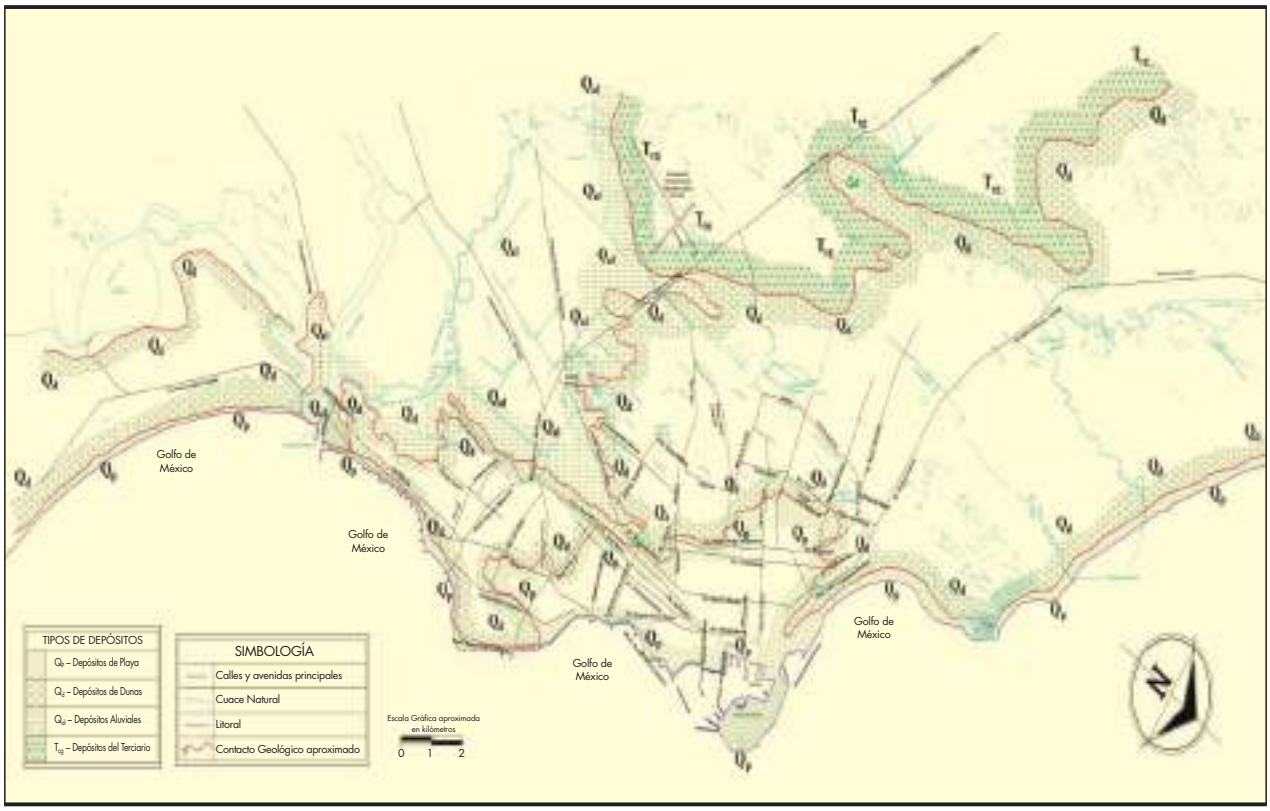


FIGURA 14. Zonificación geológica y geotécnica del puerto de Veracruz y zonas conurbadas.

8. REFERENCIAS

ASTM D1586 - 11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.

Bowles, J. E. 1988. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Int. Ed. Singapore. pp. 313-315.

Coduto, P. 1999. *Geotechnical Engineering. Principles and Practices*. Prentice-Hall, Inc. New Jersey. pp. 69-75.

Coffman, B. S. 1960. Estimating the Relative Density of Sands. *Civil Engineering*.

C.F.E. 1963. *Manual de Diseño de Obras Civiles.* Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad. México

Esquivel López, J. 2008. *El Uso del Cono Estático en Suelos Arenosos del Puerto de Veracruz*. Tesis. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Veracruz, Ver.

Esquivel, R. 1976. Información General Acerca del Subsuelo de Veracruz. *VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo II*, pags. 245-256. México: SMMS.

Figueroa, Jesús. 1968. *La Sismicidad en el Estado de Veracruz. El Macrosismo del 11 de marzo de 1967. Informe no. 167.* México: IIUNAM.

Gibbs, H.J. y W.G. Holtz 1957. Research on Determining Density of Sands by Spoon Penetration Standart. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 4th, London, 1: 35-39.*

INEGI. 2009. Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos. Veracruz, Veracruz de Ignacio de la Llave. Clave geoestadística 30193. México: INEGI.

INEGI. 2010. Censo correspondiente al año 2010. México: INEGI.

INEGI. 2011. Mapa de Geología. México: INEGI.

Memorias VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelo, Publicación SMMS, Guanajuato, Gua, Vol. II: 119-134.

Moran Zenteno, D. J. 1984. *Geología de la República Mexicana.* UNAM e INEGI. México

Navfac. DM 7.01. 1986. Soils Mechanics Desing Manual. USA: Department of Navy. 7.1-139.

Nelson, J. D. y Miller, D. J. 1992. *Expansive Soils*. Jhon Wiley & Sons, Inc. USA

Padilla y Sánchez, R. J. 2007. Evolución Geológica del Sureste Mexicano desde el Mesozoico al presente en el contexto regional del Golfo de México. *Boletín de la sociedad Geológica Mexicana.* Tomo LIX, Núm. 1, 19-42.

Páez, I. 2000. *Características Geotécnicas y Criterios Básicos para el Diseño de Cimentaciones en la Zona Conurbada de Veracruz, Ver.* Tesis. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Villa Rica, Veracruz, Ver.

Peck, R. B. 1982. *Ingeniería de Cimentaciones*. Limusa. México.

Peck, R. B. 1974. Selección de Parámetros del Suelo para Diseño de Cimentaciones. *Segunda Conferencia Nabor Carrillo.* México: SMMS.

Rodríguez Elizarrarás, S. R. 2011. *Peligros Geológicos más Frecuentes en el Estado de Veracruz*. México

Universidad Veracruzana. Dirección General Editorial. Santoyo, E. y Montañez, L. 1976. Mexicali, B.C. N.

Secretaría de Recursos Hidráulicos. 1970. *Manual de Mecánica de Suelos.* México: SRH.

Williams García, R. 1978. *Yo Nací con la Luna de Plata*. México: Editoril B. Costa-Amic Editor.

Puertos al servicio de todos

PALMA · ALCÚDIA · MAÓ · EIVISSA · LA SAVINA

Los puertos gestionados por la Autoridad Portuaria de Baleares ofrecen las mejores conexiones regulares con el continente y son la principal puerta de entrada para el abastecimiento de las islas.

Ports de Balears

Autoritat Portuària de Balears

www.portsdebalears.com

Método probabilista de diseño geotécnico. Aplicación en Suelos Cohesivos

ARMANDO JESÚS MARTÍNEZ RODRÍGUEZ (*) y GILBERTO QUEVEDO SOTOLONGO (**)

RESUMEN Se propone el uso de una metodología para llevar a cabo un proceso de modelación estocástica en el cálculo de la capacidad de carga de una cimentación corrida, apoyada sobre un suelo puramente cohesivo. La citada modelación se basa en la aplicación del Método de Simulación de Monte Carlo, con el cual se obtienen resultados mucho más eficientes que los alcanzados empleando modelos deterministas, tales resultados serán la base para la aplicación de un método de diseño de naturaleza probabilista, específicamente la teoría de seguridad, el cual parte de una caracterización estadística de cada una de las variables que inciden en el problema, en este caso consideradas como aleatorias, y define como resultado final, un cierto nivel de seguridad para la estructura, cuyo valor será el más cercano posible a la seguridad requerida en el diseño por el primer estado límite ó estado límite de estabilidad, equivalente esta a 0.98. De esta manera queda establecido el punto de diseño de la estructura de acuerdo a la condición de diseño por seguridad. Se establece, por último, un análisis comparativo que evidencia la eficiencia del empleo de esta novedosa técnica en relación a los métodos de diseño existentes hasta el momento.

PROBABILISTIC METHOD FOR GEOTECHNICAL DESIGN. APPLICATION TO COHESIVE SOILS

ABSTRACT *A methodology to carry out a process of stochastic modelling in the calculation of the bearing capacity of a strip footing, on a purely cohesive soil, is proposed. The mentioned modelling is based on the application of Monte Carlo Simulation, which is more efficient, in terms of results, than classic procedures using deterministic models. These results will be the base for the application of a probabilistic design method, specifically the safety theory, starting by a statistical characterization of every random variables that impact in the problem, and it defines as a final result, a safety level for the structure, whose value will be the nearest to required safety in first limit state design or stability limit state, which is equivalent to 0.98. By this way it is established the design point of the structure according to safety design condition.*

Palabras clave: Capacidad de Carga, Diseño Probabilista, Modelación Estocástica, Simulación de Monte Carlo, Teoría de Seguridad.

Keywords: Bearing Capacity, Probabilistic design, Stochastic modeling, Monte Carlo Simulation, Theory of Safety.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han llevado a cabo numerosas investigaciones encaminadas al estudio de la seguridad de las obras. Se han aplicado métodos probabilísticos de diseño que permiten, a partir de la definición de las variables aleatorias consideradas en el problema en cuestión y estableciendo el aparato matemático correspondiente, definir la seguridad obtenida en el diseño de una manera más real y exacta con respecto a los métodos utilizados anteriormente.

(*) Dr. Sc. Ing. Empresa de Diseño y Servicios de Ingeniería. MINAL. Villa Clara. Carretera central, # 212, entre Danielito y Jesús Menéndez. Reparto Virginia. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. C.P. 54 100. E-mail: armandojesus72@yahoo.es,

(**) Dr. Sc. Ing. Universidad Central de Las Villas. Centro de Investigación y Desarrollo de las Estructuras y los Materiales (CIDEM). Santa Clara, Villa Clara, Cuba. Carretera a Camajuaní Km. 5 1/2 Santa Clara, Villa Clara, Cuba. C.P. 54830. E-mail: quevedo@uclv.edu.cu.

Particularmente, en el diseño de problemas geotécnicos, se han abordado en las últimas décadas, gran cantidad de trabajos que hacen uso de estos métodos. Esta cuestión generó, como primer elemento, la introducción del Método de los Estados Límites y posteriormente, basado en este, la introducción de la Teoría de la Seguridad en el diseño, con la cual se garantiza un respaldo estadístico y probabilista de todo el proceso.

Independientemente a la convergencia en cuanto al uso de métodos matemáticos afines para la solución, ya sea del problema de la modelación así como del problema de diseño, no se habían encontrado trabajos que lograran relacionar estas dos etapas de la ingeniería. De manera que se pudiera obtener, partiendo de una definición y caracterización estadística de cada una de las variables que inciden en dicho problema, una respuesta aleatoria de las mismas. Esta respuesta sería usada, posteriormente, en el análisis de la seguridad de la estructura, quedando establecida de este modo, una metodología para una verdadera modelación estocástica vinculada al análisis de seguridad.

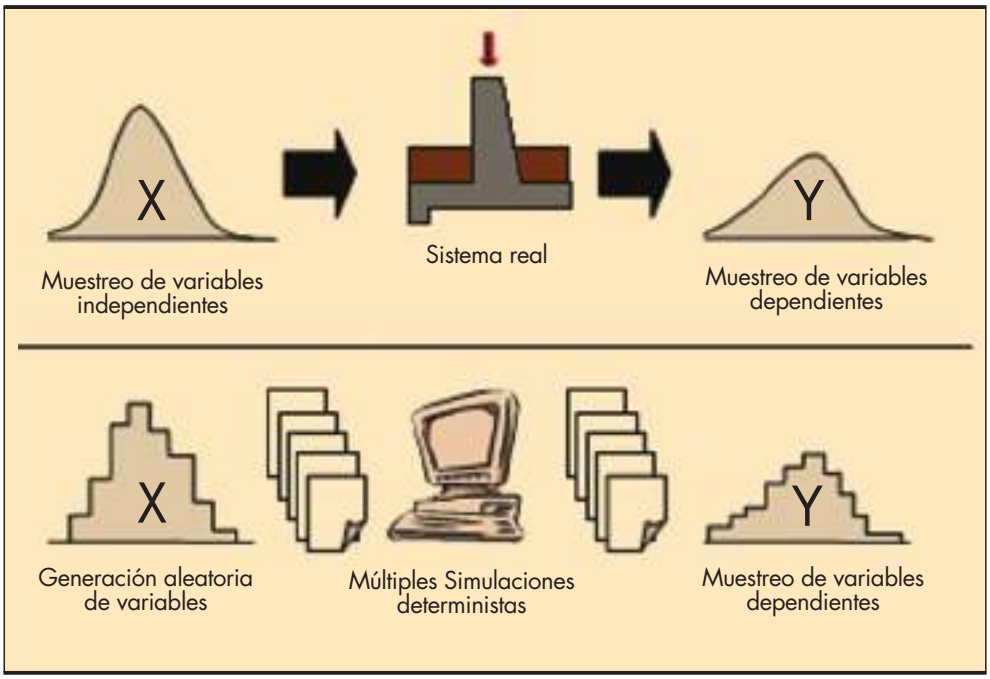


FIGURA 1. Simulación estocástica de problemas ingenieriles simples por el método de Monte Carlo.

La modelación estocástica de cualquier problema está asociada al empleo en ella del método de Monte Carlo. Este método permite transformar la distribución estadística de cada variable considerada aleatoria, en un número de valores puntuales de la misma, que representen de igual forma su variabilidad. Esta generación requiere de un procesamiento de gran cantidad de datos, a fin de obtener un resultado confiable, factor que desfavorece el estudio de muchos problemas debido al alto costo computacional que representa desarrollar cada uno de ellos. Si a esto se le adiciona el procedimiento de análisis de seguridad, resulta inevitable concluir que para lograr un diseño real, homologado y eficiente, es preciso relacionar ambas materias en una metodología integral que pueda ser evacuada en el menor tiempo posible, quedando establecidas así las bases para la formulación del problema de la presente investigación.

De lo anteriormente citado se puede deducir que este trabajo pretende implementar un procedimiento matemático - estadístico con asistencia computacional que permita la integración de la modelación estocástica o aleatoria, de problemas de ingeniería geotécnica, con el proceso de diseño de la estructura mediante métodos probabilísticos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. FUNDAMENTOS CONCEPTUALES DEL MÉTODO DE MONTE CARLO

El método de Monte Carlo nos presenta una forma de pasar, con cierto grado de elegancia, de una metodología determinista a una metodología de naturaleza estocástica, la cual está considerada como una metodología más racional y completa. [Ripley, 1987], [Leuangthon. 2006].

La idea general del método de Monte Carlo dentro de la mecánica computacional se resume como sigue: Sean las respuestas "y" de un sistema, dependientes de un grupo de variables aleatorias "x", cuya descripción probabilística es conocida, es posible obtener, mediante algoritmos de generación de números aleatorios, un muestreo de variables x lo suficientemente grande, de manera que sus histogramas se aproximen, de forma más exacta, a la descripción probabilística conocida mientras mayor sea el tamaño de la muestra. Mediante el uso de un código de análisis o método de diseño del sistema, utilizado de forma determinista (cada ejecución con un grupo de variables aleatoria como entrada), es posible generar una población de variables dependientes "y" del mismo tamaño que el muestreo. Este concepto se puede resumir en la Figura 1.

2.2. METODOLOGÍA PARA REALIZAR UN DISEÑO GEOTÉCNICO PROBABILISTA

Tomando en cuenta los principios básicos del método de Monte Carlo, se ha implementado una metodología sencilla que permite integrar el citado método con un método de diseño sobre bases probabilistas como es la teoría de la seguridad. Esta metodología se basa en los siguientes aspectos:

1. Planteamiento y formulación del problema de estudio
2. Definición y caracterización estocástica de las variables de entrada.
3. Aplicación del método de Monte Carlo en cada una de las combinaciones obtenidas del diseño experimental.
4. Aplicación de la teoría de la seguridad y obtención iterativa del ancho de cimentación (B) que garantiza un nivel de seguridad adecuado para la estructura.
5. El propósito de la aplicación de esta metodología es demostrar su factibilidad, por lo que se ha escogido un caso sencillo de cálculo de capacidad de carga en una cimentación corrida, apoyada sobre un suelo puramente friccional.

2.3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN CORRIDA APOYADA SOBRE UN SUELO PURAMENTE COHESIVO

2.3.1. Planteamiento y formulación del problema de estudio

El problema de estudio, inherente a la presente investigación, se basa en la aplicación de la modelación estocástica a un ejemplo práctico de la ingeniería geotécnica, se ha escogido

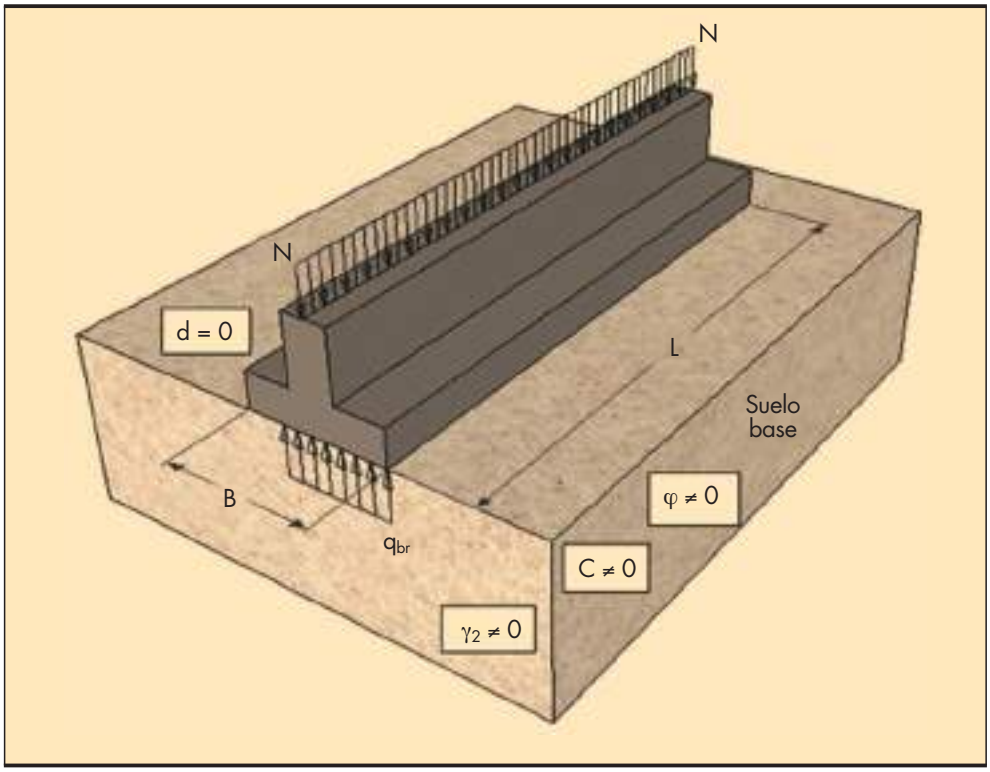


FIGURA 2. Problema de estudio: Cimiento corrido, sometido a carga vertical actuante, apoyado sobre un suelo puramente cohesivo. Variables que inciden en el diseño.

para esta investigación un caso ingenieril considerado como el más simple de la ingeniería geotécnica, este resulta ser el cálculo de la capacidad de carga de una cimentación corrida sometida a carga vertical centrada, apoyada sobre suelos puramente cohesivos (Véase figura 2). En este caso de estudio se consideran la mayoría de las variables de entrada como variables aleatorias, a fin de obtener como resultado del proceso de diseño, una salida también aleatoria. Posteriormente se procede a la aplicación de métodos probabilísticos de diseño, específicamente mediante el empleo de la Teoría de la Seguridad.

El caso en análisis, desde el punto de vista de diseño, se fundamenta en obtener el valor de la capacidad de carga de una cimentación corrida. Este estudio, de acuerdo con lo establecido en la Norma Cubana para el Diseño de Cimentaciones Superficiales, plantea que para garantizar el cumplimiento del criterio de Capacidad de Carga de la base de la cimentación se debe cumplir la siguiente condición [Quevedo G. 2002]:

$$N^* \leq Qbt^* \qquad (1)$$

Donde:

Q_{bt}*: Carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad, de la base de la cimentación, con valores de cálculo.

N*: Carga vertical resultante a nivel de cimentación, con valores de cálculo.

Por otra parte el valor de la Qbt* para cimientos rectangulares se determina a partir de:

$$Qbt^* = b' \cdot l' \cdot \left(\frac{qbr^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right) \qquad (2)$$

Donde:

qbr*: Carga bruta de rotura resistente a la estabilidad de la base de la cimentación, con valores de cálculo, y se determina a partir de la expresión definida por Brinch Hansen para suelos cohesivos [Brinch Hansen, 1961] que plantea:

$$qbr^* = 5.14\ C^* (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c) + q'^* \qquad (3)$$

Donde:

l´: Lado efectivo en dirección del lado mayor del cimiento (L).

b´: Lado efectivo en dirección del lado menor del cimiento (B).

C*: Cohesión del suelo, con valores de cálculo.

s'c : Factor de corrección debido al efecto de la forma del cimiento (Suelos Cohesivos).

d'c : Factor que valora el efecto de la profundidad a la cual se ha desplantado la cimentación. (Suelos Cohesivos).

i'_c: Factor de inclinación de la carga actuante. (Suelos Cohesivos).

g'_c : Factor de inclinación del terreno. (Suelos Cohesivos).

Teniendo en cuenta que los casos en análisis se basan en aplicar estas expresiones a suelos puramente cohesivos, se han establecido una serie de hipótesis simplificativas que pueden verse en la Tabla 1.

Parámetro	Observaciones
⇨ $\varphi = 0$ ⇨ $C = 0$ ⇨ $d = 0$	Suelo Cohesivo
⇨ $e = 0$; $\delta = 0$ ⇨ $B' = B$; $i_\gamma = i_c = i_q = 0$ ⇨ $\phi = 0$ ⇨ $g_\gamma = g_c = g_q = 0$ ⇨ $D = 0$ ⇨ $d_\gamma = d_c = d_q = 0$	Carga vertical centrada

TABLA 1. Consideraciones a tener en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga para suelos puramente cohesivos.

Variable	Valores medio	Coef. variación
Cohesión del suelo (kPa)	40 60 80	0.138 0.260 0.336
Peso específico (γ)	18 kN/m^3	0.05
Carga muerta (Ncm)	100 kN/m	0.10
Carga Viva (Ncv)	50 kN/m	0.25
Carga debido a acción del viento (Nw)	20 kN/m	0.31

TABLA 2. Propiedades estocásticas de las variables de entrada.

Estas consideraciones expuestas en la tabla 1, simplifican la ecuación de diseño, quedando la citada ecuación tal y como se aprecia en la Fórmula 4.

$$q_{br}^{*} = 5.14 \cdot C^{*} \qquad (4)$$

En este caso se considera como variable aleatoria a la cohesión del suelo (C), y como determinista, el ancho (B) de la cimentación.

Con respecto a las cargas, se considera el caso de una carga vertical centrada, generada debido a acciones de diferente naturaleza, estas también serán asumidas como variables aleatorias, aunque para el caso analizado, la carga no incide directamente en la variable de salida de capacidad de carga (qbr), pero sí en el chequeo de la condición de diseño e incluso en el análisis general de la seguridad.

2.3.2. Definición y caracterización estocástica de las variables de entrada

Las variables asumidas como estocásticas para esta investigación, devienen lógicamente, de la condición de diseño para el primer estado límite.

Para suelos puramente cohesivos son estocásticas: la cohesión del suelo, también se consideran aleatorias la carga permanente vertical actuante, la carga temporal vertical y la carga vertical de viento y por último, el ancho de la cimentación B se toma como parámetro determinista.

Todas estas variables han sido muy bien caracterizadas en trabajos precedentes [Quevedo G. 2002], [Hospitaler, 1997], llegándose a determinar los valores de sus coeficientes de variación, los cuales se muestran en la Tabla 2.

2.3.3. Aplicación del método de Monte Carlo en cada una de las combinaciones obtenidas del diseño experimental

2.3.3.1. *Diseño del experimento teórico*

Con el propósito de evaluar los resultados de la aplicación de la metodología propuesta se ha diseñado el experimento teórico sobre la base de una búsqueda total, es decir, partiendo de la definición y características estocásticas de las variables de entrada, se han evaluado todas las posibles combinaciones entre las variables que intervienen en el diseño del experimento y sus correspondientes coeficientes de variación. Las citadas combinaciones se aprecian en la Tabla 3.

Conviene aclarar que para la totalidad de las variables se ha asumido, partiendo de intentos anteriores [Phoon, 2006], [Recarey y Quevedo, 2005], [Ziha, 1995], que el tipo de distribución al que se ajustan las mismas es a una distribución normal, y que sus valores corresponden al valor medio.

2.3.3.2. *Aplicación del mecanismo de generación de números aleatorios y obtención de estadígrafos resultantes para cada variable generada aleatoriamente*

Con el propósito de llevar a cabo la generación de números aleatorios en función del tipo de distribución definida para la variable, se ha implementado en el software Mathcad, *versión 14.0.0.163*, el citado mecanismo, para variables con distribución normal, a través de la función "rnorm", la cual depende del tamaño de la muestra, la media y desviación típica de la variable analizada.

Luego, a partir de los resultados obtenidos en la generación aleatoria, es decir, vectores de 4000 valores de cohesión del suelo (C), peso específico del suelo (γ), carga vertical

No. de la combinación	Tipo de Suelo	Cohesión del Suelo (kPa)	Coeficiente de variación de C
1	C	40	0,138
2	C	40	0,26
3	C	40	0,336
4	C	60	0,138
5	C	60	0,26
6	C	60	0,336
4	C	80	0,138
8	C	80	0,26
9	C	80	0,336

TABLA 3. Combinaciones de variables para el diseño del experimento teórico (suelo C).

Parámetros		Cohesión del suelo(C) (kPa)	Capacidad de carga (Qbt) (kN)	Resultante de cargas actuantes (Nm) (en kN)
Tamaño de muestra	n	4000	4000	4000
Parámetros normales	Valor medio Desviación Típica	40.1091 5.50490	184.5137 25.32421	113.4134 11.09511
Diferencias extremas	Absoluta Positiva Negativa	0.011 0.011 –0.008	0.011 0.011 –0.008	0.010 0.010 –0.007
Resultado del Test	Kolmogorov -Smirnov Significac. asintótica	0.669 0.762	0.669 0.762	0.639 0.808

TABLA 4. Resultados de la aplicación del Test Kolmogorov Smirnov, para una de las corridas efectuadas, en este caso, un suelo cohesivo C=40 kPa y Coeficiente de Variación (Vc) igual a 0.138.

muerta (Ncm), carga vertical viva (Ncv) y carga de viento (Nv), se procede a obtener la estadística descriptiva de cada una de las variables a fin de comprobar estos resultados con los que fueron empleados para la generación.

2.3.3.3. Comprobación de la normalidad y aleatoriedad de los resultados generados

Finalmente se comprueba la aleatoriedad y normalidad de los datos resultantes a través de una prueba de bondad de ajuste de los resultados obtenidos, específicamente la prueba empleada fue el Test Kolmogorov Smirnov, cuyos resultados se pueden ver, para una de las combinaciones del experimento, en la Tabla 4.

Como se puede apreciar en la última fila de la tabla 4, todos los resultados del test aportan valores inferiores a los establecidos teóricamente en la citada prueba ($P < 1–\alpha$) para rechazar así la hipótesis acerca de que la distribución muestral es del mismo tipo que la hipotética, por lo tanto, se acepta dicha hipótesis. Estos resultados fueron semejantes para todos los casos en los cuales se empleó el citado test.

2.3.4. Aplicación de la teoría de la seguridad y obtención iterativa del ancho de cimentación (B) que garantiza un nivel de seguridad adecuado para la estructura

2.3.4.1. Formulación general para la aplicación de métodos probabilistas de diseño (Teoría de la seguridad) en la modelación estocástica

El punto de partida para la implementación de este paso se basa en tomar los valores medios resultantes de la generación aleatoria de cada una de las variables declaradas como estocásticas. Posteriormente se procede a caracterizar estadísticamente los n valores de las funciones de las cargas actuantes Y_1i, a fin de obtener su valor medio, su desviación estándar y su correspondiente coeficiente de variación.

Seguidamente, con el objetivo de aplicar la teoría de la seguridad, como método de diseño probabilista en el ejemplo estudiado, se requiere de la determinación la desviación estándar de la capacidad de carga (σ), a través de la aplicación del método de generalización del teorema de la desviación estándar (σ_{qbr}) y su desarrollo en serie de Taylor.

Para la citada variable de respuesta (en este caso qbr), que es función de varias variables aleatorias de entrada, se puede determinar la desviación de dicha función aplicando el método de generalización del teorema de la desviación estándar y su desarrollo en serie de Taylor, lo cual, de forma general se puede expresar como:

$$\sigma_Y^{\ 2} = \sum \left(\frac{\partial Y}{\partial x_i}\right)^2 \sigma_{xi}^{\ 2} \qquad (5)$$

Siendo $y = f(x_i)$.

En este caso, la qbr se determina a partir de la Fórmula 4, para suelos cohesivos [Quevedo G. 2002], obteniéndose las siguientes expresiones:

$$\sigma_{qbr}^2 = \left(\frac{\partial q_{br}}{\partial c}\right)^2 \sigma_c^2 \qquad (6)$$

Posteriormente se determinan los coeficientes de seguridad y con ellos se llega a obtener el valor del coeficiente de seguridad general de diseño (Kd), a través de la expresión:

$$\mathrm{Kd} = \gamma_g \cdot \gamma_f \cdot \gamma_s \qquad (7)$$

O alternativamente mediante la expresión:

$$\mathrm{Kd} = \frac{Y_2}{Y_1} \qquad (8)$$

Siendo Y_1 y Y_2, las funciones de las cargas actuantes y resistentes respectivamente.

Luego, conocidos los coeficientes de variación de las citadas funciones (Vy1 y Vy2), en la fórmula general de nivel de seguridad, se evalúan los distintos valores del coeficiente de seguridad global K, obteniendo la curva de nivel de seguridad (H) vs. K, para el problema analizado.

$$H = 0.5 + \phi_n \left[\frac{k-1}{\sqrt{v_{Y_1}^{\ 2} + k^2 v_{Y_2}^{\ 2}}}\right] \qquad (9)$$

Partiendo de los resultados obtenidos en la simulación estocástica de las variables de entrada, así como de la caracterización estadística de la variable respuesta q_{br} y estando definidas las características estocásticas de las cargas actuantes, puede aplicarse la ecuación general de la teoría de seguridad a fin de definir la curva de nivel de seguridad H vs. K y sobre la misma determinar el punto de diseño, a partir del valor del nivel de seguridad requerido (H_{req}) e igual a 0.98.

De aquí que resulte evidente, para el diseño geotécnico de una cimentación corrida, que:

$$Y_1 = N \quad \sigma_{y1} = \sigma_N \qquad v_{y1} = \frac{\sigma_N}{N} \qquad (10)$$

$$Y_2 = q_{br} \quad \sigma_{y2} = \sigma_{qbr}$$

$$v_{y2} = \frac{\sigma_{qbr}}{q_{br}} \qquad (11)$$

Donde N representa la carga vertical actuante en la base de la cimentación. Por lo que la ecuación que relaciona H con K para el problema de estudio resulta:

$$H = 0.5 + \phi_n \left[\frac{k-1}{\sqrt{v^2_N + k^2 v^2_{qbr}}}\right] \qquad (12)$$

Resultados del diseño mediante métodos probabilísticos (Suelos C, B de diseño)								
Combinación	B_{dis} (m)	Y_1 (kN)	υY_1	Y_2 (kN)	υY_2	Kd	Kopt	Pf
1.	0.620	126,461	0,095	127,820	0,137	1,010	1,460	0,474
2.	0.620	126,461	0,095	128,127	0,258	1,013	2,170	0,481
3.	0.620	126,461	0,095	128,318	0,333	1,015	3,190	0,483
4.	0.420	126,461	0,095	129,881	0,137	1,027	1,460	0,437
5.	0.420	126,461	0,095	130,193	0,258	1,030	2,170	0,458
6.	0.420	126,461	0,095	130,388	0,333	1,031	3,190	0,465
7.	0.310	126,461	0,095	127,820	0,137	1,011	1,460	0,474
8.	0.310	126,461	0,095	128,127	0,258	1,013	2,170	0,481
9.	0.310	126,461	0,095	128,318	0,333	1,015	3,190	0,483

TABLA 5. Resultados del diseño probabilista, con entrada de variables estocásticas o aleatorias, para suelos puramente cohesivos y empleando la b de diseño.

2.3.4.2. Obtención del ancho de cimentación requerido para la estructura

El objetivo final de la aplicación de esta metodología consiste en obtener el valor del ancho de cimentación que garantice que se cumpla la condición de diseño en seguridad, o sea que la seguridad de diseño sea mayor que la seguridad requerida, que para este caso es 0.98 (H=0.98).

Lo primero que se hace es llevar a cabo un diseño por el primer estado límite, para cada combinación del experimento teórico, tomando los valores medios de las variables que intervienen en la ecuación de capacidad de carga (Fórmula 4). Estos valores medios son los que se tienen de dato antes de llevar a cabo todo el proceso estocástico.

Con estos diseños se obtiene un valor, que llamaremos inicial o de diseño, del ancho de cimentación y que va a representar el punto de partida para el diseño definitivo.

A posteriori, con los citados valores iniciales de B y con los valores medios resultantes de la generación aleatoria de cada una de las variables declaradas como estocásticas, se procede a aplicar un nuevo diseño empleando la teoría de la seguridad. Con este se obtendrán los valores medios de capacidad de carga y cargas actuantes, así como sus correspondientes desviaciones y coeficientes de variación, para determinar, por último, los resultados de nivel de seguridad y de probabilidad de falla de la estructura.

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Luego de la aplicación de cada uno de los diseños probabilistas, o sea, a través del método de la teoría de la seguridad y tomando los valores iniciales o de diseño de B, obtenidos mediante un diseño primario ya expuesto, se obtienen los resultados de la variable capacidad de carga y se determina la probabilidad de falla. Como consecuencia, se obtienen resultados aproximados de probabilidad de falla equivalentes al 50%, en concordancia con lo establecido en las bases teóricas del diseño probabilista. Estos resultados se pueden observar en la Tabla 5.

Luego, considerando que los citados valores de B, obtenidos anteriormente, no satisfacen la condición de probabilidad de falla en cimentaciones, es necesario encontrar aquellos que garanticen tal condición, para esto se lleva a cabo nuevamente el proceso de diseño, partiendo de un valor iterativo de b que se irá variando hasta satisfacer la citada condición: Pf≤0.02, H=0.98 (Probabilidad de falla, Nivel de seguridad). Este valor final del ancho de cimentación que haga cumplir las citadas condiciones se ha nombrado B de diseño. Estos resultados son los que pueden verse en las Tabla 6.

Siendo: No., el número de la combinación; B_{dis} y B_{req}, los anchos de cimentación de diseño y requerido; Kopt, el coeficiente de seguridad general óptimo y Pf. la probabilidad de falla de la estructura.

De los resultados anteriores se concluye, que cuando se trabaja con la B de diseño, en primer lugar, los valores de Y_2 generan un resultado mucho menor que cuando lo obtenemos con la B requerida ya que de hecho, esta última es más grande, asimismo sucede con los K de diseño (K_d), los cuales son muy inferiores para la primera de las B y distan mucho del óptimo, permitiendo valores de probabilidad de falla equivalentes al 50%, sin embargo al incrementar el valor de B, se observa una convergencia de los resultados al valor de K requerido (K_{opt}) y por ende a una probabilidad de falla de 0.02, siendo este, el objetivo final de un diseño por criterio de seguridad.

Por otra parte, cuando se realiza la comparación de los resultados obtenidos suministrando los coeficientes tomados del análisis matemático y los tomados del análisis aleatorio, la conclusión más importante radica en que los valores de la variable Vy2, conjuntamente con los K de diseño, experimentan un ligero incremento, no sucede así con la probabilidad de falla de la estructura, siendo valores aceptables los obtenidos con los coeficientes de variación aleatorios.

La Figura 3 así como la Figura 4 muestran tal apreciación.

En ambas figuras, entrando con $H_{requerido}$, que en este caso resulta 0.98, se pueden obtener los valores del $K_{requerido}$ y con ellos se define el punto de diseño, el cual garantiza la seguridad adecuada para la estructura.

Vale la pena comentar, por último, que las figuras anteriores han sido obtenidas para un valor de B requerido, o sea, el que garantiza que se cumpla la condición de diseño en seguridad, y se puede concluir que, a pesar de que las diferencias no son sustanciales, con los resultados que devienen de los coeficientes to-

Resultados del diseño mediante métodos probabilísticos (Suelos C, B requerida)								
Combinación	B_{req} (m)	Y_1 (kN)	υY_1	Y_2 (kN)	υY_2	Kd	Kopt	Pf
1.	0.895	126,461	0,095	184,514	0,137	1,459	1,460	0,019
2.	1.328	126,461	0,095	274,439	0,258	2,170	2,170	0,020
3.	1.950	126,461	0,095	403,582	0,333	3,191	3,190	0,020
4.	0.597	126,461	0,095	184,617	0,137	1,460	1,460	0,019
5.	0.885	126,461	0,095	274,336	0,258	2,169	2,170	0,020
6.	1.300	126,461	0,095	403,582	0,333	3,191	3,190	0,020
7.	0.448	126,461	0,095	184,720	0,137	1,461	1,460	0,019
8.	0.664	126,461	0,095	274,439	0,258	2,170	2,170	0,020
9.	0.975	126,461	0,095	403,582	0,333	3,191	3,190	0,020

TABLA 6. Resultados del diseño probabilista, con entrada de variables estocásticas o aleatorias, para suelos puramente cohesivos y empleando la b requerida.

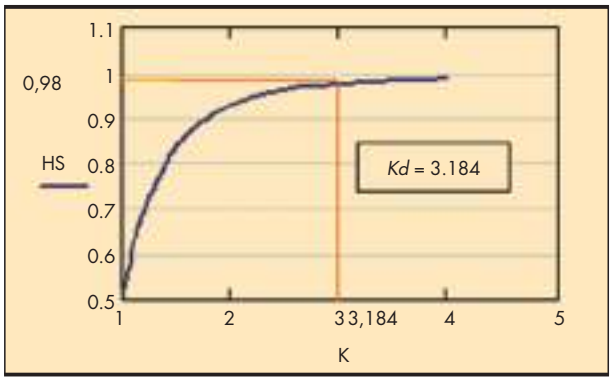


FIGURA 3. Nivel de Seguridad versus Coeficiente de Seguridad para suelos cohesivos, C=60 kPa, v_C = 0.336, breq=1.30 m. Coeficientes de Variación tomados del análisis matemático (v_{qbr} = 0.336, v_N = 0.094).

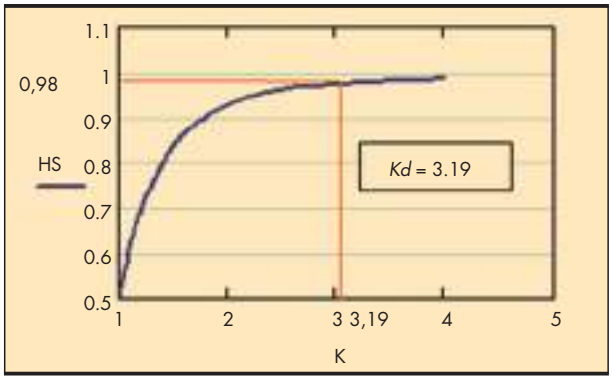


FIGURA 4. Nivel de Seguridad versus Coeficiente de Seguridad para suelos cohesivos, C=60 kPa, v_C = 0.336, breq=1.30 m. Coeficientes de Variación tomados del análisis aleatorio (v_{qbr} = 0.333, v_N = 0.095).

mados del análisis aleatorio se logra una convergencia más rápida a garantizar la condición de diseño en seguridad.

Finalmente se puede afirmar, que luego de aplicado este procedimiento novedoso para la simulación estocástica de un problema de ingeniería, y luego de demostrar su factibilidad, específicamente cuando se trabaja considerando la aleatoriedad de todas las variables y por ende de sus coeficientes de variación, valdría la pena observar qué sucede cuando este análisis se combina con la solución numérica del problema y no analítica, sobre esta interrogante tratan otras investigaciones en las que trabajan los autores de este artículo.

3.1. COMPARACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA CON LOS MÉTODOS TRADICIONALES EXISTENTES DE DISEÑO

Como cuestión de interés se ha realizado una comparación llevando a cabo tres diseños con idénticas condiciones. En este caso, se presenta una cimentación superficial apoyada sobre un suelo puramente cohesivo, con un valor de cohesión, C=60kPa. A partir de este proceso se han obtenido los resultados mostrados en la Tabla 7.

De esta Tabla se puede concluir que con el empleo, primeramente, de un método semiprobabilista como es el caso del

Método de diseño empleado	Cohesión (kPa)	Brequerida (m)	Coeficiente de seguridad general K
Factor de Seguridad Global	60	2.00	3.00
Estados Límites.	60	1.45	2.18
Diseño en seguridad	60	1.15	1.47

TABLA 7. Resultados del diseño comparativo de la metodología propuesta con métodos existentes.

método de estados límites se puede obtener un valor resultante de diseño muy inferior al obtenido a través de la aplicación del método del factor de seguridad global, esto no es más que el resultado de definir cada variable del diseño de manera estadística y siendo llevada la misma, por semejantes procedimientos, a un valor de cálculo, que permita comprobar el estado límite analizado, tal y como lo establece propiamente este método. Sin embargo al emplearse el diseño en seguridad, se analizan todas las variables conjuntamente, y al introducir en el diseño la simulación estocástica, se está haciendo una aproximación mucho más exacta a lo que ocurre realmente en la práctica, específicamente en el comportamiento de todas las variables que inciden en el diseño.

Por tal motivo deviene de la aplicación del diseño en seguridad un valor de ancho de cimentación mucho más económico que el obtenido por los métodos anteriores aunque esto no es una regla general a cumplir, pues dependerá de los coeficientes de variación a emplear para cada una de las variables empleadas. De aquí que, independientemente a las condiciones particulares de cualquier diseño, se puede recomendar, además, este método como un método que no solo garantiza una mejor aproximación a las condiciones reales del diseño sino también como un método más racional a la hora de obtener sus resultados, y así lo demuestra el 57,5% de economía obtenido en el ejemplo mostrado.

4. CONCLUSIONES

1. La aplicación de la metodología propuesta, ha revelado un nuevo mecanismo de diseño de estructuras, basado en hacer cumplir la condición básica de la teoría de la seguridad, que establece que el nivel de seguridad de diseño será mayor ó igual al nivel de seguridad requerido, el cual para el caso de cimentaciones diseñadas por criterio de estabilidad será de 0.98.
2. El procedimiento de diseño ha sido desarrollado sobre bases computacionales, y parte de la generación aleatoria de todas la variables consideradas bajo este criterio, luego se le calculan sus parámetros estadísticos y se procede a obtener un ancho de cimentación mediante un diseño realizado para valores medios de todas la variables, tal resultado representa el punto de partida para un ciclo en el que se incrementa el valor de b y que culmina haciendo cumplir la citada condición de diseño en seguridad.
3. Finalmente, se demuestra la factibilidad de combinar los resultados obtenidos de la modelación estocástica con el análisis de la seguridad, a partir de la aplicación de los conceptos generales de teoría de la seguridad, permitiendo con ellos establecer el punto de diseño correspondiente al nivel de seguridad requerido, aunque no se pretende absolutizar los resultados debido a que se hace necesario comparar estos, con los que se obtienen cuando se desarrolla la solución mediante métodos numéricos.
4. La metodología propuesta aporta resultados mucho más eficientes que los aportados por los métodos anteriores de diseño, para esto se recurre a la comparación de resultados entre tres métodos estudiados, siendo la citada metodología la que genera un mayor nivel de seguridad y a la vez una racionalización superior en el diseño. Por tal motivo se recomienda este nuevo procedimiento para su aplicación en cualquier caso práctico de diseño geotécnico.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Ripley B D.1987. Stochastic Simulation. Wiley and Sons, N.Y.
2. Leuangthon O. 2006. The principles of Monte Carlo Simulation, University of Alberta, Canada.
3. Quevedo G. 2002. Aplicación de los Estados Límites y la Teoría de Seguridad en el Diseño Geotécnico en Cuba. Tesis presentada en opción al Grado Científico de Doctor en Ciencias. Comisión de Grado Científico de la República de Cuba, La Habana, Cuba.
4. Brinch Hansen J. 1961. A general formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No 11, Copenhagen.
5. Hospitaler A, Cano J, Cantó J. 1997. Hipótesis de carga. Coeficientes de seguridad de los materiales. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, España.
6. Centeno, R. 2002. Simulación de Monte Carlo y su aplicación a la Ingeniería Geotécnica. VIII Conferencia Gustavo Pérez Guerra. Universidad Central de Venezuela. Escuela Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.
7. Phoon, K. 2006. Modeling and simulation of stochastic data. Singapure. Department of civil engineering, University of Singapure.
8. Quevedo G, Recarey C. 2005. Modelación Estocástica y Teoría de Seguridad en el estudio de conexiones de estructuras mixtas. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
9. Ziha K. 1995. Descriptive sampling in Structural Safety", Structural Safety, Vol. 17: 33 – 41.

GABINETE DE FORMACIÓN DEL CEDEX

INGENIERÍA DE REGADÍOS

Del 18 de febrero a 7 de junio de 2013

PRESENTACIÓN

El regadío es esencial para producir alimentos y para asentar población en el territorio rural, especialmente en los trópicos y en las regiones áridas y semiáridas. El progreso del regadío en España durante la segunda mitad del siglo XX ha logrado, además de aumentar significativamente el área regada, el desarrollo de la ingeniería de regadíos. En este período, el conocimiento y experiencia españoles en esta materia ha sido solicitado por otros países, especialmente de Iberoamérica. Por ello, el Centro de Estudios Hidrográficos (CEH) del CEDEX ha prestado asistencia técnica a países en desarrollo desde el inicio de la década de 1970. Uno de los instrumentos relevantes en este aspecto ha sido el Curso Internacional de Ingeniería de Regadíos, que con gran éxito ha llevado a cabo el CEDEX, a través de su Centro de Estudios Hidrográficos y del Gabinete de Formación y Documentación desde 1972.

OBJETO DEL CURSO

La edición de este curso se orienta a profesionales de España y de otros países con cierta experiencia en regadíos, pero también a jóvenes profesionales y estudiantes de grado máster interesados en este sector de la ingeniería.

LUGAR Y DURACIÓN DEL CURSO

La duración del curso será de cuatro meses aproximadamente, impartido del18 de febrero al 7 de junio de 2013, pudiendo realizarse completo o bien módulos individuales de especialización. Las clases se desarrollarán en las aulas del CEH del CEDEX, situado en el Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 (28005 Madrid, España) en horario de 15h a 19h. Ocasionalmente, se impartirán clases especiales o visitas de laboratorio y campo en horario de mañana.

CONDICIONES DE INSCRIPCIÓN

La cuota del curso será de 2.900€. aproximadamente.

Para solicitar la preinscripción, los participantes deberán cumplimentar la solicitud en la página web del CEDEX (www.cedex.es) o mediante la sede electrónica:

https://sede.cedex.gob.es/administracion_electronica/oficina_virtual/ y remitirla al Gabinete de Formación y Documentación acompañada de un currículum vitae abreviado. (masteres@cedex.es).

La selección se realizará por la Comisión Docente del Curso, de acuerdo con la disponibilidad de plazas, con la idoneidad de los solicitantes en relación con las materias objeto del programa y con los méritos académicos y profesionales. El número de participantes será limitado y la realización del curso queda sujeta a un número mínimo de preinscripciones. Serán publicadas las listas de alumnos admitidos.

Para obtener más información sobre el curso, se pueden dirigir a la Secretaría del mismo: masteres@cedex.es - 91 335 73 15/7311/7243.

HIDROLOGÍA GENERAL Y APLICADA

Febrero a junio de 2013

PRESENTACIÓN

El agua es un recurso económico, ambiental, cultural y de bienestar social limitado por el que la sociedad muestra un constante interés. A esta faceta se une su aparición como evento adverso para, en función de las condiciones meteorológicas y del medio, generar inundaciones ante las que se articulan estrategias de defensa. Actualmente, existe una variedad de herramientas técnicas para analizar el conjunto de incertidumbres relacionadas con la disponibilidad del recurso, su calidad y su relación con el medio ambiente, con las inundaciones y su impacto o con el derivado del cambio climático. El tratamiento de estas materias es el objetivo del Curso Internacional en Hidrología General y Aplicada que organiza el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX, para titulados en ingeniería y licenciados en diversas ramas relacionadas con las ciencias del agua.

En el curso se desarrolla un programa docente sobre la experiencia del personal del CEDEX, de la Administración Hidráulica y, en general, de diferentes profesionales del campo de la hidrología teórica y operativa. Específicamente se tratan aspectos relacionados con la hidrometría y registro de información, la estadística y el tratamiento de información hidrográfica, la simulación de procesos hidrológicos, los recursos hídricos y la planificación, la legislación y la administración hidráulica, las crecidas y el riesgo de inundación, la calidad de aguas, el medio hídrico, la hidromorfología y la erosión hídrica.

OBJETO DEL CURSO

El programa está diseñado para plantear y proponer soluciones a cuestiones prácticas de los profesionales que trabajan en el ámbito nacional, la formación específica del personal de la administración en España, de profesionales de administraciones y empresas extranjeras, principalmente latinoamericanas, así como de cualquier persona interesada con formación técnica en materias del agua.

MODALIDADES

El Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada es presencial, con una duración completa de 5 meses entre febrero y junio. Tiene una estructura modular en 8 grandes grupos temáticos o módulos. Los módulos se pueden cursar independientemente.

Cada uno de ellos se compone de un bloque principal de clases presenciales y de visitas técnicas que tratan sobre aspectos operativos ampliados en el viaje de prácticas de varios días de duración.

Durante el trascurso de los módulos se invita a profesionales de especial relevancia a que impartan una serie de conferencias magistrales que ofrezcan a los alumnos una visión experimentada sobre diversos aspectos relevantes relacionados con el agua.

LUGAR Y DURACIÓN DEL CURSO

Las clases se imparten en el aula del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, en horario de tarde. Las visitas técnicas y las conferencias magistrales se celebrarán en horario de mañana.

CONDICIONES DE INSCRIPCIÓN

Para solicitar la preinscripción, los participantes deberán cumplimentar la solicitud en la página web del CEDEX (www.cedex.es) o mediante la sede electrónica: Https://sede.cedex.gob.es/administracion_electronica/Oficina_virtual/Cursos Formacion.aspx y remitirla al Departamento de Formación del CEDEX (masteres@cedex.es).

La selección se realizará por la Comisión Docente del Curso, de acuerdo a la disponibilidad de plazas, a la idoneidad de los solicitantes en relación a las materias objeto del programa y a los méritos académicos y profesionales. El coste total del curso es de 4.800 euros.

Para obtener más información se pueden dirigir a la Secretaría del Curso: masteres@cedex.es - 91 335 7315/7311/7243.

www.cedex.es

Si desea recibir información en relación con los congresos, cursos, jornadas y otros eventos organizados por el CEDEX, envien su correo electrónico a: formacion@cedex.es o masteres@cedex.es

Gabinete de Formación y Documentación: c/ Alfonso XII, 3 - Teléfono: 91 335 73 15 - Fax: 91 335 73 14 - 28014 Madrid

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN Director: **Mariano Navas Gutiérrez**	Calle de Alfonso XII, 3 28014 MADRID • Telf.: 913 357 500 • Télex: 45022 CEDEX E • Fax: 915 280 354
SECRETARÍA Secretario: **Manuel Echeverría Martínez**	
RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES Jefe: **Miguel González Portal**	
— GABINETE DE FORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN Jefa de área:	Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249
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 Vírgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922
CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE Director: **Antonio Sánchez Trujillano**	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: **Alberto Compte Anguela**	Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249
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
LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**	Calle Julián Camarillo, 30 • 28037 MADRID Telf.: 913 357 150 • Fax: 913 357 197
CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)	Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816

Ingeniería Civil

Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €** Extranjero un año: **81,12 €**

☐ Empresa N.I.F. ..... ☐ Particular N.I.F. .....

Nombre ..... Cargo .....

Dirección .....

..... Código Postal .....

Población ..... Provincia .....

Teléfono ..... Fax ..... E-mail .....

Formas de Pago

(Elíjase 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

CARRETERAS, FERROCARRILES, PRESAS, PUERTOS, AEROPUERTOS, OBRA INDUSTRIAL, HOSPITALES, CENTROS COMERCIALES, MUSEOS, VIVIENDAS, HOTELES, UNIVERSIDADES...

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