

Ingeniería Civil

NÚM. 184/2016

ISSN: 0213-8468

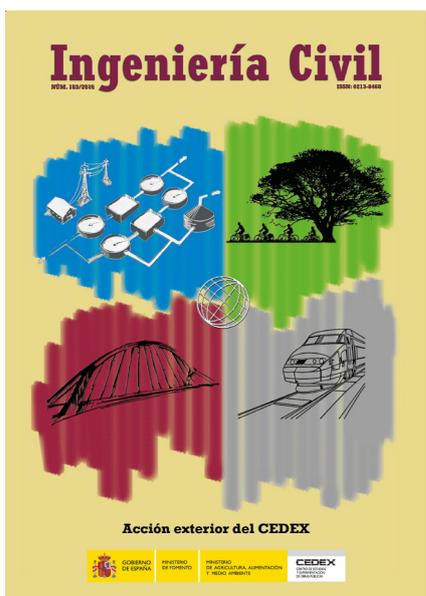


GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE AGRICULTURA Y PESCA,
ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS



SUMARIO Nº 183

El sistema portuario español en Hispanoamérica y Filipinas (siglos XVI-XIX)

The Spanish Port System in Spanish America and The Philippines Between the 16th and the 19th Centuries

Proyecto SOLUTIONS: Compartiendo oportunidades para implementar modelos de transporte urbano con bajas emisiones de carbono

SOLUTIONS: Sharing Opportunities for Low Carbon Urban Transportation

Estación de bombeo del área industrial del puerto de Sohar (Omán)

Sea Water Intake Pumping Station II for Sohar Industrial Port Area (Swips II)

El apoyo técnico del CEDEX al Gobierno de El Salvador en materia de planificación hidrológica y recursos hídricos

CEDEX's Technical Support to the Government of El Salvador on Hydrological Planning and Water Resources

Comportamiento dinámico de líneas ferroviarias con balasto bajo cargas verticales

Dynamic Behaviour of Ballasted Railway Lines Under Vertical Loads

Metodología para el estudio de las desviaciones laterales admisibles en el emplazamiento de Eurobalizas en vías de tres carriles

Methodology to Study the Permitted Lateral Deviations in Eurobalises Installation in Tracks with Three Rails

La Asociación Internacional de Estructuras Laminares y Espaciales (IASS)

The International Association for Shell and Spatial Structures (IASS)

José Torán Peláez (1916-1981): 'Grandes presas, grandes obras'.

La globalización de la Ingeniería Civil española



SUMARIO Nº 182

Clasificación hidrográfica de los ríos de España

Hydrographical classification of rivers in Spain

Los sistemas de señalización en España: El ERTMS y el ASFA Digital
Signalling Systems in the Spanish Railway Network: ERTMS and ASFA Digital

Análisis numérico del efecto de la rugosidad en el contacto

Numerical analysis of the effect of shaft roughness on end bearing and side shear resistance in drilled shafts in rock

Mallas Electrosoldadas de Acero para Armado del Hormigón
Steel Welded Fabric for Reinforced Concrete

Primeras experiencias en la aplicación de indicadores de estado en Concesiones de Autovías de Primera Generación con comprobaciones sistemáticas

First experiences in the application of performance indicators with systematic contrasts in main Shadow-Toll Road Concessions

Impactos de tendidos eléctricos de alta tensión: análisis, evaluación y restauración

Impacts of high voltage power lines: analysis, assessment and restoration

Árido siderúrgico en mezclas bituminosas. Experiencia en la

Iron and steel slag aggregates used in bituminous mixtures. Experience in A-2 Highway in Barcelona.

Ingeniería Civil

NUM. 184 - OCT.NOV.DIC. - 2016



Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2016



COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González-Portal

Vocales

Víctor Elviro García
José Manuel de la Peña Oliva
Pablo Mira McWilliams
Luis Pujol Teres
Laura Parra Ruiz
Francisco Javier Sainz de Cueto Torres
José Bueno Pérez

Comisión Asesora

Antonia Berjaga Peralta
Fernando Magdaleno Mas
Cristina de Santiago Bucy

Secretaría

Leticia Martínez Etayo
Olga Sánchez de la Torre
M^a José de la Fuente Arenas
José-Carlos Pacheco Díaz

Colaboradores

Javier Plasencia Jiménez (Fotografía)
José-Carlos Pacheco Díaz (Redacción)

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

CloudBridge, S. L.
C/ Reina, 38 1º Derecha, 28014 Madrid
Telf.: (+34) 606 30 26 91 | daniel.casajus@cloudbridge.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-15-003-4
Depósito Legal: M-28150-1971

NUESTRA PORTADA: Suministrada por la
Autoridad Portuaria de Baleares.



Sumario

Ensayo sobre una estructura sismorresistente utilizando un simulador sísmico de 6 grados de libertad

Seismic Test on a Earthquake-Resistant Structure by Using a Seismic Simulator with Six Degrees of Freedom

Eduardo López Rodríguez

5

Muelles para cruceros: la experiencia de Botafoc (Ibiza) y el desafío del viento

Quays for Cruise Ships: The Experience of Botafoc (Ibiza, Spain) and the Challenge of the Wind

Eloy Pita Olalla, Antoni Ginard López, Víctor Martínez Pés

17

Tecnología pionera para un futuro sostenible: cajones de materiales compuestos en Puerto del Rosario (Fuerteventura)

Pioneer Technology for a Sustainable Future: Composite Maritime Caissons in Puerto del Rosario (Fuerteventura)

Alejandra Victoria Revillas Merino, José Manuel González Herrero, Daniel Zamora Serrano, J. Daniel García Espinel, Salvador Capella Hierro

31

Alta Velocidad Ferroviaria en USA: Problema de Licuefacción de Sedimentos en el acceso a la Terminal HSR de Salt Lake City por la "Great Basin Line"

High Speed Railway in USA: Problem of Sediments Liquefaction in the Access to the Salt Lake City HSR Terminal through the "Great Basin Line"

Luis Fort López-Tello, Carmen Fort Santa-María

43

El impacto de las obras públicas en España: paisaje natural, paisaje construido y paisaje destruido

The Impact of Public Works in Spain: Natural, Constructed and Spoilt Landscape

Mario Martín-Antón, Vicente Negro, José María del Campo, José Santos López-Gutiérrez, M. Dolores Esteban

67

Viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España

Viability of Turnkey Contracts for the Provision of Public Infrastructures in Spain

Francisco Berenguel Felices

75

Estudio de hidratos de gas en la ocurrencia de deslizamientos de taludes submarinos

Study of Gas Hydrates in the Occurrence of Submarines Landslides

Andrea Rodríguez Martínez, Marco Terzariol

91

Probetas, probetas, probetas..., mejor más pequeñas

Specimens, Specimens, Specimens..., the Smaller the Better

M. I. Guerra-Romero, D. González Martínez, A. Juan-Valdés, R. M. Alonso, D. Rodríguez-Robles, J. García-González, J. M^a. Morán-del-Pozo

105

¿Quién fue José Echegaray?

José-Carlos Pacheco

111

Instalaciones singulares del CEDEX

Laboratorio de Eurocabina y Simulador de Tráfico

120

En la página 130 y en nuestra web <http://www.cedex.es> encontrará las normas para la publicación de artículos.

Edificación y Urbanismo

Líneas de actividad

Estructuras y
cimentaciones

Zonificación del territorio

Abastecimiento,
saneamiento y desalación

Medio ambiente

.....

Fields of Activity

*Structures and
Foundations*

Territory Zoning

*Water Supply, Wastewater
Treatment and
Desalination*

Environment



Más información en
<http://www.cedex.es>

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Ensayo sobre una estructura sismorresistente utilizando un simulador sísmico de 6 grados de libertad

Seismic Test on a Earthquake-Resistant Structure by Using a Seismic Simulator with Six Degrees of Freedom

Eduardo López Rodríguez^{1*}

Resumen

La simulación sísmica es hoy día el principal método para estudiar el comportamiento real de las estructuras frente a las acciones sísmicas sin necesidad de esperar a la ocurrencia de un evento sísmico real. Para llevar a cabo dicha simulación es necesario contar con el equipo básico para reproducir dichas acciones que es la mesa vibrante de varios grados de libertad. En el presente artículo se expone el proceso para la simulación sísmica de una estructura de ensayo real aplicando los parámetros de excitación definidos en la normativa de construcción sismorresistente NCSE-02. La utilización de mesas vibrantes de varios grados de libertad parece el método más adecuado para el ensayo de simulación sísmica considerando varios ejes de excitación.

Palabras clave: dinámica; simulador sísmico; NCSE-02; ingeniería sísmica;

Abstract

Nowadays, the seismic simulation is the main method to study the actual behavior of structures against seismic actions without waiting for the occurrence of a real seismic event. In order to carry out this simulation, it is necessary to have the basic equipment to reproduce these actions, such as the vibrating table with several degrees of freedom. This article exposes the process for seismic simulation of an actual test structure using the excitation parameters, which have been defined in the Earthquake-Resistant Construction Standard NCSE-02. The use of seismic simulator devices of several degrees of freedom seems to be the most appropriate method for testing simulated seismic excitation considering several axes.

Key Words: dynamic; seismic simulator; NCSE-02; earthquake engineering;

1. INTRODUCCIÓN

España, si bien, no está en un área con alta probabilidad de que se produzcan grandes terremotos, sí se localizan determinadas zonas con una actividad sísmica importante.

La Península Ibérica se encuentra situada en el borde sudoeste de la placa Euroasiática en su colisión con la placa africana.

Si observamos el mapa de peligrosidad sísmica, las regiones con mayor riesgo sísmico son Pirineos, la costa de Levante y Andalucía occidental.

El análisis experimental es hoy día el método más fiable de caracterizar el comportamiento dinámico de las estructuras, tanto para determinar los parámetros reales que definen la respuesta (rigidez y amortiguamiento), como para valorar y contrastar métodos de cálculo numérico.

El equipo básico a utilizar, especialmente para simular acciones sísmicas, es la mesa vibrante con movimiento servocontrolado de todos sus grados de libertad.

En el presente artículo se describe el proceso de ensayo dinámico sobre una estructura a escala real para verificar su comportamiento frente a las acciones sísmicas.

El ensayo se ha realizado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, en las instalaciones de análisis

experimental del Área de Dinámica de Estructuras, proporcionando por un consorcio de empresas (SANDO CONSTRUCCIONES S.A., IELCO S.A., MESUREX S.A. y VERA S.A.), el espécimen a ensayar. La estructura está constituida por un sistema de paneles prefabricados de hormigón con capacidad sismorresistente ensamblado en su totalidad mediante uniones secas, desarrollado dentro del proyecto IESEI (Investigación sobre Edificación Sismorresistente, Energéticamente Eficiente e Inteligente en su Ciclo de Vida).

2. ENSAYO REALIZADO

El prototipo para el ensayo está formado por paneles prefabricados de hormigón armado que se ensamblan en el simulador sísmico formando una estructura de edificación prefabricada con dos niveles de forjado. El peso total del espécimen es de 10 t con una altura de unos 5,50 metros.

El ensayo realizado ha consistido en:

- Definición de las acciones sísmicas horizontales (longitudinales) para el emplazamiento de la estructura, conforme a la normativa española de construcción sismorresistente NCSE-02, generándose los acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta, con duración, envolvente y número de acelerogramas según la normativa. Se generaron un total

* Autor de contacto: eduardo.lopez@cedex.es

¹ Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX – Ministerio de Fomento) Alfonso XII, 3-5, 28014 Madrid.

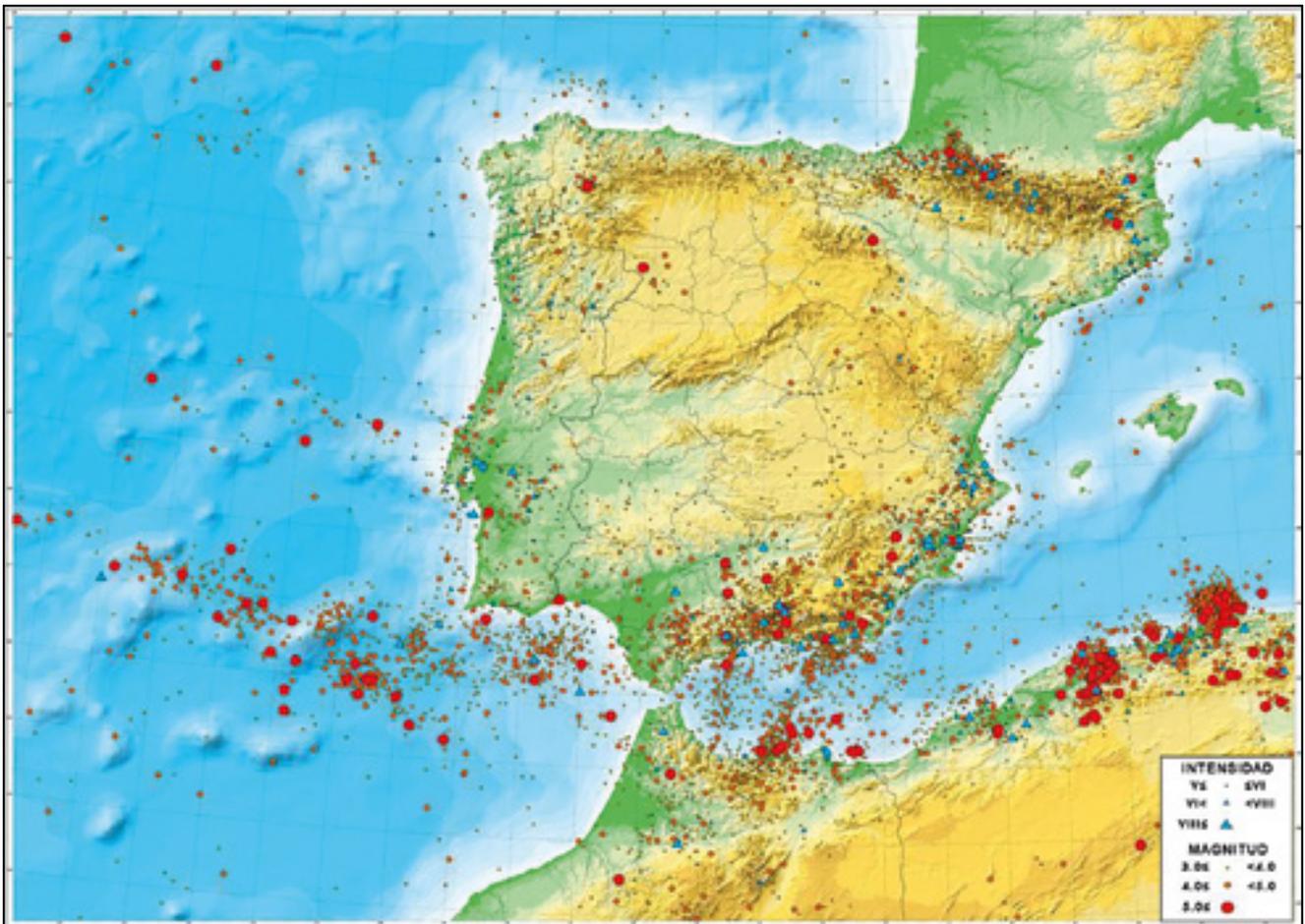


Figura 1. Mapa general de sismicidad en la Península Ibérica (Fuente IGN).



Figura 2. Prototipo de ensayo de paneles prefabricados.

de 12 acelerogramas de 32 segundos de duración cada uno.

- Realización de los ensayos de simulación sísmica horizontal en dirección longitudinal (paralela a los elementos prefabricados verticales).

El objetivo final del ensayo es la comprobación de la estructura tras el conjunto de movimientos a que se somete.



Figura 3. Detalle de la fijación del prototipo de ensayo al simulador sísmico.

2.1. Normativa

Para la definición de las acciones sísmicas se ha seguido la normativa española en vigor en esta materia, la NCSE-02.2002.- Norma de Construcción Sismorresistente.

En dicha normativa se define la acción sísmica en el emplazamiento mediante la aceleración sísmica base, la aceleración sísmica de cálculo y el espectro de respuesta normalizado de la aceleración.

Espectro normalizado de respuesta elástica para un amortiguamiento del 5% es:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 * T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K * C/T \end{aligned}$$

siendo:

T	Periodo propio del oscilador (s).
K	Coficiente de contribución.
C	Coficiente del terreno.
T_A y T_B	Periodos característicos del espectro de respuesta.

Para la simulación se han definido cuatro espectros de respuesta y cuatro niveles de aceleración, adoptando los parámetros siguientes:

- Coeficiente de contribución: $K=1,00$
- Coeficiente de riesgo: Importancia Normal. $\rho=1,00$
- Coeficiente de suelo: Terreno intermedio. $C=1,50$
- Nivel de ductilidad: Sin ductilidad. $\mu = 1,00$
- Amortiguamiento: Estructura de hormigón sin compartimentar. $\Omega = 4,0 \%$
- Periodo de servicio: 50 años
- Periodo límite de la rama ascendente: $T_A = 0,15$ seg.
- Periodo límite de la rama horizontal: $T_B = 0,60$ seg.
- Ordenada máxima del espectro normalizado: $\alpha(T_0) = 2,50$
- Coeficiente de respuesta: $\beta = 1,09$

a) Espectro nº 1:

- Aceleración sísmica base: $ab/g = 0,10$
- Aceleración sísmica de cálculo: $ac/g = 0,12$

b) Espectro nº 2:

- Aceleración sísmica base: $ab/g = 0,15$
- Aceleración sísmica de cálculo: $ac/g = 0,18$

c) Espectro nº 3:

- Aceleración sísmica base: $ab/g = 0,20$
- Aceleración sísmica de cálculo: $ac/g = 0,23$

d) Espectro nº 4:

- Aceleración sísmica base: $ab/g = 0,23$
- Aceleración sísmica de cálculo: $ac/g = 0,26$

2.2. Acelerogramas

Para cada espectro de respuesta, se han generado tres acelerogramas compatibles, por lo que se han realizado un total de doce ensayos de simulación sísmica.

La generación de acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta indicados, se ha realizado mediante la aplicación informática JAGUAR, incorporada en el sistema de control del Simulador Sísmico.

El rango de frecuencias abarca desde 0,2 Hz a 25 Hz, para el espectro de aceleración sísmica de cálculo 0,12 g, y 0,5 Hz a 25 Hz para el cuarto espectro (aceleración 0,26 g), debido a la limitación de desplazamiento del simulador en los ejes horizontales.

Los acelerogramas generados son de 32 segundos. Se ha aplicado una envolvente de máximos de aceleración con variación lineal en subida de 6,4 segundos, meseta de máximos de 9,6 segundos y tramo de descarga de 16 segundos. La normativa no indica la forma de dicha envolvente.

En resumen, los doce acelerogramas generados para el eje longitudinal se definen en las siguientes tablas:

Tabla 1. Ensayos de simulación sísmica de 0,12 g

Acelerograma	1	2	3
Frecuencia mínima (Hz)	0,2	0,2	0,2
Frecuencia máxima (Hz)	25	25	25
Desplazamiento máximo (mm)	34,79	28,37	34,02
Aceleración máxima (m/s ²)	1,19	1,21	1,12

Tabla 2. Ensayos de simulación sísmica de 0,18 g

Acelerograma	1	2	3
Frecuencia mínima (Hz)	0,3	0,3	0,3
Frecuencia máxima (Hz)	25	25	25
Desplazamiento máximo (mm)	36,69	29,96	29,50
Aceleración máxima (m/s ²)	1,67	1,60	1,98

Tabla 3. Ensayos de simulación sísmica de 0,23 g

Acelerograma	1	2	3
Frecuencia mínima (Hz)	0,4	0,4	0,4
Frecuencia máxima (Hz)	25	25	25
Desplazamiento máximo (mm)	33,95	33,22	30,92
Aceleración máxima (m/s ²)	2,22	2,26	2,32

Tabla 4. Ensayos de simulación sísmica de 0,26 g

Acelerograma	1	2	3
Frecuencia mínima (Hz)	0,5	0,5	0,5
Frecuencia máxima (Hz)	25	25	25
Desplazamiento máximo (mm)	31,55	29,16	25,29
Aceleración máxima (m/s ²)	2,42	2,58	2,55

En las siguientes figuras se recogen algunos de los espectros de respuesta de la aceleración obtenidos y los acelerogramas correspondientes.

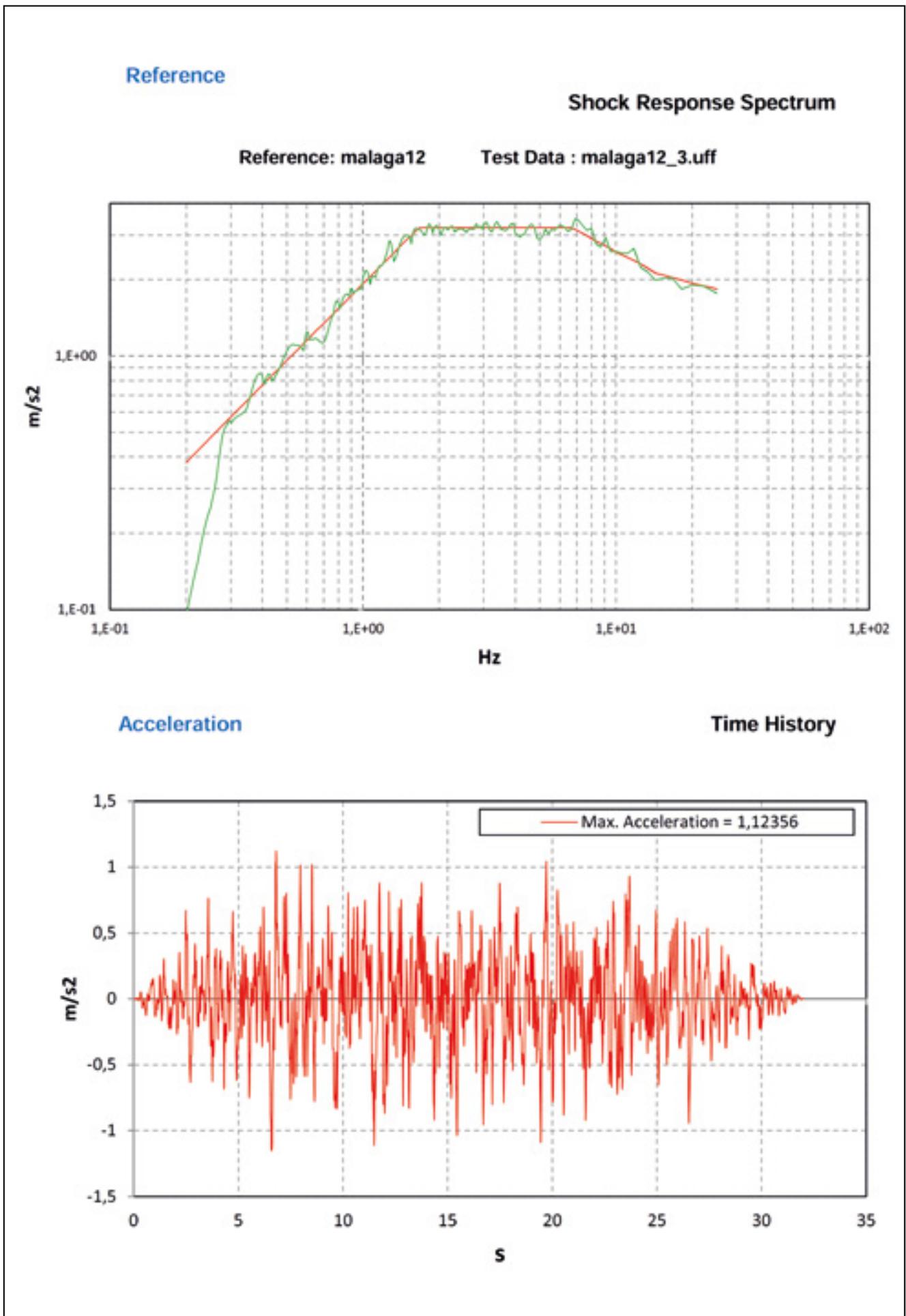


Figura 4. Espectro de respuesta y acelerograma. Simulación sísmica horizontal 0,12g.

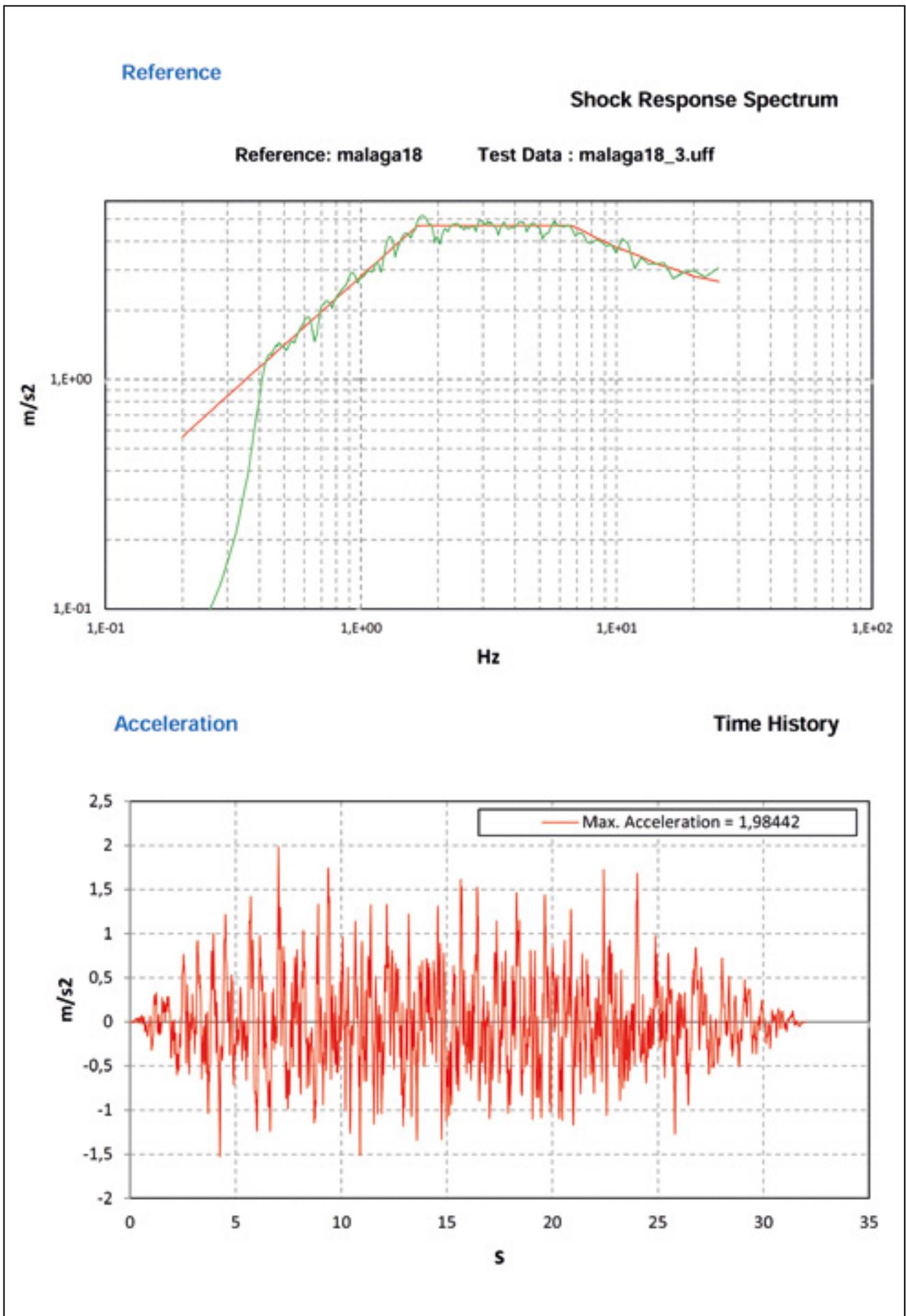


Figura 5. Espectro de respuesta y acelerograma. Simulación sísmica horizontal 0,18g.

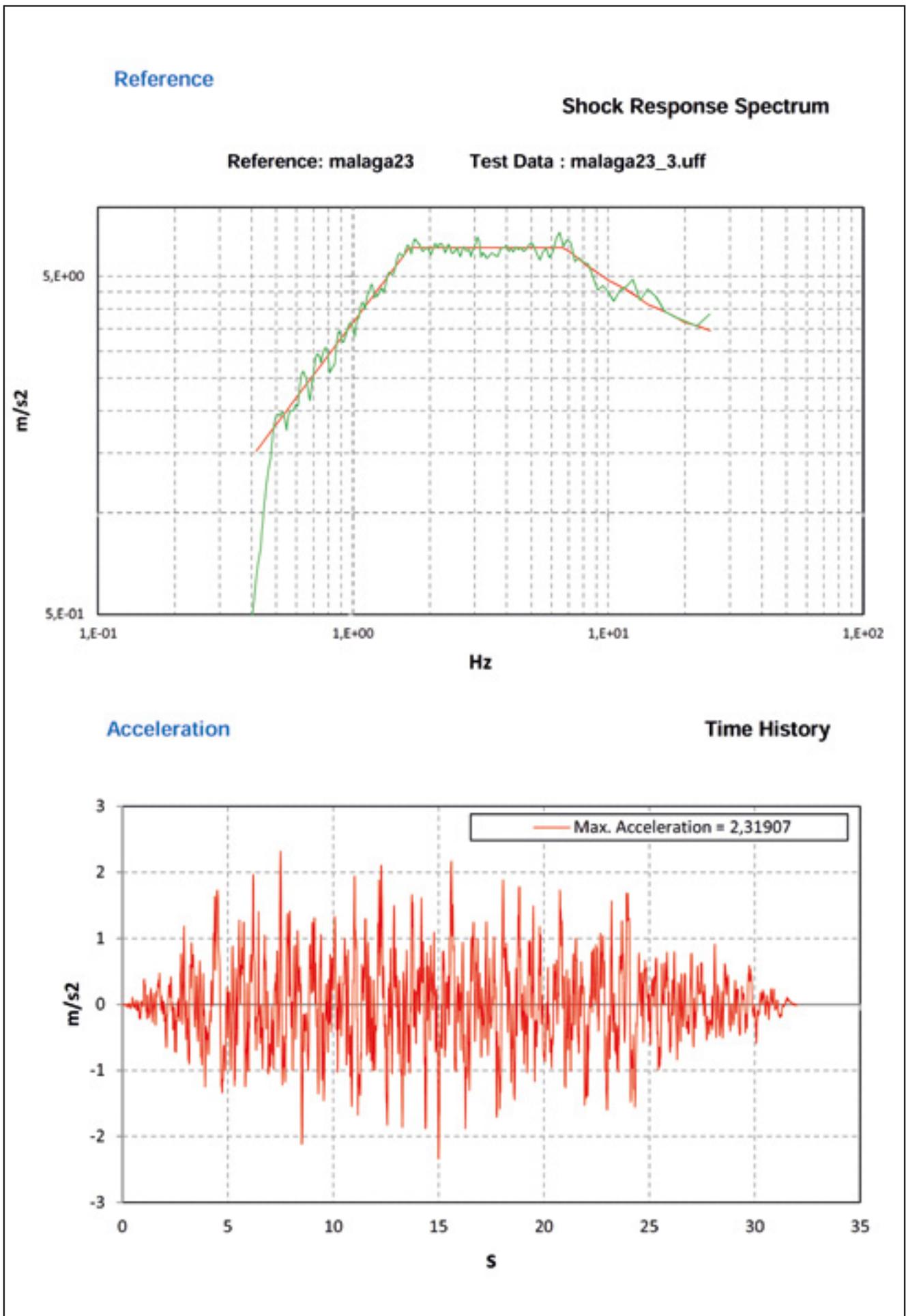


Figura 6. Espectro de respuesta y acelerograma. Simulación sísmica horizontal 0,23g.

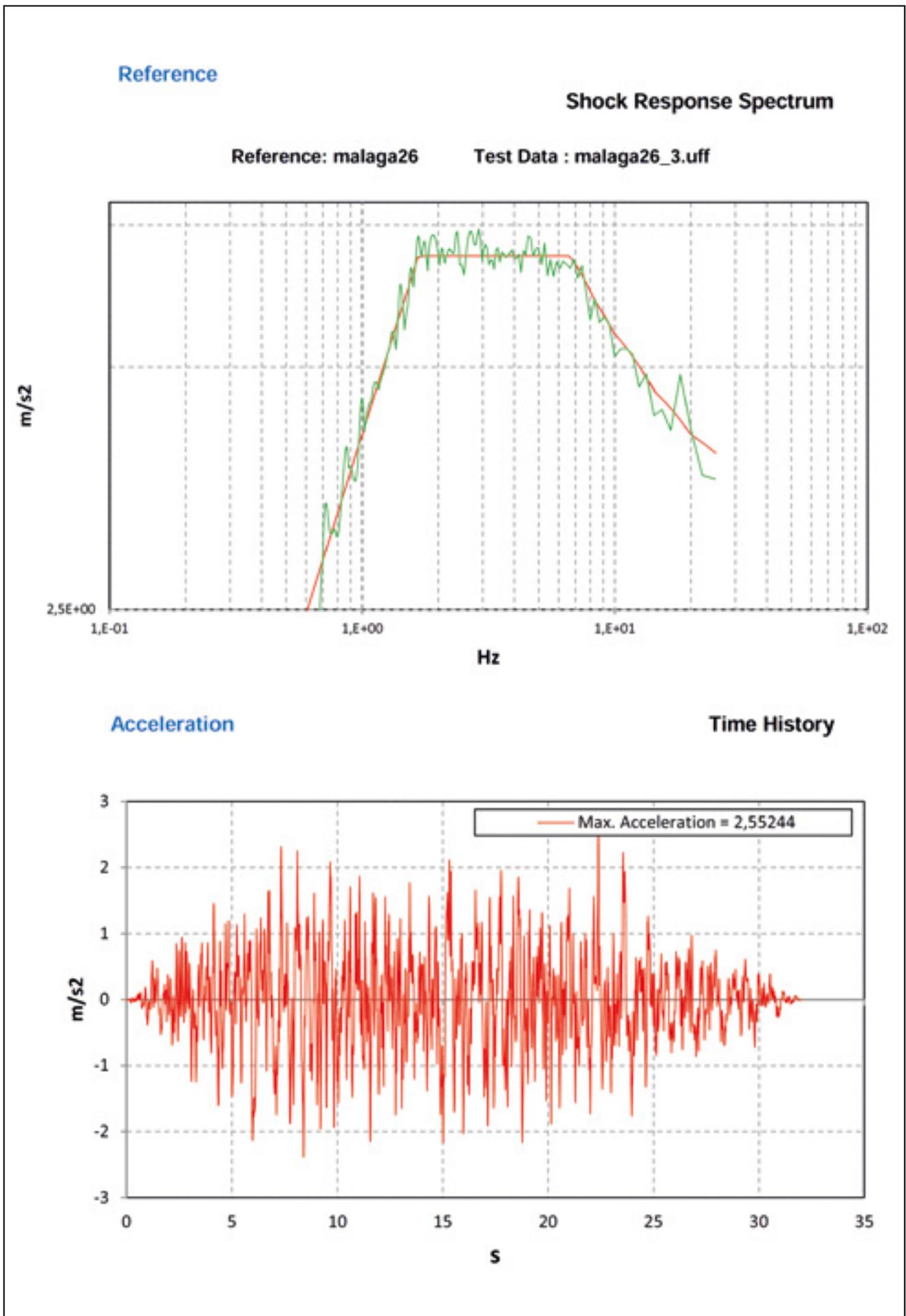


Figura 7. Espectro de respuesta y acelerograma. Simulación sísmica horizontal 0,26g.

3. MÁQUINA DE ENSAYO

Para la realización de este ensayo se ha utilizado el simulador sísmico de 6 grados de libertad instalado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX.

Básicamente un simulador sísmico consta de una mesa cuadrada con alta rigidez movida por actuadores que hacen que se mueva según un movimiento predeterminado. Los actuadores utilizados en este caso son del tipo electrohidráulico y su movimiento es servocontrolado para lograr una respuesta en frecuencia fiable.

a) Dimensiones y grados de libertad

Mesa de paneles de acero de 1 cm de espesor, reforzada en las zonas de introducción de cargas por los actuadores.

Peso: 5.500 Kg en vacío

Dimensiones: 3 m x 3 m x 0,8 m

Grados de libertad: 6 grados de libertad (g.d.l.), 3 desplazamientos y 3 giros

Sistema de soporte estático centrado por pistón neumático, con rótulas esféricas

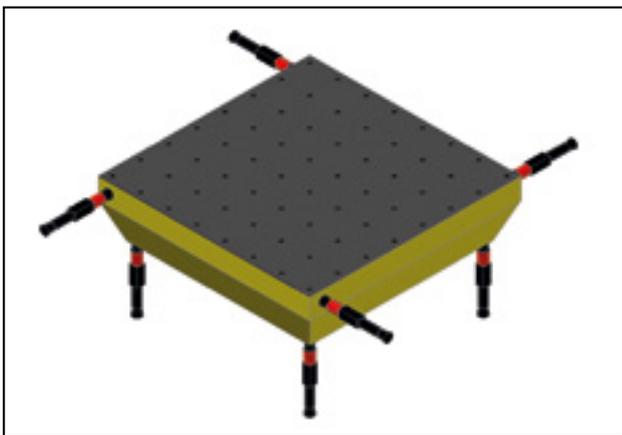


Figura 8. Representación de la mesa sísmica con la ubicación de los 8 actuadores electrohidráulicos.

b) Actuadores

Horizontales: 4 Actuadores de 146,8 kN de carga máxima.

Desplazamiento dinámico: 203,3 mm

Desplazamiento estático: 292,1 mm

Servoválvula de tres etapas con servocontrol y circuito de pilotaje. Caudal máximo de la servoválvula: 260 l/m

Características de movimiento horizontal para un modelo de 10 t:

Aceleración pico: +/- 1 g, para $f > 2$ Hz

Velocidad pico: +/- 0,8 m/s, para $2 \text{ Hz} > f > 1,2 \text{ Hz}$

Desplazamiento pico: +/- 0,1m, para $f < 1,2 \text{ Hz}$

Aceleración máxima horizontal, mesa vacía: 2,5 g, para $f > 5 \text{ Hz}$

Verticales: 4 Actuadores de 146,8 kN de carga máxima.

Desplazamiento dinámico: 101,6 mm

Desplazamiento estático: 139,7 mm

Servoválvula de tres etapas con servocontrol y circuito de pilotaje. Caudal máximo de la servoválvula: 260 l/m

Características de movimiento vertical con un modelo de 10 t:

Aceleración pico: +/- 2 g, para $f > 6,5 \text{ Hz}$

Velocidad pico: +/- 0,8 m/s, para $6,5 \text{ Hz} > f > 1,5 \text{ Hz}$

Desplazamiento pico: +/- 0,05m, para $f < 1,5 \text{ Hz}$

Aceleración máxima vertical, mesa vacía: 5 g, para $f > 15 \text{ Hz}$.

c) Hidráulica

Presión de operación: 207 bares (20,7 MPa, 207 atm).
Dos bombas en paralelo. Caudal máximo: 700 l/m.

Red hidráulica principal en tubería de acero de 10 cm de diámetro.

Red independiente de pilotaje de servoválvulas.

Red independiente de drenaje de actuadores y servoválvulas.

Sistema de acumuladores de pistón en la red hidráulica principal, de un volumen aproximado de 160 litros

d) Cimentación

Cimentación flotante por masa de inercia de 700 t

Apoyo sobre 16 cojines neumáticos de 45 t de carga máxima cada uno

Amortiguadores telescópicos entre masa de inercia y losa de apoyo. Independencia estructural entre losa de apoyo y estructura existente.

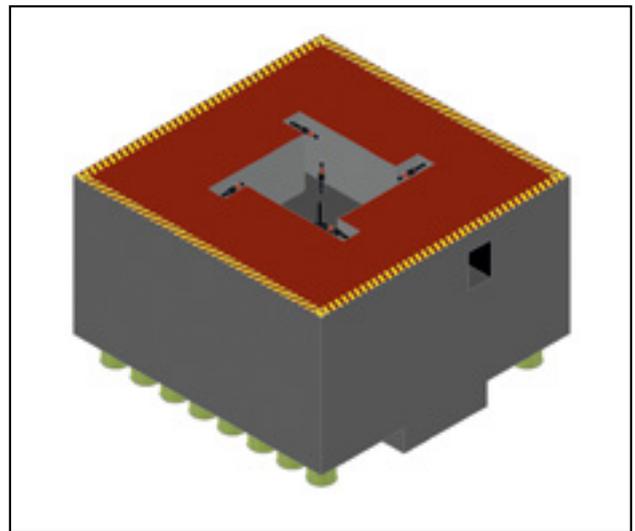


Figura 9. Representación de la masa de reacción de la mesa sísmica.

e) Puente-Grúa

Capacidad: 16 t. Altura libre máxima en el gancho 5,5 m

f) Características del modelo a ensayar

Peso máximo: 10 t

Momento volcador: 30 m t. Momento torsor: 10 m t.
Intervalo de frecuencias de uso: 0-60 Hz

Tipos de señal utilizable: Señal senoidal con barrido de frecuencias, señal aleatoria, seguimiento de señal temporal grabada en el disco del ordenador, síntesis de señales

temporales a partir de funciones frecuenciales (espectro de respuesta o densidad espectral de potencia).

Tipos de control: Dos bucles de control: Bucle interior, de definición de la señal de error de las servoválvulas, de tipo analógico con señal compuesta triple (desplazamiento, velocidad y aceleración), y compensación por grados de libertad.

Bucle exterior, de control numérico, de eualización de las funciones de respuesta en frecuencia cruzadas entre grados de libertad por inversión de la matriz de funciones de respuesta y aplicación de la matriz inversa a las señales temporales iniciales.

g) Adquisición de datos

El conjunto de variables físicas medidas se almacena en un disco de ordenador, previa su digitalización. El sistema JAGUAR permite definir, en un mismo programa de ensayo, la señal utilizada en el control y las características de la toma de datos. Se ha definido un muestreo de 0,002 segundos, tanto en la definición de la señal como en la adquisición, y el resultado se ha sometido a un filtro paso bajo anti-aliasing automático. El sistema "hold-scan" de que dispone el equipo garantiza una diferencia de tiempo despreciable entre lecturas de diferentes canales.

El ordenador utilizado tanto para el control numérico de la mesa como para la adquisición y procesado de los datos medidos es un ordenador con sistema operativo Linux.

La comunicación analógico-digital, así como los circuitos de acceso directo a memoria (DMA) y acondicionadores de alta precisión para los canales de control se reúnen en una unidad, modelo JAGUAR, conectada a la CPU del ordenador. El almacenado y procesado posterior de los datos medidos se ha realizado en la misma unidad, a través del programa de control.

Características de control

La utilización de actuadores servohidráulicos supone la definición de un ciclo de servocontrol para cada uno de ellos, con la correspondiente señal temporal de consigna y los adecuados parámetros de optimización.

Un simulador sísmico necesita una respuesta correcta en una banda de frecuencia relativamente ancha, lo que supone una necesidad de cambiar de variable física de control en función de la frecuencia.

En este equipo se utiliza el concepto de control triple, por el que se obtienen numéricamente las variables cinemáticas aceleración, velocidad y desplazamiento para cada actuador (a partir de una cualquiera de ellas, que es la señal de consigna correspondiente) y se comparan con las variables físicas medidas instantáneamente.

La instrumentación de control de la mesa permite medir el desplazamiento (LVDT) y la aceleración, obteniéndose la velocidad a partir de ellas por un circuito electrónico analógico en tiempo real.

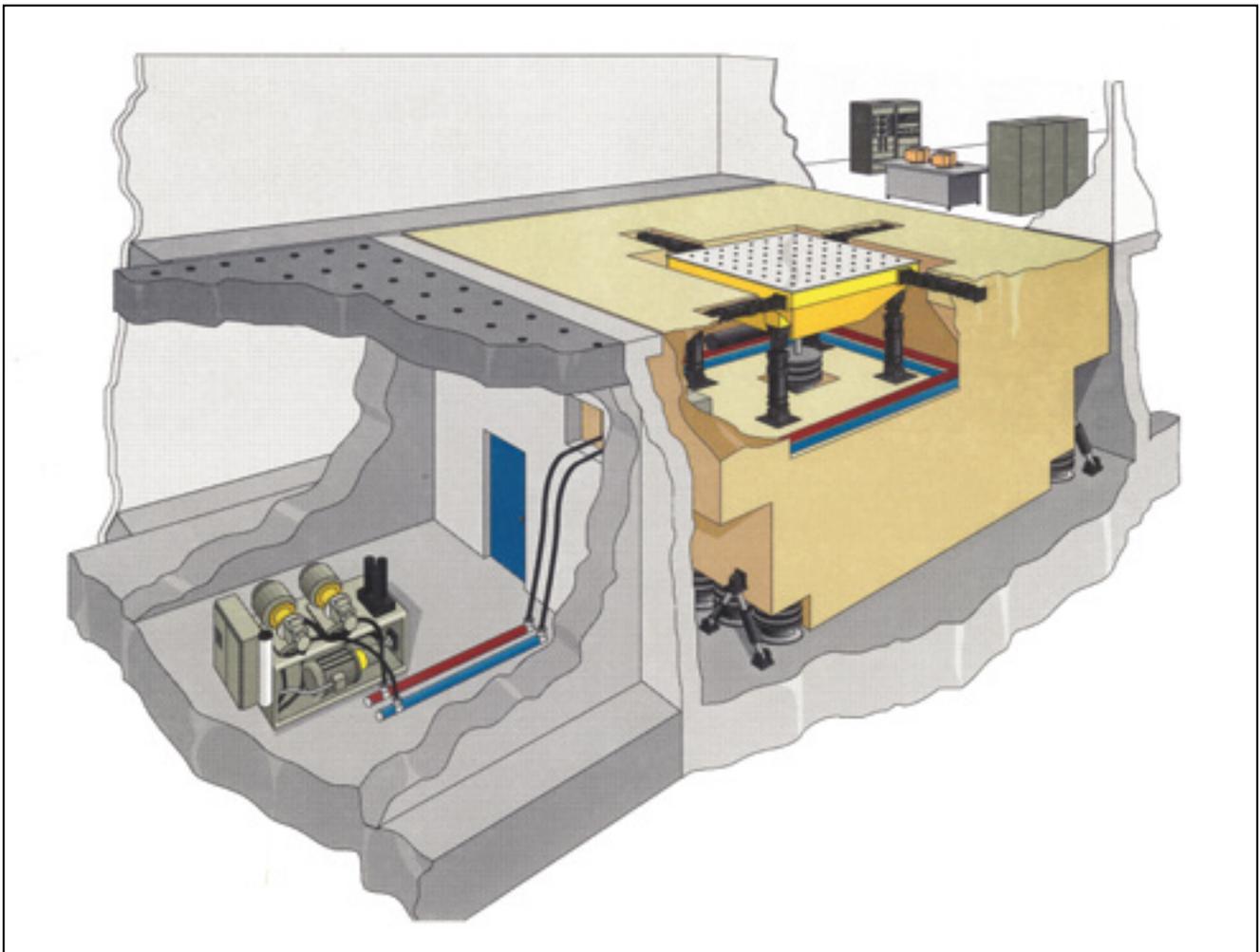


Figura 10. Esquema del Simulador Sísmico completo.

Los tres valores de error así obtenidos se combinan mediante los factores de ganancia adecuados para definir la señal de mando del grado de libertad correspondiente.

Técnicas de compensación

La función primordial de un simulador sísmico es la reproducción fiel del movimiento impuesto por una o varias señales de consigna, independientemente de las características dinámicas propias del equipo que se esté ensayando.

Desgraciadamente siempre se produce una interacción entre dicho equipo y la mesa, de forma que el conjunto electrónica-actuadores-mesa-equipo ensayado responde como un sistema dinámico aproximadamente lineal, cuya respuesta en frecuencia depende de cualquiera de los sumandos.

Las técnicas de compensación definen qué variaciones deben hacerse en la electrónica para equilibrar las variaciones impuestas por el resto de los sumandos. El resultado es una función de respuesta que debe aproximarse a la unidad en todas las frecuencias.

Existen dos tipos de compensación: analógica y numérica. La primera se utiliza para resolver problemas como:

- Acoplamientos geométricos cruzados.
- Momentos volcadores: en equipos con centros de gravedad altos.
- Momentos de rotación: en equipos con centros de gravedad desplazados horizontalmente respecto al movimiento horizontal al que está siendo sometido.
- Balances de fuerzas: debido a que el número de actuadores es mayor que el de grados de libertad y a la gran rigidez de la mesa, pequeños errores en la posición de un determinado grado de libertad pueden provocar grandes fuerzas internas en el sistema mesa-actuadores.

La compensación numérica se utiliza para compensar los efectos que las características modales de mesa y equipo tienen sobre la interacción entre ambas. La forma de compensar tanto en fase como en amplitud consiste en modificar previamente la señal temporal de control de acuerdo con la función de respuesta en frecuencia del sistema.

Transductores

Las variables utilizadas en el control de la mesa vibratoria son la aceleración y el desplazamiento, midiéndose mediante once acelerómetros de tipo capacitivo, en el primer caso, y ocho LVDT en el segundo (uno por eje de actuador). La velocidad se calcula analógicamente mediante circuitos integradores y diferenciadores, en cada caso.

La respuesta del equipo ensayado se obtiene mediante acelerómetros triaxiales, instalados en la parte superior, plancha y forjado bajo respectivamente.

4. RESULTADOS OBTENIDOS.

El proceso de vibración consistió en doce ensayos de simulación sísmica de 32 segundos en el eje longitudinal.

Las señales temporales utilizadas en el movimiento del simulador se han obtenido mediante un programa de generación numérica de acelerogramas compatibles con espectros de respuesta dados, por un proceso iterativo de ajuste de líneas espectrales (10 octavas entre 0,2 Hz y 25 Hz) y una modulación envolvente de máximos en el tiempo para una duración de 32 segundos.

La reproducción de las señales temporales obtenidas es la adecuada para una simulación adecuada del movimiento de base en la mesa, así como la atenuación de acoplamientos entre grados de libertad de la estructura ensayada, teniendo en cuenta la masa de la misma (10 t) y la altura del centro de gravedad respecto al simulador.

Finalmente, no se apreciaron daños en la estructura ensayada tras una inspección detallada.



Figura 11. Vista del prototipo tras el ensayo.

5. CONCLUSIONES

La utilización de mesas vibrantes de varios grados de libertad parece el método más adecuado para el ensayo de simulación sísmica considerando varios ejes de excitación.

Se ha ensayado mediante simulación sísmica el modelo a escala real de una construcción edificatoria sismorresistente de dos niveles de forjado, de acuerdo con la Normativa Sísmica NCSE-02, con determinación del espectro de respuesta de la aceleración en movimiento horizontal.

Mediante la aplicación informática correspondiente (JAGUAR), se han generado doce acelerogramas compatibles con los cuatro espectros de respuesta especificados (tres acelerogramas por espectro), de 32 segundos de duración y aceleración pico máxima de 2,58 m/s² en horizontal.

Se ha comprobado la correcta reproducción del espectro exigido por la normativa en los apoyos del equipo. La banda de frecuencias utilizable en la mesa vibratoria es la adecuada para la especificación usada, salvo muy bajas frecuencias en movimiento horizontal, que induce desplazamientos superiores a la capacidad de la mesa (+/- 50 mm).

No se han producido daños apreciables en la estructura durante la reproducción de los sismos.

6. AGRADECIMIENTOS

El trabajo presentado en este artículo ha sido posible gracias a la colaboración de todos los miembros integrantes del área de Dinámica de Estructuras del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, en especial a

D^a Ana Cóbrecas Álvarez, D. Francisco Navarro Colom y D. Miguel Ángel Andreu Martín con cuyo esfuerzo se pudo culminar el objetivo del proyecto.

Igualmente, hay que agradecer a las empresas SANDO CONSTRUCCIONES S.A., IELCO S.A., MESUREX AERONAUTICS S.A. y CONSTRUCCIONES VERA S.A., además de los centros tecnológicos Habitec, Citic y el grupo investigador HUM064 de la Escuela de Arquitectura de Málaga que han confiado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales para llevar adelante este ensayo.

7. REFERENCIAS

Paz, M. (2002). *Dinámica Estructural. Teoría y cálculo*. Barcelona: Editorial Reverté, S.A.

Ministerio de Fomento (2002). NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente. Madrid: Ministerio de Fomento (Gobierno de España).

Clough, R. W., y Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. Nueva York (EE UU): Mc Graw-Hill.

Ra, D., y Penzien, J. (1972). Structural Research Using an Earthquake Simulator. *Proceedings of the Structural Engineers Association of California Conference, Monterey, California (octubre)*.

Newmark, N. M., y Rosenblueth, E. (1976). *Fundamentos de la ingeniería sísmica*. Ciudad de México (México): Diana.

De Silva, C. W. (2007). *Vibration, Monitoring, Testing, and Instrumentation*. Boca Raton (FL/EE UU): CRC Press. (Taylor & Francis Group).

Instituto Geográfico Nacional (2015). Mapas de sismicidad. Disponible en <https://www.ign.es/>.

Puertos y navegación

Líneas de actividad

Diseño portuario

Explotación portuaria

Seguridad marítima

Estructuras y materiales

Medio ambiente



Fields of Activity

Maritime Port Engineering

Port Managing

Maritime Safety

Structures and Materials

Environment



Más información en

<http://www.cedex.es>

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Muelles para cruceros: la experiencia de Botafoc (Ibiza) y el desafío del viento

Quays for Cruise Ships: The Experience of Botafoc (Ibiza, Spain) and the Challenge of the Wind

Eloy Pita Olalla^{1*}, Antoni Ginard López², Víctor Martínez Pés¹

Resumen

La demanda creciente de cruceros de gran tamaño en el Puerto de Ibiza originó la necesidad de incrementar la longitud de los muelles transversales al abrigo del dique Botafoc, porque la existente resultaba insuficiente para buques de esloras comprendidas entre 220 y 340 m. Éstos únicamente pueden atracar en el Muelle Adosado al Dique de Botafoc generando interferencias con los petroleros, que también atracan en dicho muelle.

Para dar respuesta a esta situación se prolonga el Muelle Transversal 2 añadiendo 3 duques de alba pilotados, completando, de este modo, una longitud total de atraque de 375 m en el lado sur y 328 m en el lado norte para dar servicio a buques Ro/Ro y cruceros de gran eslora.

La mayor singularidad de estos muelles es la gran “vela” que tienen los buques que atracan en ellos, por lo que la acción del viento es enorme. Esta acción debe ser soportada por el muelle, con unas líneas de amarre que tienen la complejidad de partir de puntos muy altos en los barcos. Frente a esta problemática, se pueden plantear diversas opciones, que serán descritas en este artículo. Además, se mostrarán algunos accidentes acaecidos en algunos muelles de cruceros por esta causa.

En este artículo se describirán las obras proyectadas, insistiendo en los detalles de los duques de alba y reflexionando sobre el estado del arte en este tema y, en particular, sobre los sistemas para resistir las enormes fuerzas horizontales generadas.

Palabras clave: muelle; bolardo; viento; crucero; Duque de Alba; pantalán;

Abstract

The growing demand for large-size cruise ships at the Port of Ibiza demands enlarging the quays sheltered by the Botafoc breakwater, as they were no longer sufficient for ships whose length is between 220 and 340 m. These vessels could only berth at the quay attached to the Botafoc breakwater, producing interferences with fuel tankers that moor there.

In order to overcome this situation and serve Ro/Ro vessels and large cruise ships, one of these jetties was enlarged with three berthing-mooring dolphins built with a pile structure, reaching a total berth length of 375 m on the South side and 328 m on the North side.

The unique feature of these quays is the large exposed area (“sail”) on the ships that are moored at the berths, resulting in large forces due to wind. This force must be borne by the quay with complex mooring lines, as the vessel deck is very high. There are many possible solutions to handle this problem, which are described in this article. Moreover, some accidents that have occurred at some cruise quays for this reason will also be shown. In this article the planned construction work is described, emphasizing the details of the dolphins and discussing upon the state of art of this subject and, in particular, the systems required to resist the immense horizontal forces generated.

Key Words: quay; bollard; wind; cruise ship; dolphin; jetty;

1. INTRODUCCIÓN

El tamaño de los buques de cruceros que atracan en los puertos de todo el mundo ha experimentado un enorme incremento en los últimos años.

La fuerza ejercida por el viento contra estos buques ha aumentado proporcionalmente al tamaño de los mismos y ello obliga a adaptar las estructuras de atraque existentes.

En el presente artículo se reflexionará sobre el estado del arte del estudio de cargas de amarre, planteándose diversas soluciones para la transmisión de las cargas de los bolardos a la infraestructura desarrolladas y ejecutadas por

la Autoridad Portuaria de Baleares (de ahora en adelante, APB) y por los autores, que han diseñado soluciones, tanto para la primera, como para otras Autoridades Portuarias.

Al final de este artículo, se presentará la solución proyectada en el Proyecto de “Prolongación de la primera línea de atraque para grandes buques en los Muelles Comerciales al abrigo del Dique de Botafoc” [1], que nos permitió profundizar en el tema y ofrecer una solución segura y de calidad.

2. EVOLUCIÓN DE LOS CRUCEROS EN LA A.P. DE BALEARS

La APB es una Autoridad Portuaria especialista en la gestión de cruceros. Los que atracan en sus puertos han tenido un rápido aumento de tamaño, pasando de recibir cruceros de un tamaño medio de 19.113 GT en 1999, a

* Autor de contacto: epita@increa.eu

¹ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ingeniería Creativa Pita, S.L (INCREA).

² Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Autoritat Portuària de Balears.

Tabla 1. Evolución del tamaño medio de los buques crucero (GT) que atracan en los puertos de la APB. Se incluyen las proyecciones de los años 2015, 2016 y 2017

Año	Palma	Alcudia	Mahón	Ibiza	La Savina	Media
1996	22.310		14.767	13.510	7.169	19.113
1997	24.064	4.260	16.883	18.598	7.508	21.680
1998	26.043	704	16.661	13.939	2.370	22.027
1999	28.154	704	20.491	15.000	1.627	24.402
2000	27.829		20.331	13.675	3.436	24.139
2001	28.719		16.047	8.987	2.462	22.104
2002	34.603		22.294	17.861	5.829	30.062
2003	37.561		23.000	36.460	4.000	36.430
2004	42.646		23.318	24.394	5.000	36.931
2005	49.218		22.819	31.282	2.811	42.567
2006	46.932		25.385	20.950	9.187	40.356
2007	54.413		24.057	23.669	4.322	44.113
2008	53.208		27.186	27.296	11.997	44.978
2009	65.047		18.843	36.331	5.589	51.596
2010	70.880		25.048	44.567	3.738	60.780
2011	75.201		21.864	37.243	4.815	62.428
2012	67.164	2.532	27.366	63.982	6.500	61.364
2013	71.732	23.861	33.775	62.148	4.320	64.372
2014	73.867	24.452	31.098	53.168	3.769	64.348
2015	87.308	30.856	28.184	54.386	4.741	74.637
2016	85.254	38.756	31.630	72.520	6.800	78.019
2017	101.671	30.277	37.145	55.267	7.500	91.552

buques de 91.552 GT en 2011. Dicha evolución, desglosada también por puertos, se recoge en la tabla 1.

Entre los cruceros que visitan sus puertos destaca el *Allure of the Seas*, el mayor crucero del mundo, que hace escala en Palma, con unas dimensiones de 360 m de eslora, 47 m de manga y 9,1 m de calado y un arqueo de registro bruto de 220.000 GT.

Con la aparición de estos gigantescos buques, la APB ha tomado conciencia de la importancia del posible fallo de los sistemas de amarre durante temporales. Dichos fallos son principalmente debidos a la gran vela que tienen los cruceros, expuesta a la acción del viento.

Además, como la cubierta del buque se encuentra a gran altura, las amarras presentan un ángulo muy grande con la horizontal, de manera que la componente vertical genera tracciones de gran valor en una dirección no propicia para el comportamiento estructural del sistema de amarre.

La APB ha tenido que hacer frente a esta problemática adaptando los antiguos muelles, diseñados para buques

más pequeños que los que operan actualmente en el Mediterráneo. Para ello, ha sido necesario realizar un estudio minucioso del tiro de bolardo, un problema singular de los cruceros.

3. CONSECUENCIAS DE UN MAL DIMENSIONAMIENTO FRENTE AL VIENTO

Tal y como se ha comentado, muchos muelles operativos en la actualidad no se encuentran acondicionados para soportar las fuerzas que ejerce el viento sobre los grandes cruceros.

Este desajuste de la relación infraestructura-buque ha dado lugar a diferentes tipos de fallos. Normalmente, el eslabón más débil suele focalizarse en el sistema de amarre (bolardo, anclajes bolardo-muelle o amarras), pudiendo también producirse el fallo global del propio muelle. Al localizarse el fallo en el sistema de amarre, éste se comporta como “fusible”, siendo más fácil su reparación que la obra del propio muelle.



Figura 1. Ejemplo de rotura de bolardo (izquierda) y de su anclaje (derecha).

Cabe remarcar que las consecuencias de estos accidentes, derivados del fallo del sistema de amarre, pueden ser gravísimas debido a la exposición al riesgo de los cruceristas, ya que pueden producirse, entre otros, los siguientes hechos:

- El desprendimiento de la pasarela de acceso al buque, que conecta a éste con tierra.
- El fuerte "latigazo" que producen las amarras al liberarse de las grandes tensiones a las que están sometidas.
- El vuelo, como un proyectil, del bolardo, cuando éste rompe y es impulsado por las amarras.
- La deriva y choque de los buques al no tener ningún elemento de amarre.
- Normalmente, la gran capacidad de maniobra de los cruceros permite que el capitán sea capaz de controlar al buque mediante el empleo de sus medios de propulsión.

4. CÁLCULO DE LAS FUERZAS TRANSMITIDAS POR EL BUQUE Y SINGULARIDADES DE LOS CRUCEROS

Las fuerzas que transmite un buque amarrado son generadas por distintos agentes: viento, oleaje, corrientes, ondas largas, efectos hidrodinámicos inducidos por los pasos de los buques, etc.

Dado que, normalmente, un crucero suele encontrarse amarrado en aguas abrigadas del puerto, el agente principal que da lugar a mayores fuerzas es el viento. Entonces, el problema puede reducirse a la acción del viento, ya que, en ausencia de efectos de fenómenos de resonancia y onda larga, el resto de las acciones suelen ser despreciables frente a la acción del primero.

Para abordar este problema, la ROM 2.0-11 [2], expone diversos métodos para la determinación de las acciones. Estos se dividen en tres categorías:

- Modelos estadísticos: obtención de las cargas de amarre a partir de sistemas de amarre monitorizados.
- Modelos experimentales: a partir de modelos de escala reducida.

- Modelos matemáticos:
 - Analíticos (pseudo-estáticos).
 - Numéricos (dinámicos).

Debido a la ausencia de medios y de datos, se suele recurrir con frecuencia a los modelos matemáticos por su sencillez y bajo coste.

La resolución detallada del problema del comportamiento del buque amarrado es complicada y, por ello, con cruceros de grandes dimensiones y en condiciones no muy controladas (en las que se intuyan efectos complejos difícilmente modelizables con formulaciones analíticas), recomendamos el empleo de otros modelos más refinados que los matemáticos analíticos, tal y como cita la ROM 2.0-11 [2].

En comparación con los modelos analíticos, los modelos numéricos permiten integrar, además de los efectos de movimientos de los buques y de las cargas de amarre, aquellos otros que no pueden abordarse con formulaciones analíticas, como, por ejemplo, efectos de irregularidad de las variables, resonancia, ondas largas, efectos de segundo orden, etc., así como valorar con mayor precisión los niveles de operatividad de las obras de atraque.

Por ello, debido a la complejidad del problema, debe considerarse seriamente la posibilidad de realizar el estudio del buque amarrado con modelos numéricos de mayor complejidad, que permitan obtener un modelo de la realidad que ayude a conocer mejor el sistema de amarre, y en consecuencia, desarrollar un buen diseño.

Los modelos analíticos (que son los más sencillos) se basan en una simplificación dinámica del sistema que forma el buque amarrado (buque, sistema de amarre y estructura de atraque), estableciendo el equilibrio entre las componentes cuasi-estáticas de las fuerzas actuantes contra el barco, las reacciones de las defensas y las tensiones de las amarras. Además, se exige la compatibilidad de los movimientos del buque con las deformaciones de las líneas de amarre y defensas.

La ROM 2.0-11 [2] propone la siguiente ecuación (ecuación 1) para calcular la componente cuasi-estática de la resultante horizontal del viento, simplificando el cálculo dinámico (ver figura 2):

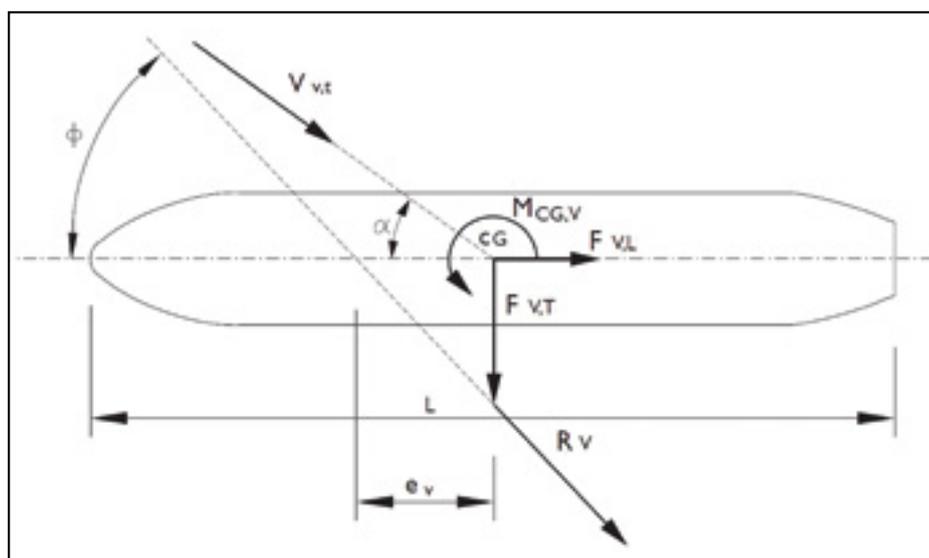


Figura 2. Componente cuasi-estática debida al viento según la ROM 2.0-11 [2].

$$R_V(\alpha) = \frac{\rho_a}{2} \cdot V_{V,t}^2 \cdot \frac{C_{DV,L}(\alpha) \cdot A_{V,T} \cdot \cos^2 \alpha + C_{DV,T}(\alpha) \cdot A_{V,L} \cdot \sin^2 \alpha}{\cos(\phi - \alpha)} \quad [1]$$

R_V = componente cuasi - estática de la resultante horizontal del viento

ρ_a = densidad del aire

$V_{V,t}$ = velocidad del viento en el periodo de medición t (parta cruceros $t = 1\text{min}$)

$A_{V,T}$ = área transversal expuesta al viento

$A_{V,L}$ = área longitudinal expuesta al viento

α = ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del buque

$\phi = \arctan [(A_{V,L}/A_{V,T}) \cdot \tan \alpha]$

= ángulo entre la resultante horizontal del viento y el eje longitudinal del buque

$C_{DV,L}$ = Factor adimensional de arrastre para el viento en la dirección longitudinal

$C_{DV,T}$ = Factor adimensional de arrastre para el viento en la dirección transversal

Como se puede apreciar, la fuerza transmitida por el buque está directamente relacionada con el cuadrado de la velocidad del viento y con la superficie expuesta ($A_{V,T}$ y $A_{V,L}$).

En la figura 3, puede observarse la diferencia entre las áreas expuestas al viento entre diversos buques tipo (cada uno corresponde al de mayor eslora de su categoría). En color gris claro se representa el área expuesta y, en color gris oscuro, el área sumergida, que puede considerarse proporcional al desplazamiento.

Por tanto, si el agente preponderante es el viento (lo cual es lo habitual), queda claro que las cargas de amarre serán proporcionales a la superficie expuesta. Como consecuencia, un buen indicador podría ser el arqueo (registro bruto) del buque (indicación del volumen total del buque) y no lo sería el desplazamiento (área gris oscura de la figura 3).

Debemos indicar que la ROM 2.0-11 [2] propone unos valores mínimos de las cargas de amarre en función del desplazamiento del buque (tabla 2), lo cual no parece lo

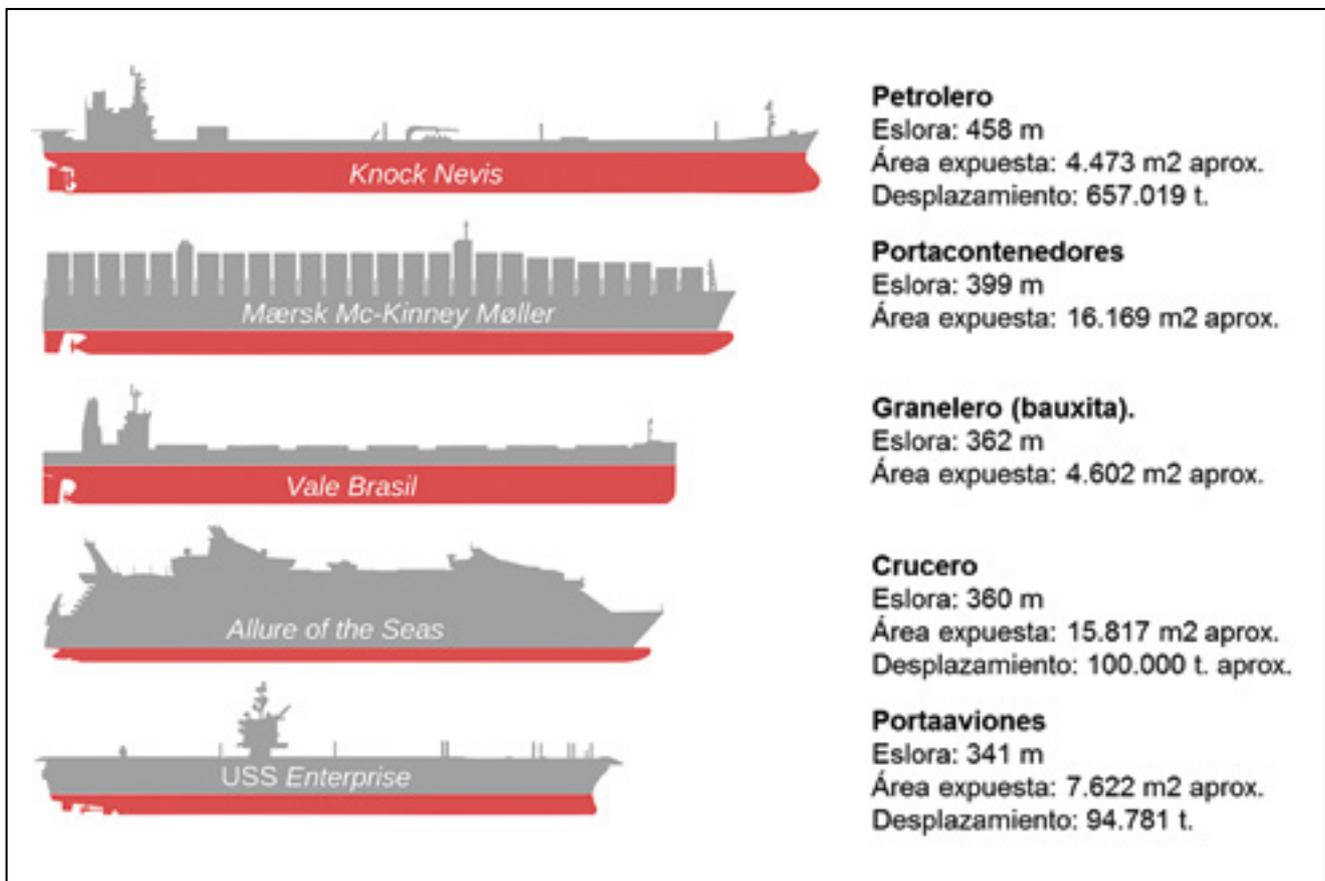


Figura 3. Propiedades grandes buques tipo.

Tabla 2. Cargas de amarre mínimas en función del desplazamiento del buque. Tabla 4.6.4.66 de la ROM 2.0-11 [2]

Buque de mayor desplazamiento máximo para la flota esperable en el atraque (t)	Valor característico mínimo de las cargas de amarres en los puntos del amarre (kN)
$\Delta_{pc} \leq 1.000$	100
$1.000 < \Delta_{pc} \leq 5.000$	250
$5.000 < \Delta_{pc} \leq 10.000$	350
$10.000 < \Delta_{pc} \leq 20.000$	600
$20.000 < \Delta_{pc} \leq 50.000$	800
$50.000 < \Delta_{pc} \leq 100.000$	1.000
$100.000 < \Delta_{pc} \leq 200.000$	1.500
$200.000 < \Delta_{pc}$	2.000

más aconsejable, por las razones apuntadas anteriormente. Esto es particularmente importante en el diseño de un muelle de atraque de cruceros, ya que estos barcos tienen un desplazamiento muy bajo en comparación con su "vela" (figura 3).

Sin embargo, la norma japonesa [3] relaciona dichas cargas mínimas de amarre con el registro bruto, lo cual parece más adecuado (tabla 3).

Otro hecho singular que caracteriza la disposición de amarre de los cruceros, es el ángulo de incidencia de las

acciones. Los cruceros, con la cubierta situada a gran altura, generan ángulos muy verticales de las amarras, creando fuerzas verticales ascendentes, que deben ser resistidas por el sistema de anclaje del bolardo. La ROM 2.0-11 [2] nos insta a hacer las comprobaciones de los bolardos en un abanico de actuación, con un inclinación vertical máxima de 45° (figura 4).

No obstante, tal y como se observa en la figura 5 este ángulo puede ser mayor.

Tabla 3. Cargas de amarre de acuerdo con la tabla 2.4.1 de la norma japonesa [3]

Gross tonnage (GT) of vessel (tons)	Tractive force acting on a mooring post (kN)	Tractive force acting on a bollard (kN)
$200 < GT \leq 500$	150	150
$500 < GT \leq 1.000$	250	250
$1.000 < GT \leq 2.000$	350	250
$2.000 < GT \leq 3.000$	350	350
$3.000 < GT \leq 5.000$	500	350
$5.000 < GT \leq 10.000$	700	500
$10.000 < GT \leq 20.000$	1.000	700
$20.000 < GT \leq 50.000$	1.500	1.000
$50.000 < GT \leq 100.000$	2.000	1.000

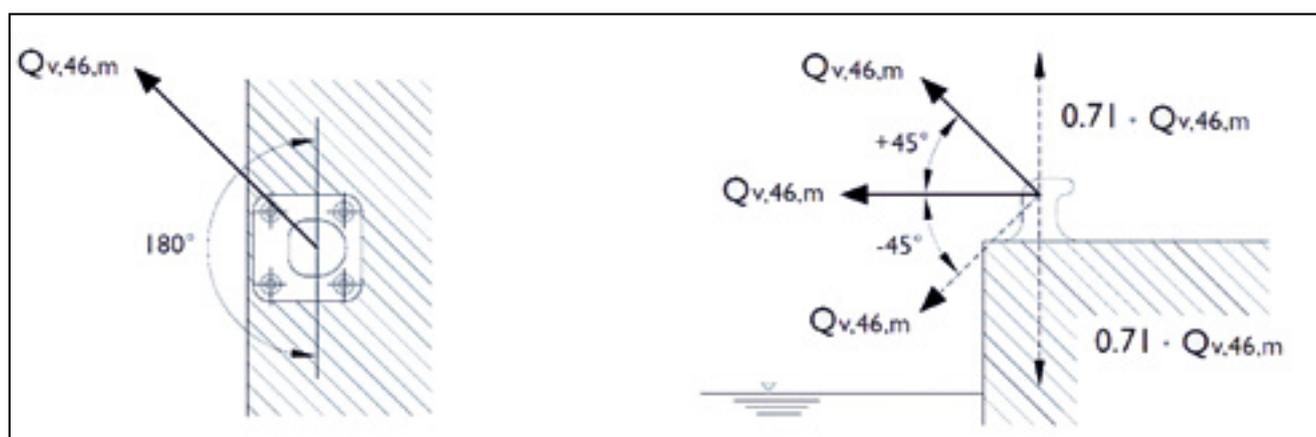


Figura 4. Direcciones de actuación del tiro de amarras. Figura 4.6.4.42 de la ROM 2.0-11 [2].



Figura 5. Ángulos de las líneas de amarre de los cruceros.

5. SOLUCIONES UTILIZADAS POR LA A.P.B. PARA PODER INSTALAR GRANDES BOLARDOS EN MUELLES ANTIGUOS

La mayoría de los muelles existentes en la APB son de gravedad, están dotados de bolardos insuficientes para los nuevos cruceros y, además, no cumplen los criterios de estabilidad de la ROM 2.0-11 [2] para las nuevas cargas de amarre.

La necesidad de acoger los nuevos cruceros de gran tamaño ha obligado a buscar soluciones alternativas compatibles con los muelles existentes, con el objeto que las estructuras existentes puedan resistir los mayores tiros de bolardo.

Los dos principales condicionantes para resolver la renovación de las infraestructuras de atraque y amarre son:

- Transferir las mayores cargas de tiro de bolardo sin afectar a los muelles existentes. En el caso de muelles de gravedad, esto puede obligar a asegurar que cualquier elemento que se introduzca se encuentre fuera de la cuña activa del terreno.

- Versatilidad y compatibilidad con la situación de servicio de los muelles, evitando la interferencia con estructuras, edificaciones y redes de servicios existentes.

A continuación, se describen algunas soluciones planteadas (para muelles de gravedad, pero aplicables a otras tipologías como pantallas) que cumplen estos dos condicionantes, pudiéndose combinar algunas de ellas:

1. **Macizo único apoyado en el muelle:** Consiste en armar fuertemente el tramo de viga cantil situado bajo el bolardo, formando un macizo capaz de soportar los esfuerzos transmitidos. Lógicamente, esta solución sólo es aplicable en el caso en el que el muelle sea estable frente a las nuevas cargas.

En la figura 6, vemos un ejemplo de la APB.

Un caso particular de esta solución para muelle de cajones es que el **macizo esté anclado a los cajones**, tal y como se ve en la figura 7.



Figura 6. Macizo de apoyo fuertemente armado.

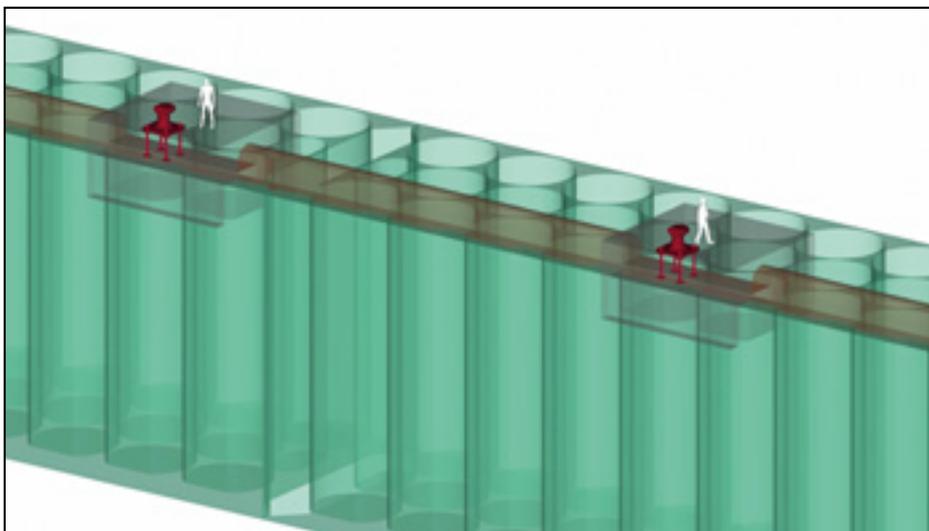


Figura 7. Macizo anclado a cajón.

2. **Macizo micropilotado:** se refuerza el macizo donde se instala el bolardo mediante micropilotes que transmiten las cargas hacia las zonas donde nos interesa. En la figura 8, se muestra un esquema de esta solución.
3. **Bolardos retranqueados:** se disponen bolardos de mayores dimensiones en zonas alejadas del cantil del muelle para reducir el ángulo de las líneas de amarre con la horizontal, de manera que se transmiten los esfuerzos de forma más horizontal a un gran macizo de anclaje. Estos bolardos son utiliza-

dos únicamente en condiciones de tormenta (tipo III, según la denominación de la ROM 2.0-11 [2], puesto que invaden el área operativa). En la figura 9 se muestra un muelle funcionando con bolardos retranqueados.

4. **Macizo sujetado por un “abanico” de anclajes:** consiste en la utilización de anclajes del terreno, ampliamente utilizados en ingeniería, para fijar los bolardos. Esta solución es muy versátil y sólo exige una zona donde poder anclar los tirantes sin que se afecte a la estabilidad del muelle.



Figura 8. Macizo reforzado con micropilotes.

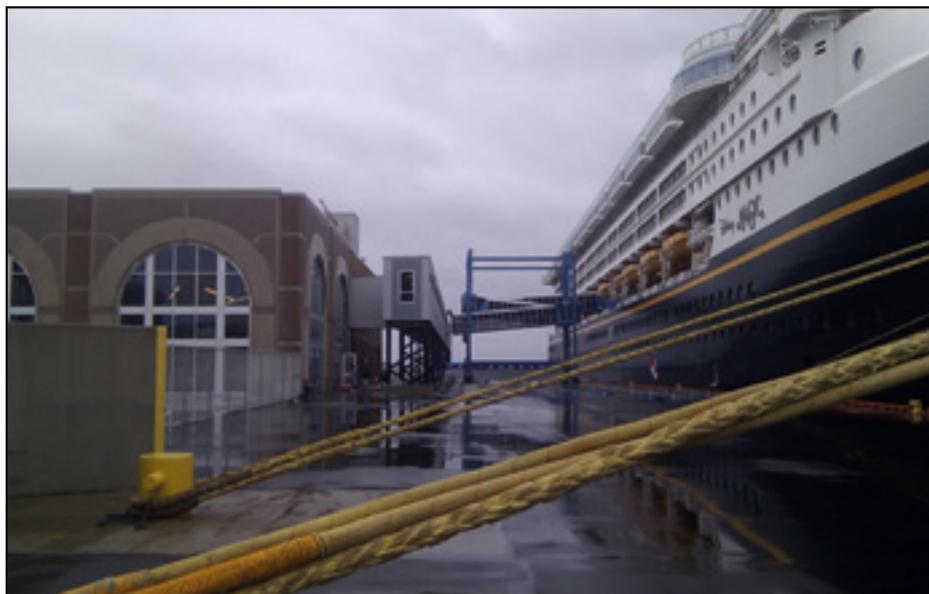


Figura 9. Bolardos retranqueados.

5. **Macizo sujetado por bloque de reacción:** se transmiten los esfuerzos a un bloque situado en una zona donde no se afecte a la estabilidad del muelle mediante tirantes. Como, normalmente, estos bloques están en la superficie (y, por tanto, sólo pueden recibir tirantes horizontales) esta solución se combina con tirantes verticales anclados en los bloques para “recoger” la componente vertical del tiro del bolaro. La figura 11 muestra un esquema ilustrativo. Puede considerarse una variante de la solución anterior.

En el caso de en **muelles de pequeña manga** (pantalanes) con vigas cantil enfrentadas pueden utilizarse estas mismas como macizo de anclaje (figura 12). Sin embargo, dado que el viento actuará en la misma dirección en los barcos de ambos lados del pantalán, será necesario verificar cuidadosamente el deslizamiento de dicha viga cantil.

Una variante de la solución anterior es el empleo (en el caso de bolardos enfrentados y a falta de viga cantil) del macizo bajo cada bolardo como macizo de anclaje del otro bolardo. En este caso, puede ser necesario reforzar el macizo que ancla el bolado con una pantalla de micropilotes, tal y como se ve en la figura 13. Además, será conveniente que sobre los macizos no se coloquen defensas.

6. **Cosido con micropilotes:** se realiza un cosido de micropilotes inclinados para anclar correctamente el bolardo y evitar la afección a edificaciones próximas a bolardos, tal y como se ilustra en la figura 14.
7. **Pantallas antiviento:** solución un tanto peculiar, compuesta de grandes estructuras que se oponen al viento (figura 15). Estas pantallas reducen la fuerza transmitida por el viento al buque amarrado facilitando, además, las operaciones de navegación y atraque.

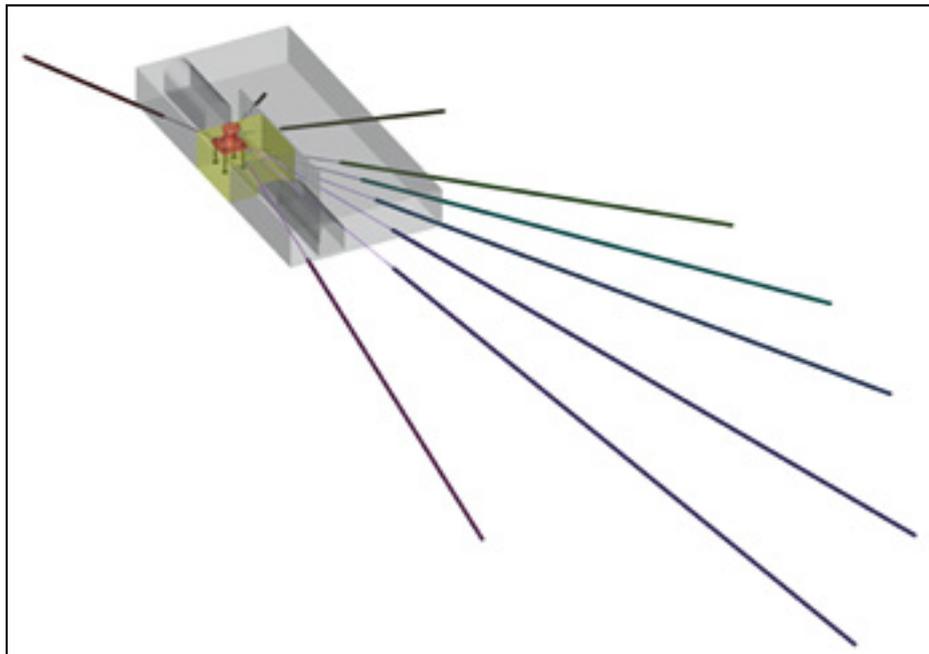


Figura 10. Macizo reforzado con anclajes en forma de “abanico”.

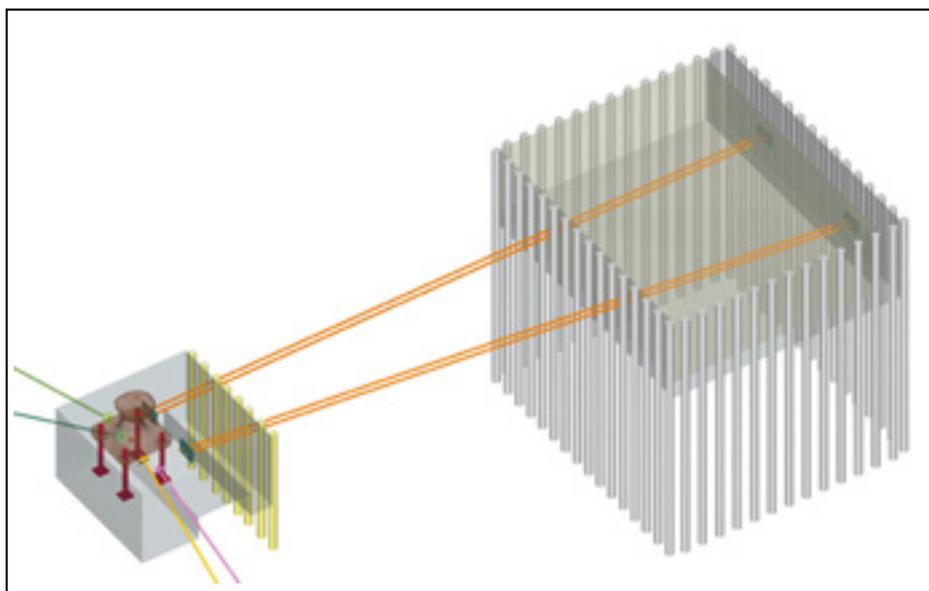


Figura 11. Macizo anclado a bloque de reacción.

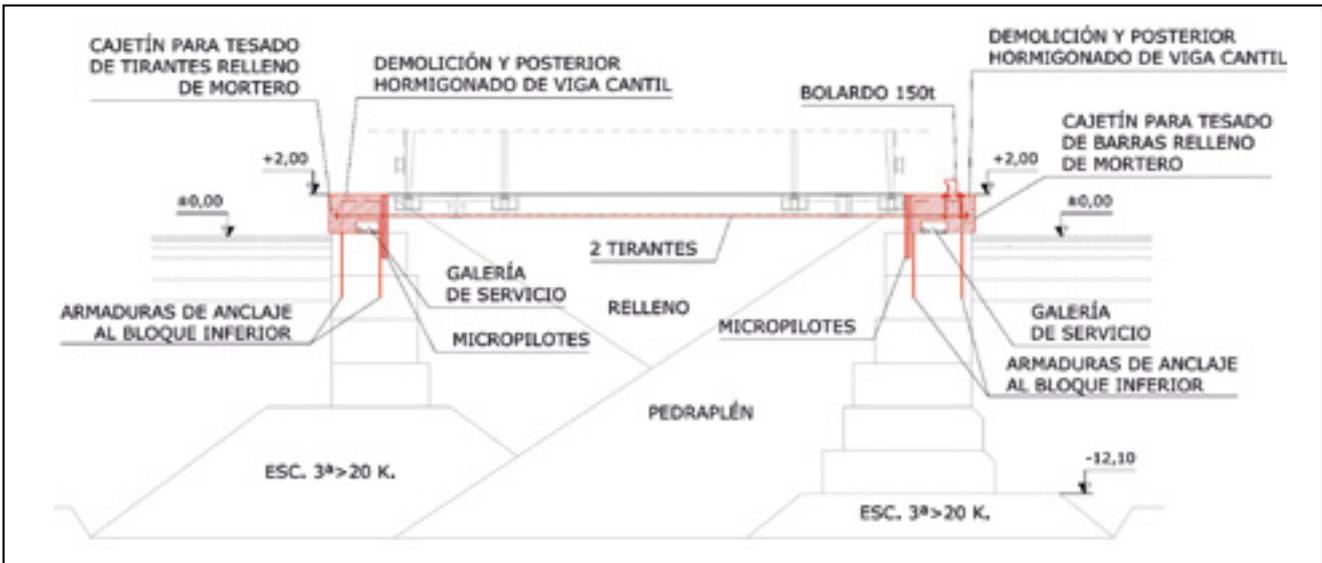


Figura 12. Vigas cantil enfrentadas ancladas entre ellas.

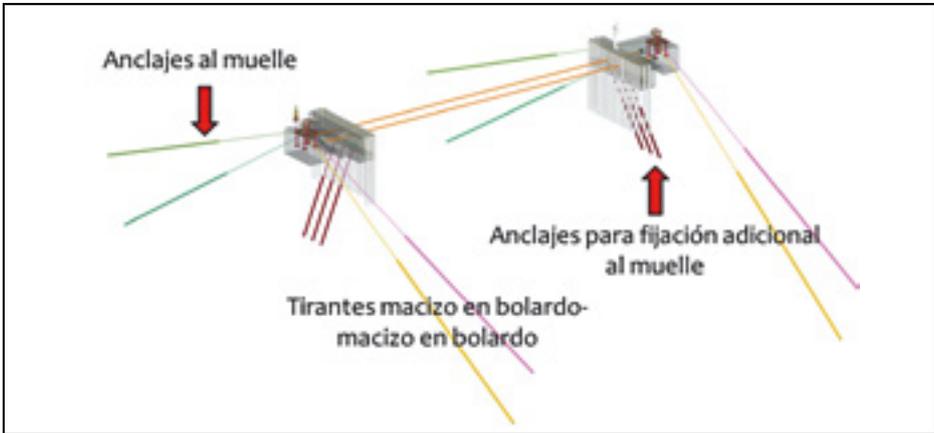


Figura 13. Vigas cantil enfrentadas ancladas entre ellas con fijación adicional al muelle mediante anclajes.

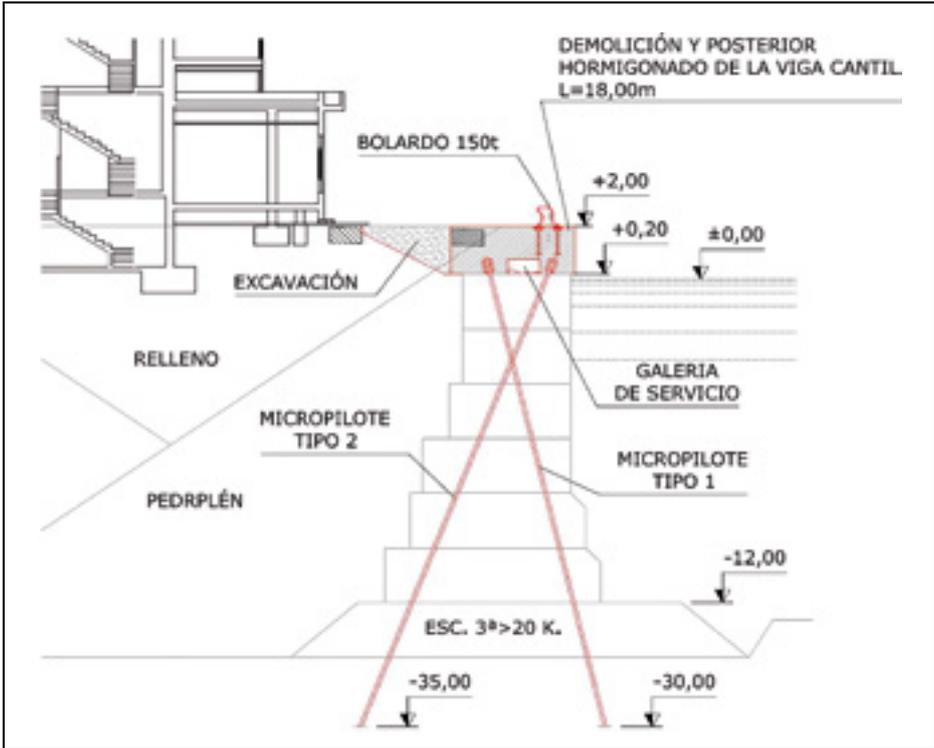


Figura 14. Macizo reforzado mediante cosido con micropilotes.



Figura 15. Pantallas antiviento Canal de Calandkanaal. Puerto de Rotterdam.

6. LA EXPERIENCIA DE BOTAFOC (IBIZA)

6.1. Situación previa y necesidades

El dique de Botafoc es la principal obra de abrigo del Puerto de Ibiza. Su construcción generó posibilidades de desarrollo de nuevas infraestructuras del puerto que eliminaban las dificultades operativas que se producían en los muelles tradicionales, cuya situación, contigua a áreas de mayor presión urbana, era fuente continua y creciente de conflictos.

Con esta obra se creó una nueva plataforma operativa para tráficos especiales y una generosa área de aguas abrigadas que permitió planificar nuevas infraestructuras portuarias.

Por ello, entre los años 2010 y 2012 se ejecutaron las obras de “Explanada y muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc” [4], y que dieron lugar, entre otras instalaciones, a dos muelles transversales (Muelle Transversal 1 y Muelle Transversal 2) con una longitud total de atraque de 232 m (ver figura 16).

Una vez finalizadas las citadas obras, entran en servicio los dos nuevos Muelles transversales y se les dota de pasarelas de acceso peatonal a los buques.

No obstante, ante la demanda creciente de cruceros de gran eslora, la longitud de éstos resulta insuficiente para buques de esloras entre 220 y 340 m ya que éstos únicamente pueden atracar en el Muelle Adosado al Dique de Botafoc, donde también descargan los petroleros, generándose cada vez más interferencias que afectan negativamente los distintos tráficos. Para dar respuesta a esta situación se prolonga el Muelle Transversal 2.

6.2. Trabajos previos

Previamente al desarrollo del trabajo se realizaron dos estudios por parte de la empresa Ingeniería Civil y Ambiental Hidráulica S.L.:

- **Estudio de maniobrabilidad de los buques:** se valoró la viabilidad de las maniobras de atraque de cruceros de grandes dimensiones, determinando las dimensiones máximas admisibles para la prolongación de los atraques.

- **Estudio del comportamiento del buque amarrado:** se empleó una herramienta avanzada de simulación para reproducir fielmente el comportamiento del buque atracado y evaluar los esfuerzos en amarras y defensas, teniendo en cuenta las condiciones locales del Puerto y las recomendaciones sobre los límites de operación y estancia.

6.3. Solución adoptada

La prolongación del denominado “Muelle Transversal 2” (conocido también como primera línea de atraque) se realizó con una configuración de tres duques de alba que permite completar una longitud total de atraque de 375 m en el lado sur y una longitud de atraque de 328 m en el lado norte. Se distinguen dos tipologías de duque de alba:

- **Los duques de alba 1 y 2:** (numerados desde la estructura actual) están formados por un tablero de hormigón armado de 17,80 x 28,70 x 2,20 m y 16 pilotes, que forman una malla rectangular de 4x4. Estos duques de alba dan servicio a las dársenas situadas a ambos lados del muelle. Se distinguen dos alineaciones de pilotes en estos duques de alba, cada una con unas características específicas de armado y longitud:
 - Alineación A: pilotes exteriores, ubicados a lo largo de ambas líneas de atraque (8 para cada duque de alba). Empotran en arenas y arcillas compactas, llegando a unas profundidades de -43,30 m (duque de alba 1) y -43,40 m (duque de alba 2).
 - Alineación B: pilotes interiores (8 para cada duque de alba). Estos pilotes empotran en la roca 1,20 m (duque de alba 1) y 1,60 m (duque de alba 2).
- **El duque de alba 3:** formado por un tablero (más pequeño) de hormigón armado de 17,80 x 9,80 x 2,50 m y 8 pilotes, distribuidos en dos filas de 4 pilotes. Sólo da servicio a la dársena sur. Estos pilotes están fuertemente armados y empotran 3,10 m en roca.

Todos los pilotes son de hormigón armado con camisa de acero y tienen dos metros de diámetro, aunque su

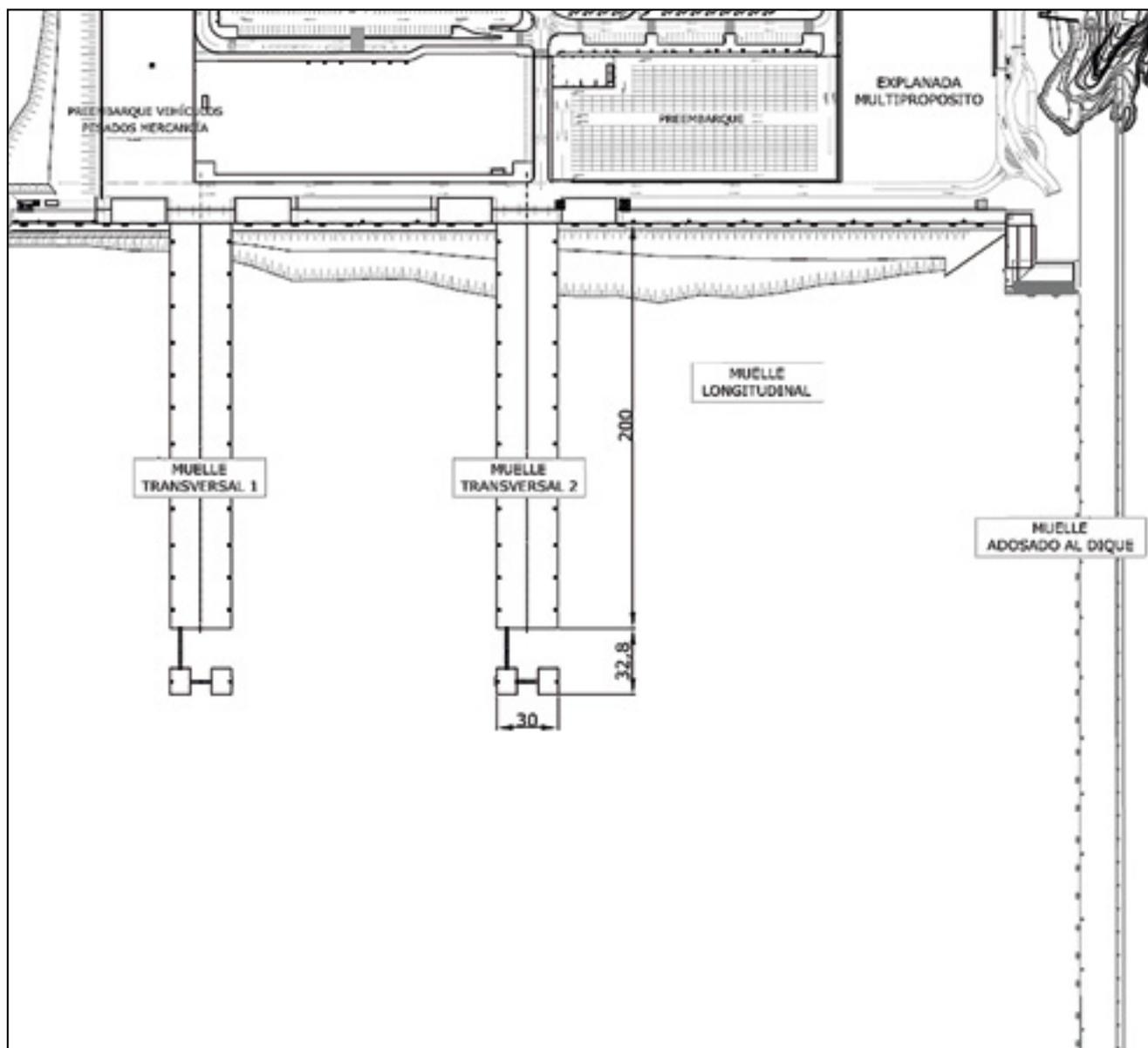


Figura 16. Planta explanada y muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc.

armadura y longitud difiere (ha sido optimizada), sumando una longitud total de aproximadamente 1.835 m. La cota inferior de todos los tableros es de +0,80 m.

La planta y el perfil de las obras se muestran en la figura 17 y la figura 18. En las figura 19, figura 20, figura 21 y figura 22 se definen con mayor detalle los duques de alba.

La decisión de diseñar dos duques de alba de grandes dimensiones (1 y 2) que den servicio a ambos lados, en contraposición con dividirlos en dos más pequeños, como el número 3, tiene como objetivo minorar los esfuerzos (principalmente de tracción y flexión) en los pilotes resultantes de las acciones generadas por los buques (atraque y tiro de bolardo) y reducir así su armadura y longitud, reduciendo, en consecuencia, su coste y plazo de ejecución. Esto también ha permitido distinguir dos tipologías de pilotes (A y B) en los duques de alba 1 y 2, que permiten optimizar su diseño (longitud y armado).

Estos duques de alba 1 y 2 están provistos de 6 bolardos tipo TEE-P (o similar) de 200 t distribuidos en parejas enfrentadas y dos defensas, una para cada línea de atraque.

El dique de alba 3 dispone de 2 bolardos de 300 t tipo TEE-P (o similar), centrados y enfrentados, y una defensa SC-2250 en Calidad C (o similar).

En todos los grupos de bolardos se deja embebido en el hormigón el anclaje de un bolardo de repuesto, de forma que sea sencillo reemplazar el que pudiera romperse, por uno nuevo, en el menor plazo posible.

La ejecución de los nudos entre pilotes y tablero es vital en este tipo de estructuras, ya que condiciona completamente su comportamiento y los esfuerzos que deben resistir pilotes y tablero (ver figura 23).

En general se pueden plantear dos soluciones: empotrar los pilotes en el tablero o ejecutar un nudo que permita el giro relativo entre tablero y pilote.

En Botafoc se optó por la solución empotrada, porque ofrece notables ventajas respecto a la solución simplemente apoyada: menores esfuerzos por cargas horizontales; menos deformaciones; menores efectos de segundo orden; y mejor comportamiento geotécnico frente a empujes. Sin embargo, el cálculo y el diseño se complican y, tal como se puede ver en los documentos del proyecto constructivo [1], los nudos son complicados de ejecutar. Por este motivo, se ha prestado

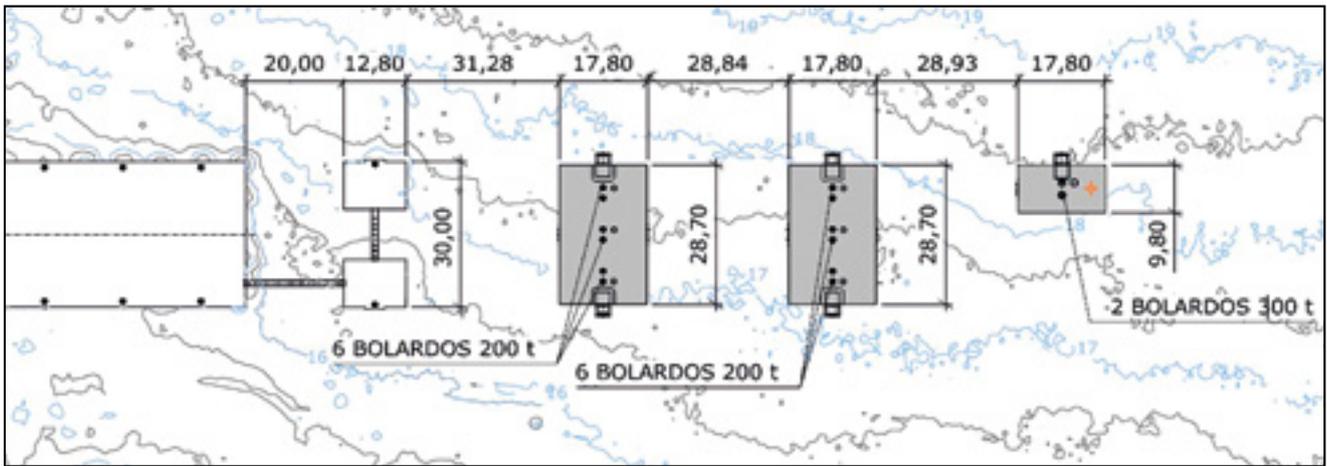


Figura 17. Planta Muelle Transversal 2.

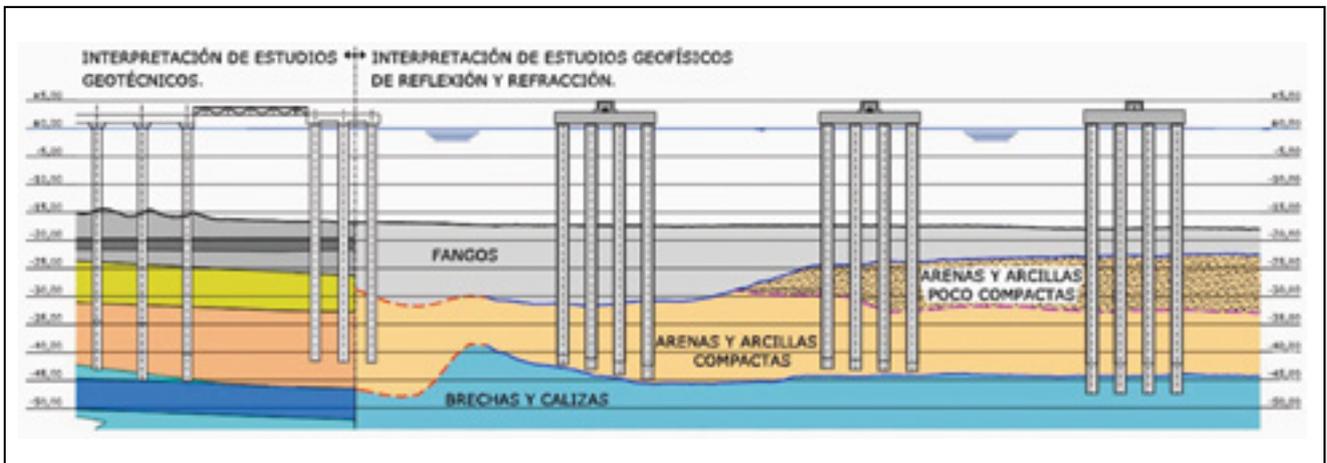


Figura 18. Perfil longitudinal Muelle Transversal 2.

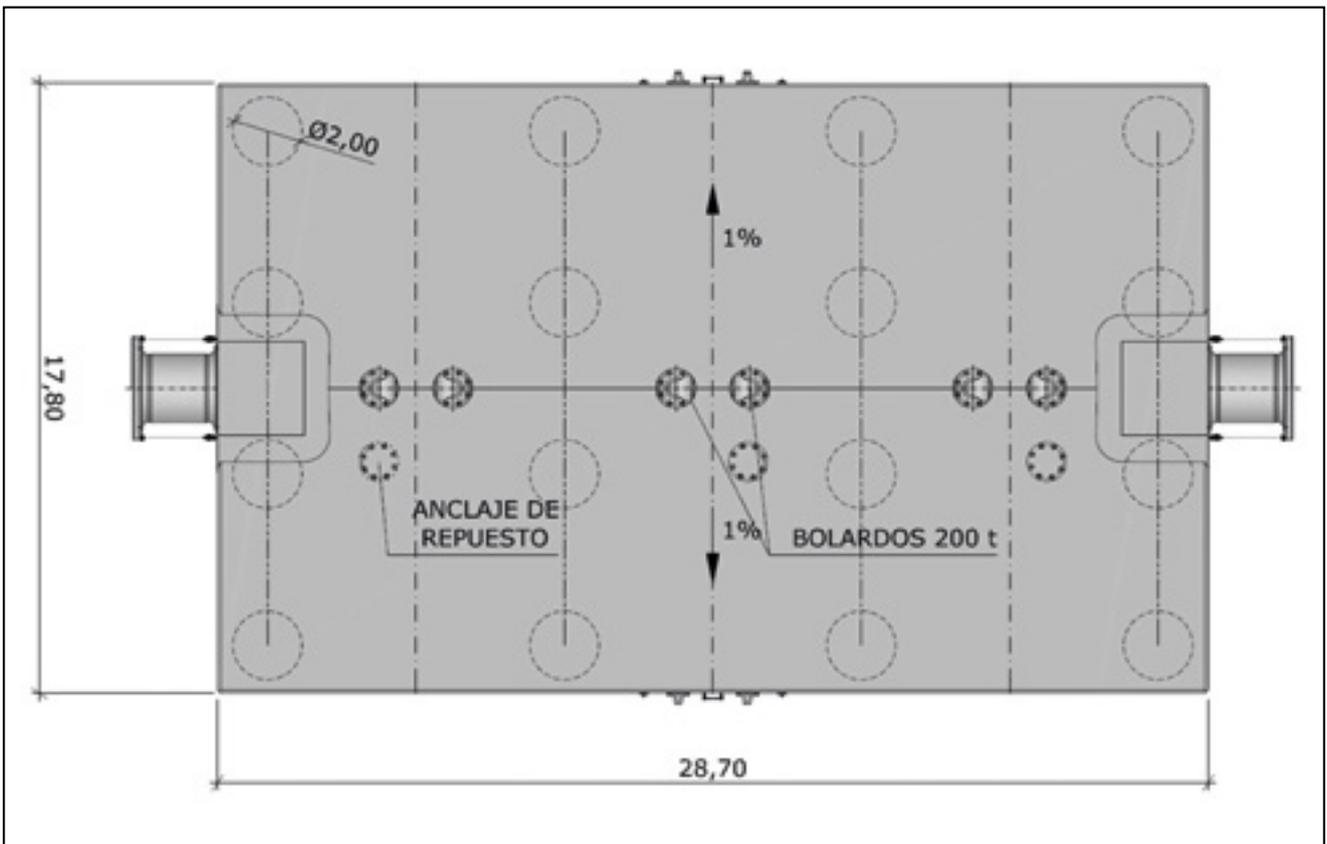


Figura 19. Planta duques de alba 1 y 2.

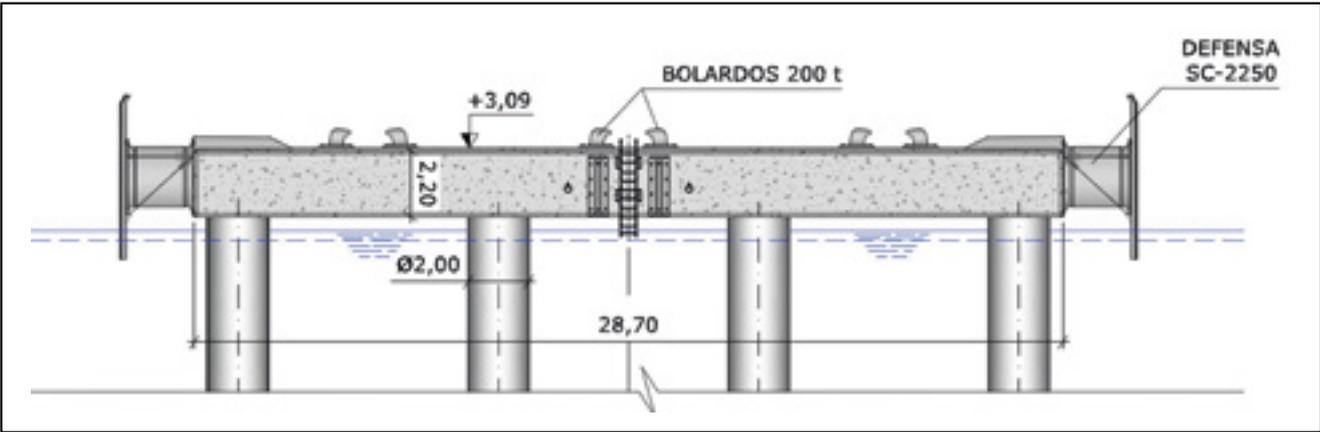


Figura 20. Alzado duques de alba 1 y 2.

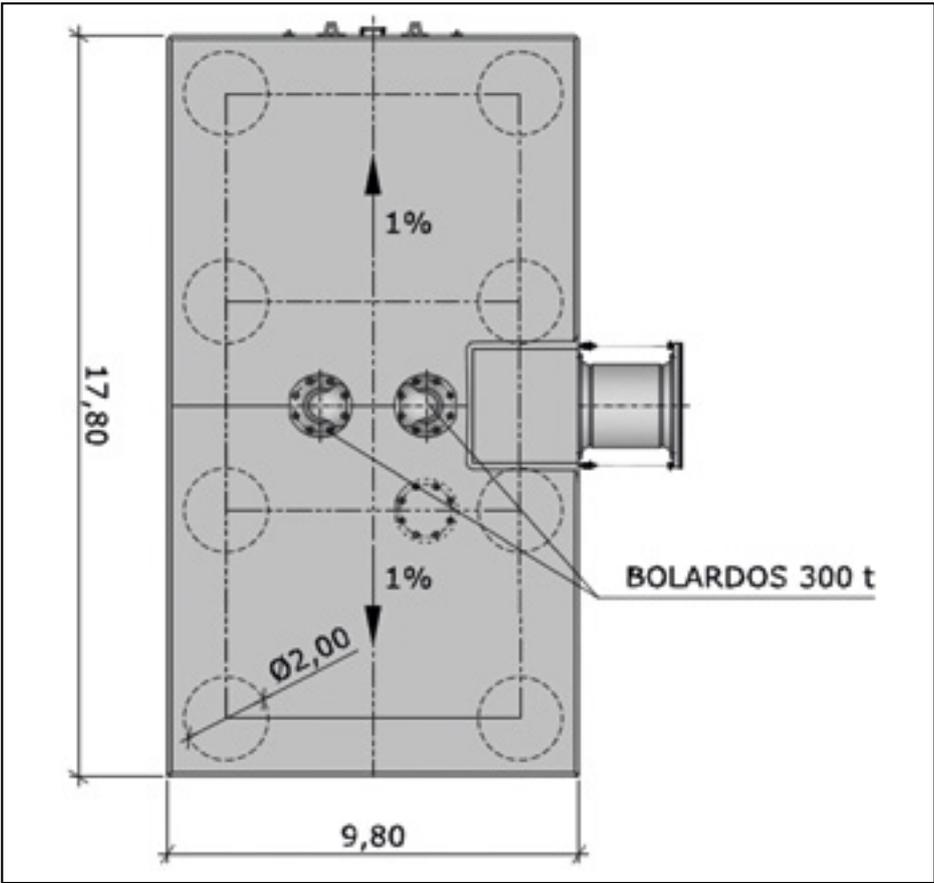


Figura 21. Planta duque de alba 3.

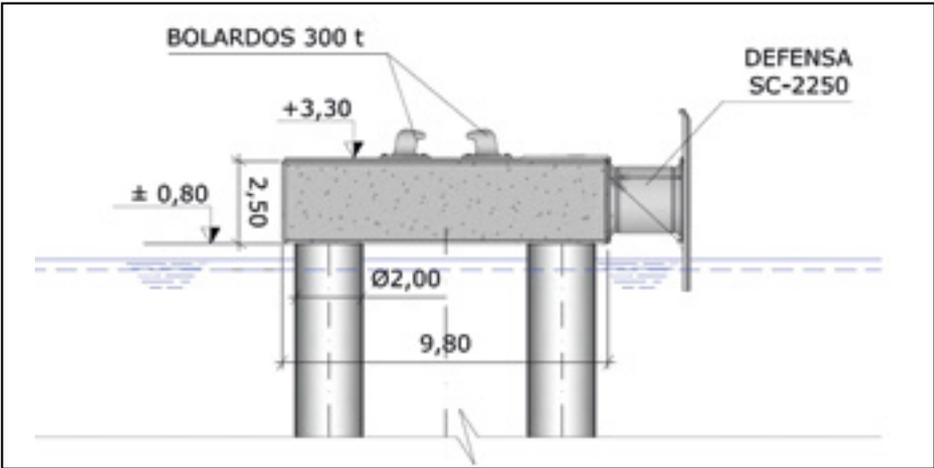


Figura 22. Alzado duque de alba 3.

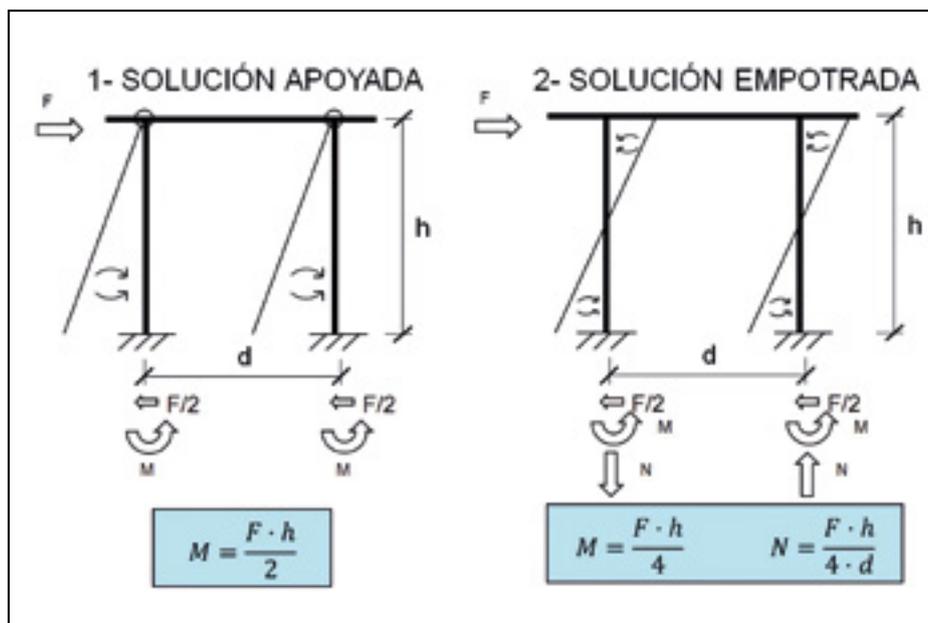


Figura 23. Esfuerzos en los nudos.

especial atención a la definición de los nudos de unión entre el tablero y los pilotes para asegurar el correcto funcionamiento del empotramiento pilote-tablero, esencial para el comportamiento estructural de los duques de alba.

7. CONCLUSIONES

La Autoridad Portuaria de Baleares, como tantas otras del mundo, ha experimentado que, en los últimos 40 años, el tamaño medio de los cruceros que atracan en sus puertos ha duplicado su eslora y multiplicado por diez su GT, llegando a tener en la actualidad hasta 360 m de eslora, 46 m de manga y 76 m de francobordo.

Con la aparición de estos gigantescos cruceros, se ha registrado un considerable aumento de la frecuencia de fallo en los sistemas de amarre coincidiendo con episodios de fuerte viento. Dichos fallos son principalmente debidos a la gran superficie expuesta al viento, que da lugar a grandes fuerzas que son transmitidas a los sistemas de amarre.

Además de las grandes fuerzas transmitidas por el viento, la posibilidad de fallo se ve incrementada por los grandes ángulos que forman las amarras con el plano horizontal (alrededor de 45°) debido a la gran altura de las cubiertas de los cruceros. Como consecuencia, la resultante de las líneas en cada punto de amarre es más vertical y se generan tracciones en dicha dirección que no son propicias para su comportamiento estructural.

Por todo ello, y para reducir los riesgos asociados a estos fallos (tanto para los buques como para sus pasajeros durante las operaciones de embarque- desembarque), la APB (apoyada por empresas consultoras de ingeniería) ha realizado un extenso trabajo para estudiar la adaptación de sus muelles a esta nueva situación. En el presente artículo se han expuesto algunas soluciones constructivas planteadas, algunas de las cuales han sido llevadas a la práctica en sus puertos.

En el ámbito normativo, hemos visto que las recomendaciones de diseño en algunos puntos abordan el problema sin tener en cuenta, del todo, las singularidades que presentan los cruceros.

Recomendamos el estudio en detalle del comportamiento del buque amarrado, preferiblemente con modelos numéricos cuando se intuyan fenómenos complejos no detectables con formulaciones analíticas (efectos de segundo orden, resonancia...).

Por último, en este artículo se ha expuesto de forma detallada la solución adoptada para la ampliación de la primera línea de atraque al abrigo del dique de Botafoc [1]. La experiencia permitió a los autores profundizar en la problemática y ofrecer una solución segura y de calidad. Ello supuso un desarrollo tecnológico innovador, caracterizado por:

- Estudio estructural en detalle para la tipología de duques de alba pilotados.
- Empleo de nudos complejos para asegurar el empotramiento de los pilotes en el tablero.
- Posibilitar el amarre en bolardos alejados del cantil, dando lugar a una mejora funcional.
- Disposición de parejas de bolardos en puntos de amarre de servicio a buques situados a ambos lados del atraque.
- Colocación de anclajes de reserva para operaciones de mantenimiento y reparación.

8. REFERENCIAS

Pita, E., et al. (2014). Prolongación de la primera línea de atraque para grandes buques en los Muelles Comerciales al abrigo del Dique de Botafoc (P.O. 1075-G). Proyecto Constructivo. Madrid: INCREA.

Ministerio de Fomento (2012). *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre. ROM 2.0-11*. Madrid: Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (Gobierno de España).

The Overseas Coastal Area and Development Institute of Japan (2009). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Tokio (Japón): OCEDI.

Pita, E., et al. (2008). *Explicación y muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc. Proyecto Constructivo*. Madrid: INCREA.

Tecnología pionera para un futuro sostenible: cajones de materiales compuestos en Puerto del Rosario (Fuerteventura)

Pioneer Technology for a Sustainable Future: Composite Maritime Caissons in Puerto del Rosario (Fuerteventura)

Alejandra Victoria Revillas Merino^{1*}, José Manuel González Herrero¹, Daniel Zamora Serrano¹, J. Daniel García Espinel², Salvador Capella Hierro³

Resumen

En la actualidad, la construcción de infraestructuras portuarias orientadas al atraque de buques se realiza en España mediante bloques prefabricados de hormigón, tablestacas metálicas hincadas, pilotes de acero u hormigón y cajones flotantes de hormigón armado. Estas soluciones presentan una problemática variada, relacionada, por una parte, con la necesidad de un mantenimiento continuo debido a los problemas de durabilidad que presentan en ambiente marino los materiales clásicos empleados (acero y hormigón), y por otra, con el requerimiento de medios auxiliares de una entidad importante para su ejecución (barcos cajoneros, pilotadoras,...). El desarrollo de una solución de cajones marítimos a base de piezas ligeras fabricadas en composite, ha constituido un hito en el ámbito de la ingeniería civil marítima así como una oportunidad para profundizar en el estudio del comportamiento de estos materiales en un medio agresivo como es el marino.

Palabras clave: cajón marítimo; matriz epoxídica; fibra de vidrio; laminado multidireccional; durabilidad;

Abstract

Nowadays, in our country port infrastructures for ship berthing and mooring are mainly executed by steel sheet piles, precast concrete blocks, steel or concrete piles, and concrete caissons. All these structural typologies and constructive systems present negative aspects related, on one hand, to the necessity of continuous maintenance during their service life due to corrosion and durability problems and, on the other, to the requirement of heavy specialized equipment for their execution. The development of a new improved version of maritime caissons made of light prefabricated composite elements, and its innovative on-site assembly procedure, constitutes a landmark in the field of maritime civil works. It is also an opportunity for deepening the study of the behavior of composite materials in an aggressive environment as the marine.

Key Words: maritime caisson; epoxy resin matrix; glass fiber; multidirectional laminate; durability;

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, el 80% del comercio internacional de mercancías se sirve de la vía marítima como medio de transporte, con previsiones de incremento en la demanda de tráfico portuario de hasta el 50% en los próximos años. En este escenario en el que cada vez más entran en juego buques de mayor tamaño y capacidad de carga, resulta vital acondicionar las estructuras portuarias existentes para satisfacer la creciente demanda.

Una parte considerable de las obras portuarias que se acometen son los cajones flotantes de hormigón armado, tanto por el buen conocimiento de la técnica y amplia experiencia en su utilización como por el grado de desarrollo de la misma. Es por ello que una evolución técnica que minimice la problemática de este tipo de solución permitiría grandes beneficios.

El principal problema de esta técnica constructiva es que requiere la movilización de una gran cantidad de medios auxiliares y maquinaria específica de grandes dimensiones como los cajoneros (diques flotantes con los encofrados incorporados para la fabricación de cajones), y que exige una planificación estricta en espacio y tiempo, ya que ha de ser realizada in situ.

En este contexto, la reducción de los medios auxiliares y equipos necesarios se perfila como una potencial vía para conseguir una versión más competitiva de los clásicos cajones de hormigón armado. En este sentido, el desarrollo de una técnica constructiva basada en la prefabricación cuenta con las siguientes ventajas:

- Independencia del cajonero, con lo que se aumenta la autonomía de la obra;
- Posibilidad de simultanear la producción de piezas para distintas obras;
- Disminución de los tiempos de ejecución, al tender a la estandarización de piezas y procedimientos constructivos, aumentando la productividad.

La ligereza de las piezas prefabricadas a ensamblar juega un papel fundamental en este sentido, ya que cuanto

* Autor de contacto: alejandravictoria.revillas.merino@acciona.com

¹ Acciona Ingeniería, División de Obras Marítimas.

² Acciona S.A, División de Innovación.

³ Autoridad Portuaria de Las Palmas.

más ligeras sean las piezas a manipular, menor será la cantidad, dimensiones y costo de los medios auxiliares requeridos.

Adicionalmente, los materiales clásicamente utilizados para la construcción de cajones de hormigón armado presentan un reconocida problemática relativa a la durabilidad en ambiente marino: la corrosión. La exposición del acero a un ambiente tan agresivo, se traduce en el mismo en una pérdida de sección, pudiendo llegar a comprometer la estabilidad estructural. Para tratar de minimizar este problema, se dota a las armaduras de un recubrimiento suficiente de hormigón, al que adicionalmente se le exigen una serie de propiedades que garanticen una calidad "extra" (resistencia a la erosión, resistencia al ataque por sulfatos y cloruros, contenido mínimo en cemento específico,...).

En el contexto planteado, los materiales compuestos (composites) a base de resinas poliméricas constituyen una solución pues no sufren de este tipo de problemas de corrosión, además de exhibir un comportamiento estructural óptimo con un peso mínimo.

2. MATERIALES

2.1. Criterios de selección de fibras y resinas

Un composite o material compuesto es la mezcla heterogénea de dos materiales (matriz y agente reforzante) que sin reaccionar químicamente entre sí, presentan en conjunto unas propiedades mecánicas globales sensiblemente mejor que por separado. La matriz constituye la fase continua del compuesto, actuando como ligante de las fibras y transmitiendo a éstas la mayor parte de las cargas; mientras que el agente reforzante es la fase discreta del compuesto y es el componente que resiste las cargas de tracción-compresión.

En un composite de matriz polimérica, dicha matriz está constituida por algún tipo de resina polimérica de las múltiples existentes, con gran variabilidad en sus propiedades (poliéster, viniléster, fenólicas, epoxi, etc.). Una resina polimérica es un material plástico que generalmente se aplica en forma líquida y que endurece al producirse una reacción de "polimerización", bien de forma natural, a través de la aplicación de calor o con

la adición de catalizadores. En la tabla 1, se presentan las principales propiedades de dos de las resinas poliméricas más utilizadas en aplicaciones civiles, poliéster y epoxi.

En general, para aplicaciones estructurales en las que se requiere una cierta capacidad resistente, se utilizará resina epoxi, por ser la que presenta mejores prestaciones mecánicas, aunque por contra es la de mayor costo [1].

En cuanto a los agentes reforzantes empleados en composites en el ámbito de la obra civil, se utilizan principalmente fibra de vidrio y de carbono, cuyas principales características se presentan en la tabla 2. Las fibras pueden ser suministradas en múltiples formas, desde presentaciones discontinuas (fragmentos de fibras cortas que son añadidos a la resina hasta obtener la mezcla deseada) hasta fibras continuas (cordones, hilos, tejidos). Para aplicaciones estructurales se suele optar siempre por los segundos (compuestos de fibra larga), por su mejor comportamiento mecánico.

La fibra de vidrio presenta unos valores de resistencia a la tracción X_t muy elevados, en torno a 1400 MPa en los peores casos, frente a los 360 MPa de un acero estructural de altas calidades. No obstante, su uso está restringido debido al valor de su módulo de elasticidad E que es del orden de 76 GPa frente a los 210 GPa de cualquier acero, lo que desaconseja su uso en caso de que las deformaciones resulten dimensionantes.

La fibra de carbono presenta un comportamiento mecánico superior al de la de vidrio, dado que tanto los valores de su resistencia a tracción como de su módulo de elasticidad son más altos incluso que los del acero. No obstante, su elevado coste hace que su uso se restrinja a aplicaciones que requieran de muy altas prestaciones mecánicas (principalmente aplicaciones aeronáuticas), o en casos en que la deformación del elemento estructural esté muy limitada. En el resto de casos, se recurrirá generalmente a la fibra de vidrio.

2.2. Comportamiento mecánico. Laminados

El mayor interés de los compuestos de fibra larga radica en la posibilidad de superponer o apilar múltiples capas de fibras impregnadas en resina (láminas), conformando piezas con un excelente comportamiento mecánico

Tabla 1. Valores típicos de varias propiedades mecánicas de resinas poliméricas tipo Epoxi y tipo Poliéster

	Densidad	Módulo elasticidad E	Resistencia tracción X_t	Resistencia Compresión X_c	Alargam. rotura tracción ϵ	Coficiente Dilatación Térmica	Temperatura distorsión
	(t/m ³)	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(°C ⁻¹)	(°C)
Epoxi	1,1 – 1,4	3,6	35 – 100	100 – 200	1 – 6	60×10^{-6}	Máx. 300
Poliéster	1,2 – 1,5	2 – 4,5	40 - 90	90 – 250	2	150×10^{-6}	Máx. 110

Tabla 2. Valores típicos de varias propiedades mecánicas de fibra de carbono y fibra de vidrio

	Densidad	Diámetro	Módulo elasticidad E	Resistencia tracción X_t	Alargam. rotura tracción ϵ	Coficiente Dilatación Térmica	Temperatura distorsión
	(t/m ³)	(μ m)	(GPa)	(GPa)	(%)	(°C ⁻¹)	(°C)
Carbono	1,75 – 1,95	7,0 – 9,7	250 – 390	2,2 – 2,7	0,5 – 1	0,02 – 0,08	Máx 200
Vidrio	2,56	8 - 14	76	1,4 – 2,5	1,8 – 3,2	0,3 – 0,5	Máx 200

(laminados). Un laminado es un conjunto de láminas apiladas unas sobre otras entre las que existe continuidad de la matriz. Además, cada lámina puede tener sus fibras orientadas en una dirección diferente a las del resto. La posibilidad de poder apilar láminas con fibras en distintas direcciones permite disponer refuerzo en todas las direcciones en que sea necesario, configurando un material “a la carta”. El código en el que se indica el número de láminas que componen el laminado, la posición que ocupa cada lámina en el mismo, y la distribución y ángulo de las fibras en cada lámina respecto a los ejes principales de la pieza se denomina “secuencia de apilado”.

En general, en cada lámina las fibras suelen estar orientadas en una única dirección (si la presentación de la fibra es en forma de cinta unidireccional), o en 2 direcciones perpendiculares entre sí (en caso de que la presentación de la fibra sea en telas). En estos dos casos, la lámina tiene 2 direcciones principales en las que presenta un comportamiento ortótropo. En el caso de la lámina materializada con cintas unidireccionales, una de las direcciones principales será la que sigan las fibras y la otra dirección principal será la perpendicular a ella; en el caso de láminas con fibra dispuesta en forma de telas, las dos direcciones principales serán las 2 direcciones en las que se disponen las fibras en la tela.

El comportamiento tenso-deformacional de una lámina “i” de las que compone el laminado tomando como sistema de referencia las direcciones principales 1 y 2, viene definido por la ecuación (1), que se expresa en (2) en notación matricial

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad [1]$$

$$\sigma^{12} = Q^{12} \cdot \varepsilon^{12} \quad [2]$$

Siendo en ellas σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , las tensiones y ε_{11} , ε_{22} , ε_{12} las deformaciones de la lámina en las direcciones principales. Dichos valores se relacionan entre sí a través de una serie de constantes cuyo valor se obtiene a través de las fórmulas (3), (4), (5) y (6):

$$Q_{11} = \frac{E_{11}}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} \quad [3]$$

$$Q_{22} = \frac{E_{22}}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} \quad [4]$$

$$Q_{12} = \frac{\nu_{12} \cdot E_{22}}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} = \frac{\nu_{21} \cdot E_{11}}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}} \quad [5]$$

$$Q_{66} = G_{12} \quad [6]$$

En las cuales

- E_{11} es el módulo de elasticidad según la dirección principal 1;
- E_{22} es el módulo de elasticidad según la dirección principal 2;

- G_{12} es el módulo tangencial o de cortadura en el plano 1-2
- ν_{12} , ν_{21} son los coeficientes de Poisson según las distintas direcciones, relacionados entre sí a través de la ecuación (7):

$$\frac{\nu_{12}}{E_{11}} = \frac{\nu_{21}}{E_{22}} \quad [7]$$

De la exposición realizada se desprende que el comportamiento tensodeformacional de una lámina queda determinado por 4 constantes independientes entre sí: los 3 módulos E_{11} , E_{22} , S_{12} y uno de los dos coeficientes ν , ya que conocido uno de ellos la determinación del otro es inmediata.

En el caso de que las cargas no actúen según los ejes principales de la lámina “i”, el estado tensional de dicha lámina según un sistema de referencia (x,y) que forme un ángulo determinado θ con el sistema de ejes principales $(1,2)$ se puede expresar según la ecuación (8), siendo (9) la formulación matricial de la misma:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & Q_{16} \\ Q_{12} & Q_{22} & Q_{26} \\ Q_{16} & Q_{26} & Q_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} \quad [8]$$

$$\sigma^{xy} = Q^{xy} \cdot \varepsilon^{xy} \quad [9]$$

Donde la matriz Q^{xy} (ecuación 9) se relaciona con Q^{12} (ecuación 2) exclusivamente a través de una matriz de giro, con lo que el comportamiento de la lámina en ejes cualesquiera (x,y) sigue dependiendo, al igual que el comportamiento en ejes $(1,2)$ de las mismas 4 constantes ya referidas (E_{11} , E_{22} , ν_{12} , y G_{12}). No obstante, para poder caracterizar de forma completa cada lámina hay que determinar otras cinco características relacionadas con la rotura del material:

- X_t , resistencia longitudinal a tracción;
- X_c , resistencia longitudinal a compresión;
- Y_t , resistencia transversal a tracción;
- Y_c , resistencia transversal a compresión;
- S , resistencia a cortadura en el plano;

El total de las 9 características que definen el comportamiento de la lámina de composite dependerán de la proporción y tipo de fibra y resina escogidas, presentando el compuesto unas propiedades mecánicas y tensodeformacionales “intermedias” entre las presentan cada uno de los componentes por separado, y al depender de la relación cantidad de fibra vs. cantidad resina empleadas, se recomienda su determinación a través de ensayos.

El comportamiento de los laminados de composite responde a la teoría clásica de laminados (TCL). Dicha teoría representa la aplicación de las hipótesis de Kirchoff-Love para láminas delgadas, y su fundamento es que, ante la actuación de unas cargas externas expresadas en un sistema de referencia (x,y) , todas las láminas que conforman el laminado responderán con continuidad deformacional pero no tensional, al presentar cada una distinta orientación de fibras y por ende distinta matriz de rigideces en el sistema (x,y) . La teoría general de laminados

y su formulación, se encuentra ampliamente desarrollada en cualquier manual de cálculo de materiales compuestos, como por ejemplo en [2].

El objeto de este artículo no es el desarrollo de la teoría general de laminados sino su aplicación, por lo que en las siguientes líneas se expone una síntesis del procedimiento de cálculo para la comprensión del resto del documento, remitiendo al lector a las citadas referencias. El procedimiento de cálculo a seguir para comprobar la validez estructural de un laminado multicapa sigue los pasos enumerados a continuación:

1. Determinación de las propiedades de cada lámina (E_{11} , E_{22} , ν_{12} , G_{12} , X_p , X_c , Y_p , Y_c , S);
2. Obtención de la ecuación de comportamiento de cada lámina según la orientación de las fibras en ella en un sistema de referencia (x,y);
3. Determinación de la matriz ABBD del laminado, partiendo de las ecuaciones de comportamiento de cada lámina y de la posición que ocupan dentro del laminado. La matriz ABBD relaciona fuerzas exteriores con deformaciones en el laminado;
4. Obtención de las deformaciones del laminado, particularizándolas para cada lámina de las que lo integran;
5. Obtención del estado tensional de cada lámina a partir de sus deformaciones. Las tensiones deberán referirse al sistema de referencia de ejes principales (1,2) de cada lámina;
6. Comprobación de rotura de cada lámina de las que forman el laminado;
7. Al tratarse de un elemento multicapa, es preciso comprobar si se produce fallo de la resina entre las láminas (comprobación a cortadura interlaminar). Esta comprobación se realizará comparando las tensiones en las interfaces de todas las láminas con el valor de referencia τ_{ILSS} (tensión de rotura por cortadura interlaminar)

Generalmente, los espesores estándar de una lámina suelen ser inferiores al milímetro, por lo que para conformar un laminado de un espesor total de 10 mm, que es bastante usual, habrá que apilar más de 10 láminas. La consideración de que en una estructura sencilla se diseñarán varios tipos de laminados con distintos espesores y número de capas según las sollicitaciones de cada zona de la estructura, y que para cada uno de esos laminados es preciso comprobar los estados tensionales de todas las láminas en varias hipótesis de cálculo, revela las dimensiones del cálculo a realizar.

La complejidad del proceso, unido a las dimensiones de la estructura que se plantea y al gran volumen de datos que maneja, obliga a la utilización de un software adecuado para la generación de un modelo de elementos finitos y posterior postproceso de los datos.

2.3. Selección del sistema de fabricación de las piezas

El proceso de fabricación de las piezas de composite tiene una gran influencia en la calidad de las mismas. Actualmente existen diversas técnicas de fabricación de piezas en composite de resinas poliméricas. No obstante, en

cualquier proceso de fabricación de piezas de este tipo pueden distinguirse dos fases: una primera en la que se posicionan las fibras en la dirección adecuada, y una segunda fase o proceso de curado, en la que la matriz líquida se endurece a través de una reacción de polimerización. Según cómo se realicen los procedimientos que conforman cada fase, puede establecerse una primera clasificación de todas las técnicas de fabricación distinguiendo entre técnicas de molde abierto y técnicas de molde cerrado.

Las técnicas de molde abierto (*“open-molding”*) se caracterizan por el uso de una única superficie de molde positivo o negativo, sobre la que se distribuyen las fibras de forma manual en la mayoría de los casos para la posterior aplicación de la resina. Entre este tipo de procedimientos se encuentra el apilado manual o *“hand lay-up”*, la pultrusión, el bobinado o *“fillament winding”* o el de proyección (*“spray-up”*).

Por su parte, las técnicas de molde cerrado (*“closed molding”*), se caracterizan por emplear dos superficies complementarias a modo de molde, entre las cuales se posicionan previamente las fibras para una posterior inyección en resina.

Los procesos de fabricación mediante molde cerrado producen generalmente piezas de mayor calidad, mejores acabados en ambas superficies, piezas de mayor densidad y compacidad y permiten un mejor control de las emisiones ambientales. Dentro de este grupo se encuentran técnicas como la inyección en molde cerrado (*“RTM-Resin Transfer Molding”*), moldeo por compresión y el proceso de infusión (*“Resin Infusion”*), una variante del RTM en el que uno de los moldes se sustituye por una bolsa a la que se aplica vacío.

3. DURABILIDAD EN COMPOSITOS DE MATRIZ POLIMÉRICA

Las resinas poliméricas no sufren corrosión pero presentan otro tipo de problemas relativos a la durabilidad en ambiente marino, relacionados fundamentalmente con la absorción de agua y exposición a rayos ultravioleta, UV [1].

3.1. Absorción de agua

La matriz polimérica de un composite sumergido en agua absorbe humedad superficialmente produciéndose una difusión interior del agua absorbida hasta que se alcanza el punto de saturación del material. La capacidad de absorción del material depende de las condiciones ambientales (temperatura, y composición de la mezcla a absorber), de las propiedades de la resina (ya que la fibra no absorbe agua) y del método de fabricación del laminado [1]. Cabe reseñar que la resina es la que determinará el comportamiento químico del composite frente a agentes agresivos.

Aunque existen formulaciones para predecir el proceso de absorción y difusión de agua en los materiales compuestos (Ley de Fick, 1855), dado que en el proceso influyen variables como el proceso de fabricación, resulta recomendable efectuar ensayos una vez que se tenga definida la composición y método de fabricación del prototipo.

La capacidad de absorción de agua se evalúa comparando el peso inicial de una muestra con el peso determinado

tras un plazo de inmersión en agua [3]. Generalmente, dichos resultados suelen expresarse en cantidad de peso ganado (%) según la ecuación (10):

$$M_{\%} = \frac{\text{Peso material saturado} - \text{Peso material seco}}{\text{Peso material seco}} \cdot 100 \quad [10]$$

Al representar los resultados gráficamente en el eje temporal, se obtiene una curva en la que se distinguen tres etapas definidas cada una por la pendiente del tramo (velocidad de absorción): etapa inicial, etapa de transición y etapa de saturación (figura 1). En el caso presentado, resulta de especial interés la fase de saturación, en la cual se estabiliza la absorción.

En determinados casos, como las composiciones epoxi-fibra de vidrio, se observa en el tramo final de la fase

de saturación una disminución del peso (figura 2). Según [3], la pérdida de masa sólida se debe a la degradación de la resina, y es atribuible fundamentalmente a 3 causas

- Pérdida de resina en la superficie, por degradación,
- Pérdida del agente acoplante ("sizing"),
- Eliminación de los monómeros que no hayan reaccionado.

No obstante, en el mismo documento, se demuestra a través de una serie de ensayos, que el grado de absorción de la misma muestra es menor en agua salada que en agua pura (figs. 2 y 3) debido a que la presencia de sales disueltas reduce la actividad de las moléculas de agua y el fenómeno de la presión osmótica actúa contra la absorción.

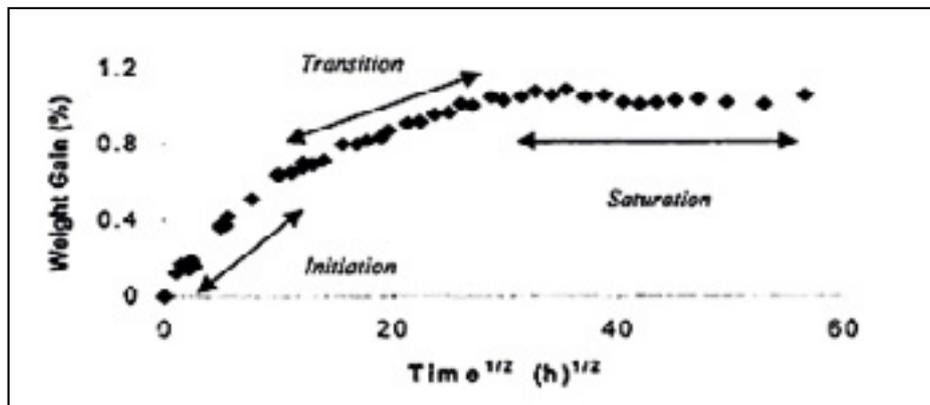


Figura 1. Curva de absorción de agua, en la que se aprecias las tres fases de la misma. *Extraído de referencia [3], figure 4-7.*

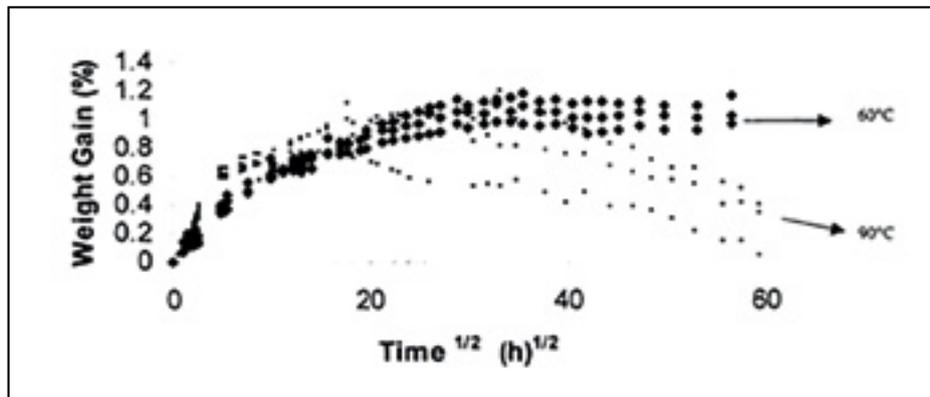


Figura 2. Curva de absorción de agua para composite Glass-Epoxi, donde se observa la caída de la curva que evidencia la pérdida de masa seca. *Extraído de referencia [3], figure 4-2.*

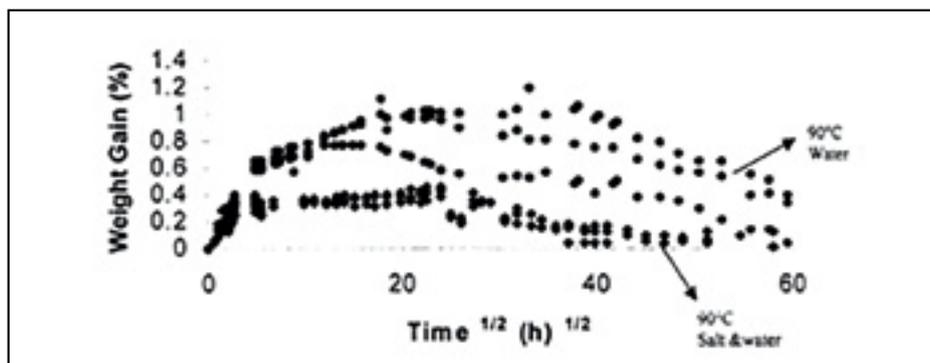


Figura 3. Comparativa absorción Glass-Epoxi en agua destilada y agua salada. *Extraído de referencia [3], figure 4-12.*

3.2. Exposición a rayos UV

El material en estas condiciones sufrirá ciclos de secado/mojado combinados con la propia radiación ultravioleta, lo que causará un efecto de condensación de agua en zonas de carrera de marea y es susceptible de producir un deterioro de las propiedades resistentes del composite [1].

El efecto negativo de la radiación UV en piezas de composite de matriz polimérica es un fenómeno conocido en la industria náutica y naval que se ha venido resolviendo con la aplicación de una pintura protectora (“gel coat”), usualmente a base de poliuretano, que actuando a modo de barrera protegerá de la degradación al composite.

4. REALIZACIÓN DE UN PROTOTIPO

Desde 2012, un equipo técnico de Acciona Ingeniería estaba desarrollando una solución de cajón en materiales compuestos para atraque/amarre de buques en zonas retiradas donde no existieran medios auxiliares potentes. Como resultado de estos trabajos se presentó la solicitud internacional de patente “Cajón para obras marítimas y procedimiento de montaje del mismo” ante la Oficina Española de Patentes y Marcas. Su número es el PCT/ES2013070360.

La oportunidad de poner en práctica las ideas desarrolladas en los epígrafes previos llega en Abril de 2013 de mano de la Autoridad Portuaria de las Palmas, cuando licita el Proyecto Base de Licitación “Ampliación de Puntos de Amarre en el Muelle de Cruceros del puerto de Puerto del Rosario”, (Fuerteventura, Islas Canarias), permitiendo la presentación de una Variante.

4.1. Antecedentes

El objetivo del proyecto de licitación era el aumento en 84 m de la longitud de atraque del muelle de cruceros para posibilitar el servicio a buques de mayor eslora. La solución base consistía en la ejecución de dos puntos de atraque/amarre adicionales alineados con el muelle existente, comunicados entre sí mediante pasarelas metálicas que daban acceso a los mismos. Dichos puestos de atraque/amarre se materializaban con 2 pilas de sección cuadrada ejecutadas con bloques de hormigón.

El pliego de condiciones del concurso permitía la presentación de otro tipo de soluciones técnicas, fijando los siguientes requisitos:

- La ampliación de la línea de atraque debería realizarse de forma discontinua mediante pilas separadas entre sí, manteniendo la longitud fijada de 84 m;
- El ancho de las pilas a construir debía ser de 12 m;
- El nuevo tramo debía mantener la misma alineación y tolerancias que la línea de atraque existente.

Con estos condicionantes, Acciona Infraestructuras presenta al concurso una propuesta consistente en la realización de 2 cajones cilíndricos de composite, resultando adjudicataria de las obras obteniendo la mayor valoración técnica.

4.2. Descripción de la solución

La selección de los materiales empleados en la solución se realizó atendiendo a los criterios expuestos en el epígrafe 2. Dado que en un cajón marítimo no se establecen límites en cuanto a las deformaciones de las paredes que lo componen sino que lo que se limita es el movimiento de toda la estructura como bloque monolítico, se escoge como refuerzo la fibra de vidrio, suministrada en forma de telas bidireccionales a 0/90° y -45/45°. En cuanto a la resina, se opta por una resina epoxi, obteniendo un compuesto (GFRP-Glass Fiber Resinforced Polymer) con una densidad final de 2020 kg/m³ y láminas de espesor curado de 0.70 mm cuyas propiedades en las direcciones principales son las mostradas en la tabla 3.

Con el fin de lograr el máximo aprovechamiento de las excelentes propiedades que poseen a tracción los laminados en GFRP, los cajones se diseñaron con forma cilíndrica al ser las tensiones circunferenciales los esfuerzos predominantes. Los cajones, de 13,30 m de altura y 12,0 m de diámetro están formados por una base circular y una serie de módulos verticales (figura 4).

La referida base se compone de una serie de piezas planas en forma de sector circular y un set de rigidizadores dispuestos de forma radial, todo ello unido con adhesivo estructural epoxídico (figura 5). Sobre cada una de estas bases, se disponen 12 módulos de 3 metros de ancho y doble pared con separación de pieles de 0,5 m, los cuales se montan sucesivamente hasta conformar la pared exterior del cajón (figura 6).

Dichos módulos verticales van atornillados y adhesivados para soportar las tensiones en las uniones. Las dimensiones de las piezas y su ligereza permiten que todos el sistema de montaje in situ se realice mediante una grúa ligera y medios auxiliares convencionales. Análogamente, el reducido peso del cajón completamente ensamblado

Tabla 3. Valores típicos de varias propiedades mecánicas de fibra de carbono y fibra de vidrio

	Módulo elasticidad E_{11} (MPa)	Módulo elasticidad E_{22} (MPa)	Módulo cortadura G_{12} (MPa)	Coefficiente de Poisson ν_{12} (-)	Resistencia a cortadura S_{12} (MPa)
GFRP	25000	25000	3300	0.126	59.9
	Resistencia tracción X_t (MPa)	Resistencia Compresión X_c (MPa)	Resistencia tracción Y_t (MPa)	Resistencia Compresión Y_c (MPa)	Resistencia a rotura interlaminar τ_{LSS} (MPa)
GFRP	400	-300	400	-300	30

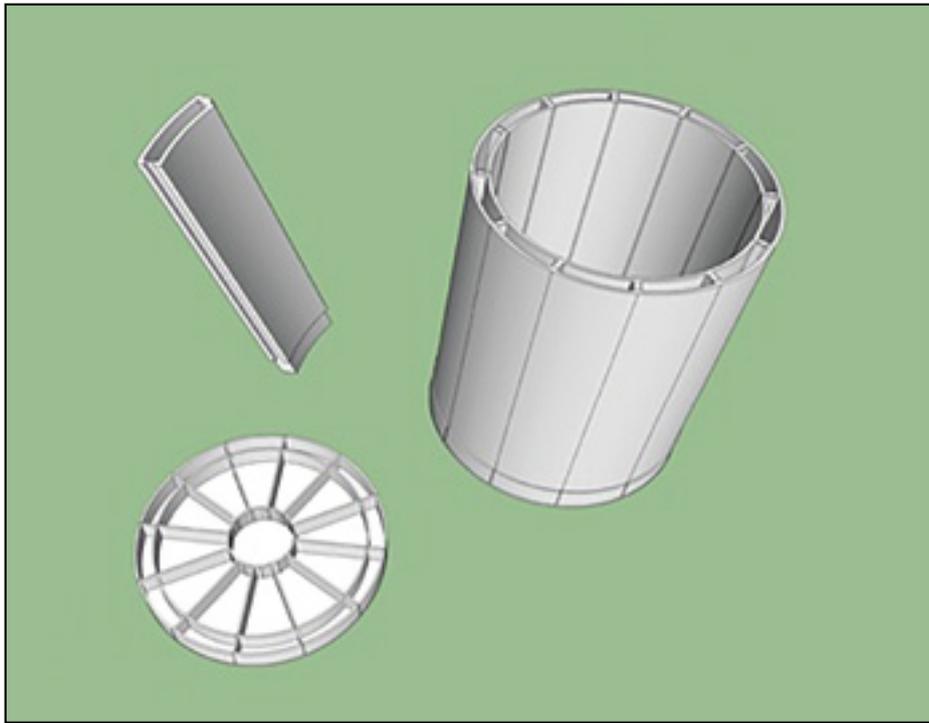


Figura 4. Recreación 3D del cajón GFRP desarrollado por Acciona Ingeniería en Puerto del Rosario. Se aprecia la base circular, los módulos verticales y el conjunto ensamblado.



Figura 5. Montaje de las piezas de la base del cajón.

(< 60 t) permite su izado y botadura también mediante una grúa. Para proteger el composite de la radiación UV se procedió a la aplicación de un *gel coat* en los $\frac{3}{4}$ superiores del fuste.

Tras la botadura, se hormigona en el interior del cajón una losa inferior de 50 cm de espesor para mejorar su estabilidad en el transporte. Una vez realizada esta operación el cajón se remolca a su posición definitiva, donde se fondea y se rellena con material granular según el procedimiento habitual para los cajones tradicionales de hormigón armado

Los trabajos finalizaron con la ejecución de una losa (superestructura) de 2,00 metros de espesor en la parte superior del cajón de composite, donde se situarán las defensas y bolardos correspondientes, y la instalación de dos pasarelas de conexión.

Para conformar las piezas de composite de la base y de los módulos verticales, se recurrió a paneles *sándwich* (piezas con núcleo). Este tipo de piezas están formadas por la adhesión de dos pieles de laminado monolítico a un **núcleo** central de otro material, espeso y de baja densidad.

El uso de núcleos para separar las 2 pieles del sándwich confieren al elemento mayor rigidez y resistencia a cortante, con una ganancia de peso mínima.

En total se utilizaron 11 laminados monolíticos con distintas secuencias de apilado, con espesores totales entre los 6,3 mm y los 16,1 mm. En cuanto a los paneles “sándwich”, se utilizaron 3 tipos de paneles, compuestos cada uno con dos pieles de laminado monolítico entre las que se intercalan núcleos de 30 mm tipo PET200 y HR200. Se utilizaron 2 variedades de laminado monolítico de distinta secuencia de apilado, oscilando los espesores totales de los paneles sándwich entre los 35,6 mm y los 38,9 mm de espesor.

Todas las piezas se fabricaron por infusión, con el método de bolsa de vacío según el procedimiento descrito a continuación:

1. Colocación de las fibras (suministradas en telas) sobre el molde abierto, apilando capas según la secuencia requerida en cada caso;
2. Cubrición del conjunto molde-telas con una bolsa, que se sella herméticamente en los bordes;



Figura 6. Aplicación adhesivo en lavase del cajón para la posterior unión con un módulo vertical (izquierda). Izado de uno de los módulos verticales. Mediante grúa (derecha).

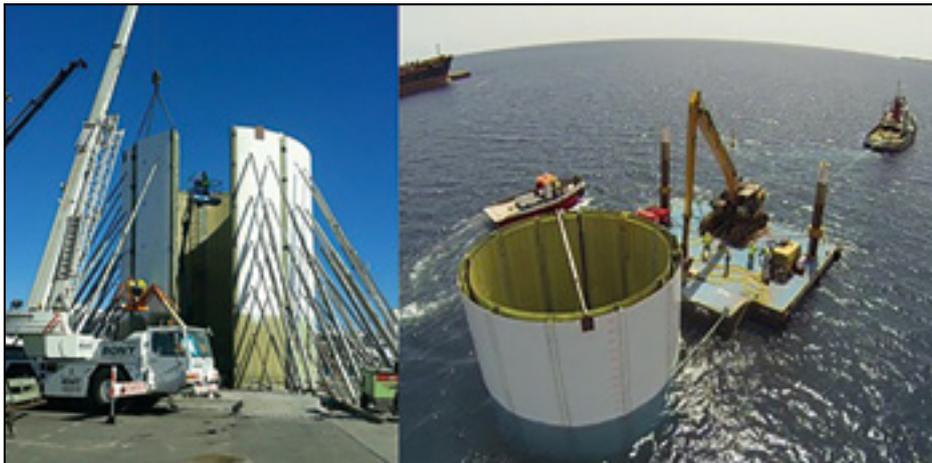


Figura 7. Sistema de apuntalamiento de los módulos verticales durante el montaje (izquierda). Remolque por métodos convencionales del cajón completamente ensamblado hasta su posición definitiva (derecha).



Figura 8. Izado del cajón completo instantes antes de proceder a su botadura.

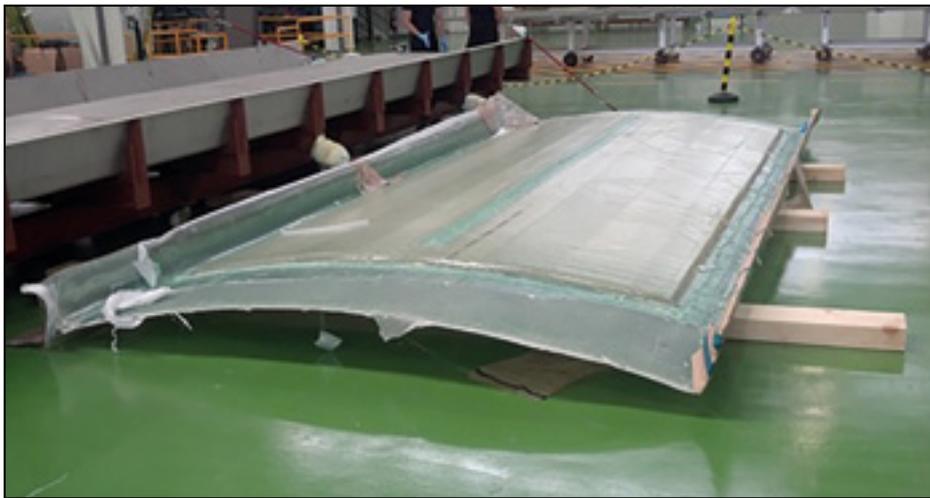


Figura 9. Panel sándwich de un módulo vertical. En la imagen se aprecia la zona central de mayor grosor, debido a la existencia del núcleo en ella.



Figura 10. Proceso de fabricación de las piezas en la planta de Carbures en Jerez de la Frontera. Procedimiento *Resin Infusion*.

3. Aplicación de vacío al tiempo que se inyecta resina por unos circuitos diseñados al efecto;
4. Curado de las piezas;
5. Desmolde, recanteo y taladrado de las mismas en las zonas de unión.

La fabricación de las piezas se llevó a cabo en la planta de la compañía Carbures en Jerez de la Frontera, para su posterior traslado hasta Puerto del Rosario vía marítima.

4.3. Diseño del cajón y criterios de fallo

El diseño de los puntos de amarre se ha realizado siguiendo la ROM 2.0 -11 “Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre” y la normativa de aplicación para estructuras de hormigón en España, la EHE-08. En cuanto al análisis del composite, se han seguido los manuales internacionales y códigos de diseño pertinentes, entre ellos el “EUROCOMP Design Code and Handbook”, y el “ASM HandBook Volume 21. Composites”, referencias [4], [5], [6] y [7].

Para ello, se realizó un Modelo de Elementos Finitos (FEM) mediante el software ANSYS. En el modelo

numérico, de más de 28.000 nodos, se utilizaron elementos elásticos y ortótropos multicapa para simular los laminados de material compuesto. El hormigón se simuló como un conjunto de elementos sólidos y el material de relleno se consideró como una carga. En total, el modelo estaba compuesto con 25.000 laminados y 3.000 elementos sólidos.

A través de un postproceso específico se analizaron los modos de fallo propios de este tipo de materiales. Se han contemplado los estados de carga correspondientes tanto a la fase de servicio como a fases constructivas previas (hipótesis de izado del conjunto, hipótesis de hormigonado de la losa inferior tras la botadura, transporte y fondeo). Para el cálculo de los paneles GFRP se ha considerado un coeficiente de minoración de propiedades $\gamma = 2.00$, para considerar la degradación de propiedades del composite en ambiente marino según se ha expuesto en el epígrafe 3.

Con el fin de comprobar la integridad del composite, se evaluó el fallo de las láminas mediante el criterio de Tsai-Hill, según la ecuación (11):

$$\frac{\sigma_1^2}{\sigma_{1u}^2} + \frac{\sigma_2^2}{\sigma_{2u}^2} - \frac{\sigma_1 \sigma_2}{\sigma_{1u}^2} + \frac{\sigma_{12}^2}{\sigma_{12u}^2} = 1 \quad [11]$$

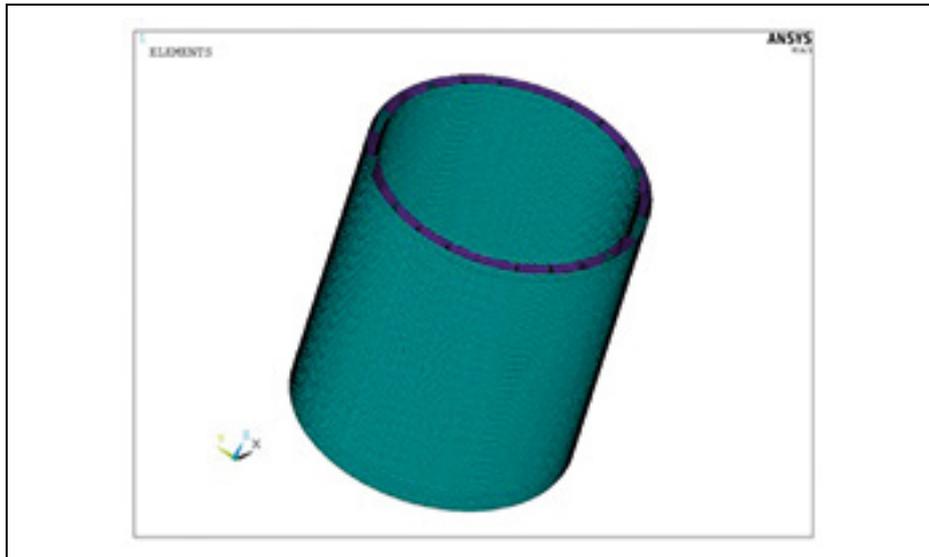


Figura 11. Imagen del modelo elementos finitos MEF en el software ANSYS.

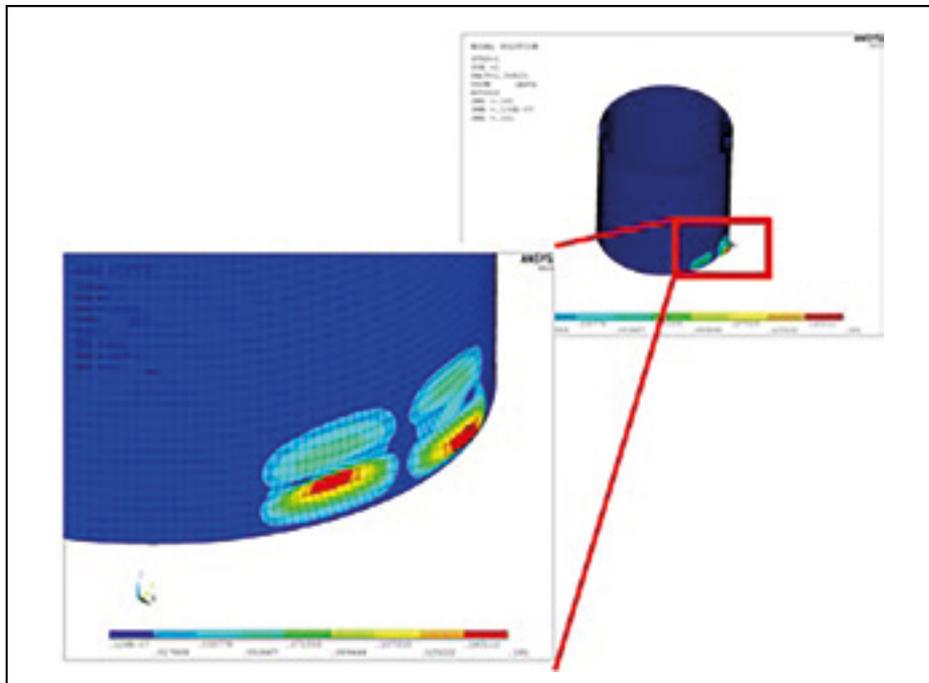


Figura 12. Detalle del análisis de Pandeo. Deformaciones correspondientes al autovalor 1,592.

dónde los valores de tensiones y admisibles están expresados en las direcciones principales de la fibra de cada lámina y σ_{1u} , σ_{2u} corresponden a los admisibles en tensión o deformación, todos según los signos de σ_1 y σ_2 . Por su parte, σ_{12u} corresponde a la resistencia al corte (S).

Se comprobaron los esfuerzos tensionales de corte susceptibles de fallo por cizallamiento interlaminar según la ecuación [12]:

$$\frac{\sqrt{\sigma_{zx}^2 + \sigma_{yz}^2}}{\sigma_{ILSS}^u} = 1 \quad [12]$$

dónde τ_{ILSS} es la máxima resistencia al cizallamiento interlaminar.

En cuanto al núcleo de los paneles sándwich se comprobó, además del aplastamiento a compresión, su rotura a cortadura fuera del plano según la formulación mostrada en [13]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{core 31}}{\sigma_{core 31}^u}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{core 23}}{\sigma_{core 23}^u}\right)^2} = 1 \quad [13]$$

Se han analizado también fallos por inestabilidades locales propias de paneles sándwich, como arrugas, abolladura, fallos a compresión o pandeo local, detallados extensamente en los manuales técnicos de diseño de composite citados anteriormente [3].

Dada la esbeltez de los paneles, el análisis de pandeo es decisivo en el comportamiento estructural del cajón, por lo que se analizaron los modos de pandeo para la situación de servicio, obteniendo que los 10 primeros autovalores variaban entre 1,258 y 1,462.

En todos los escenarios contemplados se obtuvieron coeficientes de seguridad mayores de la unidad considerando las propiedades minoradas del material, garantizando el buen funcionamiento de la estructura. Cabe

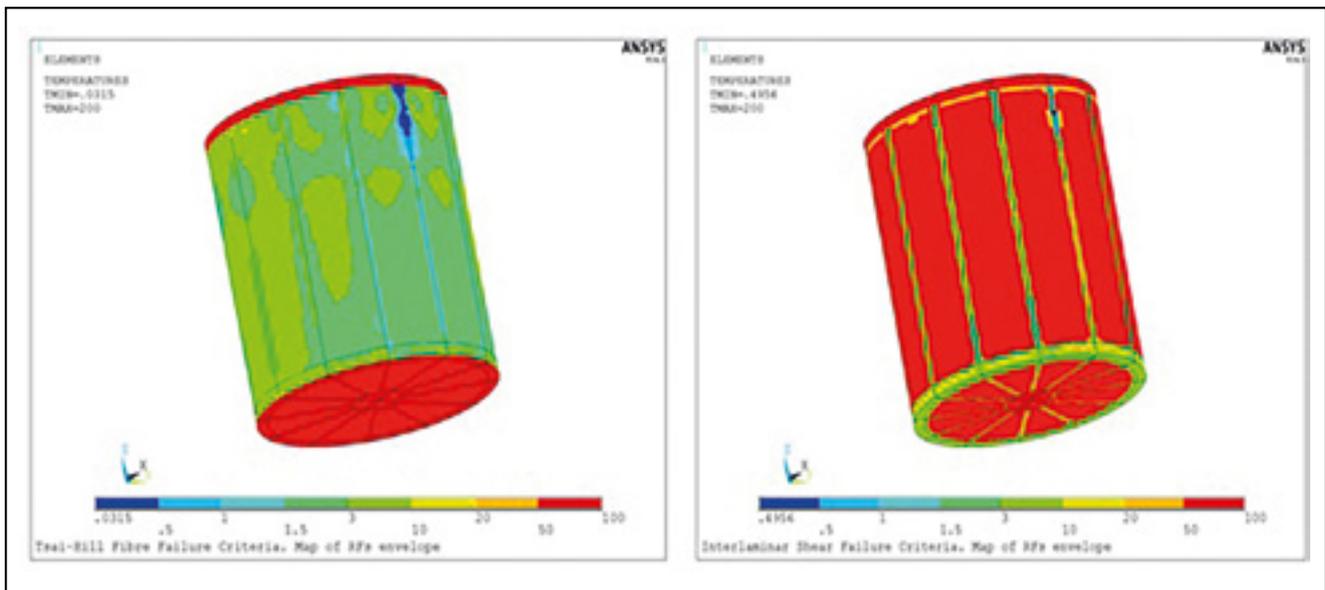


Figura 13. Mapas de Factor de Reserva para rotura de láminas según criterio Tsai-Hill (izquierda) y para rotura por cortadura interlaminar (derecha).

destacar que en los resultados de análisis de tensión, todos los laminados presentan un índice de Tsai-Hill muy inferior de 1. Los mayores valores se concentran en la parte superior del cajón, pero en ningún caso son mayores de la unidad.

5. CONCLUSIONES

La solución de cajones de composite desarrollada por Acciona Ingeniería presenta una serie de ventajas frente a otras realizadas con medios convencionales:

Ventajas operativas

- No se requiere cajonero
- Fabricación de elementos en taller, permitiendo simultanear varias obras
- Aportación de experiencia de nuevos materiales en el ámbito portuario
- Menor ocupación de área portuaria durante la construcción, y por ende, menor afección a la actividad del puerto

Ventajas medioambientales

- Minimiza el uso de materiales de cantera al requerir menos hormigón
- Minimiza los residuos y la emisión de CO₂
- Reduce las operaciones de mantenimiento

Ventajas constructivas

- Constituye un sistema constructivo e innovador
- Se trata de una técnica constructiva versátil que no requiere el uso de maquinaria especial
- Ensamblaje de piezas sencillo, con ayuda de una grúa ligera, con uniones atornilladas o adhesivadas

El desarrollo de la solución que se presenta en este artículo demuestra que es factible realizar un diseño de un cajón marítimo en GFRP. El cálculo se deberá abordar a

través del Método de los Elementos finitos con un software suficientemente potente.

La solución ha sido reconocida con el Premio Europeo de Medio Ambiente a la Empresa, en su sección española, otorgado con fecha 5 de junio de 2014 por la Dirección General de Medio Ambiente de la Comisión Europea, coordinado en España por la Fundación Biodiversidad.



Figura 14. Puntos de amarre proyectados en servicio.

6. REFERENCIAS

García Espinel, J. D. (2015). *Desarrollo y diseño de nuevas soluciones constructivas para la realización de diques verticales utilizando materiales avanzados poliméricos reforzados con fibra*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

París, F., Cañas, J., y Marín, J. C. (2006). *Introducción al análisis y diseño con materiales compuestos*. Universidad de Sevilla.

Taghavi, S. G. (2000). *Moisture effects on high performance polymer composites*. Tesis Doctoral. Universidad de Toronto.

Miracle, D. B., y Donaldson, S. L. (Eds.) (2001). *ASM Handbook Volume 21: Composites*.

Clarke, J. L. (Ed.) (2005). *Structural Design of Polymer Composites*. EUROCOMP Design Code and Handbook. Londres (RU): E & FN SPON.

National Research Council of Italy (2008). *Guide for Design and Construction of Structures made of FRP Pultruded Elements*.

Uniones en estructuras Aeronáuticas, Uniones adhesivas y remachadas. Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla. Área de Elasticidad y Resistencia de Materiales.

Ferrocarriles

Líneas de actividad

Infraestructura ferroviaria

Vibraciones y fatiga del material móvil

Puentes y otras estructuras

ERTMS: (European Rail Traffic Management System) certificación de equipos genéricos

ERTMS: Certificado de proyectos de vía

ERTMS: Validación tren-vía

Servicios tecnológicos de carácter medio ambiental

.....

Fields of Activity

Railway Infrastructures

Vibrations and Fatigue of Mobile Materials

Bridges and Other Structures

ERTMS (European Rail Traffic Management System): Components Certification

ERTMS: Trackside Projects Verification

ERTMS: Train-Track Compatibility Verification

Technological Services for Environment-Related Issues



Más información en
<http://www.cedex.es>

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Alta Velocidad Ferroviaria en USA: Problema de Licuefacción de Sedimentos en el acceso a la Terminal HSR de Salt Lake City por la "Great Basin Line"

High Speed Railway in USA: Problem of Sediments Liquefaction in the Access to the Salt Lake City HSR Terminal through the "Great Basin Line"

Luis Fort López-Tello^{1*}, Carmen Fort Santa-María²

Resumen

Este artículo estudia el problema de licuefacción de sedimentos del Great Salt Lake, al atravesar éste con la "Great Basin Line": Línea Reno (Nevada)-Salt Lake City (Utah), según trazado definido en el Proyecto NEVUT, de los autores de este artículo, por la existencia de fallas activas localizadas en el propio lago y en la próxima Wasatch Range, con la justificación en primer lugar de la posibilidad de generación de terremotos de Magnitud 6,9 y 7,5 respectivamente. A continuación se hace un análisis de riesgo estimando la CSR equivalente al terremoto y la CRR de los sedimentos del GSL en la situación actual y la necesaria de alcanzar en la situación con las cargas transmitidas según el Proyecto NEVUT. Finalmente se propone un tratamiento de mejora de los mismos por vibroflotación con columnas de grava y se estima en un 6% el sobreprecio del costo de construcción de esta línea debido al cruce del Great Salt Lake.

Palabras clave: licuefacción; vibroflotación; columnas de grava; Salt Lake; Great Basin;

Abstract

This article studies the problem of sediments liquefaction of the Great Salt Lake to crossing it with the "Great Basin Line": Line Reno (Nevada)-Salt Lake City (Utah), according to the design defined in the NEVUT Project from the same authors of this article, due to the existence of active faults located in the selfsame lake and in the near Wasatch Range, justifying at first time the possibility to generate earthquakes of Magnitude 6,9 and 7,5 respectively. Then, an analysis of risk is made, estimating the CSR equivalent to the earthquake and the CRR of the lake sediments in the present situation and that one necessary to reach in the situation with the loads transmitted according to the NEVUT Project. Finally, it proposes an improvement treatment of the sediments by vibroflotation with gravel columns, estimating in a 6% the over construction cost of this line, due to crossing of Great Salt Lake.

Key Words: Liquefaction; vibroflotation; gravel-columns; Salt Lake; Great Basin;.

1. INTRODUCCIÓN

El tramo desde el TSAP /PAET de Timpie, situado aproximadamente en el pk 620, a la Estación Terminal de Salt Lake City (pk 680) de la línea "Great Basin Line" (GBL) tiene que atravesar el Great Salt Lake, y aunque el Proyecto "NEVUT" de la USHSRS resuelve este cruce por la parte sur del lago, próximo a la costa (figura 1), debe permitir por una parte el libre acceso a las instalaciones portuarias de la misma en la zona comprendida entre West Valley City y Saltair, por la que discurre la Hwy80 y el FC Wendover- Salt Lake City, y por otra parte

la situación de la Terminal Station de Salt Lake City, al norte del International Airport de esta ciudad, capital del estado de Utah, en los terrenos comprendidos entre los extremos de pistas del aeropuerto y la costa del lago al oeste de la Hwy 15 (figura 2).

1.1. Reseña geológico-fisiográfica

El Great Salt Lake es el último de una larga sucesión de lagos más extensos que han ocupado anteriormente la cuenca del Great Salt Lake. Los sedimentos depositados en el lago y los relieves formados por las aguas de estos sucesivos lagos dan muestras geológicas impresionantes del pasado, además de posibilidad de suministro de materiales de construcción, como arenas y gravas y espacios aterrazados para desarrollo urbano y playas a lo largo de las colinas circundantes.

El lago Bonneville, el más reciente "gran lago", formó los deltas, playas, bancos de arena y acantilados más notables, situados a unos trescientos metros por encima del actual Great Salt Lake, cubriendo una superficie

* Autor de contacto: lfort@ciccp.es

¹ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dr. Ingeniero Agrónomo. Jubilado de los Cuerpos de Ingenieros de Caminos del Estado y de Profesores Titulares de Universidad. Madrid.

² Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Master en Gestión de Infraestructuras, Equipamientos y Servicios. Jefe de Proyectos de la División de Infraestructura del Transporte, EPTISA,S.I. Madrid.



Figura 1a. GBL RENO –S.L.C. (Plan).



Figura 1b. Great Basic Line. (Plan).



Figura 2. USHSR SALT LAKE CITY Terminal Station (Location International Airport). (Plano 5).

superior a los 50.000 km² que se extendió sobre la mayor parte del noroeste de Utah y por el interior de Nevada e Idaho, según el geólogo Gilbert, primero en estudiar estos episodios prehistóricos del lago Bonneville, al que así llamó en homenaje al explorador francés Captain Bonneville, uno de los primeros exploradores del Great Basin

El Great Salt Lake es un gran lago salino endorreico, que cubre un área de unos 4.500 km². Su salinidad es muy elevada por carecer de una salida. Lo alimentan tres ríos (Bear, Jordan y Weber), que le proporcionan más de un millón de toneladas al año de sedimentos. Al no tener desagüe la cuenca del Great Salt Lake, el agua solamente drena por evaporación, función de la

temperatura y de la superficie de la lámina de agua, por lo que en períodos de precipitación alta, de forma directa y por los ríos y arroyos que a él afluyen supera la aportación de agua a la evaporada desde el lago, siendo la consecuencia que aumenta su nivel y su superficie, hasta que la cantidad de agua evaporada iguala a la entrante en el lago. Durante los últimos 10.000 años, el nivel del Great Salt Lake ha tenido muchos ciclos, pero no ha elevado su nivel más de 6m sobre su elevación media histórica (1274m).

Del Utah Geological and Mineral Survey, se extraen estos datos que se reflejan en la figura 3 (a,b,c) y a continuación. La profundidad media del Great Salt Lake es de 14 ft (4,25m) y la máxima de 33 ft (10m).

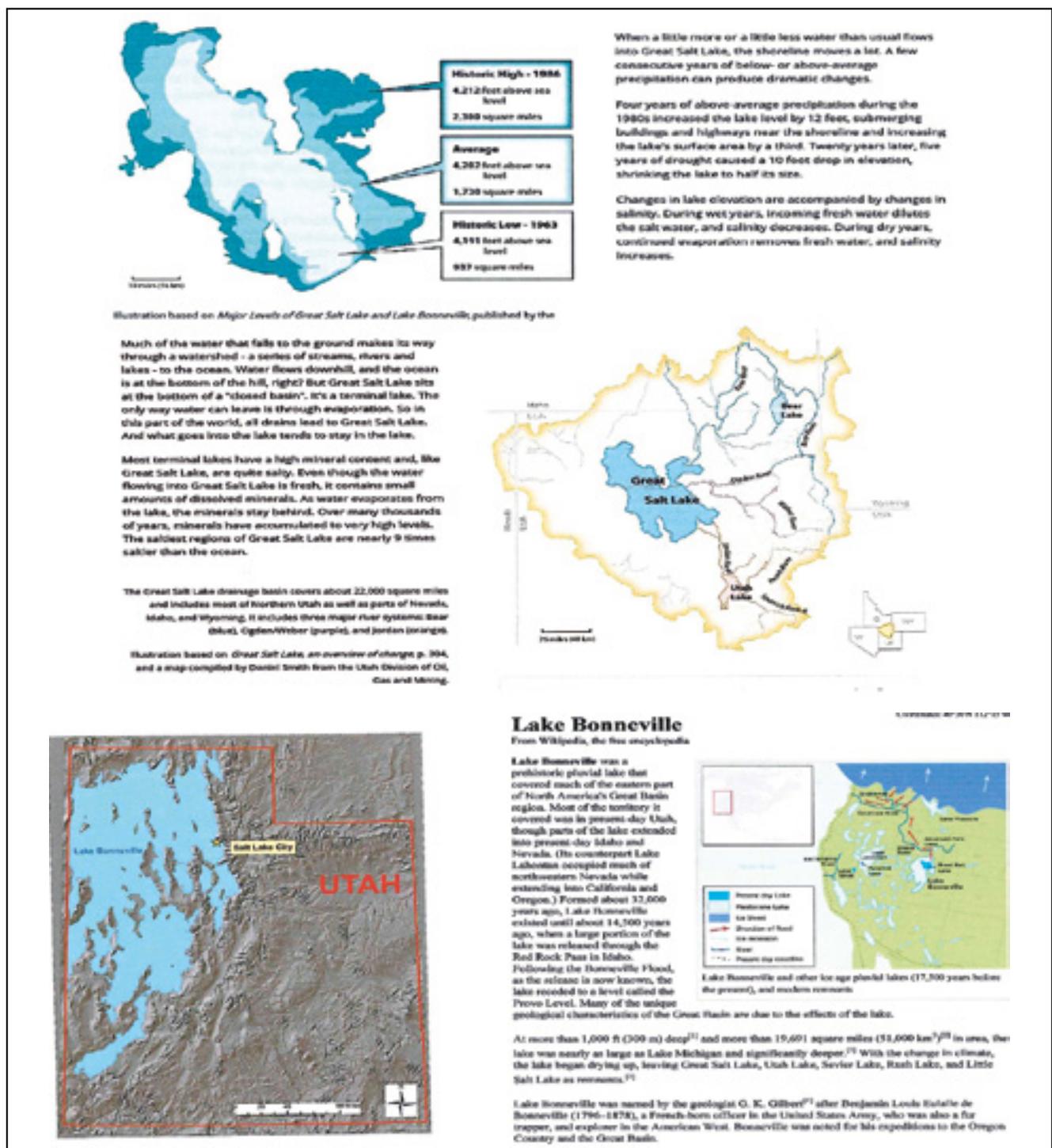


Figura 3a. Great Salt Lake: Información histórico – geológica.



Figura 3b. Great Salt Lake: Vistas.



Figura 3c. Great Salt Lake: MAPA FÍSICO.

Great Salt Lake, Utah Lake y Sevier Lake son los mayores restos del original Bonneville Lake. Varias de las viejas líneas de costa son visibles todavía por encima de Salt Lake City (figura 3a), a lo largo del Wasatch Front y por otras partes. Cuatro principales líneas de costa (Stansbury, Bonneville, Provo y Gilbert) se asocian con

los fluctuantes niveles del antiguo lago marcando un tiempo en el que el nivel del lago permaneció constante lo suficiente para depositar masivas acumulaciones de arena y grava. El “Bonneville Bench” a unos 1555m snm, marca el más alto nivel alcanzado por el lago del Pleistoceno hace 15500 años. Unos 1000 años más tarde el nivel del



Figura 3d. Great Salt Lake: Vista de Salt Lake City y la Wasatch Range.

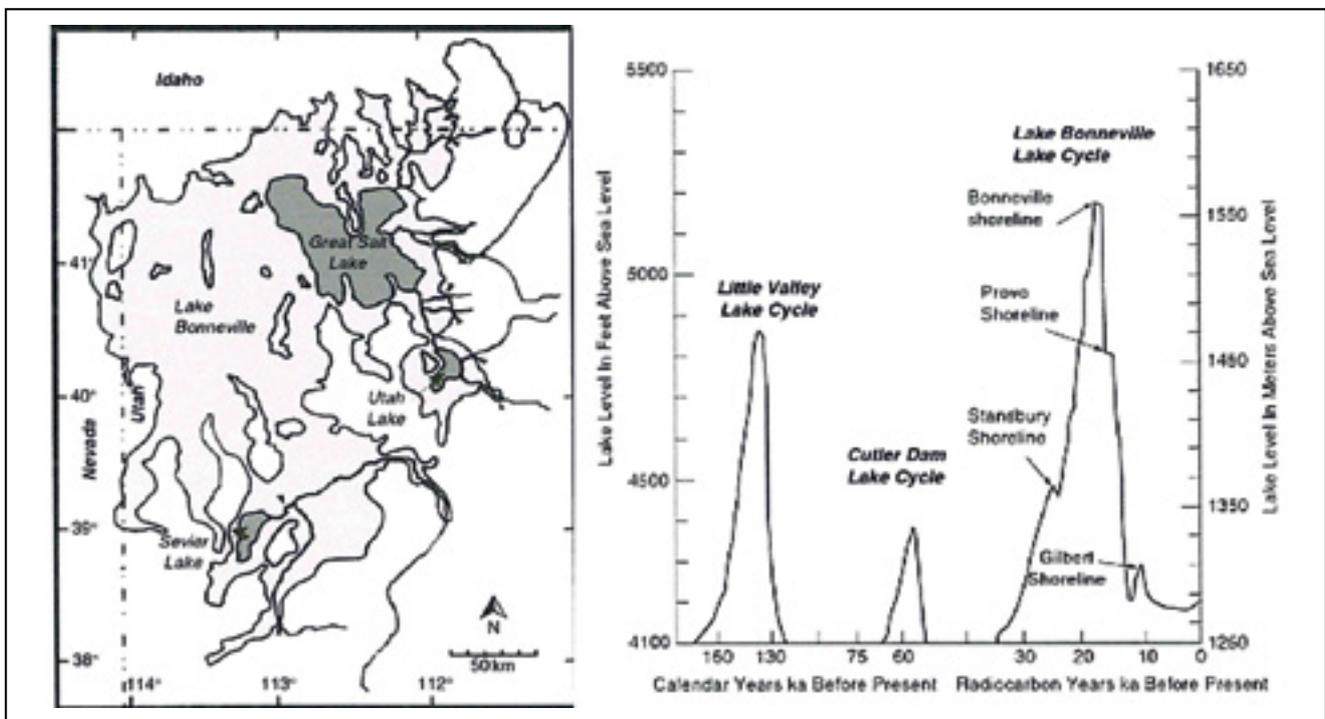


Figura 4. Great Salt Lake: Niveles.

lago cayó catastróficamente más de 100m, cuando el Bonneville Lake se desbordó cerca de Red Rock Pass (Idaho) y se llevó una presa natural formada por superposición de depósitos aluviales opuestos (figura 4). Es el “Provo Level” que es el nivel más reconocible en toda la cuenca del Bonneville y se distingue por delgadas acumulaciones de “tufa”, formadas cerca de la línea de costa durante los 500 años que el lago estuvo a este nivel. Durante este período el “Red Rock Pass” contuvo un río que aliviaba agua del lago Bonneville al Snake River. Hace unos 14000 años, el lago empezó a bajar otra vez a causa del cambio de condiciones climáticas y hace ≈ 12000 años, el lago alcanzó un nivel aún más bajo que el actual del Great Salt Lake. Una ligera transgresión o elevación del nivel ocurrió entre hace 10900 y 10300 años y formó el “Gilbert Level”, que se evidencia en Antelope Island y en muchos puntos de la línea de costa.

Datos de sísmica de reflexión de alta resolución muestran que numerosas fallas de orientaciones N-S y NE-SW cortan la secuencia de los sedimentos de esta cuenca, con varios registros, que abarcan por lo menos tres episodios, con un total de 12m posteriores a la fase Bonneville del lago (≈ 13.500 años). En algunas de estas fallas se han hallado estructuras biológicas que sugieren que las fallas han servido de conductos para descarga sublacustre de agua fresca. Estas fallas desplazan los sedimentos superiores y el fondo del lago. Una zona poco profunda, limitada por una zona elevada de falla entre Carrington Island y Promontory Point “sellada” por una capa cementada, soporte del “Railroad Causeway” (Fig5) separa el lago principal en dos lagunas. Esta capa se identifica como del Holoceno inferior y la cubren sedimentos recientes que además de por las evidencias paleoclimáticas se diferencian claramente por los datos de los reconocimientos sísmicos, que alcanzan en sedimentos más

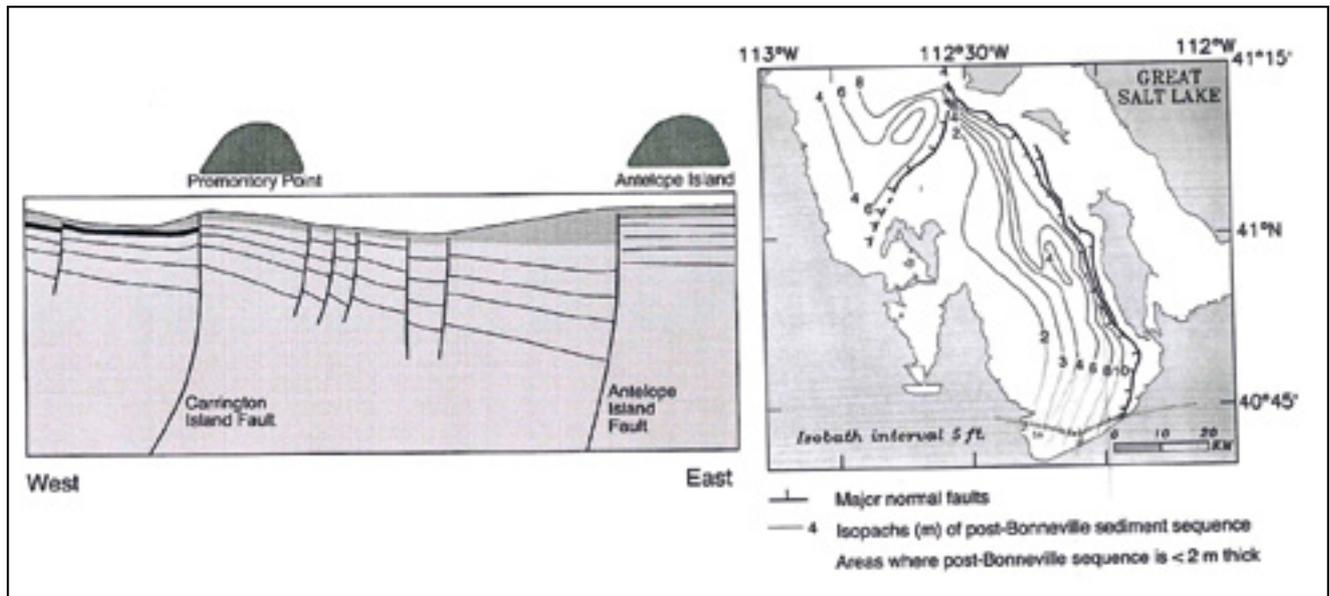


Figura 5a. Great Salt Lake: Sedimentos y Fallas.

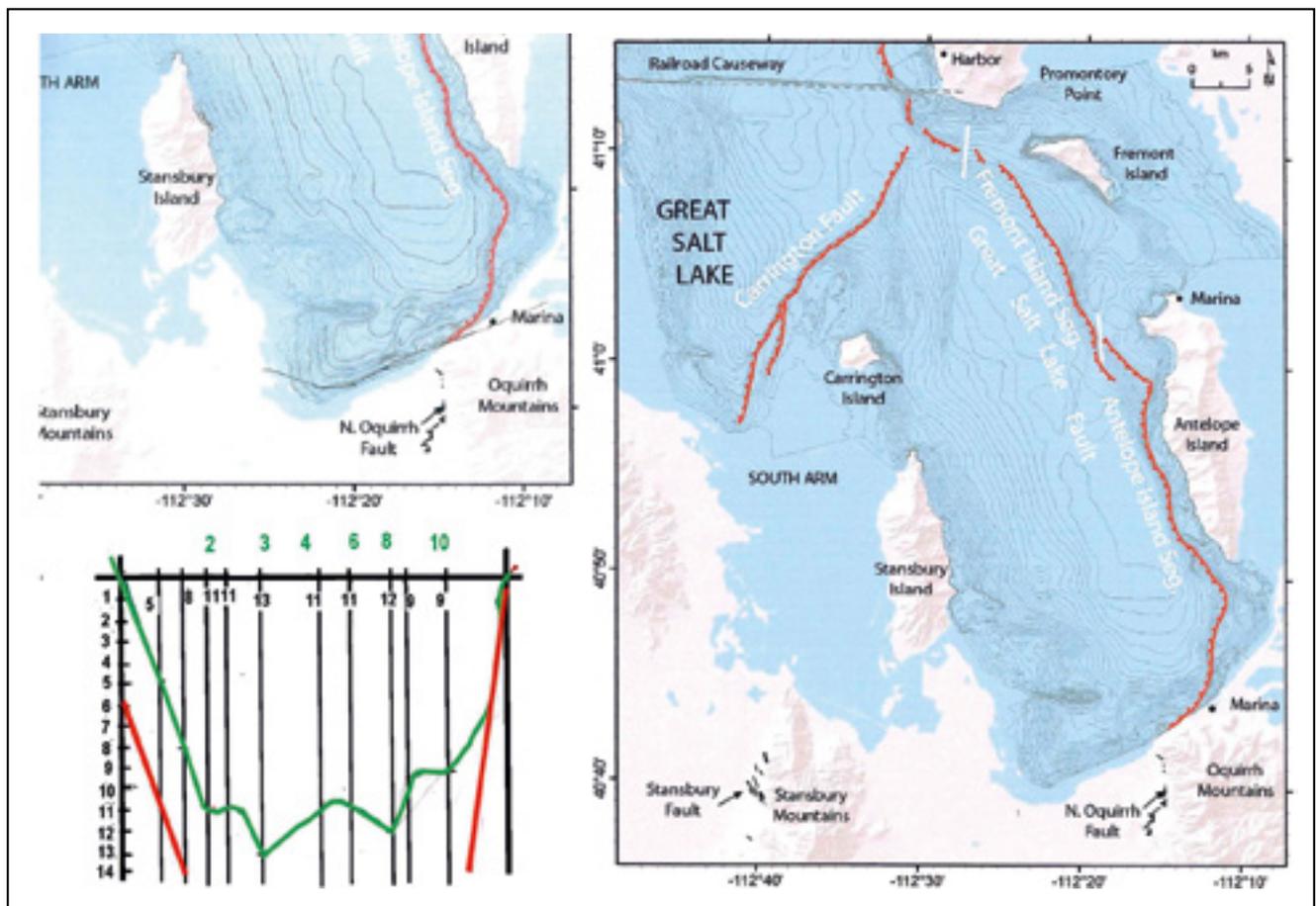


Figura 5b. Great Salt Lake: Morfología (Zonas, Batimetría e Isopacas).

consolidados penetraciones del orden de 20 a 200m. En varios de los perfiles sísmicos y sondeos realizados en los años 1995 y 1996 (Ref Colman et al/Sedimentary Geology 148), se han localizado diversas fallas adicionales en el lado oeste del sur de la cuenca. Una depresión suave en el lado oeste de la cuenca está marcada por un escarpe bien definido, no relacionado con estas fallas, lo que contrasta con el lado este de la cuenca, donde un escarpe similar marca la localización de la “East Lake Fault”. Las fallas más próximas situadas al oeste de esta falla principal son antitéticas y pueden interpretarse

como secundarias relacionadas con la “Carrington Fault” al oeste, en forma análoga a la East Lake Fault al este, produciendo una cuña de sedimento que engruesa hacia el Este (figuras 5a, 5b y 6).

Salt Lake City tiene una altitud media de 1.320m (s.n.m.). El punto más bajo en el entorno de la ciudad tiene 1.280m cerca del Jordan River y del Great Salt Lake y el más alto es Grandview Peak con 2.868m. La ciudad está localizada en la esquina noreste del Salt Lake Valley, rodeada por el Great Salt Lake al noroeste y las escarpadas

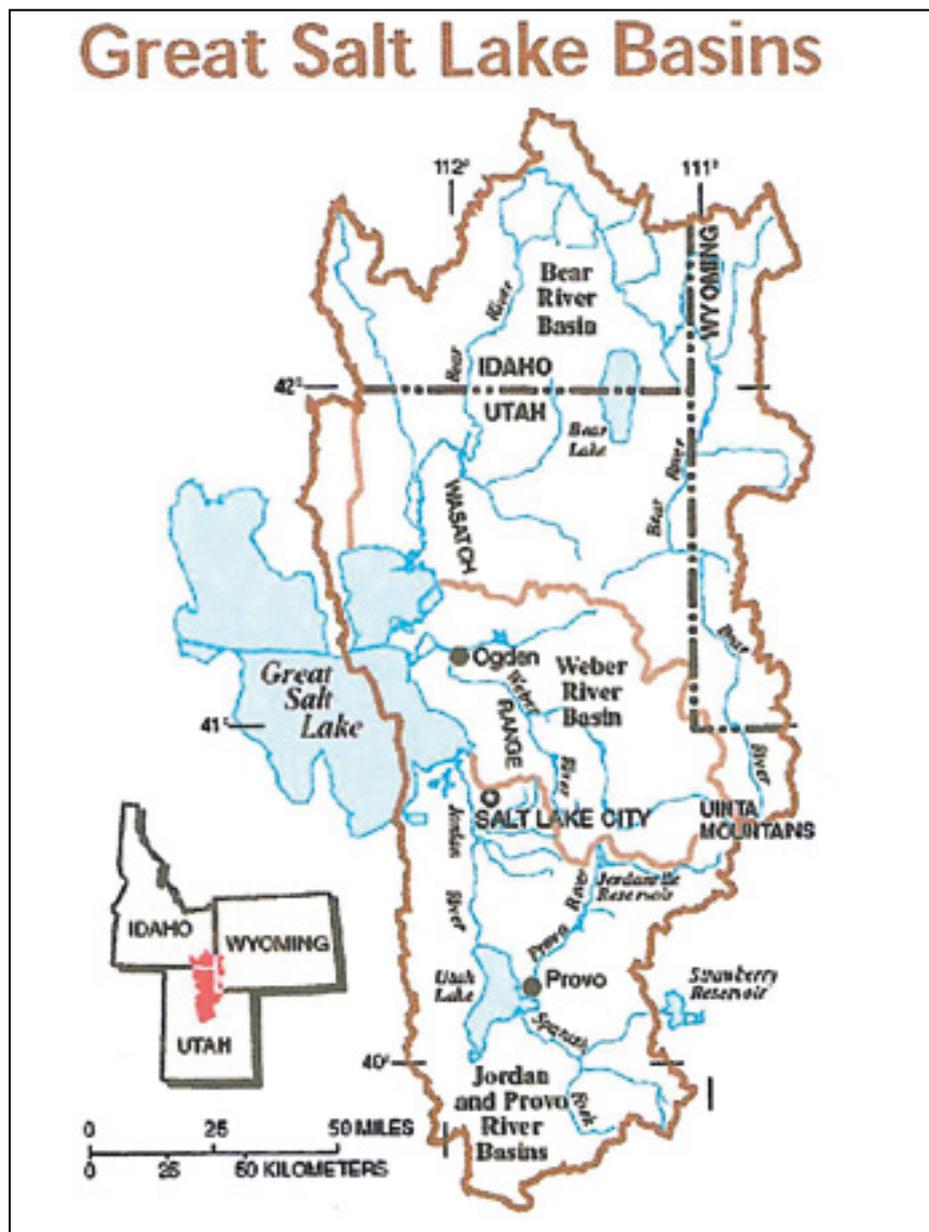


Figura 6. Great Salt Lake: Basins.

cadena montañosa Wasatch y Oquirrh en los bordes este y suroeste, respectivamente. Las montañas circundantes contienen varios cañones estrechos de origen glacial y torrencial. El Jordan River fluye a través de la ciudad y es un drenaje del Utah Lake que vierte al Great Salt Lake. La cima más alta visible desde Salt Lake City es Twin Peaks que alcanza 3.454m y se encuentra en la Wasatch Range. La “Wasatch Fault” se encuentra a lo largo de la base occidental de la Wasatch Range y se considera capaz de generar un terremoto de 7,5 de Magnitud. Se prevén daños catastróficos en caso de un sismo resultantes de la licuefacción del suelo arcillo arenoso de base y la posible inundación permanente de zonas de la ciudad por el Great Salt Lake.

2. SEGMENTACIÓN MORFOLÓGICA DEL TRAZADO EN EL GREAT SALT LAKE

Con las consideraciones anteriores, el Proyecto NE-VUT propone el paso de la línea HSR Great Basin, en su acceso a Salt Lake City, cruzando de oeste a este el Great Salt Lake por su borde sur.

La línea de agua en este trazado (figura 5), se extiende entre aprox. los pk 636 y 665 para un nivel medio a la cota 1.286 m.s.n.m.. Con los datos de batimetría (0-4,8m, figura 5) y de isopacas (0-11,6m, figura 5) de sedimentos post-Bonneville, se propone una rasante con plataforma de vía sobre banquetas de escollera entre los \approx pk 636 y pk 650, sector en el que el espesor de suelo “blando” es inferior a 4m. A partir de esa sección y en un sector de \approx 3 km, hasta que el espesor de sedimentos recientes alcanza los 6m, la rasante continúa en rampa (sentido SLC) de 4,5 milésimas con vía sobre estructura de puente tipo de tramo recto de 100m de luz (“Viaducto Bonneville”), hasta que el gálibo bajo tablero es superior a 10m, continuando el trazado con sección de vía sobre estructura en puente colgante múltiple con vanos de 800m de luz principal (morfología tipo identificativa de la USHSRS) en una longitud de 11,2 km (“Great Salt Lake Suspension Bridge”). En sus 5,6 km primeros (sentido SLC), continúa la rasante en rampa del 4,5%, hasta permitir una altura libre bajo tablero de 30m, que se considera suficiente para navegación y para dar cumplimiento

a las exigencias medioambientales y estéticas en la zona de costa próxima (Marina) hasta Saltair. La rasante en la otra mitad del puente sigue de forma simétrica en pendiente de 4,5 milésimas, hasta sobrepasar ya en tierra la “Antelope Island Fault” con estructura de tramo recto (tipo) de 100m de luz (“Viaducto Salt Lake City”) para continuar con ligera pendiente ascendente hasta la Terminal Station de Salt Lake City, al Norte del Aeropuerto Internacional a la cota aprox. 1.306m.

3. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DE PARTIDA

La detección de hasta 12m de sedimentos posteriores a la “fase Bonneville” de este gran lago, sobre otros anteriores y la existencia de desplazamientos en ellos como consecuencia de al menos tres episodios sísmicos de gran magnitud, con localización de fallas en el lago, como la “East Salt Lake Fault” que para su segmento sur “Antelope Island” se han estimado “momento magnitud Mw “ de 6,8-6,9 (Ref. 27) y de 7,5 en

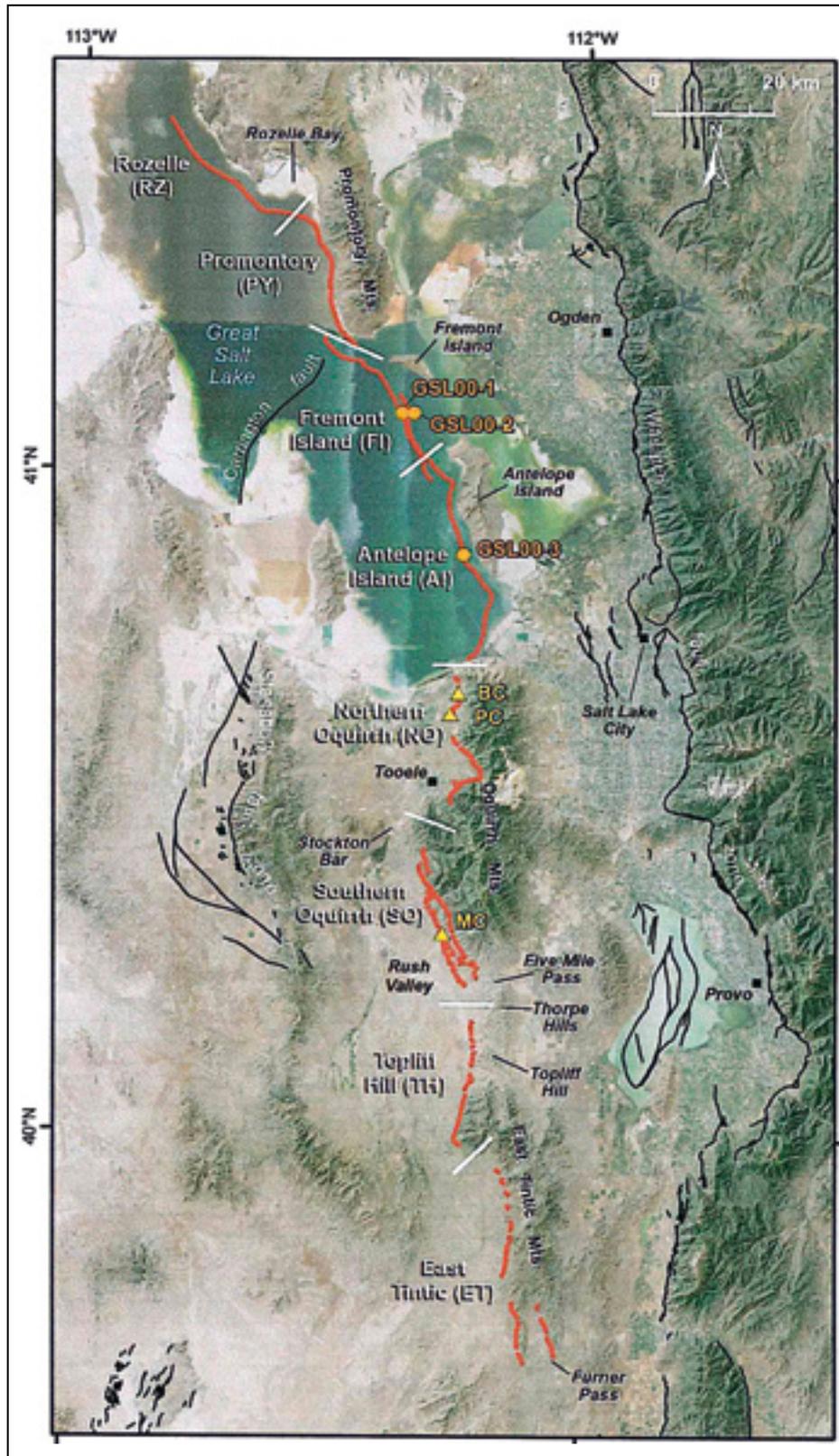


Figura 7. Mapa de la zona de falla Oquirrh-Great Salt Lake. Wasatch Front.

la “Wasatch Front” (National Fault Database) (figura 7) dan una alta posibilidad de daño catastrófico sobre cualquier infraestructura que atravesase el Great Salt Lake por licuefacción de los sedimentos superficiales que cubren su fondo.

A- Caracterización sismológica (figura 8)

Aceleración sísmica básica (Ref. 6)

	Wasatch Range Fault	Antelope Island Fault
Moment Magnitude M_w	7,5	6,9
Rupture area $A(km^2)$	1210	680
Hypocentral distance $R(km)$	>40	>18
Contour line equiv. Magnitude M (Housner 1969)	6,4	6,5
Mercalli Modified Intensity I	VIII	X (Esteva)
Peak ground acceleration a/g	0,149	0,307 (Esteva)
Idem	0,21	0,22 (Housner)
Peak ground acceleration a/g (Seed&Idriss,1969)	0,162	0,162

La aceleración sísmica básica “ a_b ” es un valor de pico (“peak ground”) característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno. La aceleración sísmica de cálculo “ a_c ” se define (Ref. 19) como el producto $a_c = S \rho a_b$
 $a_b = 0,162$ g (comprendida entre 0,16 y 0,32 para la zona, según la USGS) (Fig.8)

$\rho = 1,3$ (coeficiente adimensional de riesgo: Construcciones de importancia especial)

$S = 1,38$ (Coeficiente de amplificación del terreno:

Para $0,1g < \rho a_b \leq 0,4g$ $S = C/1,25 + 3,33(\rho a_b - 0,1)(1 - C/1,25)$

$C =$ Coeficiente de terreno:

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando $V_s \leq 200$ m/s \rightarrow
 $C = 2,0 \rightarrow S = 1,38$

$a_c = 0,29$ g

B - Caracterización sedimentológica

Los sedimentos “post-Bonneville Flood” se han acumulado en los últimos 14,500 años en el fondo del actual Great Salt Lake, por tanto son del Holoceno y de los últimos años del Pleistoceno y son arenas terciarias, procedentes de

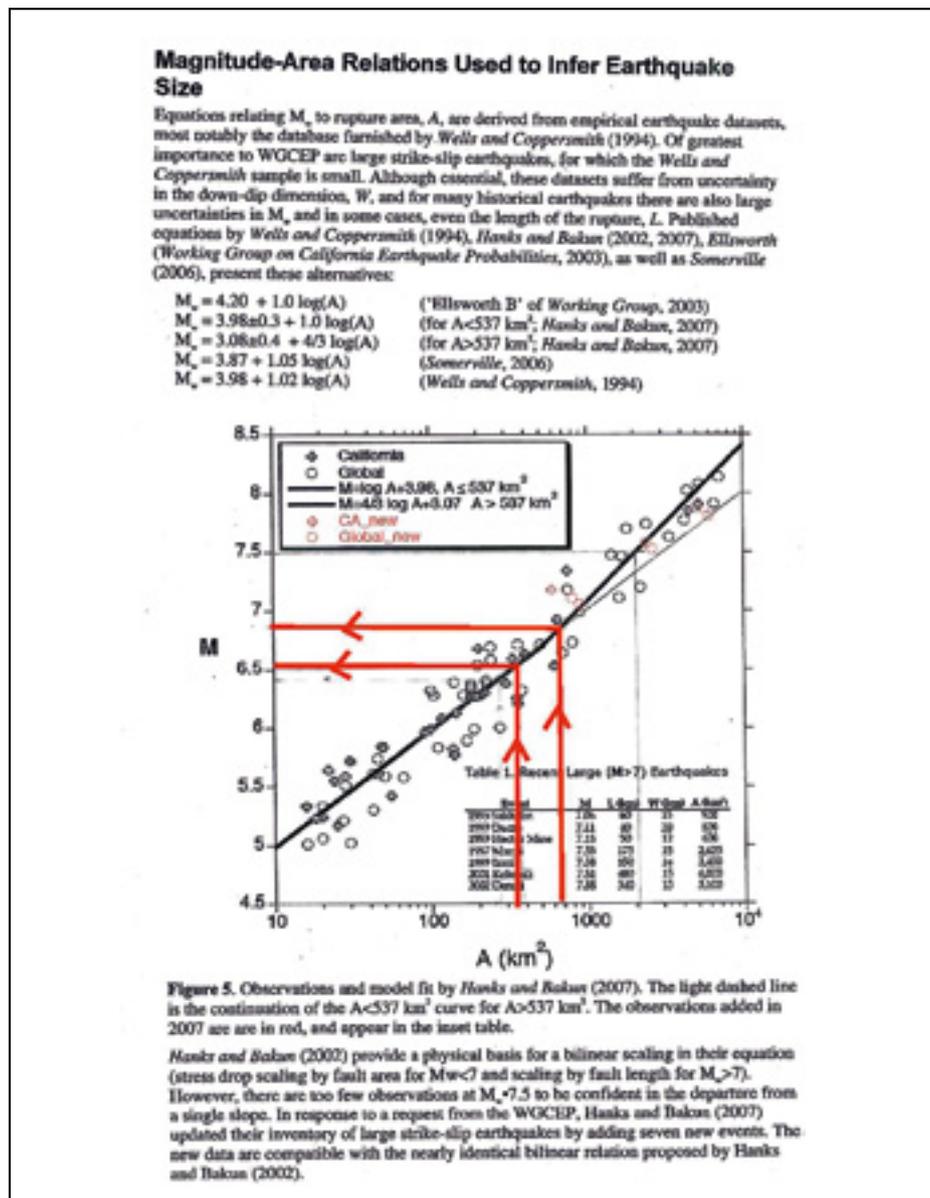


Figura 8a.

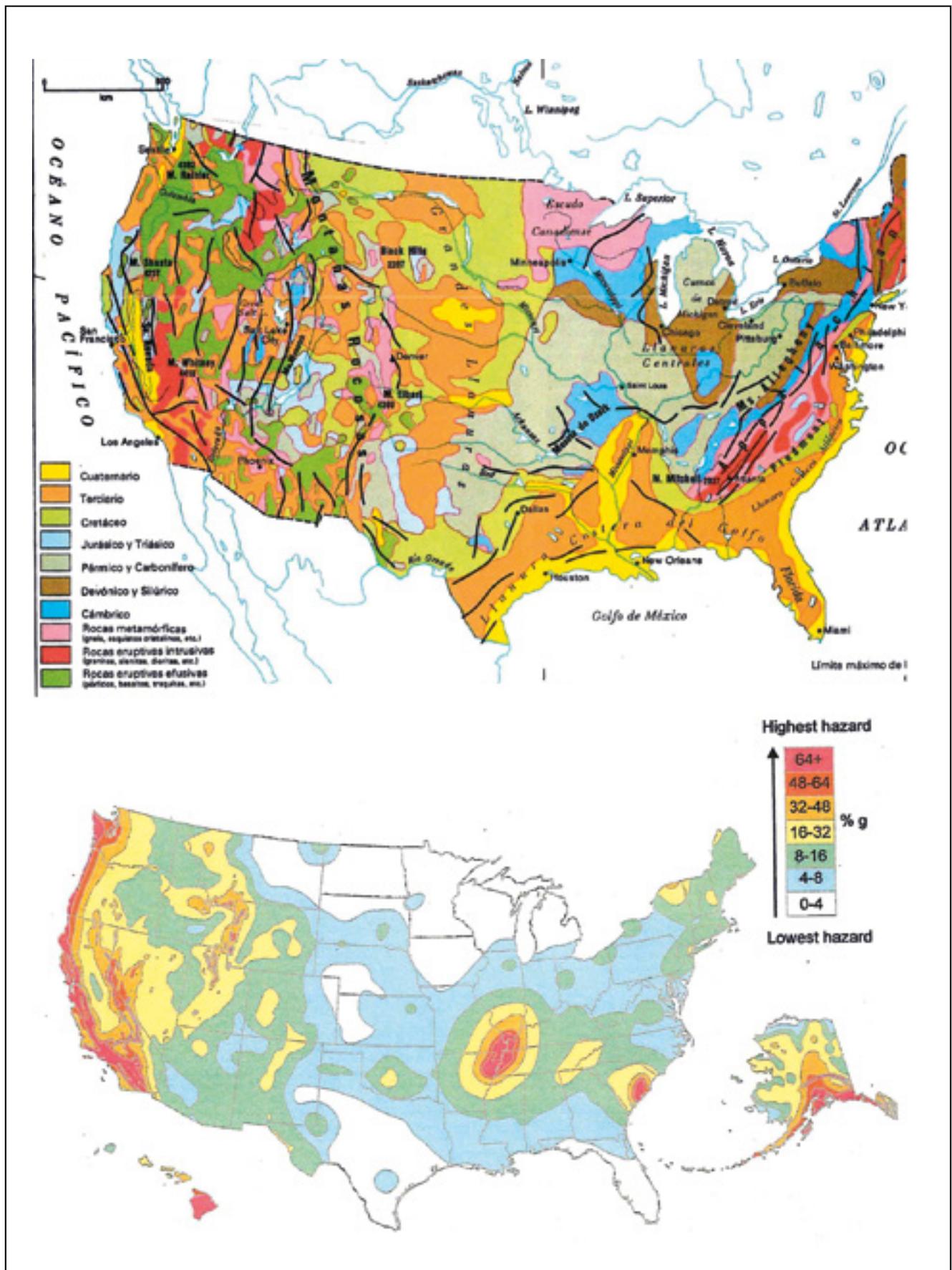


Figura 8b.1.

los aportes, de los ríos Bear y Ogden/Weber por el norte y este (figura 6 y 9a), respectivamente, que nacen en el norte de las montañas Uinta, y por el sur de la cuenca carbonífero-pérmica del río Jordan, que a su vez se abastece

con agua proveniente del lago Utah, alimentado por el río Provo, que también nace en las montañas Uinta, no lejos del nacimiento de los ríos Bear y Weber. Por tanto, la edad de las rocas que constituyen el soporte de estas cuencas,

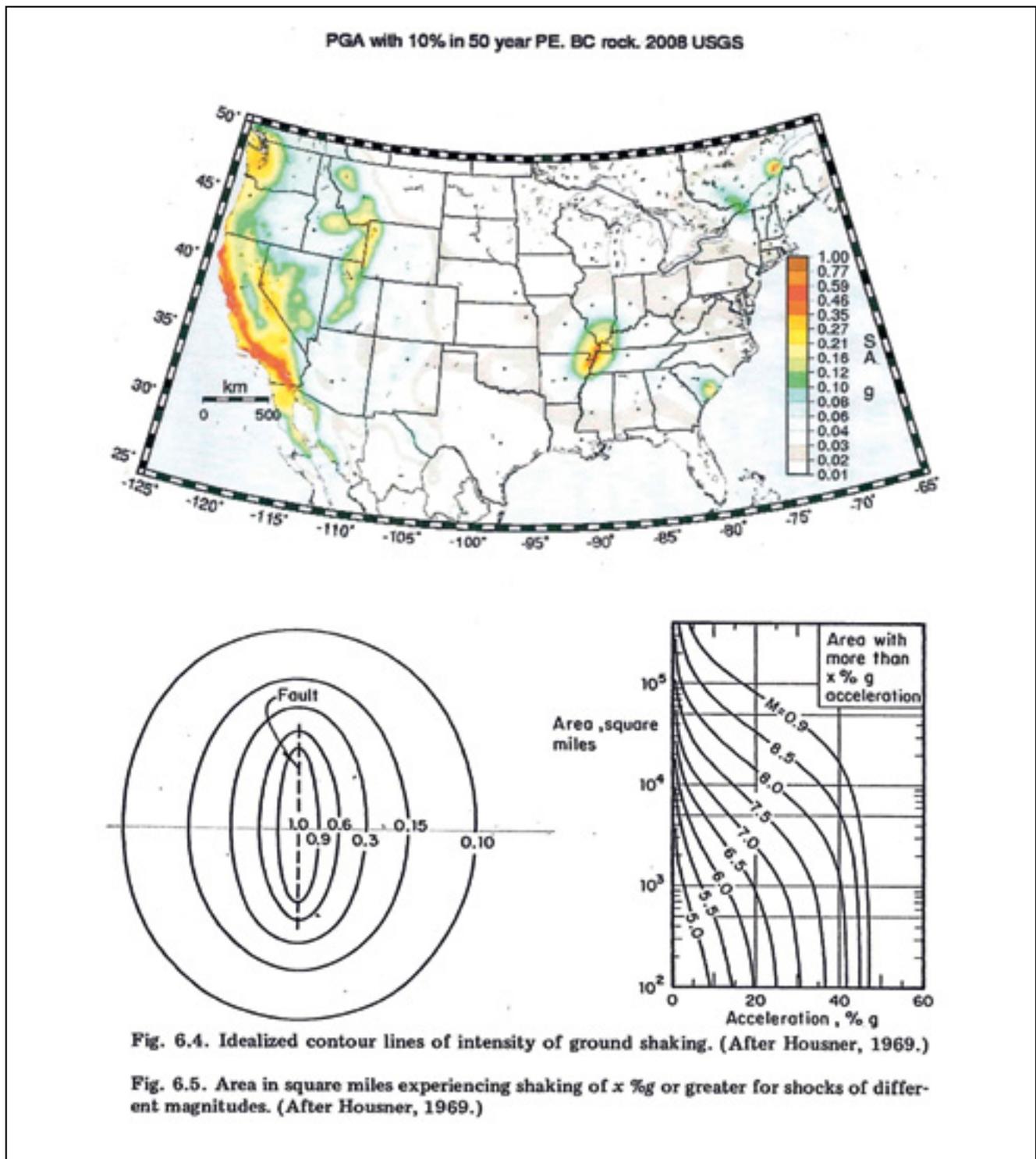


Figura 8b.2.

corresponde al Terciario, post- Oligoceno (en su mayoría, seguramente, del Plioceno “graben strata”, es decir con edad entre 1,69 y 5,3 M años. (figura 9b).

Estos sedimentos pueden caracterizarse (Ref. 26, 27, 29), con las siguientes propiedades de naturaleza: (tabla 1)

- Fracciones granulométricas
 $f_1(\text{MO} + \text{AC}) = 15\%$ $f_2(\text{L}) = 13\%$ $f_3(\text{ArF}) = 31\%$
 $f_4(\text{ArG}) = 41\%$
- Textura USDA: Franco Arenosa (FAr)
 FC (Fines Content) = 28%
- Humedad equivalente: $H_c(pF = 3) \rightarrow H_{\text{ret}} = 15,5\%$
 (Aubert/Gardner)

- Diámetro eficaz: $D_c \approx D_{10} \approx 5 \mu$
 - Coeficiente de permeabilidad (Hazen generalizado):
 $K_s \approx 3 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$
- Y propiedades de estado (situación actual):

- Índice de huecos: e
 Sedimentos recientes (GSL):
 Índice de huecos inicial (Pleistoceno medio):
 $e_0 = 1,14$ (140*10³y.b.p.)
 Índice de huecos actual:
 $e_p = 1,10$ ($\sigma_p = 0,9$ a 5,4 T/m² $\rightarrow \Delta e = -0,04$ 10 y.b.p.)
 Sedimentos terciarios (B)
 Índice de huecos inicial (Plioceno inferior):

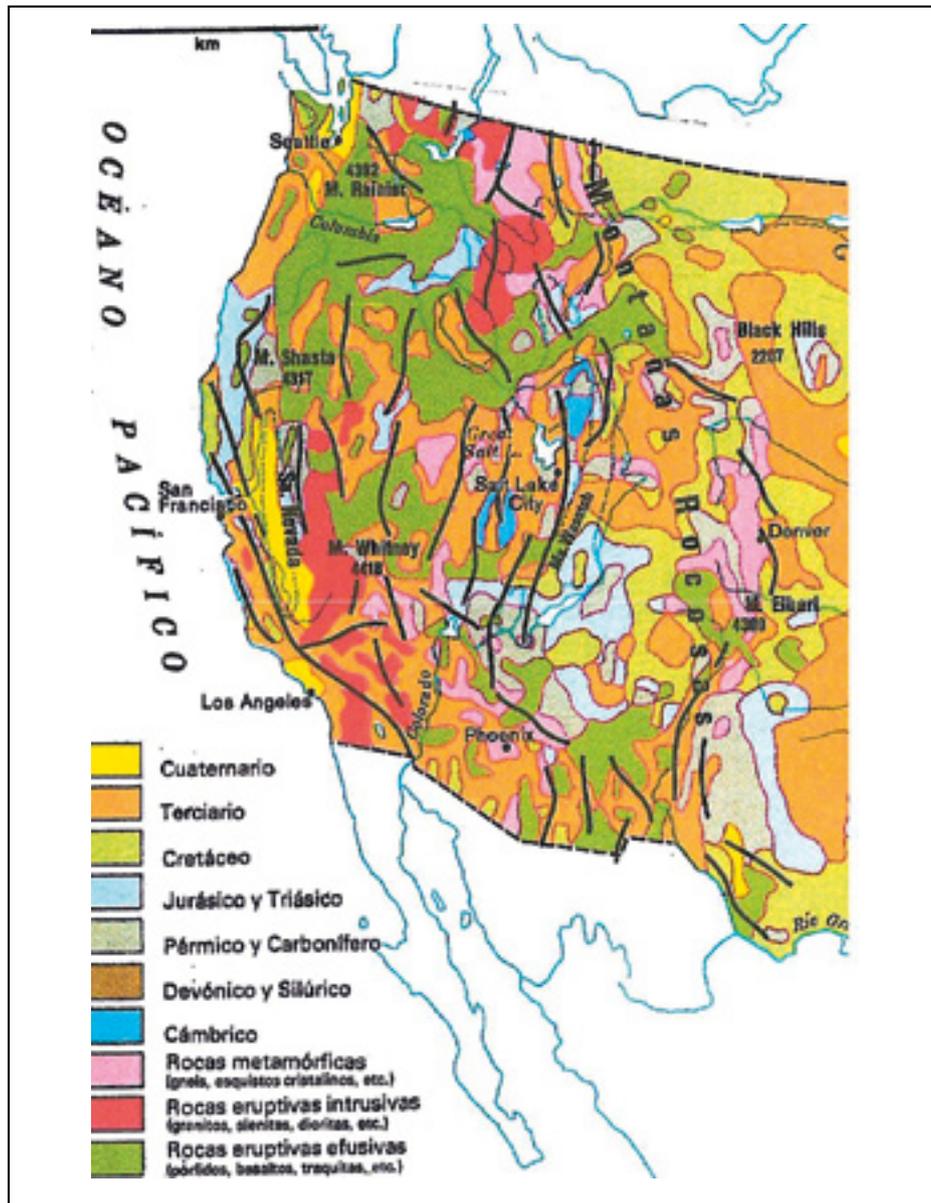


Figura 9a.

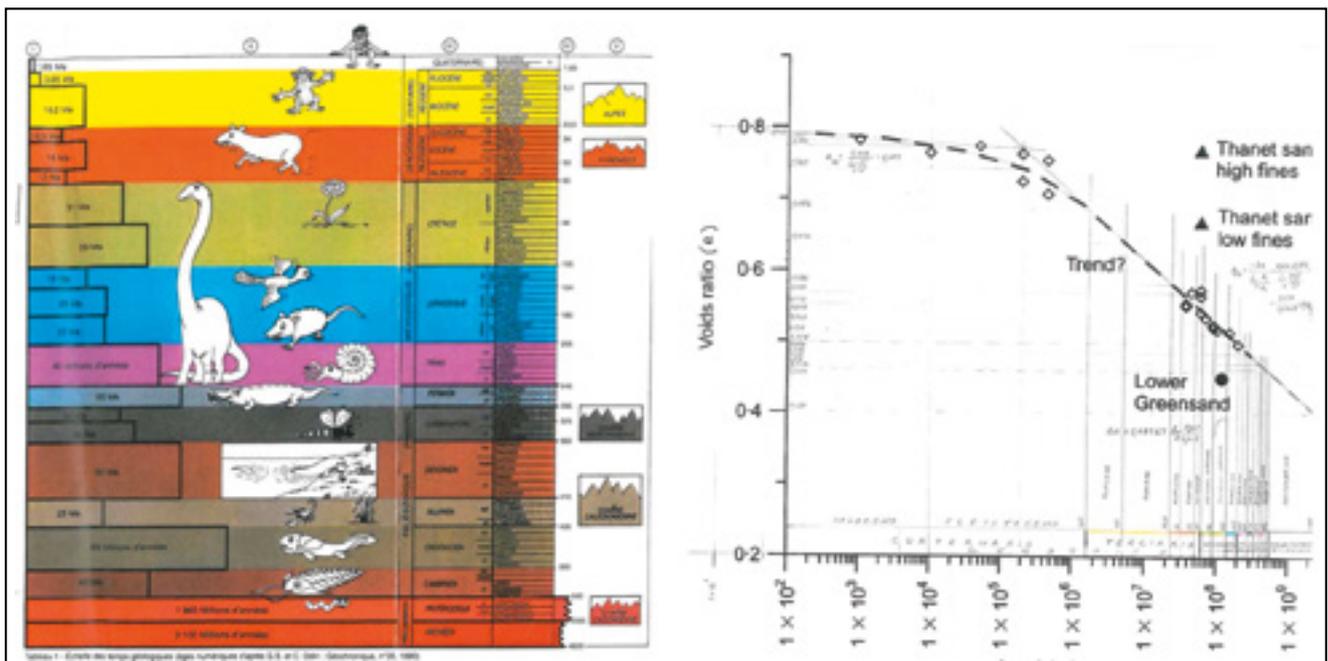


Figura 9b.

Tabla 1.

DETERMINACIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA (SWCC)

PERFIL N°. 1 Sedimentos cuaternarios (Holoceno) Tipo: Suelo aluvial

Estrato n	Espesor (m)	(MO) %	(AC) %	f1 (MO)+(AC) %	f2 (L) %	f3 (A/F) %	f4 (A/G) %	n	e	1+e	H _u %	H _v %	H _c %	H _i %	H _s %	H _{pr1} %	H _{pr2} %
1	0.80	0.55	6.77	7.32	15.40	39.09	38.19	0.4510	0.82	1.82	6.79	9.87	9.87	5.37	2.19	34.41	43.64
2	0.30	0.20	19.84	20.04	14.78	30.96	34.22	0.4850	0.94	1.94	15.72	21.45	21.45	11.86	4.77	38.30	47.15
3	0.50	0.10	18.39	18.49	14.80	32.62	34.09	0.4824	0.93	1.93	14.82	20.06	20.06	10.90	4.46	38.08	46.87
4	0.20	0.00	18.14	18.14	8.11	24.22	49.53	0.4796	0.89	1.89	13.30	18.66	18.66	10.14	4.15	33.48	45.52
5	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	39.00	0.3810	0.64	1.64	1.24	2.00	2.00	1.09	0.44	20.57	37.32
6																	
Cubierta superficial (media P _v y m _a)	1.50	0.22	14.32	14.54	13.68	31.19	37.80	0.4669	0.88	1.88	11.88	16.23	16.23	8.82	3.81	35.36	45.25

S = Grado de saturación (%) = 34.76 18.89 7.72 75.74 96.91

S_e = Grado de saturación específico = 0.1957 0.0000 0.0000 0.7009 0.9619

Succión (pF) = 3.0 4.2 4.5 2.0 1.0

HUMEDAD EQUIVALENTE H_u = 16.23 %

Textura U.S.D.A. = Franco arenosa

DETERMINACIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA (SWCC)

PERFIL N°. 29a Sedimentos detríticos plioceno. Tipo: Suelo rojo mediterráneo de costra caliza.

Estrato n	Espesor (m)	(MO) %	(AC) %	f1 (MO)+(AC) %	f2 (L) %	f3 (A/F) %	f4 (A/G) %	n	e	1+e	H _u %	H _v %	H _c %	H _i %	H _s %	H _{pr1} %	H _{pr2} %
1	0.30	1.21	27.00	28.21	11.80	49.32	10.67	0.5094	1.04	2.04	21.94	27.35	27.35	14.87	6.08	46.36	49.86
2	0.35	0.90	52.30	53.20	11.30	27.51	7.99	0.5490	1.22	2.22	38.71	46.18	46.18	25.10	10.26	51.52	54.25
3																	
4																	
5																	
6																	
Cubierta superficial (media P _v y m _a)	0.65	1.04	40.62	41.67	11.53	37.58	9.23	0.5312	1.14	2.14	30.58	37.49	37.49	20.37	8.33	49.14	52.22

S = Grado de saturación (%) = 76.58 38.36 15.88 92.51 98.31

S_e = Grado de saturación específico = 0.5227 0.0000 0.0000 0.8784 0.8728

Succión (pF) = 3.0 4.2 4.5 2.0 1.0

HUMEDAD EQUIVALENTE H_u = 37.49 %

Textura U.S.D.A. = Arcillo arenosa

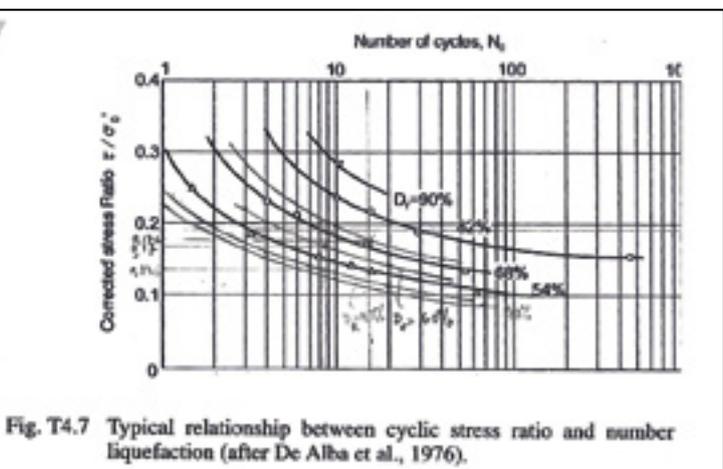
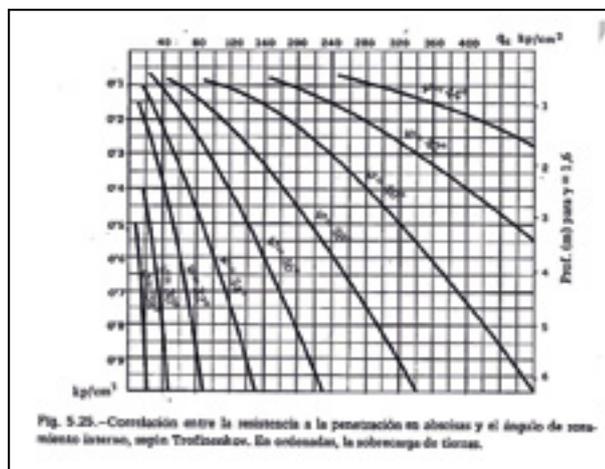


Figura 10a.1.

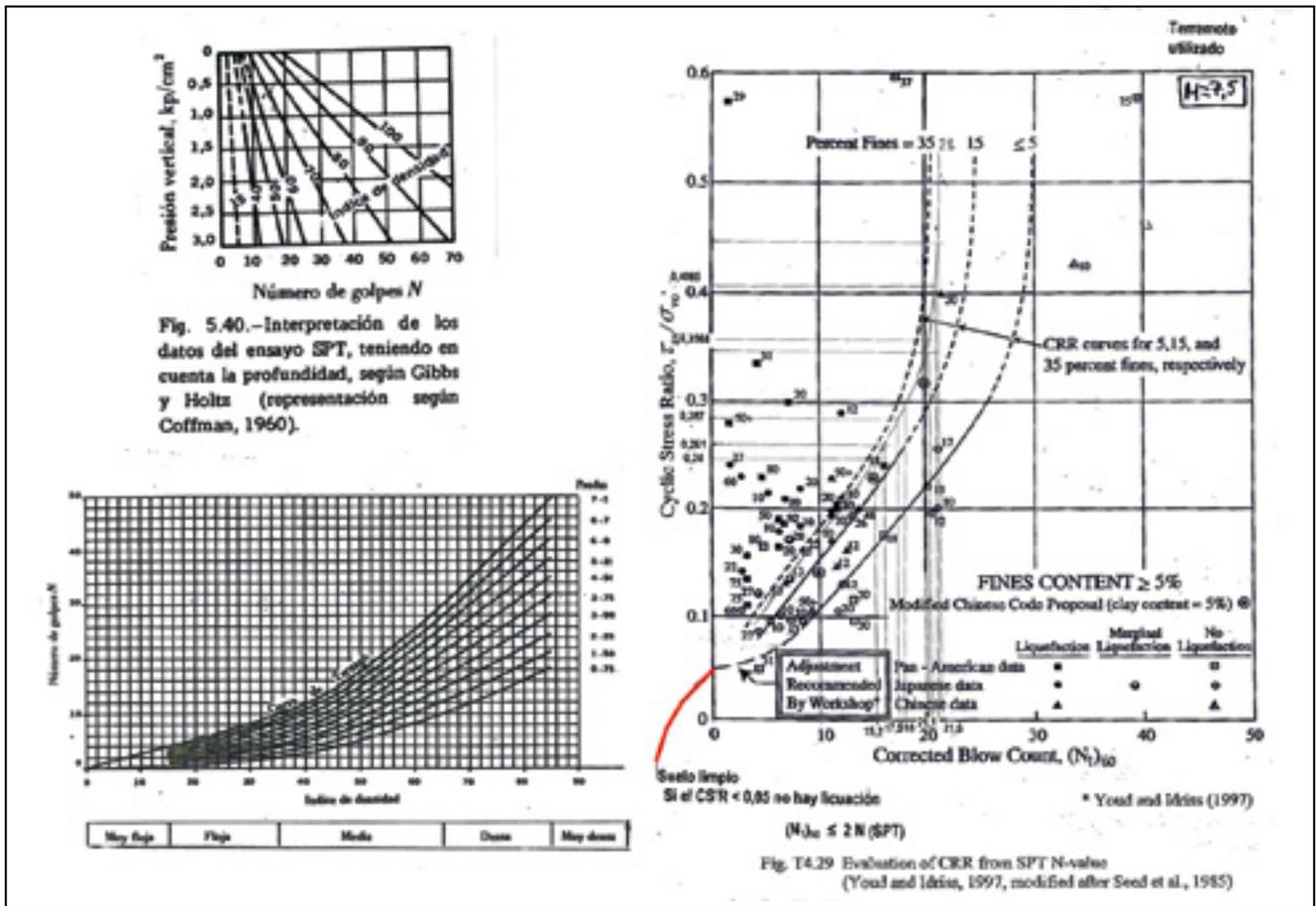


Figura 10a.2.

- $e_0 = 1,14$ ($5,3 \cdot 10^6$ y.b.p.)
- Índice de huecos fase Bonneville:
 $e_r = 0,99 \rightarrow \Delta e_1 = -0,15$ ($140 \cdot 10^3$ y.b.p.)
- Índice de huecos actual:
 $e_p = 0,95 \rightarrow \Delta e_2 = -0,04$ ($\sigma_p > 12,6$ T/m²) (10 y.b.p.)
- **Peso específico**
Sedimentos recientes (GSL): seco $\gamma_d = 13,6$ KN/m³
Saturado $\gamma_{sat} = 1,91$ T/m³
Sedimentos terciarios (B): $\gamma_d = 12,7$ KN/m³
 $\gamma_{sat} = 1,78$ T/m³
- **Densidad relativa:** $D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$
($e_{max} = 1,49$; $e_{min} = 0,59$)
Sedimentos GSL : $D_R = 43\%$ ($e = 1,10$)

- Sedimentos B : $D_R = 60\%$ ($e = 0,95$)
- **Parámetros de resistencia al corte:** $N(SPT)$, q_c (Kp/cm²), $\Phi(^{\circ})$, CRR (Cyclic Resistance Ratio) (figura 10)
- Sedimentos GSL : $N = 6 - 8(7,5)$, $q_c = 18 - 24$ Kp/cm², $\Phi = 18^{\circ}$, CRR = 0,247
- Sedimentos B : $N = 8 - 10(8,5)$, $q_c = 24 - 30$ Kp/cm², $\Phi(^{\circ}) = 18^{\circ}$, CRR = 0,287 ($0,261 \cdot 1,1$)

4. CARGAS DE CIMENTACIÓN POR SEGMENTOS (S/PROYECTO NEVUT) (REF.21 Y 39)

1-SEGMENTO A (\approx pK 636 - 650): Plataforma de vía sobre pedraplén (figura 11)

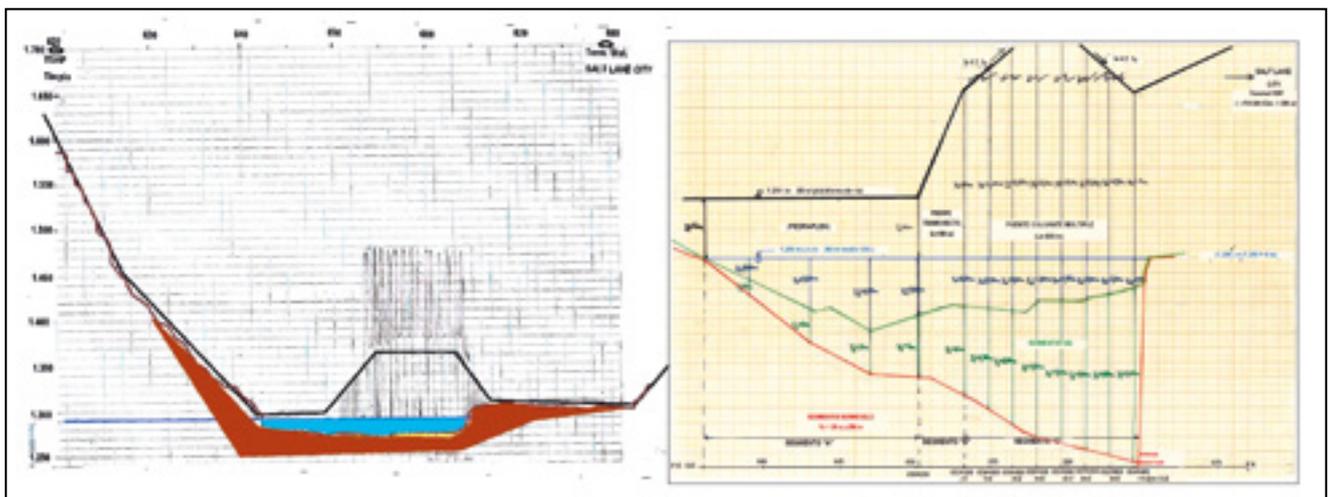


Figura 11.

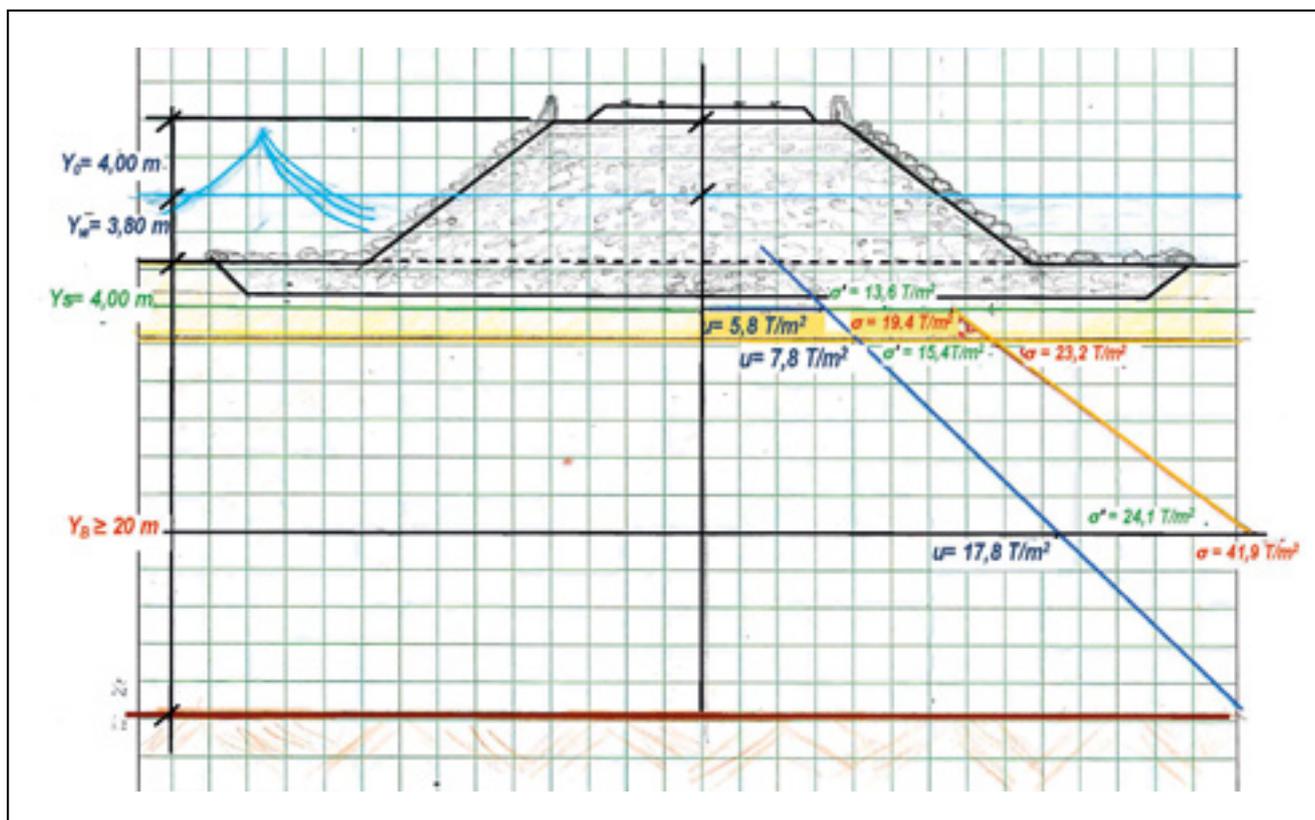


Figura 12.

Perfil de cálculo: \approx pK 650 (Máximo espesor sedimentos GSL: $y_s = 4\text{m}$) (figura 12)

2-SEGMENTO B (\approx pK 650 – 653): Plataforma de vía sobre Puente de tramo recto ($L = 100\text{m}$) (figura 11) Perfil de cálculo: \approx pK 653 (Máximo espesor sedimentos GSL: $y_s = 6\text{m}$) (figura 13)

3-Segmento C (\approx pK 653 – 665): Plataforma de vía sobre Puente Colgante ($L = 800\text{m}$) (figura 11) Perfil de cálculo: \approx pK 665 (Máximo espesor de sedimentos GSL: $y_s = 12\text{m}$) (figura 14)

5. ANÁLISIS DE RIESGO

A-SITUACIÓN ACTUAL

- Tensión cortante cíclica equivalente al terremoto: τ_{eq} (ó $\tau_{eq} / \sigma_{vc} = \text{CSR} = \text{Cyclic Stress Ratio}$) $\text{CSR} = K_M a_c / g K_M = 1 / \text{MSF}$ (MSF = Magnitude scaling Factor) $\text{MSF} = 1,07$ para $M_w = 6,9$ y $P_L < 20\%$ (Youd and Noble) ($P_L = \text{Probabilidad de licuefacción}$) $\text{CSR} = 0,271$
- Tensión cortante cíclica resistida por el terreno: τ_{RL} (ó $\tau_{RL} / \sigma_{vc} = \text{CRR} = \text{Cyclic Resistance Ratio}$) Criterio de rotura (Modelo RG, Ref44): Deformación tangencial $\gamma = 15\% = 2e^{1,5} \text{CRR}^{2,8} N^{2\text{CRR}}$ $N = \text{Número de ciclos equivalentes al terremoto}$ $M = 6,9$ $N = 11$
Sedimentos recientes (GSL): $D_R = 44\%$ ($e = 1,10$) $\rightarrow 0,065 = \text{CRR}^{2,8} 121^{\text{CRR}} \rightarrow$ (Por tanteos) $\text{CRR} = 0,247$
Sedimentos antiguos (B): $D_R = 60\%$ ($e = 0,95$) $\rightarrow 0,081 = \text{CRR}^{2,8} 121^{\text{CRR}} \rightarrow$ (Por tanteos) $\text{CRR} = 0,261$
- Coefficiente de seguridad a la licuefacción: $\text{FS} = K\sigma \text{CRR} / \text{CSR}$

Sedimentos GSL: $\text{FS} = 1 * 0,247 / 0,271 = 0,91 < 1 \rightarrow$
Al menos se evidencian tres episodios, con intervalo de recurrencia 4.200 años en el Segmento Antelope Island (Ref.27)

Sedimentos Bonneville: $\text{FS} = 1,1 * 0,261 / 0,271 = 1,06 \rightarrow$
Solamente identificados episodios en el Segmento Fremont Island ($H < 14\text{m}$) (Ref.27) $\rightarrow (y_s(B) > 14\text{m})$

B-SITUACIÓN CON CARGAS DE CIMENTACIÓN (PROYECTO NEVUT) (epígrafe III ant.)

Se proyecta con coef. de seguridad $F = 1,5$, por lo que es necesario mejorar la CRR de los sedimentos GSL y Bonneville (hasta profundidades afectadas por las cimentaciones) a valores $\text{CRR}(c) = \text{CRR bajo carga} = \text{CSR} * 1,5 / \rho = 0,4065$

B.I-SEGMENTO A

Sedimentos GSL: $\text{CRR}(c) = 0,247 * (\Delta\sigma / \Delta\sigma') = 0,247 * (19,4 - 7,6 / 13,6 - 3,8) = 0,2974 \rightarrow N = 9$

$\text{CRR}(t) = \text{CRR mejorado con tratamiento} = 0,4065 \rightarrow N = 11$

Sedimentos B: $\text{CRR}(c) = 0,261 * (\Delta\sigma / \Delta\sigma') = 0,261 * (41,9 - 25,2 / 24,1 - 11,6) = 0,3487 \rightarrow N = 10$

$\text{CRR}(t) = 0,4065 * 1,1 = 0,4472 \rightarrow N = 12$

Tratamiento de mejora:

$\text{FC} = 28\% > 15\% \rightarrow$ Columnas de grava por vibroflotación (figuras 15 y 16)

Intensidad del tratamiento: Relación de sustitución:

$a_s = A_c / A_c + A_s$

Mejora mínima necesaria: (GSL) $N = 7,5 \rightarrow 11$

(B) $N = 8,5 \rightarrow 12$

$a_s = 0,05$

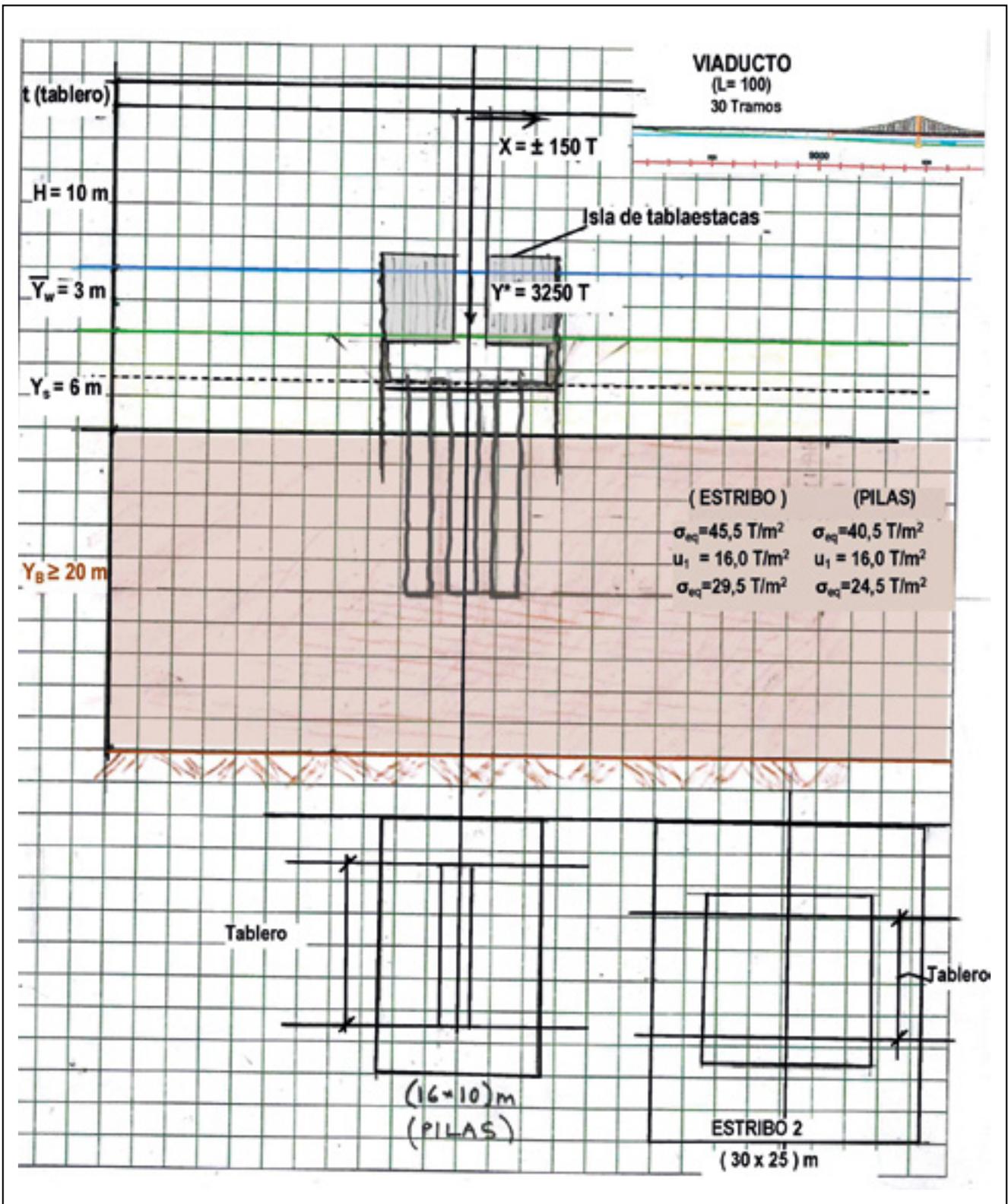


Figura 13.

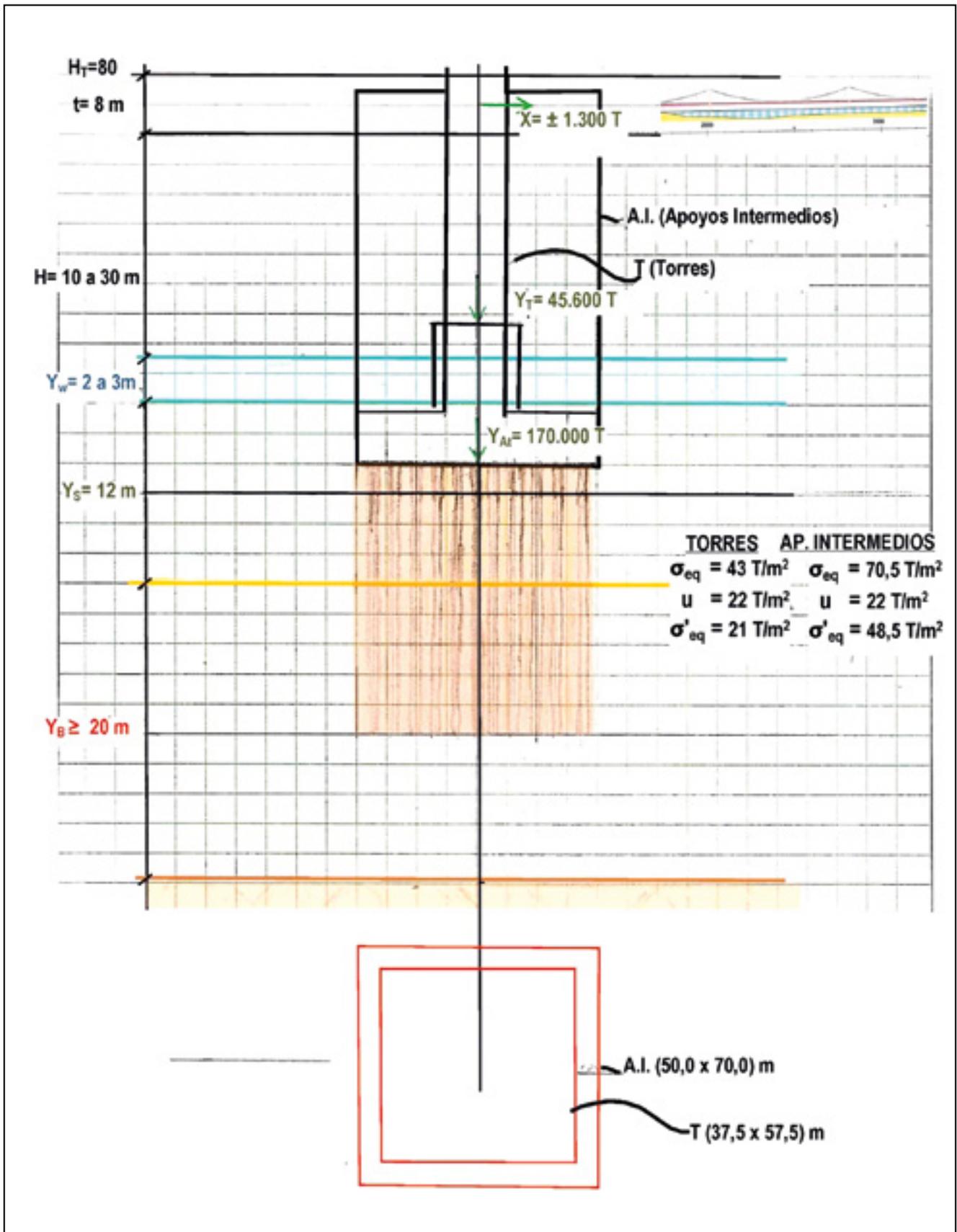


Figura 14a.

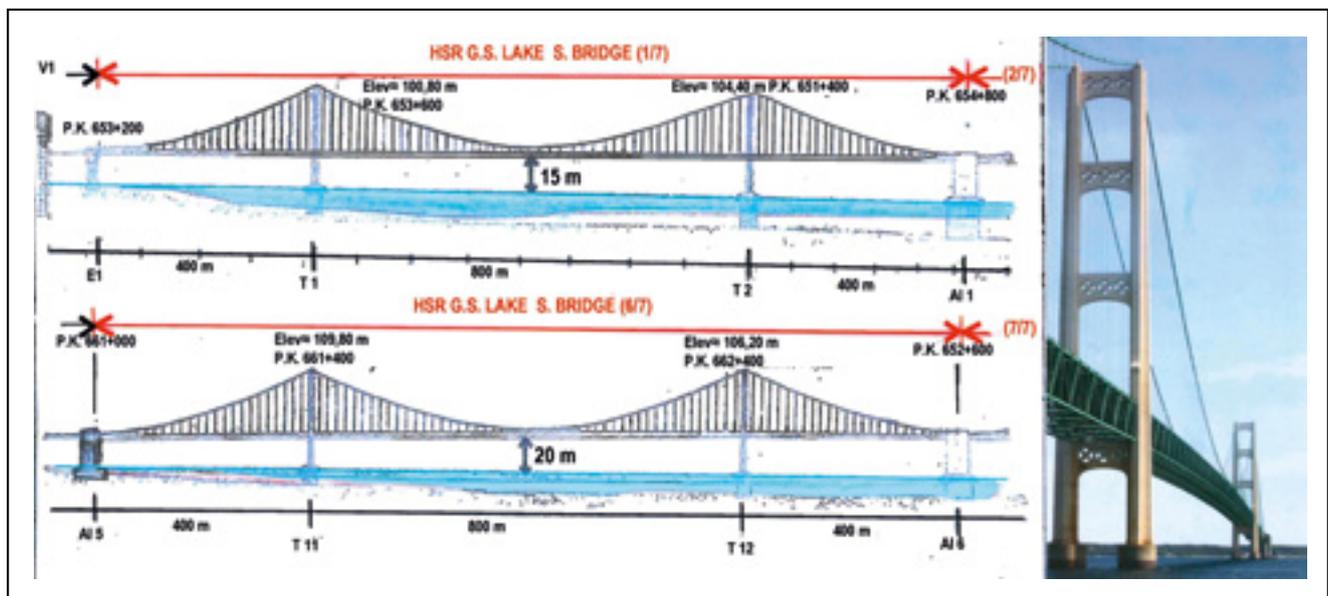


Figura 14b.

Malla equilátera de tratamiento con distancia entre ejes de columnas: "s"

$$D_c = 1,05 s \quad A_c = \pi D_c^2 / 4 \quad A = \pi D_e^2 / 4 = A_s + A_c$$

$$0,05 = (D_c / D_e)^2 \rightarrow D_c = 0,2236 D_e = 0,235 s \rightarrow s = 3m$$

$D_c = 0,70m$ Profundidad 15m Comprobación de la mejora de la estabilidad al deslizamiento (Ref.14) $\tau^- = (1 - a_s)c_u + a_s$

$$\tau_c \cos \alpha^- = 0,95 * 1,74 + 0,05 * 5 * 0,87 = 1,87 T/m^2$$

$$(\tau_c = 0,09 - \sqrt{30} = 0,49 Kp/cm^2 \approx 5 T/m^2)$$

$$q = 4^2 = 8 T/m^2 m q = 1,6 T/m^2 \rightarrow m = 0,2 x b / c_0 = 1,5 * 0,32 / 5 = 0,1$$

$$F q / c_0 = 5 \rightarrow F = 3,1 > 3 \text{ (figura 16b}_1)$$

B II-SEGMENTO B

Sedimentos GSL: CRR = 0,247 (situación actual) $\rightarrow q_c \geq 18 Kp/cm^2$ ($\sigma' \leq 10,8 T/m^2$) $\rightarrow N \geq 6$

$$CRR(t) = 0,465 (q_c = 30 Kp/cm^2)$$

Con tratamiento de mejora, para evitar la rotura plástica en estos sedimentos debe garantizarse, además de la no licuefacción ($q_c = 30 Kp/cm^2$), una resistencia estática al corte, dada por un ángulo de rozamiento equivalente de 30°, lo que supone alcanzar (Trofinenkov) una $q_c \geq 50 Kp/cm^2$ $\rightarrow \approx N \geq 17$.

Con columnas de grava se necesita una intensidad dada por $a_s = 0,100$

$$D_c / D_e = 0,3162 \quad D_c = 1,05 s \quad D_c = 0,3320 s \quad D_c = 0,70m \rightarrow s = 2,10m$$

Sedimentos B CRR = 0,261 (situación actual)

$$CRR(t) = 0,465 (q_c = 30 Kp/cm^2)$$

Además, ante las cargas transmitidas por las pilas ($\sigma'_{eq} = 24,5 T/m^2$) y estribos del puente ($\sigma'_{eq} = 29,5 T/m^2$), el tratamiento de mejora deberá garantizar una resistencia al corte dada por un ángulo de rozamiento equivalente de 35°, lo que supone alcanzar (Trofinenkov) una $q_c \geq 100 Kp/cm^2$ $\rightarrow \approx N \approx 33$.

Con columnas de grava se necesita una intensidad de tratamiento definida por una relación de sustitución $a_s = 0,25$

$$D_c / D_e = 0,5 \quad D_c = 1,05 s \quad D_c = 0,525 s \quad D_c = 0,70m \rightarrow s = 1,35m$$

Extensión del tratamiento y modulación de su intensidad (según Broug, Ref.8) (figura 17)

$$\alpha = 36^\circ \quad \Phi = 35^\circ \quad \rho = 8,5^\circ \quad d/b = e^{atg\Phi} \cos \rho / 2 \sin(45 - \Phi/2)$$

$$= 1,663 \quad t/b = e^{atg\Phi} \sin \rho / \sin(45 - \Phi/2) = 0,497$$

La carga de hundimiento vendría expresada (despreciando el término de cohesión, por el bajo contenido de arcilla, y teniendo en cuenta el efecto desfavorable de la carga rectangular sobre la carga en faja) por:

$$P = q N_q + 1/2 (\gamma' b N_{\gamma s_{\gamma}}) \Phi = 30^\circ \rightarrow N_q = 18,40 \quad N_{\gamma} = 14$$

Coefficiente de forma s_{γ} para $r = 0,625$ (10/16) (pilas) $r = 0,833$ (25/30) (Estribos) $q \geq 3,6 T/m^2$ $s_{\gamma} = (1 + 0,2r/1+r) = 0,692$

$$\text{Pilas: } p = 109,84 T/m^2 > F * 24,5 T/m^2 \rightarrow F > 3$$

$$\text{Estribos: } p = 197,44 T/m^2 > F * 29,5 T/m^2 \quad F > 3$$

$$\text{En cimentación de pilas: } d/b = 1,663 \rightarrow d_1 = 16,6 m \quad d_2 = 26,6 m$$

$$t/b = 0,497 \rightarrow t_1 = 5,0 m \quad t_2 = 8,0 m$$

$$\text{En cimentación de estribos: } d/b = 1,663 \rightarrow d_1 = 16,6 m$$

$$d_2 = 26,6 m$$

$$t/b = 0,497 \rightarrow t_1 = 12,4 m \quad t_2 = 14,9 m$$

Superficies características extremas (Zona plastificada BE)

$$(r_0)_2 = b/2/\sin(45 + \Phi/2) = 9m \quad (R)_2 = e^{(\pi/2)tg\Phi} = 22,34m$$

$$\text{En cimentación de pilas: } (BE)_2 = 2(R)_2 \cos(45 - \Phi/2) = 38,70m \quad (BE)_1 = 24,20m$$

$$\text{En cimentación de estribo común: } (r_0)_2 = 16,9m \quad (R)_2 = 41,95m \quad (BE)_2 = 72,66m \quad (BE)_1 = 60,55m$$

Tomando las "d" y "t" mayores de las antes calculadas, las Zonas A y B a tratar en el segmento B, serían 30 pilas y los estribo 1 (segmento A/segmento B) y estribo 2 (segmento B/segmento C)

Zonas A: Tratamiento: Columnas de grava "s" = 2,10m ($75 * 75 - 30 * 30 = 4.725 m^2$) en pilas y estribo 1 y ($120 * 120 - 50 * 50 = 11.900 m^2$) en estribo 2

$$D_c = 1,05 * s = 2,20m \quad A_c = 3,81 m^2 \rightarrow 31 * (4.725/3,81) + (11.900/3,81) = 41.568 \text{ uds}$$

Zonas B: Tratamiento: Columnas de grava "s" = 1,35m ($30 * 30 = 900 m^2$) en pilas y estribo 1 y ($50 * 50 = 2.500 m^2$) en estribo 2

$$D_c = 1,05 * s = 1,42m$$

$$A_e = 1,58 m^2 \rightarrow 31 * (900/1,58) + (2.500/1,58) = 19.240 \text{ uds}$$

Total Tratamiento Segmento B:

$$41.568 + 19.240 = 60.808 \text{ columnas de } 15m = 912.120 m$$

$$\text{Coste estimado: } (\approx 100 \$/m) \rightarrow 91,21 M\$ \text{ Repercusión sobrecosto unitario: } 28,5 M\$/km$$

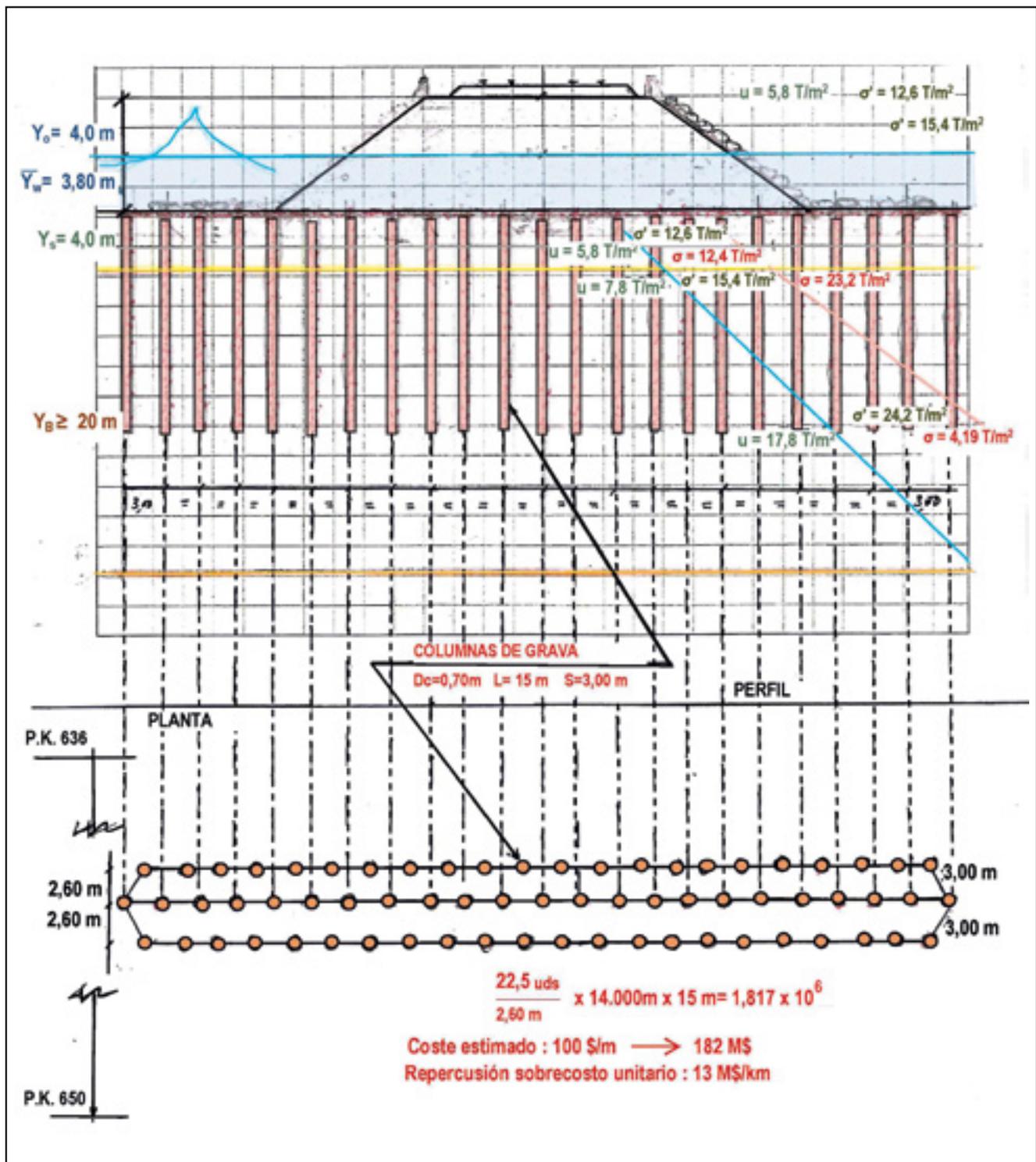


Figura 15.

B III SEGMENTO C

Al igual que en el segmento B, el tratamiento de mejora para las cimentaciones del puente colgante múltiple, sobre el que discurre la plataforma de vía en este tramo, se propone con columnas de grava por vibroflotación, con intensidades de tratamiento análogas a las definidas en el segmento B, $a_s = 0,1$ en las zonas B y $a_s = 0,25$ en las zonas A, cuya extensión y profundidad se estiman a continuación, tanto en la de las torres, como en la de los apoyos intermedios.

El nivel de tensiones efectivas equivalente a las cargas transmitidas es de $\sigma'_{eq} = 45,6 \text{ T/m}^2$ (25m*40m) en

cimentación de torres y de $\sigma'_{eq} = 58,2 \text{ T/m}^2$ (45m*65m) en apoyos intermedios.

La carga de hundimiento sería:

En cimentación de torres: $r = 0,625$ $s_y = 0,692$ $q \geq 5,4 \text{ T/m}^2$ $b = 25 \text{ m} \rightarrow p = 208,35 \text{ T/m}^2 > F * 45,6 \rightarrow F > 3$

En cimentación de apoyos intermedios: $r = 0,692$ $s_y = 0,672$ $q \geq 5,4 \text{ T/m}^2$ $b = 45 \text{ m} \rightarrow p = 289,87 \text{ T/m}^2 > F * 58,2 \rightarrow F > 3$ Superficies características extremas (Zona plástica BE) (figura 17)

$r_0 = 14,43 \text{ m}$ $R = 35,74 \text{ m} \rightarrow BE_T = 61,90 \text{ m}$ (En cimentación de Torres)

$r_0 = 25,98 \text{ m}$ $R = 64,34 \text{ m} \rightarrow BE_{AI} = 111,45 \text{ m}$ (En cimentación de apoyos intermedios)

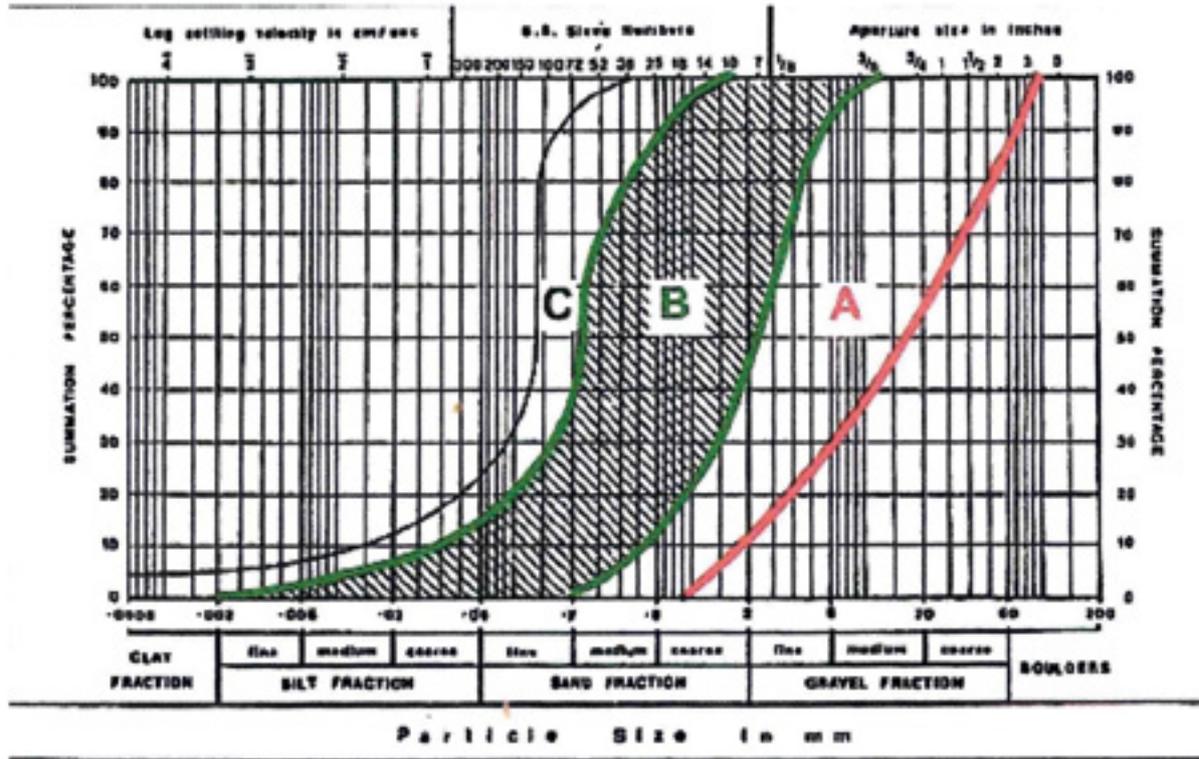


Figura 4: Husos granulométricos para la aplicación de técnicas de vibroflotación (según Glover, 1982).

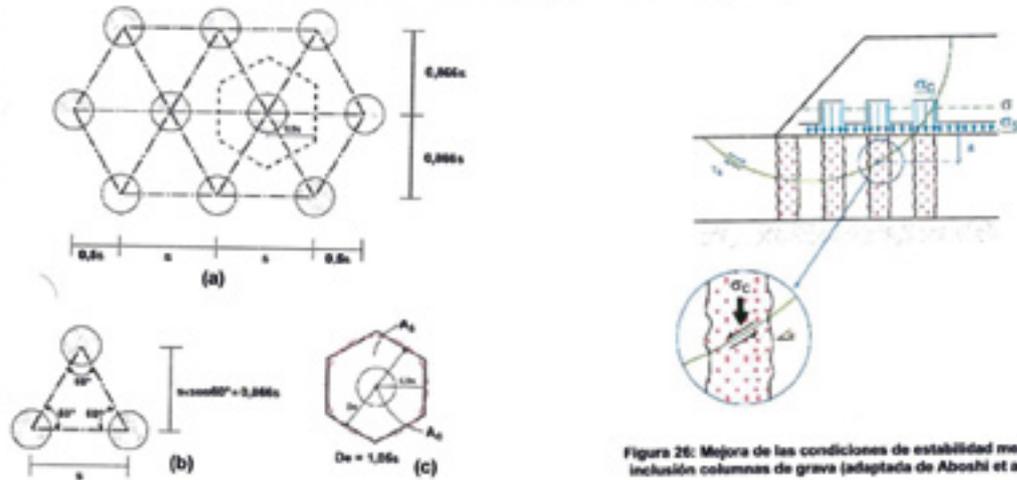


Figura 26: Mejora de las condiciones de estabilidad mediante la inclusión columnas de grava (adaptada de Aboshi et al. 1979).

Figura 16a.

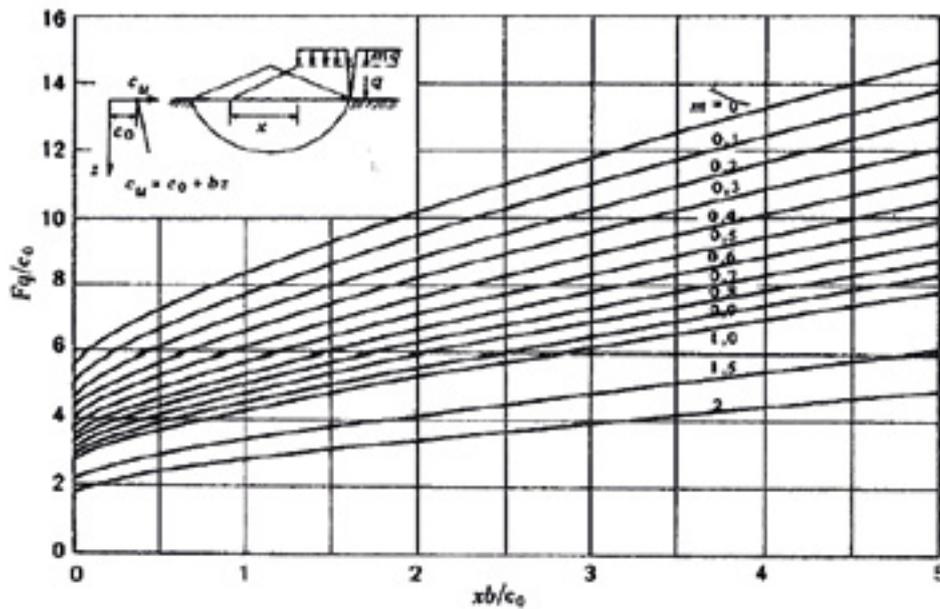


Fig. 9.13.—Estabilidad a corto plazo de un terraplén de baja altura, con sobrecarga, sobre arcilla saturada (Nakase, 1970). a) Para valores grandes de xb/c_0 . b) Para valores pequeños de xb/c_0 . Cortesía de Soils & Foundations.

Figura 16b1.

4. MEJORAS DEL TERRENO DE CIMENTACION

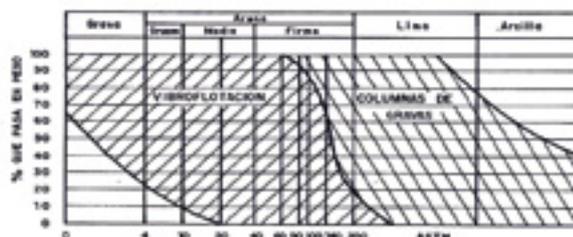


Fig. 4.14: Tipo de suelos aptos para el tratamiento por vibroflotación

GRASA	ARENA	LILO	ARCILLA
2.0 mm	0.075 (No. 200)	0.0075 (No. 20)	0.00075 (No. 200)
100	100	100	100
75	75	75	75
50	50	50	50
25	25	25	25
0	0	0	0
100	100	100	100
75	75	75	75
50	50	50	50
25	25	25	25
0	0	0	0

Figura 3.1. Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas (O'Riordan, 1993, adaptado por Borja, 1999)

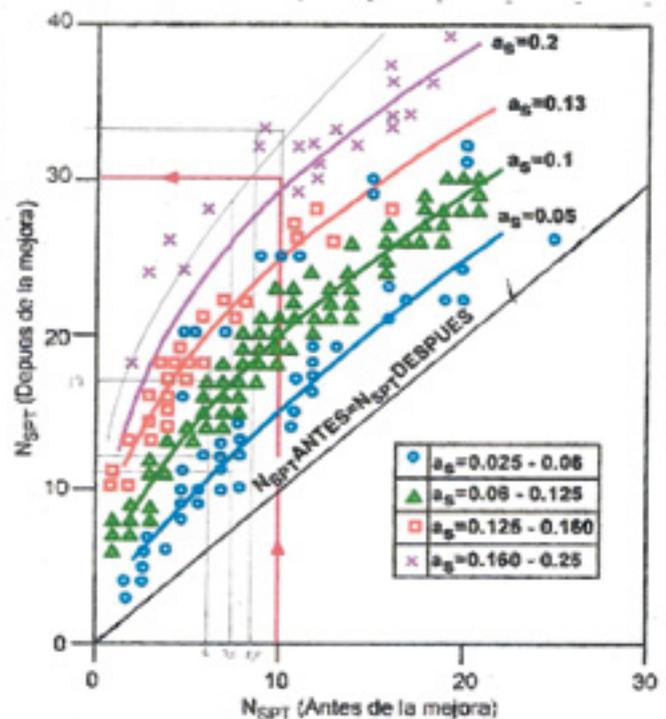


Figura 16b2.

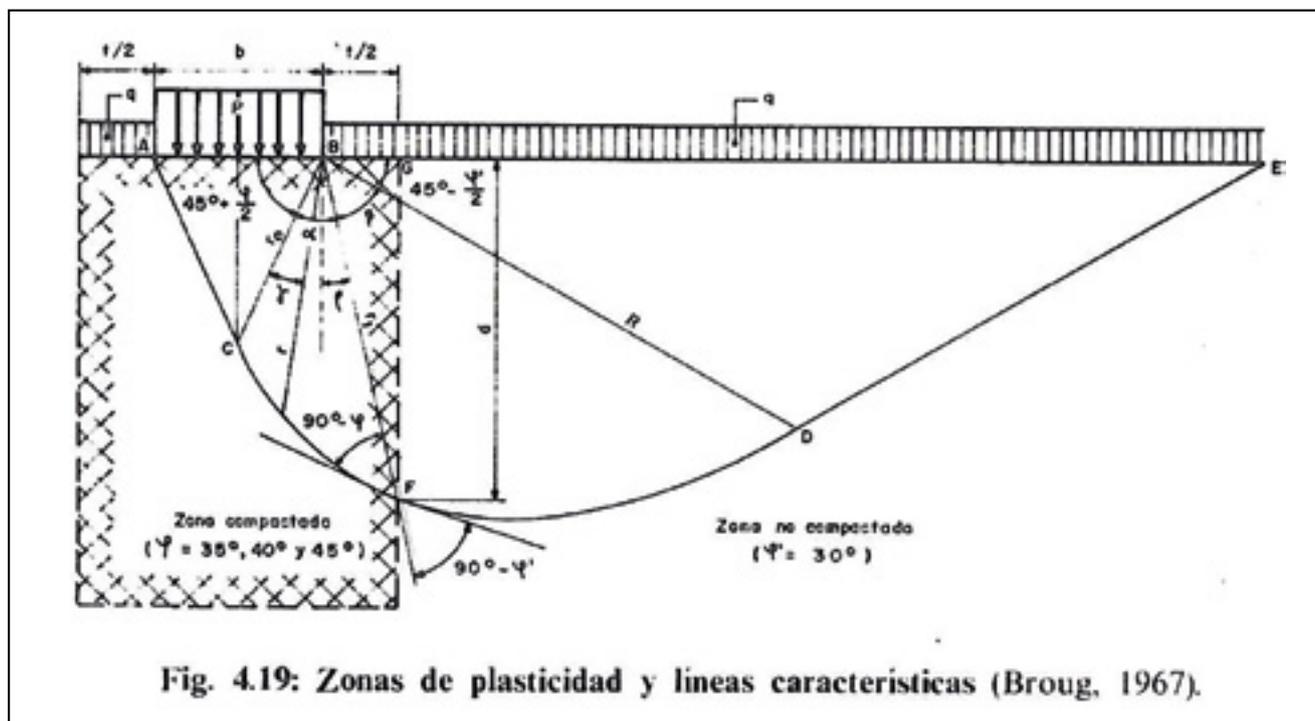


Fig. 4.19: Zonas de plasticidad y líneas características (Broug, 1967).

Figura 17a.

Según los datos anteriores, las zonas A y B a tratar en este segmento, serían: En 14 torres y 6 Apoyos intermedios, las siguientes:

Zonas A: Tratamiento con columnas de grava: "s" = 2,10m ($A_c = 3,81\text{m}^2$)

($160 \times 175 - 2.200 = 25.800\text{m}^2$) en cimentación de torres y ($295 \times 315 - 6.300 = 86.625\text{m}^2$) en cimentación de apoyos intermedios:

$$14 \times (25.800/3,81) + 6 \times (86.625/3,81) = 231.220 \text{ uds}$$

Zonas B: Tratamiento con columnas de grava: "s" = 1,35m ($A_c = 1,58\text{m}^2$)

($40 \times 55 = 2.200\text{m}^2$) en cimentación de torres y ($70 \times 90 = 6.300\text{m}^2$) en cimentación de apoyos intermedios:

$$14 \times (2.200/1,58) + 6 \times (6.300/1,58) = 43.418 \text{ uds}$$

Total Tratamiento Segmento C:

274.638 columnas de grava de 20m \rightarrow 5.492.760m

Coste estimado (100\$/m) \rightarrow 549,28 M\$ Repercusión sobre costo unitario: 45 M\$/km

6. CONCLUSIÓN

El Proyecto NEVUT propone que el acceso a la Terminal Station HSR de Salt Lake City de la "Great Basin Line" se realice intentando la optimización de los parámetros geométricos de trazado y urbanísticos y paisajísticos del entorno, lo que obliga al cruce del Great Salt Lake, afrontando los problemas geotécnicos especiales que conlleva por la posibilidad de licuefacción de los sedimentos de su fondo y la existencia de fallas activas en el lago y próximas en la Wasatch Range.

Para ello se define un tratamiento de mejora a base de vibroflotación con columnas de grava (dado el contenido de finos de los sedimentos), modulando su intensidad, según la segmentación, por tipo estructural de soporte de la plataforma de vía, espesor y edad de sedimentos y profundidad del lago, en los veintinueve km de trazado que lo atraviesan.

El sobrecosto de construcción de la línea, por mejora del terreno de cimentación en los veintinueve km de paso por el Great Salt Lake, es de 822M\$ (182 M\$ +91 M\$ +549 M\$), lo que representa un sobrecosto unitario medio en ese tramo de 28,3 M\$/km (13 M\$/km en catorce km sobre pedraplén (figura 15); 28,5 M€/km en tres km sobre puente de L = 100m de luz y 45M\$/km en doce km sobre puente colgante múltiple de L = 800m de luz de vanos centrales).

El presupuesto (Ref. 39 y 40) de los 680km de la línea "Great Basin Line", de 13.686 M\$ (20,13 M\$/km) incluye el sobrecosto de tratamiento de mejora de cimentación para cruce del Great Salt Lake, y representa un 6% (1,20 M\$/km) del total de la línea, que a juicio de los autores justifica la calidad de trazado geométrico y medioambiental que proporciona el paso por el Great Salt Lake con un nivel razonable de seguridad (Ref.16).

7. REFERENCIAS

1. Iribarren, R., y Nogales, Casto (1954). *Obras Marítimas. Oleaje y Diques*. Madrid: Ed. Dossat.
2. *Enciclopedia Universal Ilustrada Europea-Americana* (1958). Salt Lake City. Salt Lake (Great), Tomo LIII. Madrid: Espasa-Calpe.
3. Sáenz García, Cl. (1962). *Estratigrafía, Geología*, Vol. III. Madrid: ETSICCP.
4. Lajoie, K. R. (1974). Predicted geologic effects along a profile of a postulated $M \approx 6,5$ earthquake on the San Andreas Fault. Menlo Park, California (EE UU): USGS.
5. *Conocer el mundo* (1975). Geología-Clima de Estados Unidos, Tomo XII. Pamplona: Ed.Salvat.
6. Lomnitz, C., y Rosemblyeth, E. (1976). *Seismic Risk and Engineering Decisions*. Ámsterdam (Holanda): Elsevier Ed.
7. Jiménez Salas, J. A., et al. (1980). *Geotecnia y Cimientos II*. Madrid: Ed. Rueda.
8. Faraco, C. (1980). Mejoras del terreno de cimentación, *Geotecnia y Cimientos III* (Primera Parte). Edición coordi-

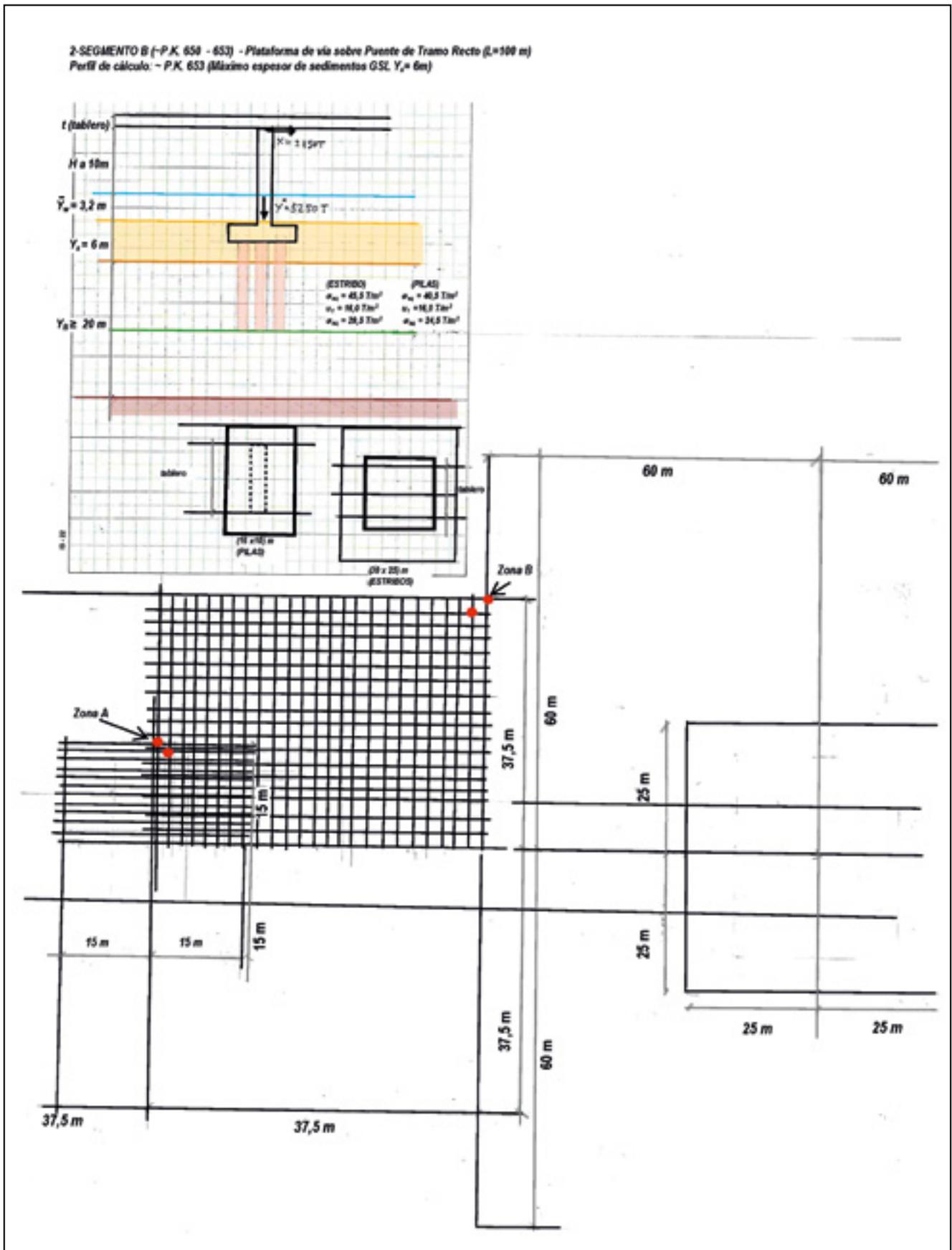


Figura 17b.

- nada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas. Madrid: Ed. Rueda.
9. Soriano Peña, A. (1980). Efectos sísmicos. Licuefacción, *Geotecnia y Cimientos III* (Primera Parte). Edición coordinada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas. Madrid: Ed. Rueda.
 10. Nichols, Jeffrey D. (1995). The Spanish Trail Cut a Roundabout Path Trough Utah, *History Blazer*, Utah Government Services.
 11. Simons, N., y Menziers, B. (2000). *Short Course in Foundation Engineering*. Londres (RU): Thomas Telford Ed.
 12. Youd, T. L., Idriss, I. M., et al. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ASCE), 127 (10), pp. 817-833.
 13. Colman, Steven M., Kelts, K. R., y Dinter, D. A. (2002). Depositional history and neotectonics in Great Salt Lake, Utah, from high-resolution seismic stratigraphy, *Sedimentary Geology*. Ámsterdam (Holanda): Elsevier Science B. V.
 14. Ortuño, L. (2003). Vibroflotación. Columnas de grava. *Jornada sobre Mejora del terreno de cimentación. Madrid, 16 de diciembre 2003*. Madrid: Uriel y Asociados.
 15. Harter, et al. (2004). Great Basin including Lake Bonneville and Great Salt Lake. Google.
 16. Fort, L. (2004). *Safety. The essential environmental requirement. Applications to the design of railway infrastructures. Safety in High Speed railway tunnels* (2ª Ed.). Madrid.
 17. Ministerio de Fomento (2007). R.D.637/2007 de Aprobación de la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07), BOE nº 132 de 2 de junio 2007. Madrid: Ministerio de Fomento (Gobierno de España).
 18. Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2008). Soil Liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute MNO 12- Dedicated to Professor H. Bolton Seed. Oakland, California (EE UU).
 19. Stein, Ross S. (2008). Appendix D: Earthquake Rate Model 2 of the 2007 Working Group for California Earthquake: Probabilities, Magnitude-Area Relationships. Menlo Park, California (EE UU): USGS.
 20. Bernal, A. (2010). Licuación de arenas y Degradación de arcillas. *Relaciones constitutivas en Geotecnia*. Madrid: ETSIC-CP, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), febrero 2010.
 21. Fort, L. (2011). Anteproyecto de Estructuras CHSRS Golden Gate Alternative. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
 22. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (2011). Escalas Sísmicas, Intensidad y Magnitud. Google.
 23. Wikipedia (2011). Escala sismológica de Mercalli. Google.
 24. Geovirtual (2011). Terremotos: Intensidad. Escalas relativas Rossi-Forel/Mercalli Modified. Escalas absolutas Richter. Google.
 25. Wikipedia (2012). Lake Utah. Google.
 26. Fort, C. (2013). Caracterización de los parámetros de resistencia al corte y erosionabilidad del suelo para su aplicación a los problemas de estabilidad de taludes en obras lineales. Tesis Doctoral. Madrid: E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM).
 27. Thiros, Susan (2013). Great Salt Lake Basins (GRSL) U.S. Geological Survey. Salt Lake City, Utah (EE UU).
 28. Díaz del Río, M., Fort, L., y Fort, C. (2013). CHSRS Bay Crossing Alternative. *Ingeniería Civil*, 172, pp. 15-38.
 29. Dinter, David A., y Pechmann, C. (2014). Paleosismology of the Promontory Segment: East Great Salt Lake Fault. Salt Lake City, Utah (EE UU): Department of Geology and Geophysics, University of Utah. .
 30. Wikipedia (2014). Salt Lake City: History, Geography and Climate. Google.
 31. Atwood, Genevieve (2014). Geology of Utah. Utah History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 32. Fisher, Albert L. (2014). Physical Geography of Utah. Utah History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 33. Jackson, Richard H. (2014). Great Salt Lake. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 34. Smart, William B. (2014). Utah Historic Trails. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 35. Atwood, Genevieve (2014). Lake Bonneville. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 36. Smith, Daniel (2014). Physical Characteristics of Great Salt Lake: Major levels and an overview of change. Utah Geological and Mineral Survey/Utah Division of Oil, Gas and Mining. Salt Lake City, Utah (EE UU): University of Utah.
 37. Wikipedia (2015). Great Salt Lake. Google.
 38. Wikipedia (2015). Lake Bonneville Brigham Young University- Geology. Provo. Utah (EE UU).
 39. Fort, L., y Fort, C. (2015) "NEVUT Project" USHSRS Great Basin Line: Reno-Salt Lake City. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
 40. Fort, L., y Fort, C. (2015). USHSRS Trayecto Intercostas San Francisco-Washington (I: Pacific Side). *Revista Vía Libre Técnica*, (10), julio 2015. Madrid: Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
 41. Fort, L., y Fort, C. (2015). Viejos caminos que inspiran los nuevos. La conexión de las redes HSR de los Estados de California, Nevada y Arizona. *Revista del Ministerio de Fomento*, (649), abril 2015. Madrid: Ministerio de Fomento.
 42. Fort, L., y Fort, C. UTCNMAR Project USHSRS Colorado Connection: Conexión Redes HSR Utah/Arizona-New Mexico/Colorado. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
 43. State of Utah (2015). Great Salt Lake Ecosystem Program. History: Lake Bonneville. Utah Government Salt Lake City. Utah (EE UU).
 44. Soriano Martínez, A. (2015). Estudio Dinámico de Cimentaciones en Obras Portuarias. Tesis Doctoral. Madrid: E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM).
 45. Fort, L., y Fort, C. (2016). Del Pacífico a las Rocosas. Los Proyectos de desarrollo de las líneas de Alta Velocidad en Estados Unidos (I). *Revista del Ministerio de Fomento*, (658), febrero 2016. Madrid: Ministerio de Fomento.

El impacto de las obras públicas en España: paisaje natural, paisaje construido y paisaje destruido

The Impact of Public Works in Spain: Natural, Constructed and Spoilt Landscape

Mario Martín-Antón^{1*}, Vicente Negro², José María del Campo³, José Santos López-Gutiérrez⁴, M. Dolores Esteban⁵

Resumen

Este artículo es una reflexión entre la relación del ser humano y la naturaleza. Ésta es salvaje, dinámica, simbólica, tan lenta en su evolución como dramáticamente vertiginosa en sus catástrofes. La humanidad está presente en el planeta, habita en él, deja su huella, y, por ello, construye con un sentido, el de “estar en el mundo”. Su acción, a través de la construcción de Obras de Ingeniería Civil y la expansión de las ciudades, constituye una “agresión” externa que modifica el entorno natural. Esa relación ha pasado por cuatro etapas a lo largo de la historia (sumisión, adaptación, conquista y respeto). Así es como aparece el concepto de Paisaje Natural, Paisaje Construido y Paisaje Destruído sobre la base de los criterios funcionales, estéticos, ambientales, económicos y de abstracción donde se asienta la obra en el medio físico.

Palabras clave: paisaje natural; paisaje construido; paisaje destruido; ingeniería civil; medio ambiente;

Abstract

This article deals with the relationship between human beings and nature. Nature is wild, dynamic, symbolic, and as slow in its evolution as it is dramatically quick in the catastrophes it produces. Humankind is present on the planet, inhabits it, leaves its mark and, therefore, constructs with a meaning, that of “being in the world”. Its action, through the construction of civil engineering works and the spread of cities, constitutes an external “aggression” which changes natural surroundings. That relationship has evolved historically throughout a four-phase sequence (submission, adaptation, conquest and respect). This is why the concept of natural landscape, constructed landscape and spoilt landscape appears on the basis of functional, aesthetic, environmental, economic and abstraction criteria, where the item constructed settles into the physical environment.

Key Words: natural landscape; constructed landscape; spoilt landscape; civil engineering; environment;

1. INTRODUCCIÓN

La naturaleza es un “lugar” para la emoción. Tal reflexión aflora por la percepción subjetiva en determinadas localizaciones. Así, se las da vida y hace que se envuelvan de sentimientos y emociones. Sitio es principio, origen, referencia general de un emplazamiento que todavía no se comprende y no se ha hecho existencial.

Cada obra es una actuación humana que transforma el sitio en lugar. Cambia el emplazamiento, da carácter al territorio, lo modula, lo organiza, lo vertebraba; incluso puede desorganizarlo, sobre la base de la creación artística, ambiental y respetuosa con éste.

En el proceso de conversión de sitio a lugar surgen conflictos entre las presiones del desarrollo urbano y la conservación, y presenta desafíos para planificadores, ecologistas y paisajistas de todo el mundo (Sanderson, 2002).

La idea del puente, para “pasar”; del puerto, para “refugiarse”; de la presa, para “almacenar agua”; de la carretera, para “mejorar la movilidad”; del túnel, para acortar distancias; del faro, para “guiar”; del castillo, para “defenderse”; de la ciudad, para “vivir y convivir”; de la iglesia y el monasterio, para “rezar o percibir el silencio”; hace que se construya para trascender y adquirir significado (Egipto, Grecia o Roma) o para hacer una ocupación, a veces irrespetuosa y poco cuidada del escenario natural. Desde hace unos años también hay que tener en cuenta el aeropuerto para “conectar el mundo”. Este estudio es una indagación sobre el paisaje, el lugar, la trascendencia o el ataque del ser humano sobre el emplazamiento natural.

2. LAS CUATRO FASES DE LA RELACIÓN DEL SER HUMANO CON LA NATURALEZA

La evolución del ser humano en el “arte de construir y estar en el mundo” (Aguiló, 2013) ha ido pasando por cuatro etapas con el devenir de los tiempos. La búsqueda de sitios elevados para defenderse ante el ataque de los enemigos, la desembocadura de los ríos para tener agua y

* Autor de contacto: mario.martin.anton@alumnos.upm.es

¹ Ingeniero de Caminos, Estudiante de Doctorado, Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Caminos UPM, Profesor Aranguren 3, 28040 Madrid (España).

² Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Titular de Universidad, Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Caminos UPM, Profesor Aranguren 3, 28040 Madrid (España).

³ Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Titular de Universidad Interino, Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Civil UPM, Alfonso XII, 3 y 5, 28014 Madrid (España).

⁴ Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Ayudante Doctor, Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Caminos UPM, Profesor Aranguren 3, 28040 Madrid (España).

⁵ Dra. Ingeniera de Caminos, Investigadora Post Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. ETSI Caminos UPM, Profesor Aranguren 3, 28040 Madrid (España).



Figura 1. El estrecho del Golden Gate antes de la construcción del puente (sitio) y después (lugar). www.goldengate.org.



Figura 2. SUMISIÓN. Temporal en el Dique de Deba (Guipúzcoa) e inundaciones del Río Castro en Ventosa de Fuentepinilla (Soria). *Goio*, www.diariovasco.com.



Figura 3. ADAPTACIÓN. Puerto de Pasajes (Guipúzcoa) y Coll de Soller (Isla de Mallorca). *Google Maps*, www.discovermallorca.es.

refugiarse antes de salir al violento océano, los caminos y los puentes para garantizar la comunicación y la movilidad, hizo que la especie tuviera una primera fase de “sumisión” (figura 2), e incluso temor, a la naturaleza. Esta vulnerabilidad no puede ser únicamente determinada por la presión ambiental y humana, sino que más bien puede estar influenciada por los cambios en la capacidad de adaptación de la sociedad (Renaud, 2010).

La agricultura, la ganadería y el comercio, así como el aumento de la población, condujo a la “adaptación” (figura 3), al sedentarismo y al nacimiento y crecimiento de las urbes y de las vías de comunicación. Los pueblos viven y conviven en el marco de la ciudad. Esta segunda etapa se

caracteriza por construcciones que minimizan los impactos medioambientalmente destructivos y la adaptación e integración con los procesos naturales (Van der Ryn, 2007).

Tanto la “sumisión” como la “adaptación” se prolongaron durante miles de años. El ser humano, con el tiempo, se apropió del territorio. Con sus obras demostró el poder, dominó y llegó a una tercera etapa, la “conquista” (figura 4), en este caso, de la naturaleza (Aguiló, 1999).

En las últimas décadas, motivado por el crecimiento masivo, la explotación indiscriminada de los recursos naturales, las desigualdades sociales y poblacionales, la desafección con el medio natural, la falta de sensibilidad ambiental, la ingeniería descubre y promociona el



Figura 4. CONQUISTA. Puerto Exterior de Gijón (Asturias) y Viaducto de Los Tilos (Isla de La Palma). www.puertogijon.es, www.ferrovial.com.



Figura 5. RESPETO. Cubos de la Memoria en Llanes (Asturias) y "Pino Gordo" en la A-601 (Valladolid).

"respeto" (figura 5), la colaboración con el entorno, el "lugar" de emoción de donde hemos salido y donde volveremos, si bien es cierto que algunas obras realizadas en la antigüedad lo asumían (Aguiló, 1999).

Qué complicado es el futuro y qué obtuso el pasado, si no conservamos las raíces y se disputa el territorio sin percepción, destruyendo en vez de construyendo, alejados del "genius loci", del espíritu del lugar, de la trascendencia de la obra. Este espíritu da vida a la gente y a los lugares, acompañándolos desde el nacimiento a la muerte, y determina su carácter o esencia (Norberg-Schulz, 1979).

3. PAISAJE TRASCENDENTE E IRREFLEXIVO

El Paisaje Natural se transforma por el arte de construir, por la relación de la obra con la naturaleza, creando un paisaje nuevo emocional, viviente y, sobre todo, trascendente, el Paisaje Construido. Cualquier otra acción humana que altera, ataca y agrede al medio físico se enmarca en el concepto de Paisaje Destruído (Aguiló, 1999).

En el "Paisaje Construido o Paisaje Trascendente" hay un enlace mágico entre la obra y el entorno, donde lo construido trasciende su propio uso y adquiere significados (Aguiló, 1999). El medio físico incorpora nuevas dimensiones que, sobre todo, conmueven, aparecen sentimientos y emociones que imprimen carácter al territorio y le conceden protagonismo.

Otras veces la conjunción entre lo natural y lo construido es desafortunada, desmesurada, insustancial, desequilibrada, carente de sentido, desproporcionada. La relación

que conecta el construir y lo natural no es un "arte" sino una desencuentro, un desarreglo, un despropósito, una transformación negativa de un entorno, que desorganiza en vez de vertebrar y que separa en vez de acercar. Es el "Paisaje Destruído o Irreflexivo".

La transformación del emplazamiento en lugar, la conexión visual y funcional, la manifestación creativa hacen que lo neutro pase a tener sentido añadiendo al relieve, la vegetación, el agua y el clima, la acción humana que modela y modula el territorio y "fabrica" paisaje. Medio físico, actividad humana, historia, cultura y tradiciones configuran el espíritu y el carácter del lugar. Los paisajes bellos son irremplazables porque cumplen nuestro anhelo de ser parte del mundo natural y cierran la brecha entre el sujeto y la naturaleza, tanto en la exterior como en la nuestra propia (Krebs, 2014).

Hoy en día, las obras son verdaderos símbolos de las ciudades si se han convertido en paisaje construido de las mismas. La percepción de la Torre Eiffel en París durante la Exposición Universal de 1889 es diferente al "símbolo" que representa hoy en día. Lo mismo puede suceder con el Golden Gate en San Francisco (1937) (figura 1) o el acueducto de Segovia (siglo I d. C.). Se han convertido en hechos cuando nacieron como hitos que anhelaban la utopía.

Sin embargo, muchas veces la obra pierde su raíz, su sentido y esencia. Se hace sobre la base de necesidades inexistentes, acometida por razones instrumentales o económicas, como motor e impulso o con una filosofía errónea, hacerla cada vez más grande y más inútil. No obstante, este sentido erróneo también sucede en obras pequeñas,

“de paso”, que a su vez son las más numerosas, y en las que la primacía de la rapidez en la construcción no permite al proyectista el “pensar y reposar” sobre lo que va a trascender y cambiar la fisonomía del lugar (Thompson, 2002).

De este modo, la forma no se fragmenta, se integra, se hace auténtica y se convierte en monumento. Domina el espacio y elimina el vacío, se hace sueño, y, con ella, paisaje construido trascendente. Si no se integra rompe el equilibrio con la naturaleza y enferma el territorio, perdiendo su armonía y vertebración. La naturaleza se ve agredida, atacada, pasa ser defectuosa, esperando que el tiempo enderece sus pasos. El nuevo arte puede ser su desmantelamiento, retornando al escenario natural, que solo es recuperado plenamente en la mayoría de los casos con el paso de largos lapsos de tiempo.

El tiempo, al igual que el espacio son dos características de las acciones del hombre en el entorno que hay que considerar separadamente (Turner, 1994). La pregunta que deberíamos hacernos al intervenir en el entorno es: ¿cómo quiere la naturaleza estar en este lugar? La respuesta depende de la escala espacial y temporal, para identificar su única esencia (“genius loci”), sus pretensiones y su potencial (Du Plessis, 2012).

4. EJEMPLOS DE PAISAJE CONSTRUIDO Y DESTRUIDO EN ESPAÑA

El paisaje objetivo se divide en dos categorías: necesario (construido) y superfluo (destruido); trascendente (construido) e irreflexivo (destruido); espiritual y simbólico (construido) e ineficaz y frío (destruido); utopía, belleza y sueño (construido) frente a inútil, feo y real (destruido). Un diseño debe enamorar, en caso contrario, hay que seguir ensayando.

A continuación se repasan algunos de los muchos ejemplos españoles de ingeniería civil donde se ejemplifican las reflexiones anteriores: el puente, el camino, la presa, el puerto, el faro y la ciudad costera.

La integración y la armonía del puente medieval de Navalosa sobre el río Alberche se ve alterada, agredida, en desafío con el paisaje, inicialmente natural de las aguas salvajes del río; posteriormente, construido por el arte de estar en el mundo, comunicar y garantizar la movilidad que se consigue con el arco (Antrop, 2005). El sentimiento concede un símbolo al lugar, roto por el progreso y el crecimiento masivo del turismo rural, con una demanda de

nuevas vías de transporte más rápidas, seguras pero poco integradas con el entorno. Las pilas del puente nuevo entran en colisión en una dimensión desequilibrada e irreflexiva (figura 6).

En las construcciones de carreteras en terrenos montañosos, el paisaje se puede ver afectado en mayor medida que en zonas llanas. La necesidad de terraplenes, desmontes, puentes y túneles hace que entren en disputa dos aspectos: el técnico, queriendo hacer la obra más barata; y el medioambiental, buscando interferir lo mínimo posible con el entorno. Las carreteras deberían estar en armonía con la naturaleza circundante, que incluye la zona pública de afección a los dos lados de ella así como la ruta macroscópica del paisaje natural (Hu, 2012).

Una de las mayores aberraciones en España se han producido en la A-6 en la subida del puerto de Piedrafita, produciendo enormes desmontes de terreno que han dado lugar a grandes deslizamientos de ladera y desprendimientos, por lo que además ha sido necesario proteger la carretera con un falso túnel (figura 7). En cambio, en la foto de la izquierda se ha integrado en el paisaje de una manera magistral. Como primera idea se hizo un falso túnel de formas curvas, y se ha creado un “ritmo” en la percepción de la carretera, haciéndola mucho más agradable a los conductores y más respetuosa con el entorno. No siempre hay una solución perfecta a los problemas de taludes, dependerá de las características de cada paisaje (Martín, 2012).

En el campo de las obras hidráulicas también podemos encontrar ejemplos de esta diferencia entre paisaje construido y destruido. En el caso de las presas, donde los paisajes a la altura de la obra y aguas abajo están más afectados por la construcción, volviéndose más complejos y fragmentados (Zhao, 2012). El puente de Alcántara (s II d.C.) es uno de los mejores ejemplos de puentes romanos del mundo, por conservación, dimensiones e importancia. Durante casi 2000 años esta obra ha sobrevivido solitaria, consiguiendo que no se pueda concebir el paisaje sin ella. A finales del siglo XX, con la construcción de la presa, todo cambió. Lo que era paisaje construido se convirtió en destruido, y además está produciendo un deterioro mayor del puente romano. En algunos casos se sobrepasa el límite de aspectos estéticos y paisajísticos y se llega hasta aspectos de conservación de patrimonio. Además, cuando más grande sea la obra el impacto puede ir más lejos, como el ejemplo de la Presa de las Tres Gargantas (China), la cual se espera que tenga un impacto importante, no solo en los



Figura 6. Puente de Navalosa sobre el río Alberche (Ávila). Paisaje construido y destruido.

ecosistemas a lo largo del río, sino también en la desembocadura en el mar (Hara, 2014).

Como se puede observar en la primera foto (figura 8), la presa de Almendra está mucho más integrada en el paisaje, con sus formas curvilíneas y esa tensión que produce al contener el agua del embalse. Un impacto cero es imposible ya que un embalse crea una gran superficie de agua, aislando zonas previamente conectadas, y transformando el medio ambiente en un mosaico de hábitats fragmentados, pero puede ser positivo a veces porque se producen nuevos hábitats de fauna y nuevos usos (Lopes, 2014). Es un claro ejemplo de cómo una obra civil puede mejorar en ciertos aspectos el paisaje, además de producir un beneficio a la sociedad, como es la producción de electricidad y la regulación del caudal de los ríos.

El puerto, brecha para la navegación, causa el nacimiento de la ciudad (Aguiló, 2013). Se conjugan la actividad humana y el contacto con el mar. El paisaje cultural marítimo representa la utilización humana de la zona: el asentamiento, la pesca, la caza, la navegación y sus subculturas acompañantes, tales como el pilotaje, el balizamiento y la iluminación de los faros (Westerdahl, 1992). Sin embargo, la ocupación turística y el cambio de usos y costumbres han hecho que las relaciones entre ambos no sean de buena vecindad. La ciudad se va acercando al puerto y ahora es un obstáculo, una valla creada por el devenir economicista y por el valor del sistema sol-playa-mar (Fusco Girard, 2013). La jerarquía del nuevo sistema ve al paisaje construido como playa cercana al natural, con una

huella muy profunda sobre la débil, frágil y erosiva franja que configuran las dunas y las formas arenosas. La frontera simbólica que es la costa, contacto tierra – mar, se desarticula con los diques, rompiendo la emoción y creando una regresión profunda y desarraigada. En la segunda fotografía (figura 9) se observa cómo el dique del puerto de Burriana (Castellón) ha producido un obstáculo en el transporte de sedimentos lo que ha producido un crecimiento de la anchura de playa a la derecha y una erosión a la izquierda, debido a la conservación de las masas. En cambio, con un buen estudio de las dinámicas marinas y de transporte de sedimentos y un cuidado en el diseño de las formas, se puede conseguir que el puerto consiga ser el germen de una nueva ordenación urbanística y de la generación de usos en la ciudad que antes no existían, como el caso de Zumaia, en Guipúzcoa (Negro, 2008).

El impacto en el litoral no solo se produce por las construcciones en el mar, sino también por las que se hacen en tierra, muchas de ellas más dañinas que las que puedan ocasionar un dique. La costa es un “organismo vivo” muy delicado, en constante tensión y cambio, por lo que cualquier elemento que se sitúe en él le afectará de alguna manera. El borde costero recoge un patrimonio cultural y natural extenso, ya sea en tierra o debajo del agua, por lo que hay que estudiarlo de una manera más amplia para intentar producir el menor impacto posible (Westerdahl, 2006).

El caso de los faros es muy particular. Estas edificaciones han sido necesarias durante siglos para guiar a los



Figura 7. Falso túnel en la TF-5 en Garachico (Tenerife) y desmonte en la A-6 en el puerto de Piedrafita (León). www.ferrovial.com, www.fomento.es.



Figura 8. Presa de Almendra (Salamanca-Zamora) y Presa y puente de Alcántara (Cáceres). www.arribeturismo.es, www.alcantaraenred.es.



Figura 9. Puerto de Zumaia (Guipúzcoa) y Puerto de Burriana (Castellón). www.ibericaturismo.com, [Google Maps](https://www.google.com/maps).



Figura 10. Faro de Punta Sardina (Gran Canaria) y Punta Hidalgo (Tenerife). www.flickr.com/photos/maccanti/, www.fareando.blogspot.com.



Figura 11. Costa de Santa Pola (Alicante): 1956 y 2012. <http://sig.magrama.es/geoportal>.

barcos y evitar que chocaran o encallaran cerca de tierra. Hasta hace unos años, jugaban un papel muy importante en la vida costera. Suponían puestos de trabajo y hogar de familias enteras antes de que los desarrollos tecnológicos acabaran con ellos. Ahora muchos de estos edificios están siendo destinos del llamado “Turismo Robinson” reconvertidos en pequeños hoteles para turistas acomodados y con mente ecologista (Opacic, 2010). Este turismo puede dar beneficios y dinero para la conservación de los faros, pero el “genius loci” ya no es el mismo.

Situados generalmente en altos acantilados y en zonas naturales sin construcciones cercanas, los faros hacen de su diseño un elemento fundamental a la hora de integrarse en el paisaje. Muchos faros del siglo XIX quedaron obsoletos y

fueron sustituidos por otros automáticos a finales del siglo XX, muchos de ellos sin tener mucho en cuenta la historia y en el paisaje del lugar. Mientras en la primera fotografía (figura 10) se observa como un faro de 1985 ha mantenido en cierta manera la estética de otras construcciones similares más antiguas, el segundo faro (levantado en 1992) ha querido romperla, innovando en los métodos constructivos y formales, produciendo un gran impacto en el frágil litoral, aunque cumpla su funcionalidad.

Los paisajes son combinaciones de fenómenos naturales y culturales y entendemos que las ciudades son un producto de adaptación cultural (Steiner, 2014), pero muchas veces la parte natural no se tiene muy en cuenta en el desarrollo urbanístico. En las zonas costeras, en especial las

de España, debido a la presión turística en los últimos años se ha producido una profunda huella en el uso de la tierra, aunque este fenómeno ha sido relativamente poco estudiado con respecto a la transformación real del paisaje urbano y del entorno construido (Hof, 2013). Todo esto afecta de manera muy considerable al espacio marítimo, que se compone igualmente de tierra y mar (Freire, 2013).

La evolución de usos y costumbres ha cambiado la distribución de las aguas abrigadas en los puertos, pasando de la pesca tradicional a la navegación deportiva, dotando a la ciudad de un “vivir” para el ocio basado en las magníficas condiciones del clima, el elevado número de horas de luz al año, las escasas precipitaciones y un mar tranquilo, apto para la navegación de recreo y para los baños de olas de niños y mayores. Sin embargo, el crecimiento abusivo, el urbanismo ocupando las zonas activas de playa, ha creado un paisaje artificial, nocivo, irreflexivo y en continuo proceso de cambio para restablecer artificialmente los arenales naturales (Negro, 2014), como se puede observar en Santa Pola, en Alicante (figura 11) ¿Qué ha pasado con el campo de dunas? ¿Qué ha sucedido con la playa a poniente o sotavento y los cultivos? La invasión de la ciudad destruye el paisaje natural con fines economicistas, simulacros de poblaciones cada vez mayores y menos sensibles. Muchas veces la ciudad no es un “lugar” de convivencia sino el ejemplo más claro del paisaje intrascendente y carente de emociones.

Si la costa fuera un ser humano, los puertos serían los brazos que arropan; las ciudades, los cerebros; los faros, los ojos; y las olas, el corazón latente que nunca para. Hay que cuidar de todo eso para que viva muchos años con la mejor salud posible.

5. CONCLUSIONES

Este artículo es una indagación entre la relación del ser humano y la naturaleza. Cuando éste pretende perpetuarse en ella mediante el arte de construir para “estar en el mundo” y sus obras, se convierten en referentes del paisaje. Un paisaje que sustituye al natural y se convierte en construido, imprimiendo al “sitio” el concepto de “lugar”. Lo dota de vivencias, sensibilidad y emoción, le da espíritu.

Qué pensamiento tan acertado del filósofo Friedrich Nietzsche, “Si nos sentimos tan a gusto en la naturaleza, es porque ésta no tiene opinión sobre nosotros” (Nietzsche, 1886).

De la misma manera, la ingeniería como disciplina debe buscar la “sorpresa”. Debe “encajar” en lugar de “colocar”. Es la localización de un emplazamiento olvidado, un lugar perdido, pero encontrado, un elemento ausente, pero evidente, donde la sensibilidad del ingeniero cambia lo natural por lo trascendente y sensible, dotándolo de paso (puente), movilidad (carretera), refugio (puerto) y vivencia (ciudad).

Cuando se desorganiza, se agrede, se ataca a la naturaleza, el paisaje es irreflexivo queda destruido, muchas veces, por décadas, algunas de manera irreversible para la historia de los tiempos.

El medio natural esculpe monumentos que el ser humano debe integrar en trascendentes en vez de desmoronar el espíritu emocional del lugar. Un pensamiento de Heidegger resume esta introspección sobre el paisaje, sobre

la ingeniería que no siempre es estética, pero que el arte debe integrarse en la ingeniería, “construir en habitar” y “la forma es el guardián del ser” (Heidegger, 1949).

La tecnología actual, los avances en el conocimiento de las fuerzas de la naturaleza y las características de los nuevos materiales nos permiten proyectar verdaderas maravillas estructurales técnicas, pero éstas no deben estar reñidas con la conservación del entorno y la concepción del “paisaje trascendente”, aunque en la mayoría de los casos no requieran el uso de conocimientos tan avanzados. Así, debe primar ante todo el respeto frente a la funcionalidad y la economía.

6. REFERENCIAS

Aguiló, M. (1999). *El paisaje construido. Una aproximación a la idea de lugar*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Aguiló, M. (2013). *¿Qué significa construir?*. Madrid: Editorial Adaba.

Antrop, M. (2005). Why landscapes of the past are important for the future. *Landscape and Urban Planning*, 70 (1-2), pp. 21–34. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.landurbplan.2003.10.002>

Du Plessis, C. (2012). Towards a regenerative paradigm for the built environment. *Building Research & Information*, 40 (1), pp. 7–22. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/09613218.2012.628548>

Freire, J.V. (2013). Maritime Cultural Landscape: A New Approach to the Cascais Coastline. *Journal of Maritime Archaeology*, 9 (1), pp. 143-157. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s11457-013-9122-4>

Fusco Girard, L. (2013). Toward a Smart Sustainable Development of Port Cities/Areas: The Role of the ‘Historic Urban Landscape’ Approach. *Sustainability*, 5 (10), pp. 4329-4348. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/su5104329>

Hara, K., Da, L., Fujihara, M., y Tomita, M. (2014). Landscape change and sustainable development in the Yangtze River basin, China. *Landscape and Ecological Engineering*, 10 (1), pp. 123–124. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s11355-014-0248-9>

Heidegger, M. (1949). *Letter on Humanism*.

Hof, A., y Blázquez-Salom, M. (2013). The Linkages between Real Estate Tourism and Urban Sprawl in Majorca (Balearic Islands, Spain). *Land*, 2 (2), pp. 252-277. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/land2020252>

Hu, S. N., Fan, Q. D., Hu, Z. H., y Xiao, X. H. (2012). Applications of Visual Characteristics in Highway Alignment Landscape Design. *Architecture and Urban Development*, 598, pp. 260-263. DOI: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.598.260>

Krebs, A. (2014). Why Landscape Beauty Matters. *Land*, 3 (4), pp. 1251-1269. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/land3041251>

Lopes, S. F., Vale, V. S., Prado, J. A., Schiavini, I., y Oliveira, P. E. (2014). Landscape changes and habitat fragmentation associated with hydroelectric plant reservoirs: insights and perspectives from a central Brazilian case history. *Bioscience Journal*, 30 (4), pp. 1205-1212.

Martín, B., Loro, M., Arce, R. M., y Otero, I. (2012). Different landscaping integration techniques in roads. Analysis of efficacy through public perception. *Informes de la Construcción*, 64 (526), pp. 207-220. DOI: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.11.035>

Negro, V. (2008). Las formas en la ingeniería del mar. *Revista Ingeniería y Territorio*, 84, pp. 2-12.

Negro, V. (2014). Una aproximación a la percepción de la costa. *Revista UPM Universidad Politécnica de Madrid*, 27, p. 10.

Nietzsche, F. (1886). *Human, All too Human, a Book for Free Spirits*.

Norberg-Schulz, C. (1979). *Genius Loci: Towards a Phenomenology of Architecture*. Nueva York (EE UU): Rizzoli.

Opacic, V. T., Favro, S., y Perisic, M. (2010). Tourism valorisation of lighthouses on Croatian islands and along the coast. *Island Sustainability, WIT Transactions on Ecology and the Environment*, 130, pp. 37-48. DOI: <http://dx.doi.org/10.2495/ISLANDS100041>

Renaud, F., Birkmann, J., Damm, M., y Gallopin, G. C. (2010). Understanding multiple thresholds of coupled social-ecological systems exposed to natural hazards as external shocks. *Natural Hazards*, 55 (3), pp. 749-763. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-010-9505-x>

Sanderson, E. W., Jaiteh, M., Levy, M. A., Redford, K. H., Wannebo, A. V., y Woolmer, G. (2002). The human footprint and the last of the wild: The human footprint is a global map of human influence on the land surface, which suggests that human beings are stewards of nature, whether we like it or not. *BioScience*, 52 (10), pp. 891-904. DOI: [http://dx.doi.org/10.1641/0006-3568\(2002\)052\(0891:THFATL\)2.0.CO;2](http://dx.doi.org/10.1641/0006-3568(2002)052(0891:THFATL)2.0.CO;2)

Steiner, F. (2014). Urban Landscape Perspectives. *Land*, 3 (1), pp. 342-350. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/land3010342>

Thompson, C.W. (2002). Urban open space in the 21st century. *Landscape and Urban Planning*, 60 (2), pp. 59-72. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0169-2046\(02\)00059-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0169-2046(02)00059-2)

Turner, M. G., Gardner, R. H., O'Neill, R. V., y Pearson, S. M. (1994). Multiscale Organization of Landscape Heterogeneity. En M. E. Jensen & P. S. Bourgeron (eds.), *Volume II: ecosystem management: principles and applications* (pp. 73-79). PNW-GTR-318: U.S. Dept. Agric., For. Serv., Pacific Northw. Res. Sta.

Van der Ryn, S., y Cowan, S. (2007). *Ecological Design, 10th Anniversary Edition*. Washington, DC (EE UU): Island Press.

Westerdahl, C. (1992). The maritime cultural landscape. *International Journal of Nautical Archaeology*, 21 (1), pp. 5-14. DOI: <http://dx.doi.org/10.1111/j.1095-9270.1992.tb00336.x>

Westerdahl, C. (2006). From river to sea catching the monsoon, concepts of the maritime landscapes. In L. Varadarajan (ed.), *Indo-Portuguese encounters, journeys in science, technology and culture* (pp. 334-350). Nueva Delhi (India): Aryan Books International.

Zhao, Q., Liu, S., Deng, L., Dong, S., Cong, Wang, Yang, Z., y Yang, J. (2012). Landscape change and hydrologic alteration associated with dam construction. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 16, pp. 17-26. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jag.2011.11.009>

Viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España

Viability of Turnkey Contracts for the Provision of Public Infrastructures in Spain

Francisco Berenguel Felices^{1*}

Resumen

Los grandes proyectos de obras públicas requieren de una estructura contractual compleja para hacer posible su desarrollo. Esta situación ha dado lugar a los distintos tipos de contrato, que deberían de utilizarse considerando las características del proyecto a desarrollar, las cualidades de los actores que intervendrán en todo el proceso y los riesgos derivados de todos los elementos participantes. Elegir el tipo de contrato adecuado puede ser clave para alcanzar los objetivos buscados en un proyecto. El contrato llave en mano es una modalidad que se ha ido concretando en el comercio internacional de construcción, a través de usos y prácticas de los agentes implicados del sector. Hoy en día es un mecanismo que potencia la inversión y que dota de seguridad jurídica a los operadores económicos. En este artículo se proponen cambios en la legislación para que las Entidades del Sector Público puedan contratar llave en mano en España y se proporciona un sistema de soporte a la decisión.

Palabras clave: sistemas de licitación; contrato tradicional; contrato de proyecto y obra; contrato llave en mano; sistemas de soporte a la decisión;

Abstract

Major public works projects require a complex contractual structure to make it possible for their development. This situation has resulted in different types of contract, which should be used considering the characteristics of the project to develop, the qualities of the actors involved in the entire process and the risks arising from all the participating elements. Choosing appropriate contract type can be a key factor to achieving the objectives sought in a project. The turnkey contract is a modality that has been built up in the international trade of construction through customs and practices of the agents involved in the sector. Today, it is a mechanism that promotes investment and gives legal certainty to economic operators. This article both proposes changes in the legislation so that Public Sector Entities would have the possibility for contracting turnkey in Spain, and provides a decision support system.

Key Words: project delivery methods; design-bid-build; design and build; turnkey; decision support system;

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de infraestructuras desencadena una serie de impactos, que pueden resultar positivos y negativos. Una nueva infraestructura modifica el espacio donde se desarrollan las actividades económicas y las formas de vida, en consecuencia, afecta también al marco de vida y los hábitos de la sociedad afectada. Con ello se inicia un proceso de transformación que siempre resulta irreversible.

Conviene definir una serie de conceptos básicos previos como son los de Proyecto, Riesgo y Contrato.

David I. Cleland y Harold Kezner (1985) definen proyecto como "una combinación de recursos humanos y no humanos reunidos en una organización temporal para conseguir un propósito determinado". Esta definición hace énfasis en las tres características fundamentales de todo proyecto: combinación de recursos, organización temporal y cumplimiento de objetivos prefijados.

El riesgo es un concepto ambiguo que puede ser entendido como la incertidumbre en la obtención de un resultado determinado en las diferentes actividades desarrolladas. La gran cantidad de participantes, los procesos involucrados, los problemas medioambientales, los de gestión y administración, dan lugar al riesgo, que debe ser compartido por clientes, gobiernos, constructores, proveedores de bienes y servicios y por el sector financiero. Los grados de riesgo difieren sustancialmente dependiendo de la naturaleza y características propias de cada proyecto.

El contrato de construcción debe recoger los acuerdos alcanzados relativos a la responsabilidad de cada parte frente a los riesgos inherentes al proyecto, durante la vigencia del mismo. La estructura contractual de los grandes proyectos de infraestructuras también debe incluir la propiedad de las obras, la financiación y la construcción.

En el mercado de la construcción de grandes proyectos internacionales el método clásico ha sido desplazado por el "llave en mano". El método clásico, también llamado tradicional, de ejecución de obras está basado en una relación tripartita, cliente/ingeniería/constructor, un proyecto suministrado por el cliente y en precio por unidad de medida. El contrato llave en mano, "turnkey contract" o "EPC" (Engineering, Procurement and Construction), se

* Autor de contacto: fberenguel@tecnicasreunidas.es

¹ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Corporativo de Técnicas Reunidas, S.A.

caracterizan por la relación única cliente-contratista y el precio alzado (Lump-Sum Price).

En el ámbito del desarrollo industrial, el contrato llave en mano se conforma, hoy en día, como un mecanismo que potencia la inversión en equipos de producción y que dota de seguridad jurídica a los operadores económicos. En cualquier caso, no se trata de una realidad tan novedosa. Los contratos llave en mano tuvieron su origen en los Estados Unidos de América en los albores del siglo veinte precisamente en la producción de bienes de equipo, si bien su práctica se extendió posteriormente al sector de la construcción y particularmente en el sector petrolífero, pero también como medio para la inversión en los países en vías de desarrollo. Todo ello por cuanto estos contratos confieren al adquirente, en principio, una autonomía de la gestión de las instalaciones, así como la adquisición de la tecnología necesaria para el desarrollo de una actividad industrial.

De este modo, el empresario, accede a proyectos integrales mediante los cuales introducir procedimientos industriales para la transformación de materias primas. Pero también, fuera de este ámbito, el recurso a los contratos llave en mano permite incluir en el objeto contractual aquellos proyectos respecto de los cuales el cliente o empresario carece de la experiencia, generalmente tecnológica, necesaria para su desarrollo y ejecución. Además, aun cuando el cliente o empresario cuente, dentro de su organización, con suficientes recursos humanos, a menudo éstos carecen de los conocimientos necesarios para la adecuada utilización de los equipos.

El contrato llave en mano acordado entre cliente y contratista, obliga a éste último frente al primero, a proyectar, construir y poner en funcionamiento una obra determinada, a cambio de un precio, generalmente alzado. En este tipo de contrato el énfasis ha de ponerse en la responsabilidad global que asume el contratista frente al cliente. El adjudicatario de un contrato llave en mano adquiere el compromiso de plazo y presupuesto y asume los riesgos de ingeniería, construcción, compras de materiales y maquinaria, montaje de equipos y puesta en marcha de la obra proyectada. En determinados casos, también es posible incluir en este tipo de contrato otras obligaciones posteriores a la ejecución de la obra, como la formación de personal y la asistencia técnica.

El contrato llave en mano implica especialización del contratista, así como la obligación de éste de entregar un producto terminado. Para ello asume una obligación global de realizar todas las prestaciones necesarias, incluidas las que sean coadyuvantes o complementarias de la obra a realizar. Lo anterior, en la mayoría de los casos puede tener como efecto que las ofertas tiendan a ser sumamente complejas por lo que se tiende a formas selectivas de elección del contratista.

Por contra, la contratación tradicional requiere que intervengan más agentes y haya más pasos intermedios en el proceso completo, multiplicando así los riesgos especialmente los de plazo y presupuesto.

Los contratos llave en mano aparecen en el ámbito jurídico como una nueva técnica negociada que nace del ámbito industrial. Integra una serie de relaciones jurídicas como son los contratos de proceso y transferencia de tecnología, de servicios de ingeniería, construcción de obras civiles,

compra de equipos, materiales, transporte, montajes mecánicos, eléctricos, asistencia técnica, etc.

En este artículo: 1) Se resume la evolución y situación actual de los contratos llave en mano. 2) Se recogen los tipos de contrato regulados en el ámbito de la Unión Europea y los más utilizados en el mercado internacional de la construcción. 3) Se describe de forma sucinta la contratación llave en mano en España, en la actualidad. 4) Se resume la situación jurídica en España, relativa a la contratación de obras públicas, se indican las diferencias entre el contrato de proyecto y obra y el contrato llave en mano en España y se proponen cambios en la ley de contratos del sector público, de manera que recoja la posibilidad de contratar llave en mano a las Entidades del Sector Público. Y, por último, 5) se han seleccionado y descrito, una serie de sistemas de apoyo para elegir el tipo de contrato más adecuado para desarrollar un proyecto, y se proporciona un nuevo sistema de apoyo a la decisión mediante la aplicación de siete factores determinantes que permitirán analizar la viabilidad para desarrollar un determinado proyecto mediante un contrato llave en mano, con el objetivo de facilitar una herramienta de ayuda a los clientes, públicos o privados, en la selección del tipo de contrato más adecuado para ejecutar un proyecto, considerando las circunstancias que van a condicionar su desarrollo.

El autor de este artículo, cuenta con la experiencia de haber desarrollado más de 600 proyectos en 30 años en los diferentes tipos de contrato, ha redactado la Tesis doctoral inédita “Determinantes de la viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España” (2016) y ha presentado la comunicación “Contratación llave en mano de infraestructuras públicas en España” al I Congreso Internacional, VII Congreso Nacional y V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil celebrado en Madrid los días 2 y 3 de marzo de 2016.

2. EVOLUCIÓN Y SITUACIÓN ACTUAL DE LA CONTRATACIÓN LLAVE EN MANO

La ingeniería civil y la ingeniería militar son de las disciplinas más antiguas utilizadas por el hombre para adaptar su entorno. La práctica activa de la ingeniería civil comenzó con la formación de los primeros asentamientos estables. Los testimonios más antiguos conocidos se sitúan en Egipto y Mesopotamia, hacia el año 4000 A.C. En tiempos pasados, los estados utilizaban sus recursos, casi exclusivamente, en obras de interés estratégico militar. Los estados empiezan a construir obras con interés social cuando la burguesía alcanza el poder después de la revolución francesa. Entonces se empezó a estudiar el territorio para organizarlo, abastecerlo y comunicarlo.

Desde finales del siglo XVIII y a lo largo del XIX se produjeron en el mundo occidental una serie de profundas transformaciones que sentaron las bases de la sociedad contemporánea. Fue la época de las revoluciones liberales, de la burguesía y del nacionalismo. La revolución industrial, nacida en Inglaterra en el siglo XVIII, se consolidó en el XIX y se extendió al continente, y con ella se impulsó la economía capitalista. Se desarrollaron nuevos medios de transporte como el ferrocarril o el barco de vapor, y la revolución demográfica generó un significativo crecimiento de la población. A principios del siglo XIX dos hechos

promovidos por Napoleón tuvieron una gran trascendencia; en 1804 promulgó el Código Civil (Code civil des Français), que reglamentó los procedimientos civiles y que ha tenido desde entonces una enorme influencia; y en 1805 fundó la Escuela Politécnica en París, surgiendo la figura del ingeniero en su versión civil, evolucionando así desde su origen militar.

Desde mediados del siglo XIX, el diseño y la construcción comenzaron a ser más especializados, ya que los avances tecnológicos permitieron construir instalaciones y estructuras más complicadas. Esta evolución dio lugar a la división de las responsabilidades de ejecución de proyectos en diseño y construcción. Arquitectos e ingenieros se convirtieron en los profesionales del diseño, mientras que los contratistas pasaron a ser constructores. Así, se fundó en 1852 la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y Arquitectos para "promover la condición profesional de los ingenieros civiles y arquitectos" que, posteriormente en 1869, evolucionó a lo que hoy es "American Society of Civil Engineers" ASCE; tras crearse en 1857 el "American Institute of Architects", AIA. Para profundizar la división entre el diseño y la construcción, en 1918 fue fundada la organización de Contratistas Generales Asociados de América (Associated General Contractors of America, AGC), "para promover el interés de la industria de la construcción". De esta forma aparece la especialización, con la incorporación de grupos profesionales que representaban los intereses individuales de diseñadores y constructores.

Esta división entre los servicios de diseño y construcción se consolidó en 1900, cuando el gobierno federal de Estados Unidos, uno de los mayores compradores de servicios de construcción, comenzó a exigir el uso de una selección basada en la clasificación para la contratación de servicios de arquitectura e ingeniería. En contraste con esto, se requería a la mayoría de las agencias gubernamentales adjudicar la construcción sobre la base de la oferta más baja. Así, mientras que los servicios de diseño eran vistos como un servicio destacado, en que las referencias de los que lo prestan eran más importantes que los costos; la construcción quedó relegada al ámbito de una subasta.

La asociación de Ingenieros Independientes Europeos (Fédération Internationale des Ingenieurs-Conseils FIDIC), fue fundada en 1913. En 1953 empezó a elaborar lo que actualmente son los Contratos-Tipo del sector de la construcción más utilizados en el mundo.

Siguiendo con la evolución de los sistemas de contratación, Molenaar y Songer (1996) cuentan que el primer uso documentado del método de proyecto y obra (design and build), por parte del sector público en el siglo XX en los Estados Unidos fue en 1968, en los distritos escolares de todo el Medio Oeste. En 1969, el Congreso y el Secretario de Defensa autorizaron el uso de construcción llave en mano para ofrecer vivienda militar. Con esta decisión, según Cook y Smith (1984), el Departamento de Defensa trató de aprovechar los conocimientos de los constructores para conseguir acortar plazos y conseguir costos más bajos. El éxito de esta iniciativa del Departamento de Defensa propició el uso por parte del gobierno de los métodos alternativos de contratación de proyectos, sobre todo de proyecto y obra. Se fue extendiendo en la década de los ochenta y noventa, aunque estos proyectos se ejecutaban bajo una disposición legal especial, puesto que el contrato

de proyecto y obra no era ampliamente aceptado por las leyes de adjudicación del sector público. Este crecimiento en el sector público de Estados Unidos está bien documentado por McManamy (1994), Rosenbaum (1995), Yates (1995) y Tulacz (1996).

En 1993 se creó el "Design Build Institute of America" DBIA. El Instituto es una organización que define, enseña y promueve las mejores prácticas de "design and build", servicios de diseño y construcción bajo un contrato con un único responsable. Los miembros abarcan todo el espectro profesional de diseño y construcción, tanto en el sector público como en el privado.

En febrero de 1996 el Congreso de Estados Unidos aprobó la Ley Clinger-Cohen, que incluye el Acta de Reformas de Adquisiciones que concedió a las autoridades federales la cobertura legal para contratar este tipo de proyectos.

Para A. Hernández (1997), "los contratos llave en mano empiezan a ser utilizados en el comercio internacional en la década de los 70, por parte de los países en vías de desarrollo como una alternativa real y efectiva al Nuevo Orden Económico Internacional. Su establecimiento, tal y como se pretendía mediante una acción concertada de todos los Estados, supuso un auténtico y verdadero fracaso que se vio fundamentalmente motivado por la existencia de intereses políticamente contrapuestos y por la carencia de obligatoriedad jurídica de los documentos emanados de la Naciones Unidas". El Nuevo Orden Económico Internacional fue patrocinado por Naciones Unidas a través fundamentalmente de cuatro documentos: dos declaraciones, una carta de derechos y deberes y una resolución, publicados entre 1974 y 1975. No obstante, estas medidas dieron lugar a contratos calificados como contratos de desarrollo, entre los que cabe distinguir, los contratos de industrialización. En estos contratos, dada la carencia de capacidad tecnológica del país receptor, resultaba más aconsejable unir en una sola operación la realización de las obras y la adquisición de la tecnología. Desde un punto jurídico, se recurre a la técnica de la globalización, que agrupa todas las prestaciones en un único contrato. Estos contratos, también denominados contratos complejos de transferencia de tecnología, solían incluir: preparación de estudios de factibilidad; determinación del proceso tecnológico; financiación del proyecto; suministro de patentes, planos y marcas comerciales; acuerdos para adquisición de materiales, equipos y servicios; montaje e instalación de equipos; puesta en marcha; período de mantenimiento; formación de personal local. El máximo exponente fue el contrato llave en mano. No deja de ser significativo que pese a fracasar la consecución de los objetos económicos que propiciaron el Nuevo Orden Económico Internacional, el contrato llave en mano se ha ido consolidando y adquiriendo sustantividad jurídica propia en el sector internacional de la construcción.

En España, la modalidad de contrato llave en mano es utilizada sobre todo por clientes privados, mayoritariamente extranjeros y para la construcción de plantas industriales. La Administración española ha utilizado en ocasiones, la contratación de proyecto y obra, como por ejemplo los tramos de autovía A5, a finales de los 90 por el entonces Ministerio de Obras Públicas y Medio Ambiente. Más recientemente, el Ministerio de Medio Ambiente, en el marco del denominado Plan AGUA, licitó una veintena

de plantas desaladoras, también en concursos de proyecto y obra. Sin embargo, las empresas españolas han acumulado una gran experiencia en estos últimos años en este tipo de contratos, en proyectos de plantas de agua, autopistas, aeropuertos, alta velocidad ferroviaria, etc.; ejecutados en numerosos países, en todos los continentes.

3. TIPOS DE CONTRATOS

En el ámbito de la Unión Europea, la legislación vigente recoge los siguientes tipos: 1) Contratos públicos de obras, 2) Contratos públicos de servicios, 3) Contratos públicos de suministro y 4) Contratos de concesión.

Los contratos internacionales más habitualmente utilizados en el sector de la construcción son: 1) Contrato tradicional (design then bid), implica la participación de tres partes: cliente, ingeniería y contratista. 2) Proceso acelerado de construcción (fast track construction), que permite comenzar los trabajos de construcción antes de que haya sido elaborado el proyecto en su conjunto. 3) "Project management", que supone la participación en el proceso de una cuarta parte, que asume funciones habituales de las otras tres. 4) Contratos "design & build", llave en mano, producto en mano y mercado en mano, que suponen en ese orden una ampliación progresiva de las obligaciones asumidas por el contratista. Siempre incluye las relativas a la elaboración del proyecto y a la construcción. 5) Contratos BOT (Build-Operate and Transfer) y BOOT (Build-Own-Operate and Transfer), son diferentes mecanismos utilizados para la financiación de proyectos. 6) Contratos de "engineering", suponen un compromiso de elaboración, dirección y supervisión de un proyecto; pudiendo incluir su construcción, si así se hubiera pactado. 7) "Engineering, Procurement and Construction Management", (EPCM), contratos que proporcionan servicios de ingeniería, gestión de compras y dirección de construcción.

8) Contratos de Estimación a Libro Abierto (OBE, Open Book Estimation), para la realización de trabajos reembolsables con responsabilidad compartida entre cliente y contratista, facilita la financiación externa por tener carácter de EPC (Ingeniería, Compras, Construcción) y se puede convertir en un contrato llave en mano.

En la figura 1 se muestra la utilización de la modalidad de contrato de proyecto y obra, según Hanscomb Means Report (2004), indicando porcentualmente el uso realizado por los sectores privado y público en Francia, Gran Bretaña, España, EE.UU., Australia y China. El informe recoge la tendencia al alza en el uso del contrato de proyecto y obra por parte del sector público en Gran Bretaña, EE.UU. y China, manteniéndose en los niveles indicados en Francia y España y a la baja, en Australia.

4. EL CONTRATO LLAVE EN MANO

No hay una definición reconocida de los contratos llave en mano. Ello se debe a distintos motivos, ya que son contratos que se han creado en la práctica negocial, como consecuencia de las necesidades de los clientes y están vinculados al objeto de la transacción. Distintos autores lo han explicado resaltando sus características más importantes

Para Nigel J. Smith (2002), el contrato llave en mano es "el tipo contractual más simple, en el que un único contratista es responsable de desarrollar todos los trabajos necesarios para culminar el proyecto, desde las etapas iniciales hasta la entrega del trabajo final al cliente". En cuanto al pago, dice que se hace en base a contrato a tanto alzado o también reembolsable, dividiéndose entre las etapas del proyecto.

Roy Morledge (2002) lo define destacando que "un único contratista asume el riesgo y la responsabilidad por el diseño y la construcción del proyecto a cambio de un pago a suma alzada". Adicionalmente señala que es un sistema "fast-track", en el que la construcción puede desarrollarse

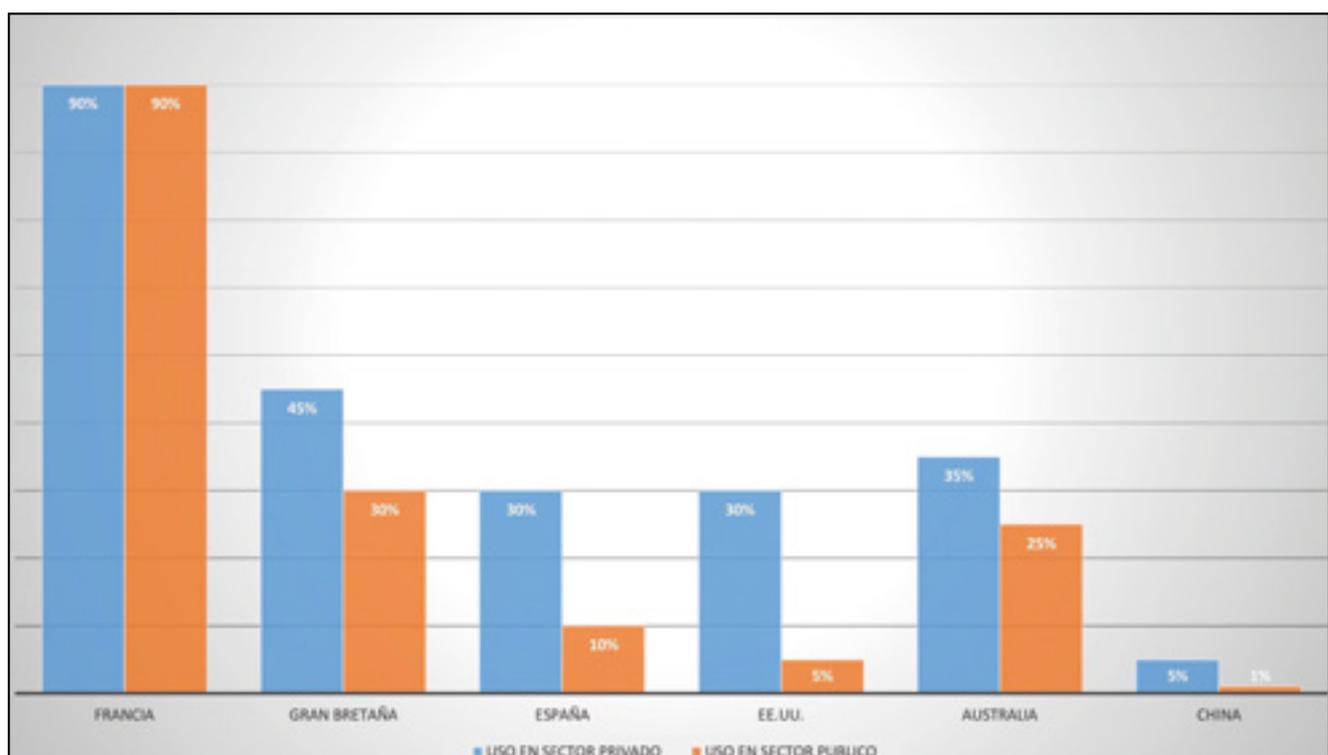


Figura 1. Utilización por sectores de la modalidad de Proyecto y Obra.

antes de que el diseño haya sido completado. Al transferir el riesgo al contratista, nos dice, el cliente pierde el control sobre el proyecto, por lo que cualquier requerimiento que no esté especificado en los documentos contractuales, constituirá una variación al contrato y su coste supondrá un adicional al monto del mismo.

Según Aurora Hernández (2014), *“lo que define y caracteriza a los contratos llave en mano es la asunción de responsabilidad del contratista por la realización completa del proyecto. De esta forma, el contrato llave en mano o Turnkey Contract puede definirse como aquel en el que el contratista (Contractor) se obliga frente al cliente/propiedad (Client/Owner) a cambio de un precio alzado, a concebir, construir y poner en funcionamiento una obra determinada que él mismo ha proyectado. El énfasis recae en la responsabilidad global que asume el contratista frente al cliente. Esto no significa que el contratista asuma todos los riesgos que se derivan de la ejecución del contrato. Estos quedarán determinados previamente a la firma del mismo”*.

Se observa que los autores coinciden en sus definiciones en que el contrato llave en mano engloba siempre las obligaciones derivadas de un contrato de proyecto y obra y además supone la asunción de la responsabilidad global por parte del contratista, permite iniciar la construcción antes de completar el diseño y obliga al contratista a entregar un proyecto “as built” al finalizar la construcción.

Como resultado, el contrato llave en mano ha demostrado ser eficaz, al reducir el período de ejecución del proyecto. El hecho de asumir concepción y ejecución de obra, condiciona el procedimiento de adjudicación del contrato, generalmente, un procedimiento restringido o negociado; y también la función del cliente. Debido a que la adjudicación del contrato se realiza con un diseño desarrollado a nivel de proyecto de licitación, el contratista generalmente es seleccionado en base a haber presentado la mejor oferta, combinando la proposición técnica y el precio. Estos proyectos frecuentemente se adjudican a tanto alzado, aunque también puede serlo, garantizando un precio máximo. En la selección de este tipo de contratos puede tener una influencia decisiva la tecnología que se va a desarrollar en el proyecto y que puede implicar cesión o venta de derechos de propiedad industrial.

La razón de la evolución y éxito del contrato llave en mano es consecuencia de las mejoras competitivas que ofrece frente a otras fórmulas contractuales: 1) Contratista único. 2) Responsabilidad global del contratista. 3) Interlocución única entre cliente y contratista. 4) Precio alzado. 5) Rapidez en la ejecución por hacer el proyecto el mismo contratista. 6) Se eliminan o minimizan órdenes de cambio. 7) Ventaja en proyectos con transferencia de tecnología y desarrollos tecnológicos. En resumen, el contrato llave en mano supone la asunción de responsabilidad global del contratista frente al cliente, y otorga unidad jurídica a una operación económica compleja.

5. CONDICIONES JURÍDICAS PARA LA CONTRATACIÓN LLAVE EN MANO EN ESPAÑA

Las Entidades del Sector Público en España contratan conforme a lo regulado en el Real Decreto Legislativo 3/2011, de 14 de noviembre, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Contratos del Sector Público TRLCSP (BOE núm. 276, de 16 de noviembre de 2011).

Desde su entrada en vigor el 16 de diciembre de 2011 se han introducido una veintena de modificaciones. El otro instrumento legal que regula la contratación de obras públicas en España es el Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas, aprobado por el Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre. Las últimas modificaciones de ambos, TRLCSP y RGLCAP, vienen publicadas en el BOE de 2 de octubre de 2015.

Las Directivas de la Unión Europea son actos legislativos en los cuales se establece un objetivo que todos los países de la UE deben cumplir. Las Directivas 2014/23/UE relativa a la adjudicación de contratos de concesión, 2014/24/UE sobre contratación pública y 2014/25/UE relativa a la contratación por entidades que operan en los sectores del agua, la energía, los transportes y los servicios postales, tuvieron como fecha límite para su transposición el 18 de abril de 2016.

Para la transposición de las Directivas 23, 24 y 25 de 2014, del Parlamento Europeo y del Consejo, se constituyó un grupo de expertos para la elaboración de la legislación de contratos (denominado GELEC) en enero de 2014, bajo la dirección del Director General de Patrimonio del Estado. Consecuencia de los trabajos del citado grupo, se decide conservar la estructura del TRLCSP de 2011, es decir, no es un texto nuevo. Existirán dos leyes: Ley de contratos del sector público y Ley de contratación en sectores especiales. El Anteproyecto de Ley de Contratos del Sector Público fue aprobado por el Consejo de Ministros el 17 de abril de 2015. Consta de 340 Artículos y 41 Disposiciones Adicionales, 10 Disposiciones Transitorias, Derogatoria y Finales y 4 Anexos.

En los Artículos 121 y 124 del TRLCSP, se recoge la posibilidad de adjudicación conjunta de proyecto y obra. En el Artículo 124, en el punto 1 dice textualmente: *“La contratación conjunta de la elaboración del proyecto y la ejecución de las obras correspondientes tendrá carácter excepcional y sólo podrá efectuarse en los siguientes supuestos cuya concurrencia deberá justificarse debidamente en el expediente: a) Cuando motivos de orden técnico obliguen necesariamente a vincular al empresario a los estudios de las obras. Estos motivos deben estar ligados al destino o a las técnicas de ejecución de la obra. b) Cuando se trate de obras cuya dimensión excepcional o dificultades técnicas singulares, requieran soluciones aportadas con medios y capacidad técnica propias de las empresas”*. En el Anteproyecto de Ley de Contratos del Sector Públicos los anteriormente descritos Artículos 121 y 124, pasan a ser, 229 y 232, respectivamente, con los mismos títulos y redacción.

Se ha expuesto con anterioridad que las Directivas europeas, recogen los tipos de contratos públicos de obras, de servicios, de suministro y de concesión.

Por lo que ni la legislación vigente, ni el Anteproyecto de Ley del Sector Público, preparado desde la estructura del TRLCSP, ni en las Directivas europeas, 2014/24/UE, 2014/23/UE y 2014/25/UE, se hace mención alguna al contrato llave en mano.

Sin embargo, es un hecho la contratación llave en mano en España, utilizada sobre todo entre particulares. Consultando la jurisprudencia relativa a estos contratos en distintas instancias judiciales, incluido el Tribunal Supremo, se observa la utilización del Código Civil como base del marco regulatorio utilizado, para dirimir las diferencias entre las partes contratantes.

Juan Antonio Pérez Rivarés (2006), abogado de Uría Menéndez, afirma que el contrato llave en mano constituye *“un contrato atípico, por cuanto que se trata de una categoría impuesta por la realidad del tráfico que no corresponde a los tipos contractuales previstos y regulados por la ley. Si bien la admisión de los contratos atípicos no ofrece ninguna duda en nuestro Derecho en base al principio de la autonomía de la voluntad consagrado en el artículo 1255 del Código Civil”*. Apoyándose en J. Puig (1978). Y continúa: *“...como indica F. de Castro (1985), la cuestión importante es averiguar cuál haya de ser la regulación imperativa a la que tendría que someterse y las reglas de Derecho dispositivo que hayan de completar, en su caso, la regla negocial en sentido estricto contenida en las declaraciones de voluntad”*. Contesta el propio Pérez Rivarés, citando nuevamente a J. Puig Brutau: *“Como es sabido, el problema que pueden suscitar los contratos que no corresponden a un tipo previsto y regulado por la ley responde a una cuestión de orden práctico: sólo los contratos que se ajustan a una figura determinada tienen previstas sus consecuencias y sólo en ellos la voluntad implícita de los contratantes se halla de antemano reflejada en las reglas de Derecho supletorio”*. De acuerdo con el razonamiento de Pérez Rivarés para los contratos atípicos, el contrato llave en mano no es un contrato tan completamente atípico que no permita recurrir a previsiones normativas ya establecidas con relación a otros contratos. Aunque no encaja estrictamente en ninguna de las figuras con específica regulación legal, consiste en una combinación de elementos pertenecientes a diversas figuras contractuales típicas. En consecuencia, se deberá recurrir a las normas reguladoras de los contratos típicos más afines.

El contrato llave en mano constituye, efectivamente, un contrato de contenido mixto o complejo, (o una yuxtaposición de contratos coligados, según lo configuren las partes) que participa de diferentes tipos contractuales regulados por el Derecho español o acogidos por los usos y la jurisprudencia, con rasgos cercanos al contrato de obras, y más concretamente, al contrato de proyecto y obra, regulados por el TRLCSP y el RGLCAP.

6. EL CONTRATO DE PROYECTO Y OBRA Y EL CONTRATO LLAVE EN MANO EN ESPAÑA

En España, desde el punto de vista técnico y jurídico, el contrato llave en mano es un contrato de proyecto y obra en ingeniería civil, o de proyecto, suministro y obra, en ingeniería industrial.

Pero en la práctica del comercio internacional hay que reseñar diferencias entre el contrato de proyecto y obra y el contrato llave en mano. En el primero, el contratista se obliga a concebir y ejecutar el proyecto conforme a las necesidades y exigencias del cliente. Las prestaciones que se derivan, por tanto, de este contrato se circunscriben a la operación de construcción propiamente dicha. No se incluyen dentro de su contenido, como en el caso de los contratos llave en mano, la obligación global, que incluye obligaciones ajenas a la misma, como son: la puesta en funcionamiento de la instalación, la formación de personal, asistencia técnica, los contratos de licencia de proceso y transferencia de tecnología.

Una característica definitivamente diferencial entre el contrato de proyecto y obra y el contrato llave en mano es el momento en el que se realiza la ingeniería. En el primer caso, la redacción del proyecto debe estar terminada y haber sido aprobada por la Entidad del Sector Público contratante, de acuerdo con el TRLCSP. Mientras que en un contrato llave en mano, se hacen trabajos de ingeniería básica y de ingeniería de detalle inicial, con los que comienza la construcción. A partir de este momento, la ingeniería se desarrolla en paralelo a la ejecución de las obras, de tal forma que se dispone del documento de proyecto final, una vez que han sido ejecutadas; es el denominado proyecto “as built”. Partiendo de esta diferencia de contenido existente entre ambos contratos, cabe afirmar que mientras un contrato de proyecto y obra no puede equipararse a un contrato llave en mano, éste sin embargo engloba siempre las obligaciones derivadas del primero.

Se pueden citar dos actuaciones, la primera es un contrato con una Entidad del Sector Público de España, la planta desaladora de Oropesa-Cabanes: contrato de proyecto y obra ejecutado por las empresas Técnicas Reunidas, Assignia y Torrecámara para ACUAMED. La figura 2 muestra una vista general de la planta con los filtros de arena en primer plano. La desaladora formaba parte de las actuaciones del programa AGUA, tiene capacidad de producción de 21,5 Hm³/año, ampliable hasta 43 Hm³/año. Se implementaron desarrollos tecnológicos tendentes a ahorrar energía y evitar la contaminación. El contrato se ha desarrollado en plena crisis económica y ha sufrido las consecuencias de las tensiones surgidas entre las administraciones implicadas, fundamentalmente la del Estado y los ayuntamientos que habían suscrito el programa de actuación integrada, que recogía que el suministro garantizado de agua, obligaba a los ayuntamientos a cubrir los costes



Figura 2. Planta desaladora de Oropesa-Cabanes (Castellón).



Figura 3. Planta de fibra de carbono de Hexcel en Illescas (Toledo).

de amortización, 25 años, y explotación. Los recortes presupuestarios y la no realización de importantes desarrollos urbanísticos mantienen bloqueados los acuerdos suscritos y los proyectos ejecutados, sin alcanzar la fase de explotación prevista.

Otro caso a mencionar es la planta de fabricación de fibra de carbono de la compañía Hexcel ubicada en Illescas (Toledo), mostrada en la figura 3, ejecutada llave en mano para un cliente privado, que poseía la tecnología propia de fabricación sujeta a confidencialidad por requerimientos de orden militar, de los Estados Unidos. Para salvaguardar este aspecto y eximir de responsabilidad al contratista en esta materia, dentro del contrato se incluía un privativo.

Este proyecto se desarrolló como cualquier contrato llave en mano del mercado internacional de la construcción, se comenzaron los trabajos de construcción antes de que se hubiera elaborado el proyecto en su conjunto, cumpliéndose plazo y presupuesto, y funcionando la planta con los rendimientos requeridos en las especificaciones.

7. PROPUESTA MODIFICACIÓN LEY CONTRATOS DEL SECTOR PÚBLICO

El contrato llave en mano en la legislación española debería estar contemplado dentro del articulado del Texto Refundido de la Ley de Contratos del Sector Público. Del análisis del texto, se pone de manifiesto la no inclusión como tal del mismo.

Como ya se ha indicado al reseñar las condiciones jurídicas para la contratación de obras públicas, los Artículos 121 y 124 del TRLCSP, recogen la posibilidad de adjudicación conjunta de proyecto y obra, y que el Anteproyecto de Ley de Contratos del Sector Público, incluye los mismos títulos y redacción en los Artículos 229 y 232, respectivamente.

En ocasiones se ha justificado la contratación llave en mano al amparo del Artículo 233 del TRLCSP Obras a tanto alzado y obras con precio cerrado, cuyos precedentes legislativos son el Artículo 126 Obras a tanto alzado de la Ley 13/1995, de 18 de mayo, de Contratos de las

Administraciones Públicas y el Artículo 216 Obras a tanto alzado y obras con precio cerrado de la Ley 30/2007, de 30 de octubre, de Contratos del Sector Público, que fue modificado por la Ley 2/2011, de 4 de marzo, de Economía Sostenible, hasta la redacción actual. Dicho artículo recoge el sistema de retribución mencionado en el título y las condiciones exigidas, limitando el abono de modificaciones, de acuerdo con el Artículo 107 del TRLCSP y condicionando la admisión de mejoras, al Artículo 147, y advirtiendo acerca de la invariabilidad de precio o plazo.

En el Anteproyecto de Ley del Sector Público, mantiene su título y redacción, pasando ser el Artículo 239.

Pero, ya se ha visto que el Artículo 87 (art.102 en el Anteproyecto de Ley de Contratos del Sector Público), contempla que el precio del contrato podrá formularse tanto en términos de precios unitarios, como a tanto alzado. Por otro lado, ni el citado Artículo 233 (ni su correspondiente del anteproyecto, 239), mencionan, ni relacionan, al contrato llave en mano. Como se ha visto, la forma de tanto alzado o precio cerrado, aunque sea habitual en estos contratos, no es determinante de la condición de llave en mano.

Hay que poner de manifiesto que, en determinados concursos promovidos por administraciones públicas del Estado u organismos dependientes, se recoge en sus anuncios, incluso en sus pliegos, la adjudicación en la modalidad llave en mano, aunque al ser publicados en el BOE se utiliza la denominación de proyecto y obra.

El anteproyecto de ley se ha hecho desde la estructura del vigente TRLCSP. No se trata de un texto nuevo. Y no se incluye ninguna mención al contrato llave en mano.

En definitiva, la contratación llave en mano en España hoy no está recogida en la legislación de contratos del Sector Público. Es un hecho entre particulares. Hay jurisprudencia en distintas instancias, incluido el Tribunal Supremo. Se aplica el Código Civil.

La propuesta de modificación de la Ley de Contratos del Sector Público que se desarrolla a continuación surge como consecuencia de los estudios realizados durante la redacción de la Tesis doctoral "Determinantes de la

viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España”, mencionada con anterioridad.

Los contratos llave en mano son compatibles y colaboran en la política de transparencia en la inversión pública declarada en las directivas de la Unión Europea y en el Anteproyecto de Ley del Sector Público en España, como demuestra su trayectoria en el mercado de contratos internacionales de construcción y en la confianza que generan a las entidades financieras y en los organismos internacionales y multilaterales.

En España, la modalidad de contrato llave en mano ya es utilizada por clientes privados, mayoritariamente extranjeros para la construcción de plantas industriales.

Hay que poner de manifiesto que, en determinados concursos promovidos por Entidades del Sector Público, se recoge en sus anuncios, incluso en sus pliegos, la licitación en la modalidad llave en mano, aunque al ser publicados en el BOE, se utiliza la denominación de proyecto y obra.

Las empresas constructoras españolas han adquirido experiencia los últimos años en la ejecución de proyectos internacionales llave en mano.

Todas estas circunstancias ponen de manifiesto la conveniencia de regular, en el marco legislativo de contratación del sector público, el contrato llave en mano. Esta medida dotaría de seguridad jurídica la ejecución de este tipo de contratos en nuestro País, clarificaría los alcances, delimitaría las responsabilidades frente a los riesgos del proyecto, y dotaría de un instrumento de contratación más, constatado en el mercado internacional, a las Entidades del Sector Público. También serviría de referencia en las relaciones contractuales entre particulares.

La propuesta se plantea con el mismo criterio seguido por los autores del Anteproyecto de Ley de Contratos del Sector Público, que optaron por mantener la estructura del TRLCSP en vez de redactar un texto nuevo. Se indican las modificaciones que habría que introducir en el articulado del Anteproyecto. Se propone intervenir en 13 artículos. Entre paréntesis se recoge la correspondencia con los artículos del vigente TRLCSP.

Artículo 13. Contrato de obras (art.6 TRLCSP):

Es necesario definir el contrato llave en mano. Desde luego es un contrato de obras que contiene unas características singulares, por lo que se le podría denominar contrato de obras llave en mano. La definición debe describir correcta y sucintamente las características del mismo. En los artículos siguientes se debe incluir la manera de tratar y garantizar el correcto funcionamiento de las singularidades de este tipo de contrato. Se debe procurar adaptar los usos y costumbres de la administración, relativos a la licitación, adjudicación, supervisión y recepción de los contratos de obras en general.

Artículo 126. Reglas para el establecimiento de prescripciones técnicas (art.117 TRLCSP):

Todo contrato de construcción debe recoger los acuerdos alcanzados relativos a la responsabilidad, de cada parte frente a los riesgos inherentes al proyecto, durante la

vigencia del mismo. Esta circunstancia es especialmente importante en un contrato de obra llave en mano, ya que, por definición, supone la asunción de la responsabilidad global del proyecto por parte del adjudicatario. Esto no supone que el contratista es responsable de todo lo relacionado con el mismo, por lo que es necesario delimitar dicha responsabilidad. La estructura sobre la que descansa el contrato llave en mano implica la determinación de riesgos, su reparto juega un papel preponderante en la estructuración económica y financiera del proyecto y en la justificación del precio que el cliente habrá de pagar al contratista. A mayor riesgo asumido por éste, mayor será el precio requerido.

Es muy importante introducir en este artículo una de las características distintivas más singulares del contrato de obra llave en mano, como es la ejecución simultánea de ingeniería y construcción, que posibilita acortar plazos, pero exige de una ingeniería perfectamente coordinada con los responsables de la construcción y supone que no se define completamente el proyecto hasta que no está ejecutado. De ahí la obligación por parte del contratista de entregar un documento que sea un proyecto que recoja fielmente tal y como queda construido (proyecto as built).

El hecho de asumir concepción y ejecución de obra, condiciona el procedimiento de adjudicación del contrato y también la función del cliente. Debido a que la adjudicación de este tipo de contrato debe realizarse con un diseño desarrollado a nivel de proyecto de licitación, el contratista generalmente es seleccionado en base a haber presentado la mejor oferta, combinando la proposición técnica y el precio. Este procedimiento puede requerir de una fase en la que la Entidad del Sector Público contratante reciba a los ofertantes para aclarar y uniformizar términos de las ofertas, así como delimitar riesgos y responsabilidades para conseguir un precio ajustado, que no se podrá modificar.

Diversos estudios sirven de referencia para afirmar que el contrato de obras llave en mano no es adecuado emplearlo en proyectos con presupuestos inferiores a 20 M €, estando su utilización justificada en las actuaciones que cuenten con presupuestos superiores a 50 M €. Es aconsejable su utilización en el caso de proyectos singulares, de altos presupuestos, o que lleven implícitos desarrollos tecnológicos y complejos procesos constructivos. En la redacción del articulado, se propone que se incluyan las anteriores cantidades, como límites para la utilización del contrato llave en mano para desarrollar un proyecto.

Como se ha expresado con anterioridad, el contrato llave en mano implica la obligación de entregar un producto terminado. Por ello se considera dentro de la obligación global, realizar todas las prestaciones necesarias, coadyuvantes o complementarias de la obra. Es posible incluir otras obligaciones, como formación de personal, asistencia técnica u operación y mantenimiento. Lo anterior, en la mayoría de los casos puede tener como efecto que las ofertas sean sumamente complejas por lo que se tiende a formas selectivas de elección del contratista.

Sirvan como referencia los procedimientos internacionales de adjudicación de un contrato llave en mano, que se caracterizan por: la convocatoria pública de ofertas, la utilización generalizada de un procedimiento de pre-calificación de empresas y una clara tendencia al procedimiento restringido.

Si el trabajo es difícil de especificar con precisión desde el principio, o para evitar hacer frente a las contingencias repercutidas consecuencia del riesgo asumido por los contratistas, es aconsejable abrir una fase de estimación a libro abierto (open book estimation), cada vez más utilizado en el mercado internacional de la construcción. Consiste en un acuerdo para realizar unos trabajos reembolsables. Llegado el final de la fase OBE, se acuerda entre las partes la conversión del proyecto a llave en mano, con un precio final cerrado. La empresa que trabaja en el OBE no tiene garantizada la continuidad en el proyecto.

Artículo 131. Procedimiento de adjudicación (art.138 TRLCSP):

El procedimiento de estimación a libro abierto podría utilizarlo la entidad del sector público contratante en dos escenarios: 1) dentro del concurso de adjudicación, como una fase intermedia, después de presentados los proyectos de licitación por parte de los oferentes y realizada una preselección de uno a varios candidatos; o bien, 2) realizando un concurso previo por administración, limitando presupuesto y plazo, con el fin de definir alcance y delimitar riesgos y responsabilidades del subsiguiente concurso de obra llave en mano. El uso potestativo del procedimiento con negociación o diálogo competitivo, estará justificado en los proyectos singulares de altos presupuesto y complejidad. En los contratos de obra llave en mano de rango bajo, aunque siempre superiores a 50 M €, sin singularidades especiales y definidas las necesidades, no hay ningún inconveniente en utilizar el tradicional sistema abierto; incluso puede resultar el más indicado, porque permitiría a las empresas del sector con poca o ninguna experiencia en contratos llave en mano, ir adquiriéndola gradualmente.

Artículo 145. Criterios de valoración de las ofertas (art.150 TRLCSP).

Se debe de añadir en este artículo, expresamente, la mención al contrato de obras llave en mano.

Artículo 154. Delimitación, plazos para la presentación de proposiciones y plazo de publicación del anuncio de licitación (art.157 TRLCSP), Artículo 155. Examen de proposiciones y propuesta de adjudicación (art.160 TRLCSP), Artículo 156. Adjudicación (art.161 TRLCSP) y Artículo 157. Procedimiento abierto simplificado.

Corresponden estos artículos al Procedimiento abierto de adjudicación. Excluyen toda negociación de los términos del contrato con los licitadores y está abierta la participación a cualquier empresa, por lo que se desaconseja este procedimiento para contratar llave en mano los proyectos de elevados presupuestos y complejidad. No obstante, si el contrato objeto de oferta es de presupuesto bajo, aunque siempre superior a 50 M. €, la entidad del sector público contratante puede utilizarlo, aunque es necesario que los pliegos del concurso delimiten las responsabilidades y riesgos que asume cada una de las partes.

En cualquier caso, nunca será de aplicación el procedimiento abierto simplificado, expuesto en el Artículo 157, ya que su apartado 1.a, limita su aplicación a contratos

inferiores a 2 M €, importe para el que no resulta interesante la utilización de contratos llave en mano.

Artículo 158. Caracterización (art.162 TRLCSP), Artículo 159. Solicitudes de participación (art.164b y 165 TRLCSP), Artículo 160. Selección de candidatos (art.163 TRLCSP), Artículo 161. Contenido de las invitaciones e información a los candidatos (art.166 TRLCSP), Artículo 162. Propositiones (art.167 TRLCSP) y Artículo 163. Adjudicación (art.168 TRLCSP).

Corresponden los artículos al Procedimiento restringido. Es uno de los sistemas elegidos internacionalmente para contratar llave en mano, pero la legislación española vigente prohíbe expresamente toda negociación de los términos del contrato con los solicitantes o candidatos, en este procedimiento, lo que no es habitual en los concursos internacionales. Por tanto, sería conveniente introducir una modificación en la que se exceptúen los contratos llave en mano.

Artículo 164. Caracterización y delimitación de la materia objeto de negociación (art. 169 y 176 TRLCSP), Artículo 165. Supuestos de aplicación del procedimiento de licitación con negociación (art.170 TRLCSP), Artículo 166. Supuestos de aplicación del procedimiento negociado sin publicidad (art.171 TRLCSP), Artículo 167. Tramitación del procedimiento de licitación con negociación (art.177 y 178 TRLCSP), Artículo 168. Especialidades en la tramitación del procedimiento negociado sin publicidad y Artículo 169. Información a los licitadores.

Corresponden a los artículos objeto de los Procedimientos con negociación. Se consideran compatibles con las características de un contrato llave en mano, ya que la asunción por parte del contratista de la responsabilidad global, condiciona el procedimiento de adjudicación, y siempre es aconsejable el diálogo entre las partes, que permita acotar responsabilidades y riesgos. Habría que añadir los contratos de obra llave en mano, a la relación inicial habilitante e incluirlos en los supuestos de aplicación.

Artículo 170. Caracterización (art.179 TRLCSP), Artículo 171. Primas o compensaciones, Artículo 172. Apertura del procedimiento y solicitudes de participación (art.181 TRLCSP), Artículo 173. Diálogo con los candidatos (art.182 TRLCSP) y Artículo 174. Presentación, examen de las ofertas y adjudicación.

Corresponden a los artículos relativos al Diálogo competitivo. Igualmente, que, en el procedimiento anterior, sería aceptable en el caso del contrato llave en mano.

Artículo 191. Ejecución defectuosa y demora (art.212 TRLCSP).

En el mercado internacional de construcción es habitual que se contemplen penalizaciones por demora y resultado en los contratos llave en mano, como consecuencia de la responsabilidad global asumida por el contratista adjudicatario y para compensar los daños derivados por

incumplimiento, que pudieran ocasionar al cliente. Las cantidades y condiciones son muy variadas dependiendo de países, clientes, productos, consecuencias económicas de retrasos o de incumplimientos en los resultados. Es necesario estudiar particularmente cada caso. Hay que tener en cuenta que este aspecto suele ser habitualmente origen de conflicto entre las partes. Con frecuencia, las partes recurren a los tribunales de arbitraje, contemplados en contrato, para dirimir las diferencias.

Se debe modificar para incluir los contratos llave en mano y, en cualquier caso, en los pliegos de cada concurso, o bien en el contrato, si ha sido resultado de una negociación, se debe recoger el cálculo y las condiciones de las penalizaciones, así como el tribunal de arbitraje aceptado por las partes, en caso de conflicto.

Artículo 229. Proyecto de obras (art.121 TRLCSP).

Una de las características distintivas más importantes de los contratos llave en mano, consecuencia de la responsabilidad global del contratista, es la realización en paralelo de la ingeniería del proyecto y la ejecución de la obra, que permite acortar plazos y mejorar el diseño final, estando el contratista obligado a entregar el proyecto “as built”, una vez finalizada la obra. Es necesario garantizar esta posibilidad dentro de la legislación, por lo que se plantea la modificación de este artículo.

Artículo 232. Presentación del proyecto por el empresario (art.124 TRLCSP).

Los cambios a introducir en el presente artículo deben estar en la línea explicada en el artículo anterior, es decir hacer compatible el desarrollo en paralelo de proyecto y obra por el contratista y permitir simultáneamente la supervisión y aprobación del cliente.

Artículo 233. Supervisión de proyectos. (art.125 TRLCSP).

En este artículo se deben introducir las herramientas puestas a disposición de la Entidad del Sector Público, para desarrollar sus labores de supervisión y control, durante la ejecución de los trabajos, sin que ello suponga retrasar injustificadamente el desarrollo de los trabajos. La figura idónea sería la de ingeniero residente, que está suficientemente contrastada en el desarrollo de proyectos de todo tipo, funcionando satisfactoriamente siempre que la Entidad contratante disponga de los procedimientos y recursos adecuados.

Artículo 238. Certificaciones y abonos a cuenta (art.232 TRLCSP).

Esta propuesta de modificación debe permitir a la Entidad del Sector Público contratante hacer frente al pago inicial, en los términos habituales de los contratos llave en mano desarrollados en el mercado internacional de construcción. Entre las características del contrato llave en mano no está la de financiar el proyecto, por lo que deberá haber unos hitos de pago que permitan desarrollar el proyecto sin tener desfases entre ingresos y pagos. En estos

contratos suele ser habitual tener que encargar y comprar equipos de largo período de entrega y hay que hacer frente a los pagos adelantados correspondientes; aquí es donde se plantea la necesidad de incluir un pago inicial, que debería estar contemplado en los pliegos del concurso de licitación, justificado en las ofertas presentadas por los oferentes e incluido en los términos del contrato.

Artículo 239. Obras a tanto alzado y obras con precio cerrado. (art.233 TRLCSP).

Este artículo es compatible con el contrato llave en mano y aunque es la forma más habitual de pago, ni es la única, ni excluye su condición si se utilizan otras modalidades de retribución. En principio no requiere cambio de redacción, salvo que expresamente se quiera imponer como modalidad el precio a tanto alzado, o priorizarla.

Artículo 241. Recepción y plazo de garantía (art.235 TRLCSP).

La modificación de este artículo es redundante en la obligación del contratista de entregar un proyecto “as built”, fiel a lo realmente construido, en un plazo razonable, condicionando la recepción de la obra a su entrega.

8. SISTEMAS DE APOYO A LA DECISIÓN

Desde la aprobación de la Ley Clinger-Cohen en 1996, se desarrollaron sistemas cuyo objetivo era proporcionar ayuda al sector público a la hora de decidir el modelo de contrato adecuado para desarrollar un determinado proyecto. Por su importancia e influencia, se relacionan a continuación los más significativos.

8.1. “Design-Build Selector”

Molenaar (1997) desarrolló un modelo que permite determinar los proyectos que son apropiados para la ejecución llave en mano. Molenaar y Songer (1998) explican que la investigación original analizó 104 proyectos, a través de un enfoque de casos de estudios retrospectivos, que derivó en un modelo predictivo con cinco criterios: 1) Satisfacción general. 2) Carga administrativa. 3) Cumplimiento de expectativas. 4) Variaciones del programa. 5) Variaciones presupuestarias. El sistema de apoyo resultante en la toma de decisión está disponible en internet, con el nombre de “Design-Build Selector” (DBS). Molenaar y Songer (2001) describen cómo los responsables del sector público pueden introducir las características de un proyecto en el sistema de apoyo de decisiones, para compararlo con los 104 proyectos del caso de estudio. Entre 1997 y 2010, la herramienta DBS fue empleada en más de 200 proyectos, que representaban una inversión superior a \$ 5.000 M. en contratos llave en mano, lo que produjo una considerable cantidad de datos de nuevos proyectos que pueden mejorar el modelo estático original.

8.2. “Preparing for Design-build Projects”

Gransberg, Koch, y Molenaar (2006) publicaron una guía que proporciona asistencia a clientes, ingenieros y contratistas en los diversos aspectos y fases relativos al

contrato de “design and build”. Incluye la justificación de la utilización de esta modalidad de contratación; el desarrollo del alcance; da criterios de rendimiento y funcionamiento; orienta en la solicitud de cualificaciones y propuestas; proceso de selección de cualificaciones y planificación de la evaluación de las propuestas; da directrices para preparar las propuestas. Incluye casos de estudio y anexos relativos a contratos de los sectores de transporte y de edificación; y en un tercer anexo se incluyen a modo de ejemplo los documentos de un contrato de proyecto y obra.

8.3. “Delivering Construction Management Services”

Thomsen (2006) define un proceso de ejecución de proyectos como “la secuencia de definir la responsabilidad, el alcance y la compensación”. Y afirma que los clientes deben seleccionar el método de contratación sobre la base siguiente: 1) Relación con el contratista, que va desde la que considera que el contratista actúa como proveedor de un servicio, hasta la que considera que el contratista está actuando como un proveedor de un producto. 2) Condiciones de pago, que van desde un acuerdo de cost-plus (tiempo y materiales) hasta la que fija un precio fijo. 3) El número de contratos celebrados por el cliente, uno o pocos (es decir, de diseño y construcción) a varios contratos en los que el cliente hace la contratación directa de la obra. 4) Criterios de selección de contratista, que van desde las referencias hasta la subasta.

8.4. “Guidebook for the evaluation of Project Delivery Methods”

Touran, Gransberg, Molenaar, Ghavamifar, Mason, and Fithian (2009) participaron en la elaboración de una guía para la evaluación de los métodos de ejecución de proyectos para el “Transportation Research Board” de la Academia Nacional de los Estados Unidos. La publicación describe varios tipos de contratos para grandes proyectos. Esta guía también recoge una evaluación de los impactos, ventajas y desventajas de incluir las operaciones y el mantenimiento como un componente del contrato. Los tipos de contratación estudiados son: “Design-Bid-Build”, “Construction-Management-at-Risk”, “Design and Build” y “Design-Build-Operate-Maintain”. La guía ofrece un marco de selección en tres niveles que puede ser utilizado por los clientes de proyectos de transporte para evaluar los pros y los contras de cada método y seleccionar el más apropiado para su proyecto. Nivel 1, es un enfoque cualitativo que permite al usuario documentar las ventajas e inconvenientes de cada sistema de contratación. Si en la conclusión de este análisis no consigue una opción clara, el usuario pasa al siguiente nivel. Nivel 2, se hace mediante una matriz ponderada que permite al usuario cuantificar la efectividad de los métodos y seleccionar el enfoque que recibe la puntuación más alta. Nivel 3, utiliza los principios de análisis de riesgos para evaluar los métodos. El marco de selección también puede ser útil como un medio para documentar la decisión en la forma de un informe oficial. La guía es útil para los administradores de transporte en general, los responsables políticos, los encargados de compras, planificadores y consultores en la evaluación y la selección

del método de contratación de proyecto adecuado para los grandes proyectos de transporte.

8.5. “Modelo de aprendizaje para la selección de un proyecto diseño- construcción (llave en mano) en el sector público”

Publicado por Bastias y Molenaar (2010), recoge el estudio realizado para complementar el modelo estático original de Molenaar (1997), que estableció un sistema de apoyo a la toma de decisiones, “Design-Build Selector” (DBS), a través de un modelo de selección formal para la ejecución de proyectos en el sector público. El modelo de aprendizaje de Bastias y Molenaar, se ajusta a parámetros y funciones a través del empleo de inteligencia artificial, como principal motor de conocimiento.

8.6. “Key competences of design-build clients in China”

Bo Xia y Albert Chan (2010) llevaron a cabo un estudio con el fin de determinar las competencias que debían poseer los clientes de contratos “design and build” en China. Los clientes que desempeñan un papel importante en estos contratos, sin embargo, carecen de experiencia en su aplicación. El estudio tuvo como objetivo identificar las competencias clave que los clientes deben de poseer para asegurar el éxito de los contratos “design and build” en el mercado de la construcción de China. Se han identificado seis competencias clave que deberían poseer los clientes: 1) Capacidad de definir claramente el alcance y los objetivos del proyecto. 2) Capacidad financiera para desarrollar estos proyectos. 3) Capacidad de gestión de contratos. 4) Personal adecuado o equipo de consultores. 5) Coordinación eficaz con los contratistas. 6) Experiencia en proyectos Design and Build similares.

8.7. “El Contrato de Ingeniería”

La Universidad del País Vasco de España, señala que el tipo de contrato más adecuado en cada caso dependerá fundamentalmente de: 1) Disponibilidad inmediata de toda la información necesaria sobre el proceso tecnológico utilizado. 2) Prioridades de los objetivos del proyecto para la Propiedad (plazo precio-calidad). 3) Capacidad técnica y medios disponibles en el momento por parte de la Propiedad. 4) Condiciones económicas y financieras del proyecto. 5) Situación del mercado en el momento y su previsible evolución en el inmediato futuro. 6) Propio objetivo del contrato.

8.8. “Determinantes de la viabilidad de los contratos llave en mano”

Los sistemas de apoyo descritos para la elección del tipo de contrato más adecuado, son útiles en su rango de aplicación y han supuesto una aportación conceptual muy interesante, aunque resultan limitados en los criterios de valoración, se echa en falta la intervención de factores fundamentales a la hora de decidir el modelo de contrato más adecuado en unas determinadas circunstancias. No contemplan las características que deben tener los organismos públicos que los van a desarrollar o administrar, ni

especifican los requisitos exigibles a los contratistas, o los condicionantes financieros necesarios para su viabilidad, riesgos o desarrollos tecnológicos. Sin embargo, la experiencia acumulada y la información recogida en bases de datos han permitido evolucionar dichos sistemas y construir modelos informáticos que permiten realizar evaluaciones cuantitativas y justificar las decisiones adoptadas por el sector público.

El objetivo del sistema de soporte a la decisión, definido en la Tesis doctoral antes citada “Determinantes de la viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España” (2016), es facilitar a las Entidades del Sector Público en España, ayuda en la selección del tipo de contrato más adecuado para justificar, o descartar, la contratación llave en mano de un proyecto. La herramienta se basa en la evaluación cualitativa de unos factores determinantes mediante el análisis de los elementos decisivos en el desarrollo de un proyecto llave en mano, que deberían haber sido estudiados previamente a tomar la decisión acerca de la modalidad de contrato a adoptar en cada proyecto. Los factores determinantes son: 1) Cliente. 2) Contratista. 3) Contrato. 4) Presupuesto. 5) Financiación. 6) Análisis de riesgos. 7) Desarrollo tecnológico.

1) Cliente. El cliente, público o privado, tiene tres obligaciones básicas: debe facilitar al contratista toda la información que éste precise para la correcta ejecución de la obra; debe pagar el precio pactado al contratista y finalmente, debe recibir (aceptar) la obra convenida. Lo relevante es que haya un interlocutor adecuado, capaz de definir los requisitos y parámetros del proyecto a desarrollar.

Habría que evaluar las siguientes cinco cualidades destacadas en el estudio citado de Xia y Chan: 1) Capacidad de definir claramente el alcance y los objetivos del proyecto. 2) Capacidad de gestión de contratos. 3) Personal adecuado o equipo de consultores. 4) Coordinación eficaz con los contratistas. 5) Experiencia en proyectos similares. Si su análisis, en cualquiera de los cinco aspectos señalados resultara negativo, se desaconseja que dicho cliente opte por utilizar el contrato llave en mano para desarrollar el proyecto.

2) Contratista. Las obligaciones básicas del contratista consisten en realizar los estudios y proyectos técnicos y económicos, aprobados por el cliente, que resulten necesarios para la ejecución de la obra; debe ejecutar directa o indirectamente la obra, contratando todos los suministros, permisos administrativos, accesos y obras complementarias que resulten necesarias para la ejecución de la obra; terminada la obra, el contratista debe ponerla a disposición del cliente; finalmente, debe ceder al cliente los derechos de propiedad industrial, patentes y licencias inherentes al proyecto, si así estuviera estipulado en el contrato.

El procedimiento de adjudicación debe permitir poner en competencia a las empresas del sector, ya sea negociado, restringido, o abierto a todas las que cumplan unas condiciones fijadas. No obstante, la asunción por parte del contratista de la responsabilidad del proyecto y la ejecución de la obra condiciona el proceso, siendo más utilizado en los contratos llave en mano un procedimiento restringido o negociado. El objetivo es elegir al mejor candidato, para esa obra en ese momento. La empresa adjudicataria resultante debe contar con solvencia técnica y económica; disponer

de certificados que demuestren referencias técnicas recientes, personal propio cualificado, suficiente, pluridisciplinar y garantías económicas.

A la hora de evaluar este factor determinante, hay que tener en cuenta que la seña de identidad del contrato llave en mano es la asunción de responsabilidad global por parte del contratista y de los compromisos relativos a plazo y presupuesto. Es necesario que el contratista seleccionado esté capacitado para hacer frente a sus obligaciones, de lo contrario se pondría en grave riesgo el desarrollo del proyecto. Por estos motivos, está totalmente contraindicado adjudicar un contrato llave en mano a una empresa, o unión temporal de éstas que no dispongan de probadas referencias de trabajos similares, así como de la correspondiente solvencia económica y la disposición de equipos con capacidad y experiencia probadas en la gestión de un contrato llave en mano.

3) Contrato. Es necesario disponer de un contrato entre la propiedad y la empresa adjudicataria que delimite las responsabilidades; que recoja el plazo, con los hitos correspondientes; que fije las condiciones de pago, retenciones, avales, penalizaciones e incentivos (si los hubiera); que indique los procedimientos de aprobación de unidades de obras, puesta en marcha, recepción provisional y definitiva; determine el arbitraje, cómo y dónde dirimir los desacuerdos entre las partes; identifique los equipos de trabajo, responsables, interlocutores, medios materiales y los procedimientos de comunicación y aprobación. En definitiva, que sea lo más exhaustivo posible.

Para evaluar positivamente este factor, habrá que comprobar que los documentos contractuales que obligan a las partes fijen la asunción de riesgos y responsabilidades; el procedimiento de compras; los hitos de plazo y pagos; los procedimientos de aprobación y entrega; en particular, la verificación y aceptación de la ingeniería desarrollada durante la construcción, el contenido y entrega del proyecto as built; las pruebas que verifiquen que se han alcanzado los objetivos fijados en el proyecto. De no cumplirse, no es aconsejable la utilización del contrato llave en mano.

4) Presupuesto. El contrato llave en mano no está indicado para proyectos sencillos, con bajos riesgos, en los que tenga más incidencia la mano de obra que el resto de unidades de obra. El proceso concursal y los procedimientos de ejecución de un contrato llave en mano, supone movilizar unos presupuestos suficientes que garanticen el correcto funcionamiento de los elementos que caracterizan a estos contratos: asunción de riesgo global, solvencia técnica y económica, equipos con experiencia en el desarrollo simultáneo de ingeniería y construcción, en gestión de compras, en montaje de equipos y puesta en marcha.

Los estudios realizados por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos y Shrestha, antes citados, sirven de referencia para fijar en 50 M € el presupuesto de los proyectos a partir cual se obtienen mejores resultados utilizando el contrato llave en mano frente al denominado método tradicional. Utilizando las mismas referencias, se desaconseja el uso del contrato llave en mano en proyectos con presupuestos inferiores a los 20 M €, para los que se obtiene mejor resultado contratando separadamente la redacción del proyecto y la ejecución de las obras.

5) Financiación. En el modelo de contrato llave en mano, el cliente es responsable de financiar el proyecto, de lo contrario deberían emplearse otros modelos que contemplan financiación por parte del adjudicatario. Lo fundamental para la evaluación de este aspecto será la garantía de que el cliente puede hacer frente a los hitos de pago y poner a disposición del contratista los consiguientes flujos de caja para hacer frente a las obligaciones de pago generadas en el desarrollo del proyecto. Es habitual que el cliente haga al contratista un pago inicial a la firma del contrato.

FIDIC en el contrato modelo recogido en el Libro de Plata (1999), incluye como obligación del cliente presentar, en un plazo no superior a 28 días después de haber recibido una solicitud del contratista, pruebas razonables de que dispone a lo largo de todo el contrato de la financiación necesaria para pagar el precio contractual de acuerdo con la cláusula correspondiente. Si el cliente tuviera intención de realizar algún cambio relevante sobre esta disponibilidad financiera lo notificará detalladamente al contratista.

6) Análisis de riesgos. Para elegir la modalidad de contratación más adecuada es necesario llevar a cabo un análisis de riesgos que se pueden presentar en el desarrollo del proyecto y sus circunstancias. Se debe procurar identificar los riesgos para las partes involucradas, e incorporar en el contrato las medidas para mitigarlos y asignar el riesgo residual a la parte que está en mejores condiciones de absorberlo. A continuación, se resumen y enumeran los riesgos que, a juicio del autor, son los más significativos:

- Riesgo Cliente: Planteamiento del proyecto; solvencia económica; procedimiento de selección de contratistas y de adjudicación del contrato; organización y seguimiento del contrato.
- Riesgo Contrato: Relación contractual; definición de los objetivos del proyecto; reparto de riesgos; garantías; hitos económicos e hitos técnicos; plazos parciales y plazo final; procedimiento para aprobaciones de los hitos; recepción parcial y definitiva de la obra; procedimiento para determinar penalizaciones/incentivos para el contratista.
- Riesgo Contratista: Solvencia técnica y económica; oferta; equipo y medios de trabajo disponibles y proyectos.
- Riesgo Financiero: Entidad u organismo, condiciones financieras, situación del mercado.
- Riesgo Administraciones Públicas competentes: Permisos, requisitos medioambientales, legislación laboral, servicios afectados.
- Riesgo País: Legislación y seguridad jurídica; moneda; tejido industrial y empresarial; situación social; seguridad; comunicaciones; infraestructuras.
- Riesgo Gestión del Contrato: Planificación y control; equipos; flujo de caja y costes; diseño e ingeniería; compras; construcción; calidad; puesta en marcha y entrega; proyecto "as built".

En cualquier proyecto de construcción es necesario, y se hace habitualmente, realizar el correspondiente análisis de riesgos. La diferencia fundamental de los contratos llave en mano con el resto, es la responsabilidad global asumida por el contratista y la obligación implícita de entrega de la infraestructura

funcionando, por el precio y plazo acordados. Habitualmente los presupuestos serán altos, según se viene explicando, y el riesgo económico adquirido por las partes, importante. Se infiere que la exigencia en la gestión de riesgos es máxima en estos contratos. La ausencia del análisis de riesgos desaconseja la utilización del contrato llave en mano, por el perjuicio que puede llegar a suponer para las partes, y en definitiva para la viabilidad del propio proyecto.

7) Desarrollo tecnológico. Los desarrollos tecnológicos propuestos en un proyecto suponen alguna de las razones más importantes para optar por este tipo de contratos. Transferencia de tecnología, proceso y desarrollo tecnológico, marcan diferencias significativas entre las posibles soluciones a estudiar en un determinado proyecto y es en el ámbito de un contrato llave en mano, que aún la responsabilidad de diseño, ingeniería, construcción y puesta en marcha, donde se consiguen mejores resultados finales. Las propuestas que contemplen desarrollos tecnológicos, u otros elementos técnicos diferenciales deben ser valoradas de una forma determinante en el proceso de selección.

A continuación, se incluye un cuadro comparativo, recogido en la figura 4, con el peso que el autor adjudica a los factores determinantes en relación con los cuatro tipos de contrato más utilizados en el mercado internacional de la construcción de grandes proyectos de obras públicas: 1) Contrato tradicional. 2) Contrato de ingeniería, compras y gestión de la construcción. 3) Contrato de proyecto y obra. 4) Contrato llave en mano.

Se ha dado un peso de 1 a 5 de cada factor determinante según el tipo de contrato considerado. El criterio seguido es la evaluación del factor determinante en el desarrollo de un proyecto determinando y según la modalidad de contrato considerada, valorando el grado de responsabilidad asumido por cliente y contratista, los requisitos contractuales necesarios en cada caso, la incidencia de presupuesto y financiación del proyecto, el análisis de riesgos que debería acompañar al desarrollo del proceso y la respuesta de cada contrato al planteamiento de desarrollos tecnológicos en el desarrollo del proyecto.

El procedimiento de actuación seguido en el contrato de construcción tradicional o clásico, es contratar por separado y sucesivamente, la redacción del proyecto y la construcción de la obra. La adjudicación del contrato de construcción se hace sobre la base de la documentación entregada por el proyectista. El contratista es responsable de ejecutar lo recogido en los documentos del proyecto. La naturaleza lineal del proceso convierte en la práctica al cliente en responsable de los errores u omisiones del proyecto, frente al contratista, durante la construcción. Existe poco incentivo para el contratista en minimizar o mejorar los costos. En realidad, puede originarse el efecto contrario. Cuando los contratos de redacción de proyectos y los de construcción son adjudicados en base a la mejor oferta económica, el contratista de la obra puede considerar los modificados como un medio para mejorar su resultado económico en el proyecto. En este modelo de contratación no hay interrelación entre proyecto y obra al mismo tiempo, pues cuando se adjudica el contrato de obra, necesariamente ya ha finalizado el contrato de redacción de proyecto. En definitiva, en el mercado de la construcción

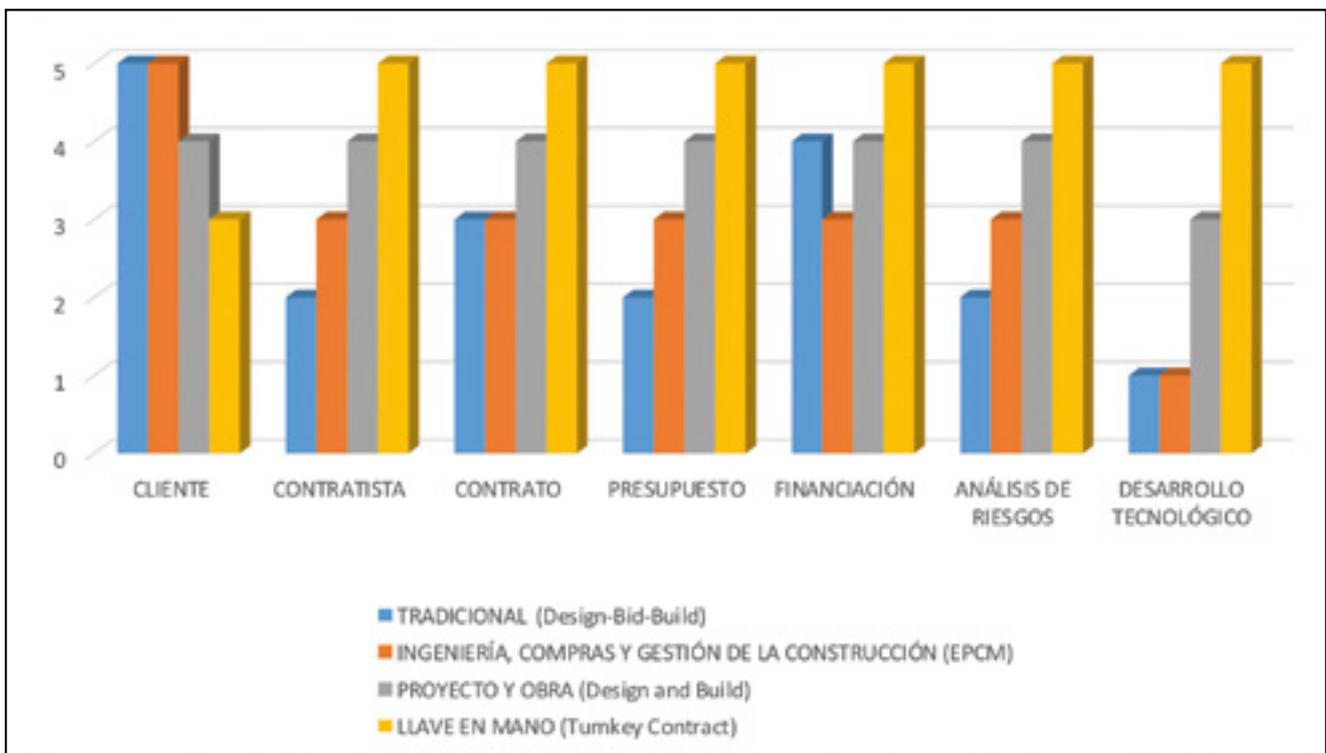


Figura 4. Peso de los Factores Determinantes en los diferentes Tipos de Contrato.

de grandes proyectos internacionales el método clásico de ejecución de obras, requiere la intervención de más agentes y más pasos intermedios en el proceso completo, multiplicando así los riesgos, especialmente de plazo y presupuesto, motivos por los que el contrato de proyecto y obra y el contrato llave en mano han ganado mucho interés en los últimos años. En ambos tipos un contratista general tiene la tarea de reunir un grupo de diseñadores y constructores para realizar el trabajo, bajo su responsabilidad. En la modalidad de proyecto y obra, habitualmente se desarrolla el contrato en ese mismo orden y suele requerir la aprobación del cliente a la finalización del proyecto. Respecto al contrato llave en mano, la responsabilidad global asumida por el contratista, le permite realizar en paralelo proyecto y obra. Contrato de ingeniería, compras y gestión de la construcción (Engineering, Procurement and Construction Management), también conocido por su acrónimo EPCM, en el que el Contratista desarrolla la ingeniería, tramita las adquisiciones, y gestiona la obra en nombre del Cliente, pero no construye. El Contratista se convierte así en su representante y administra en su nombre las relaciones contractuales con Proveedores y Contratistas. De esta manera, el Cliente será el responsable último de las adquisiciones y dará la aprobación a los contratos. Por eso recae sobre él mismo el riesgo de la construcción.

9. CONCLUSIONES

La contratación llave en mano da confianza a las entidades financieras y a los organismos internacionales y multilaterales, en el mercado de construcción internacional.

Los contratos llave en mano cumplen los requisitos de la política de transparencia en la inversión pública declarada en las directivas de la Unión Europea y en el Anteproyecto de Ley del Sector Público en España.

En España, la modalidad de contrato llave en mano es utilizada por clientes privados, mayoritariamente extranjeros para la construcción de plantas industriales.

Las empresas españolas del sector de la construcción han adquirido experiencia los últimos años en la ejecución de proyectos internacionales llave en mano.

Las Entidades del Sector Público utilizan en ocasiones el contrato de proyecto y obra, supliendo al contrato llave en mano.

Incluir el contrato llave en mano en el marco legislativo, dotaría de seguridad jurídica la ejecución de este tipo de contratos en nuestro País, clarificaría los alcances, delimitaría las responsabilidades frente a los riesgos del proyecto, y dotaría a las Entidades del Sector Público de un instrumento de contratación contrastado en el mercado internacional. También serviría de referencia en las relaciones contractuales entre particulares.

Se proporciona un sistema de soporte a la decisión, que es una herramienta de ayuda a las Entidades del Sector Público en España para justificar, o descartar, la contratación llave en mano de un proyecto.

10. BIBLIOGRAFÍA

Bastias, A., y Molenaar, K. R. (2010). Modelo de aprendizaje para la selección de un proyecto diseño-construcción (llave en mano) en el sector público. *Revista Ingeniería de Construcción*, 25 (1), pp. 5-20.

Berenguel, F. (2016). *Determinantes de la viabilidad de los contratos llave en mano para la provisión de infraestructuras públicas en España*. Tesis Doctoral inédita. Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Berenguel, F. (2016). *Contratación llave en mano de infraestructuras públicas en España*. Comunicación al I Congreso Internacional, VII Congreso Nacional y V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil. Madrid (España).

- Cleland, D. I., y Kezner, H. (1985). *A Project Management Dictionary of Terms*. Nueva York (EE UU): Van Nostrand Reinhold Company, p. 199.
- Código Civil y legislación complementaria* (2015). BOE núm. 206, de 25 de Julio de 1889 (Edición actualizada a 8 de octubre de 2015), pp. 217, 222-223.
- Cook, R. H., y Smith, J. J. (1984). *Turnkey procurement consideration for management*. Alexandria (VA/EE UU): Naval Facilities Engineering Command.
- De Castro, F. (1985). *El negocio jurídico*. Madrid: Civitas, p. 205.
- Directiva 2014/23/UE* del Parlamento Europeo y del Consejo de 23 de febrero de 2014, relativa a la adjudicación de los contratos de concesión.
- Directiva 2014/24/UE* del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2014, sobre contratación pública y por la que se deroga la Directiva 2004/18/CE.
- Directiva 2014/25/UE* del Parlamento Europeo y del Consejo, de 26 de febrero de 2014, relativa a la contratación por entidades que operan en los sectores del agua, la energía, los transportes y los servicios postales y por la que se deroga la Directiva 2004/17/CE.
- Federación Internacional de Ingenieros Consultores (1999). *Condiciones de Contratación para Proyectos EPC / Llave en mano (Libro Plata)*. Ginebra (Suiza): FIDIC Contracts, pp. 1, 7-18, 47-50, 56-60.
- Gransberg, D. D., Koch, J. E., y Molenaar, K. R. (2006). *Preparing for Design-build Projects: A Primer for Owners, Engineers, and Contractors*. Reston (VA/ EE UU): American Society of Civil Engineers ASCE, pp. 13-16.
- Hanscomb Means Report (2004). Design-build becoming a revolution. *International Construction Intelligence*, 16 (6).
- Hernández, A. (1997). *Los contratos internacionales de construcción "llave en mano"*. Departamento Derecho Internacional Privado, Universidad de Navarra. Pamplona: Editorial Comares, pp. 201-202.
- Hernández, A. (2014). Los contratos internacionales de construcción "llave en mano". *Cuadernos de Derecho Transnacional*, 6 (1), pp. 161-235.
- Kelly, J., Morledge, R., y Wilkinson, S. (2002). *Best Value in Construction*. Londres (RU): Blackwell Science & RICS Foundation, pp. 191, 193.
- McManamy, R. (1994). Design-build goes back to the future. *Engineering News-Record ENR*, 233 (1), pp. 26-28.
- Molenaar, K. R., y Songer, A. D. (1996). Selecting Design-Build: Private and Public Sector Owner Attitudes. *Journal of Engineering Management ASCE*, 12 (6), pp. 47-53.
- Molenaar, K. R. (1997). *Public sector design-build: a model for project selection*. Boulder (CO/EE UU): Civil Engineering, University of Colorado.
- Molenaar, K. R., y Songer, A. D. (1998). A Model for Public Sector Design-Build Selection. *Journal of Construction Engineering and Management ASCE*, 124 (6), pp. 467-479.
- Molenaar, K. R., y Songer, A. D. (2001). Web-based decision support systems: Case study in project delivery. *Journal of Computing in Civil Engineering ASCE*, 15 (4), pp. 259-267.
- Pérez, J. A. (2006). Algunas consideraciones en torno a la naturaleza jurídica del contrato de "forward funding". *Revista de derecho mercantil*, (259), pp. 237-254.
- Puig, J. (1978). *Fundamentos de Derecho Civil*, Tomo II-1. Barcelona: Bosch, pp. 449, 451-453.
- Reglamento General de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas* (2001). Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre.
- Rosenbaum, D. B. (1995). Can't we all just get along? *Engineering News-Record ENR*, 235 (16), p.13.
- Shrestha, P. P. (2007). *Performance benchmarking of large highway projects*. Austin (TX/EE UU): Dissertation at University of Texas.
- Smith, N. J. (2002). *Engineering Project Management* (2ª edición). Londres (RU): Blackwell Science Ltd., p. 188.
- Texto refundido de la Ley de Contratos del Sector Público* (2011). BOE núm. 276, de 16 de noviembre de 2011, pp. 6-8, 59-61.
- Thomsen, C. B. (2006). *CM: Developing, Marketing, and Delivering Construction Management Services* (2ª edición). McLean (VA/EE UU): Construction Management Association of America CMAA.
- Touran, A. et al. (2009). *A Guidebook for the evaluation of Project Delivery Methods*. Washington, DC (EE UU): Transportation Research Board. Transit Cooperative Research Program, TCRP Report 131.
- Tulacz, G. J. (1996). Design-build comes into its own as industrial, public jobs expand. *Engineering News-Record ENR*, 236 (23), p. 35.
- Universidad del País Vasco. *Tema 9. El Contrato de Ingeniería*. Departamento de Organización de Empresas. Organización del Proyecto. Disponible en <http://www.ehu.es/assignaturasKO/organizacion/organi09.pdf>, p. 7.
- U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration (2006). *Design-Build Effectiveness Study-As Required by TEA-21 Section 1307(f)*. Washington, DC (EE UU): US DOT FHWA.
- Xia, B., y Chan, A. (2010). Key competences of design-build clients in China. *Journal of Facilities Management*, 8 (2), pp. 114-129.
- Yates, J. K. (1995). Use of design/build in the E/C industry. *Journal of Construction Engineering and Management ASCE*, 11 (6), pp. 33-39.

Costa y Mar

Líneas de actividad

Planificación y gestión de la costa y del mar

Estudio de actuaciones de la costa y en el mar

Monitorización costera y marina

Medio ambiente



Fields of Activity

Planning and Management for Coastal Zones and Sea Waters

Studies of Actions on Coastal Zones and Sea Waters

Coastal and Maritime Monitoring

Environment

Más información en

<http://www.cedex.es>

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Estudio de hidratos de gas en la ocurrencia de deslizamientos de taludes submarinos

Study of Gas Hydrates in the Occurrence of Submarine Landslides

Andrea Rodríguez Martínez^{1*}, Marco Terzariol²

Resumen

Los hidratos de gas son cristales en apariencia muy similar a la del hielo, que se forman por la presencia de agua y gas, a alta presión y relativamente baja temperatura. Los hidratos de gas se pueden encontrar de forma natural bajo lagos o en el océano, generalmente en sedimentos.

Un caso particular ha sido el de hidratos de metano, el cual ha cobrado mayor interés en las últimas décadas por su potencial uso desde el punto de vista energético y por su impacto ambiental. Su disociación puede generar un aumento de presión de poros y la consecuente disminución en la resistencia de los suelos, desestabilizando el fondo marino. Es por esto que estudiar la ubicación y el comportamiento de los hidratos de gas es de gran importancia para el diseño, construcción e instalación de infraestructuras submarinas y en el tendido de cables y tuberías en el fondo marino.

El presente artículo tiene como finalidad brindar información sobre algunos métodos empleados para el reconocimiento y caracterización de los hidratos de gas y diversos factores que pudieran influir en su desestabilización; así mismo, algunos modelos que relacionan estos procesos de desestabilización con la ocurrencia de fenómenos de inestabilidad en taludes submarinos.

Palabras clave: hidratos de gas; ambientes marinos; deslizamientos submarinos; geociencias, tecnología;

Abstract

Gas hydrates are crystals in appearance very similar to the ice, formed within the sediments by the presence of water and gas at high pressure and relatively temperature. Gas hydrates can be found naturally on lakes and oceans, usually in sediments.

A particular case has been the methane hydrate, which has become more and more interesting in recent decades because of both its potential use as an energy resource and, also, its environmental impact. Hydrates dissociation can generate an increase in pore pressure, which causes decrease in soil resistance leading to destabilizing seabeds.

That is why studying the location and behaviour of gas hydrates is so important for the design, construction and installation of subsea infrastructure and in the laying of cables and pipelines on the seabed.

This research provides information about several methods used for the study and characterization of gas hydrates and some factors that could influence the destabilization of methane gas hydrates; it also includes some of the models that relate this phenomenon of destabilization with the occurrence of landslides submarine slopes.

Key Words: gas hydrates; marine environments; submarine landslides; geosciences; technology;

1. INTRODUCCIÓN

Los hidratos son compuestos cristalinos que se forman por la presencia de agua y gas, y pertenecen a una clase de sólidos conocida como clatratos, del griego “emparrillado”, debido a que su estructura básica está constituida por un cristal enrejado de moléculas de agua, que contiene una molécula de gas denominada huésped. En el caso del gas metano, el cual se genera de la descomposición de la materia orgánica o proviene de emanaciones naturales en zonas de concentraciones importantes (Beaudoin *et al.*, 2014), se denominan hidratos de metano.

Estos compuestos pueden encontrarse de forma natural en sedimentos como arenas y arcillas en zonas de *permafrost* y lagos profundos en medios continentales y en

diversos ambientes marinos (donde ocurren las mayores concentraciones, Kvenvolden *et al.*, 1993; Kvenvolden & Lorenson, 2010; Ruppel *et al.*, 2011), que van desde el talud continental hasta aguas profundas.

Los hidratos de gas se forman cuando existen cantidades suficientes de agua y gas, bajo condiciones de temperatura y presión particulares; este proceso también dependerá de la composición y solubilidad del gas, la salinidad del fluido y geología de la zona (Kumar & Rajput, 2011; Lu *et al.*, 2013). Su morfología se puede estimar por las características de las partículas sedimentarias, especialmente por el tamaño de los granos y el estado de las presiones efectivas (Dai *et al.*, 2012).

Si bien las grandes acumulaciones de hidratos se consideran un recurso energético potencial (Kvenvolden, 1993; NETL, 2011; Zheng *et al.*, 2016) su desestabilización resulta en la modificación de la estructura de los sedimentos donde se acumulan (Santamarina *et al.*, 2012). Los excesos de presión de poro que se generan por la disociación de hidratos, pueden propiciar la pérdida en la resistencia de corte de los sedimentos y por ende desarrollar fenómenos de inestabilidad

* Autor de contacto: andrearodriguezm81@gmail.com

¹ Ingeniero Geólogo. Universidad de Los Andes, Mérida-Venezuela.

² Ingeniero Civil. Universidad de Ciencia y Tecnología Rey Abdalá, Arabia Saudita.

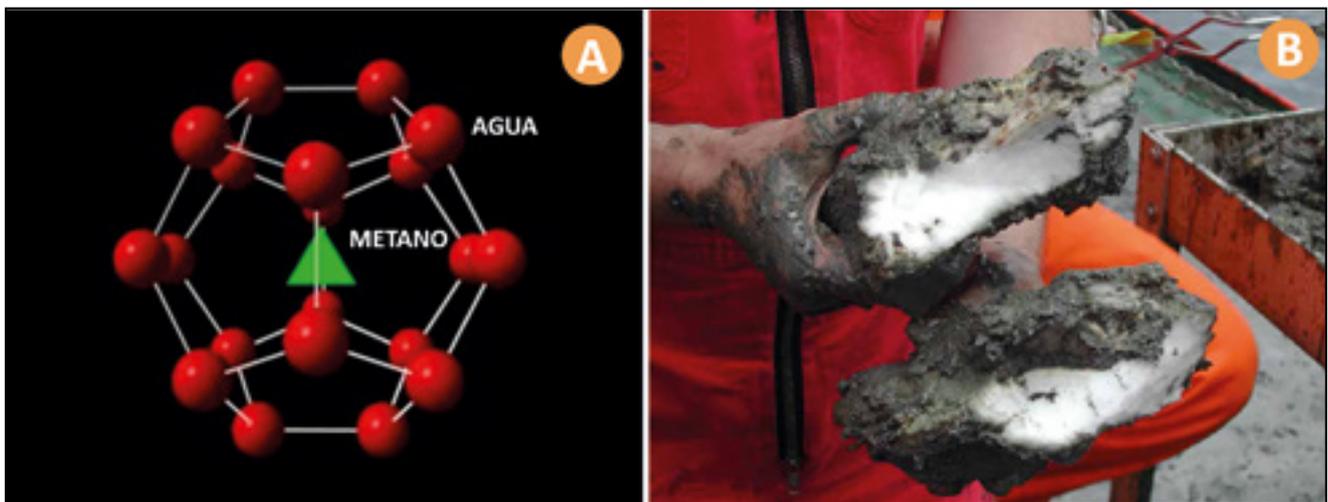


Figura 1. (A) Estructura básica y (B) muestra de mano de un hidrato de gas metano. Adaptada de Beaudoin *et al.*, 2014.

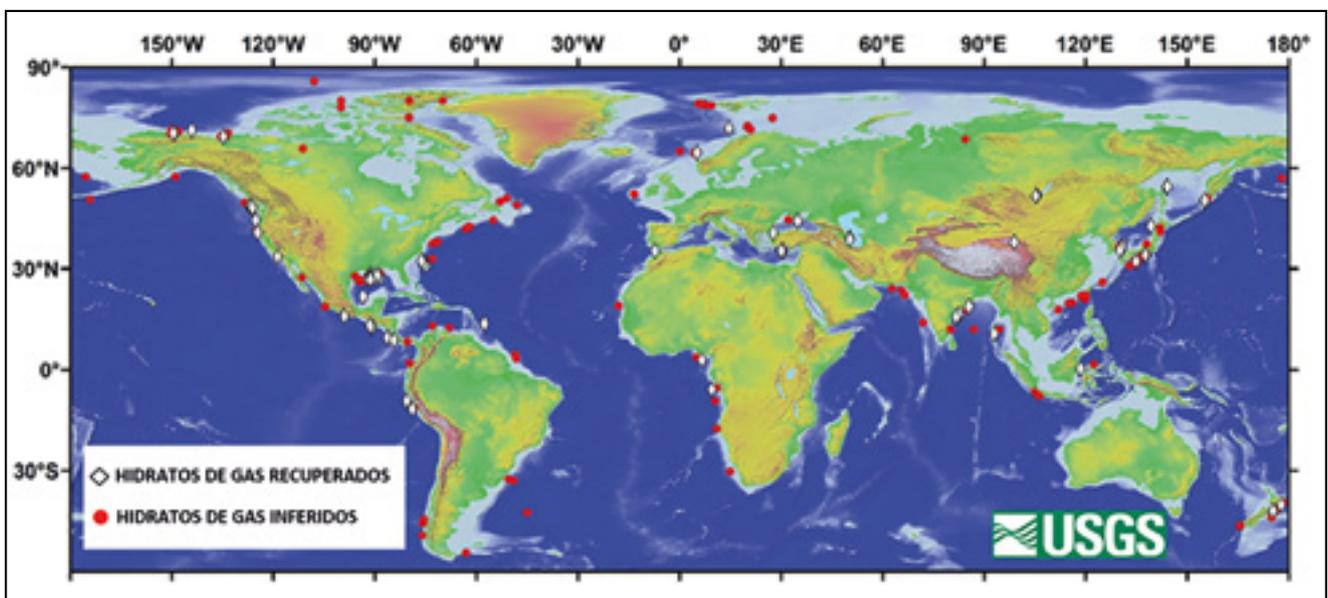


Figura 2. Hidratos de gas a nivel mundial. Tomada de US Geological Survey, 2014.

2. DISTRIBUCIÓN MUNDIAL DE HIDRATOS DE GAS

Los hidratos de gas se han identificado en numerosos ambientes a nivel mundial, encontrándose en regiones con permafrost de Alaska, norte de Canadá y Siberia. Están ampliamente distribuidos en ambientes marinos, a diversas profundidades en el margen continental externo, en sedimentos del fondo y subsuelo marino del talud y en la elevación continental (González, 2002).

La mayoría de estas concentraciones se determinan a partir de métodos indirectos ya sea por secciones sísmicas, registros diarios de pozos, información sobre perforaciones y mediciones de salinidad del agua intersticial. Sólo una pequeña parte se obtiene del muestreo directo realizado en programas de perforación científica (rombos blancos).

Algunas de las regiones en ambientes marinos donde se han recuperado muestras de hidratos son: “North Slope” de Alaska, mar Beaufort en Canadá, costa continental de Cascade a las afueras de Vancouver, Blake Outer Ridge fuera de la costa oriental de los Estados Unidos, norte del Golfo de México, costa afuera de México, Costa Rica y Perú; Svalbard en el Ártico, Messoyakha en Rusia;

costa afuera de Japón, Corea del Sur, China, India y Nueva Zelanda (Beaudoin, *et al.*, 2014). Otras zonas a partir de datos indirectos son (Collet, *et al.*, 2000): Fosa de Centroamérica, costa afuera de Guatemala, Uruguay, Chile, Brasil, Argentina y Colombia; mar Negro, mar Caspio, mar Mediterráneo y mar de Ojotsk en el Océano Pacífico.

Las concentraciones de hidratos a nivel mundial estimadas se encuentran alrededor de $3 \times 10^{15} \text{ m}^3$ y 10^{17} m^3 , mientras que el volumen técnicamente recuperable está en el orden de los $3 \times 10^4 \text{ m}^3$ (Sloan & Koh, 2007; Boswell & Collet, 2011). Con el transcurso de los años, estos cálculos han ido en descenso y las reservas de gas convencional son mucho menores a las estimaciones más bajas de los hidratos de gas (Terzariol 2015).

3. FORMACIÓN Y ESTABILIDAD DE HIDRATOS DE GAS EN MEDIOS MARINOS

En sistemas naturales, la solubilidad del metano se incrementa con la profundidad (figura 4) y es casi constante por debajo del nivel estratigráfico, donde el hidrato de gas deja de ser estable, ya que se eleva con los aumentos

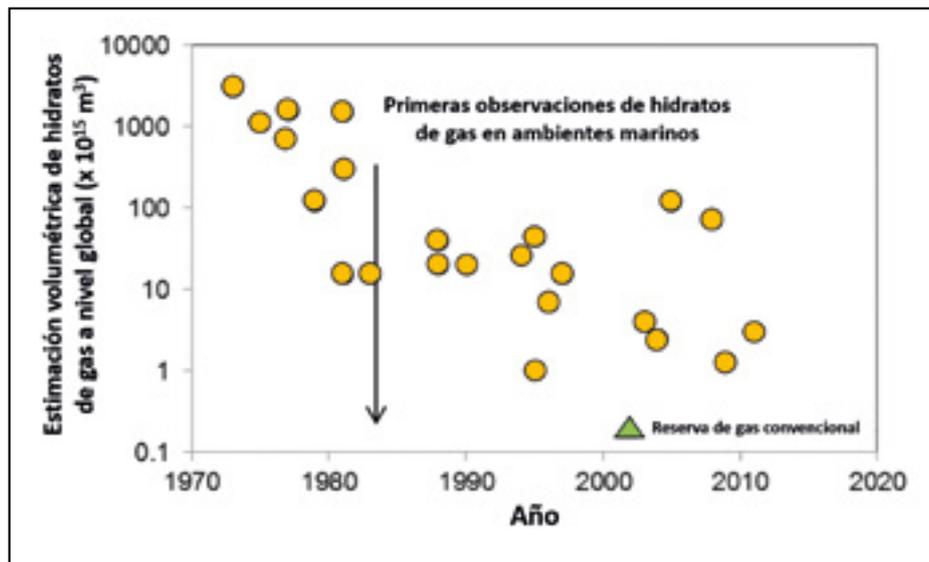


Figura 3. Estimación de acumulaciones de hidratos de gas y reservas de gas convencional a nivel mundial. Adaptada de Terzariol, 2015.

de presión y disminuye con los incrementos de temperatura, alcanzado un balance ante la ausencia de hidratos. A cierta profundidad, los fluidos que migran a través de la columna de sedimentos pueden no estar totalmente saturados de metano, por lo tanto, la precipitación de los hidratos no se inicia hasta que no se alcance un nivel donde el límite de solubilidad sea lo suficientemente baja como para igualar la concentración de metano en el fluido ascendente (parte inferior de la zona de ocurrencia de hidratos, figura 4).

Es por ello que existe un nivel que aun cuando cuenta con las condiciones ideales para que los hidratos sean estables (zona de estabilidad de hidratos de gas ó GHSZ: *gas hydrate stability zone*); no presenta acumulaciones de hidratos de gas. El nivel donde precipitan los hidratos de gas (nivel naranja en la figura 4) se conoce como zona de

ocurrencia de hidratos de gas o GOHZ (por sus siglas en inglés) y suele ser más delgada que la zona de estabilidad (GHSZ).

4. MODOS DE OCURRENCIA DE HIDRATOS DE GAS EN MEDIOS MARINOS

La mayoría de las muestras de hidratos de gas se presentan en la naturaleza exhibiendo tres estilos de morfología (Dai *et al.*, 2011): 1) como partículas finas o granos individuales que rellenan los espacios porosos entre los sedimentos, 2) como lentes o venas rellenas fracturas y vacuolas (Collet *et al.*, 2009) y 3) como cuerpos masivos, estructuras nodulares o lenticulares (Collet, 2001). Estas formas pueden observarse en muestras recuperadas en Cono de Rio Grande Brasil representadas en la figura 5.

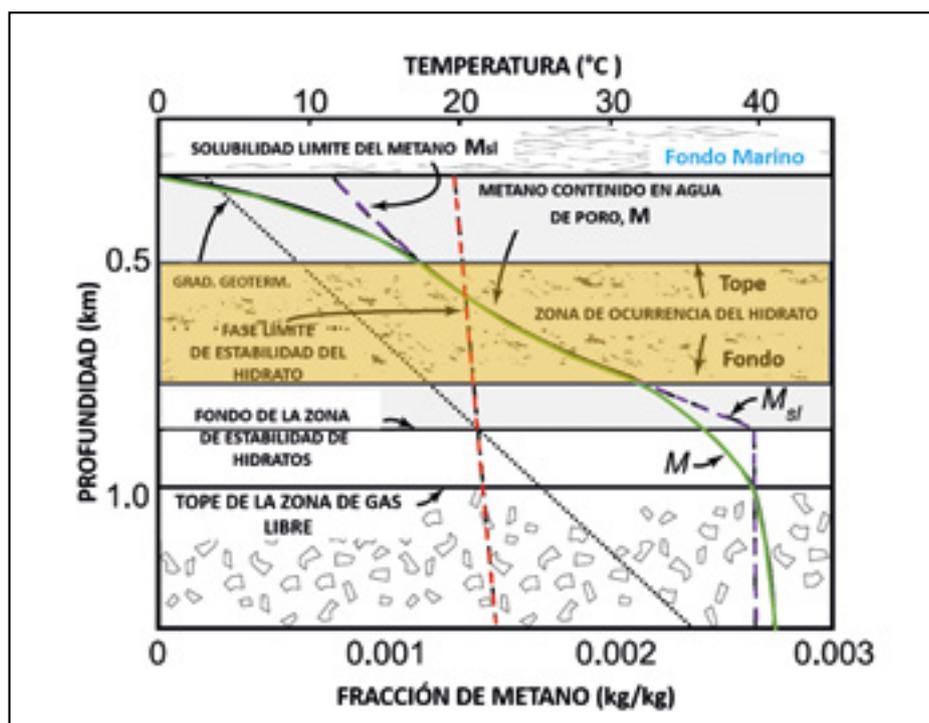


Figura 4. Diagrama de formación de hidratos en los sedimentos. Tomada de Waite *et al.*, 2009.



Figura 5. Hidratos de gas en muestras de Cono de Río Grande, Brasil, a) capas finas laminadas (2-3 mm de espesor); b) granos de hidratos diseminados en matriz arcillosa; c) nódulos masivos de 2 a 3 cm de diámetro; d) tubos delgados de 1 a 2 cm de diámetro, e) capas masivas (25 cm de espesor) y f) muestra de hidrato de gas encendida. Tomada de Miller *et al.*, 2015.

La manera en que se encuentran los hidratos de gas dentro de los sedimentos dependerá del balance entre las tensiones locales efectivas y las presiones capilares desarrolladas por la masa de hidratos, cuya relación viene representada por ψ (Dai *et al.*, 2011).

$$\psi = \frac{(10\gamma_{hw})}{(d_{10}\sigma')} \quad [1]$$

- γ_{hw} = tensión de la interfase hidrato-agua (capilaridad).
- d_{10} = diámetro de la garganta de poro determinado por la fracción de sedimento fino (percentil 10).
- σ' = presiones efectivas.

Cuando $\psi > 1$, la capilaridad prevalece y por ende los hidratos pueden desplazar las partículas en todas las direcciones, desarrollándose como cuerpos masivos o nódulos (figura 6). En este caso valores bajos de d_{10} como de presiones efectivas (σ'), propician la formación de hidratos de gas por segregación o desplazamiento. En aquellos casos donde existen mayores valores de d_{10} y altas presiones efectivas, los hidratos de gas suelen formarse rellenando los espacios de poro existentes, siendo $\psi < 10^{-3}$ (figura 6). En una condición intermedia $10^{-3} < \psi < 1$ los hidratos se forman

bajo capilaridades controladas, pero el desplazamiento de los granos estará preferencialmente alineado con las presiones principales mínimas locales σ'_3 , lo que permite las acumulaciones de hidratos en forma de lentes y venas (figura 6).

5. RECONOCIMIENTO E INTERPRETACIÓN DE HIDRATOS DE GAS

A partir de métodos directos se pueden identificar y caracterizar acumulaciones de hidratos de gas, así como obtener muestras de sedimentos tomados del suelo marino (Kvenvolden, 1993; Casas D., 2005); también pueden emplearse métodos indirectos, como datos geofísicos, geoquímicos, geotécnicos y geológicos. La integración de esta información permite elaborar secciones geológicas y estructurales, desarrollar modelos de formación de hidratos y estimar concentraciones de gas libre o en estado sólido.

5.1. Campañas de obtención y análisis de muestras de fondo marino

A partir de herramientas y equipos de extracción de sedimentos se obtienen muestras del fondo marino, que

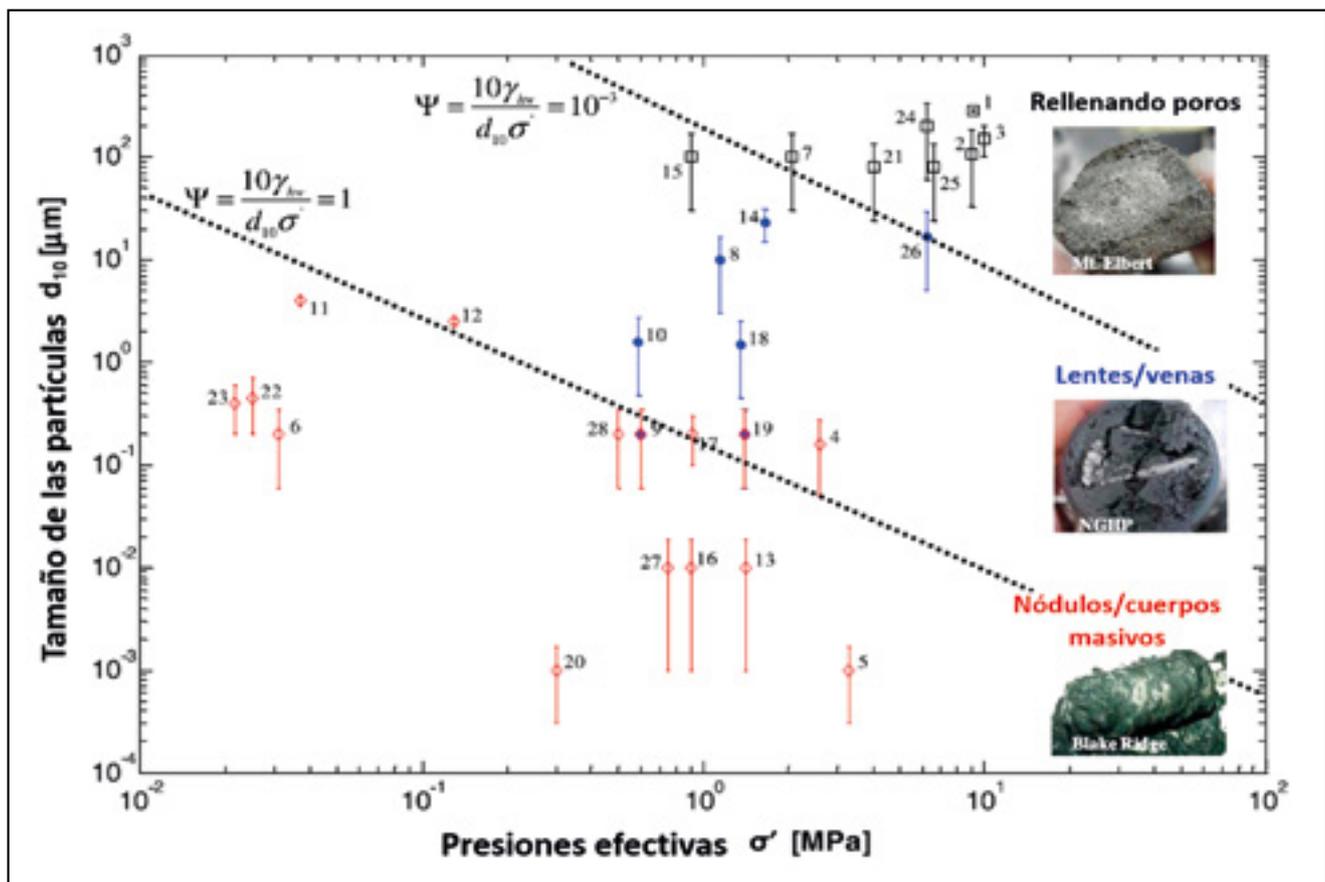


Figura 6. Morfología de hidratos de gas en los sedimentos. Adaptada de Dai et al., 2012.

son descritas a bordo de la embarcación y/o enviadas a laboratorios con el fin de ser analizadas. Las mediciones relativas de salinidad del fluido (*freshening*) son de gran aplicabilidad en niveles poco profundos, donde los hidratos de gas suelen encontrarse en bajas concentraciones y ser bastante inestables (Kastner *et al.*, 1995; Hesse, 2003). También puede realizarse el escaneo de núcleos con cámaras infrarrojo, para detectar el enfriamiento de los sedimentos generado por la disociación endotérmica de los hidratos.

Existen equipos que permiten la extracción de los sedimentos sin alterar su estructura y condiciones *in situ*, a fin de observar la morfología original de los hidratos en el subsuelo y realizar análisis no destructivos como ensayos de densidad- rayos gamma, velocidad de ondas P e imágenes de rayos X (Geotek Ltd, 2011). Unos de estos equipos es el de presión (PCS: *pressure core sampler*) de donde se puede recuperar muestras del fondo marino manteniendo presiones de hasta 10.000 psi (Huey, 2009).

Los registros de pozo también juegan un papel importante en la investigación de hidratos de gas, ya que a partir del análisis de sus propiedades físicas (litología, resistividad, densidad, rayos gamma y potencial espontáneo; porosidad de neutrón y velocidades sísmicas) se puede inferir su acumulación (Goldberg *et al.*, 2010).

Existen equipos que sirven para obtener imágenes del fondo marino haciendo posible identificar diversos rasgos que pudieran asociarse con la acumulación de hidratos (escapes de gas, afloramientos o montículos, volcanes de fango, depresiones, entre otros); dentro de esta categoría se encuentran los vehículos sumergibles o ROV (*Remote Operated Vehicle*) en los que se suelen instalar otras

herramientas como los equipos de adquisición de datos geofísicos y resonancia magnética nuclear (NOAA, 2014).

5.2. Caracterización geotécnica

En la caracterización geotécnica de hidratos de gas *in situ* se emplean por lo general equipos de penetración de cono con medición de presión de poros, capaces de realizar mediciones a grandes profundidades de columna de agua y a decenas de metros por debajo del fondo marino (Sultan *et al.*, 2007). Dentro de esta categoría destaca el clásico CPTU que mide presiones intersticiales o de poros; y el cono sónico CPTUS, que registra velocidades de ondas P. Una herramienta estándar en el análisis de testigos marinos es el "Multi Sensor Core Logger" (MSCL) (Casas, 2005). Se trata de un sistema automatizado que permite medir parámetros como densidad total del sedimento por atenuación de rayos gamma, susceptibilidad magnética y velocidad de ondas P. Otra manera de caracterizar los depósitos de hidratos en el laboratorio, es mediante el uso de equipos de medición triaxial (Winters *et al.*, 2009; Collet *et al.*, 2000). Existe un equipo que simula las condiciones de presión y temperatura en laboratorio para generar la producción de hidratos en muestras de sedimentos (controlando las cantidades de agua, gas, hielo e hidratos); este se conoce como GHASTLI (*Gas Hydrate and Sediment Test Laboratory Instrument*) y fue diseñado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos para medir las propiedades geomecánicas y geofísicas de muestras que contienen hidratos de gas (Winters *et al.*, 2009).

Las muestras obtenidas con los equipos de *pressure core sampler* son llevados al laboratorio para la realización de

diversos análisis que permitan caracterizar el comportamiento geomecánico de los sedimentos que constituyen el suelo marino. Entre estos ensayos se pueden mencionar los análisis de muestras de fluidos; la medición de velocidades de ondas P y S, resistencia al corte sin drenaje, conductividad eléctrica y temperatura interna del núcleo (IPTC *Instrumented Pressure Testing Chamber*); también se pueden controlar tensiones efectivas, conductividad termal y resistividad eléctrica (ESC *Effective Stress Chamber*); (DSC *Direct Shear Chamber*) (Santamarina *et al.*, 2012).

5.3. Caracterización geofísica

Desde el punto de vista de exploración las propiedades físicas de los hidratos de gas son similares a las del hielo; tienen altas velocidades de onda sísmica 3300 m/s, bajas densidades $\sim 0,9 \text{ g/cm}^3$ (Helgerud *et al.*, 1999) y módulo

de elasticidad comparable; las acumulaciones de hidratos presentan baja conductividad iónica. La formación de hidratos de gas dentro de los sedimentos incrementa los módulos de rigidez y de compresibilidad, y las velocidades de ondas P y S; estos elementos sólidos reemplazan el agua que se encuentra ocupando los espacios de poro, lo que genera una reducción de la porosidad neta y el incremento del módulo de elasticidad del sedimento. Además, como el agua de poro (que tiene mayor salinidad y por ende es más conductiva que el hidrato), se consume durante el proceso de formación del hidrato, la resistividad del medio se ve incrementada (Riedel *et al.*, 2010). Por otro lado, la presencia de gas libre tiene un alto impacto sobre las propiedades físicas de los sedimentos. Sísmicamente, una baja concentración de gas libre puede reducir drásticamente las velocidades de ondas P (con muy pocos o imperceptibles efectos sobre las velocidades de ondas S); lo que dependerá

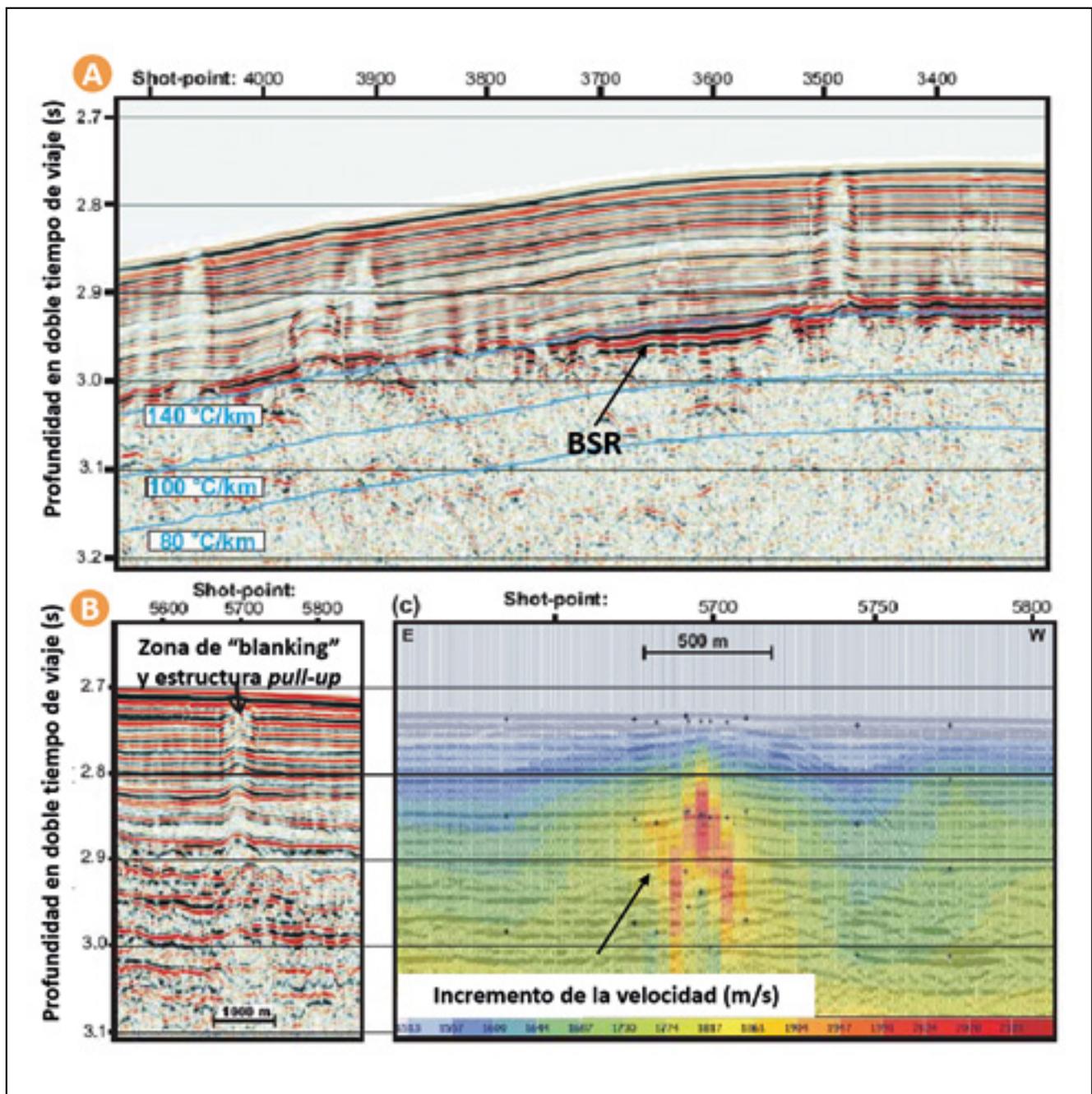


Figura 7. Sección sísmica - cuenca Ullung, mar de Japón: (A) Zonas de *blanking* y BSR; (B) estructura *pull-up* e incrementos de velocidades de amplitud. Adaptada de Chun *et al.*, 2010.

principalmente del régimen de presión en el ambiente (Desmons, 1996). Al igual que el hielo y los hidratos de gas, el gas libre es eléctricamente resistivo. Todas estas alteraciones en las propiedades físicas de los sedimentos se traducen en anomalías geofísicas (*bright spots* en las secciones sísmicas o eventos de alta resistividad en los registros eléctricos); haciendo que este tipo de estudios sea de gran interés y aplicabilidad para identificar y caracterizar las acumulaciones antes mencionadas (Riedel *et al.*, 2010).

Uno de los principales indicadores acústicos que permite inferir la posible acumulación de hidratos de gas en secciones sísmicas de reflexión es el reflector simulador del fondo marino (BSR: *Bottom Simulating Reflector*) (figura 7A); así mismo se pudieran correlacionar con aumentos de velocidades de amplitud y estructuras *tipo pull-up* y *blanking* o “chimeneas” (figura 7B).

En aquellas zonas donde se sospecha la existencia de hidratos de gas y que en las secciones sísmicas no es posible evidenciar la presencia del reflector simulador del fondo (BSR), se emplean técnicas remotas electromagnéticas como las imágenes de fuentes controladas electromagnéticas (CSEM *controlled-source electromagnetic*) y los estudios magneto-telúricos pasivos (MT) (Riedel *et al.*, 2010).

5.4. Caracterización geoquímica

Existen análisis geoquímicos que permiten identificar la presencia de hidratos de gas en los sedimentos, como la técnica del “gas libre” que se basa en analizar los gases presentes en la muestra haciendo uso de un cromatógrafo de gases. Este aparato realiza un estimado de las cantidades volumétricas de hidrocarburos volátiles (metano, etano, entre otros) que se disolvieron en el agua de poro y posteriormente fueron atrapados en los hidratos o burbujas de gas (Thiery *et al.*, 1998). Con los datos obtenidos se construye un gráfico (en escala logarítmica) de la relación metano/etano en función de la profundidad y se representa como una línea recta debido a la disminución exponencial que sufre la concentración de los gases con la profundidad. Un cambio repentino en la pendiente de esta recta dará una aproximación de la base de la zona de estabilidad de hidratos de gas (Nixon & Grozic, 2004).

Otro método geoquímico para inferir la presencia de hidratos es el análisis de las concentraciones de cloruro en el agua de poro, ya que los hidratos de gas sólo contienen agua pura y carece de la salinidad y otros compuestos que puedan estar presentes en el agua del mar (Hesse & Harrison, 1981; Collet *et al.*, 2000). Inmediatamente después de la cristalización de la molécula de hidrato, el agua marina circundante se enriquece con los componentes expulsados como el cloruro. Las mediciones de salinidad tomadas en ese momento, mostrarán altas concentraciones de cloruro, lo que proporciona un contraste que evidencia la posible presencia de hidratos de gas (Hess & Harrison, 1981).

5.5. Caracterización geológica

Dentro de esta categoría se encuentran aquellas evidencias geológicas que permitan inferir la presencia e interacción de los hidratos de gas con los distintos ambientes de sedimentación. Entre los rasgos de interpretación geológica más característicos se encuentran la morfología del

fondo marino y las evidencias de migración de fluidos, que suelen manifestarse como irregularidades del lecho marino, montículos, cuerpos diapíricos, estructuras tipo *pockmarks*, entre otros.

6. HIDRATOS DE GAS Y DESLIZAMIENTOS DE TALUDES SUBMARINOS

La inestabilidad de taludes submarinos está íntimamente relacionada con las variaciones del comportamiento geomecánico de los sedimentos que conforman el suelo marino. Estas variaciones responden a diversos factores externos y de duración cíclica, como la acumulación continua de los sedimentos, los procesos de erosión y la actividad tectónica; o externos y de naturaleza transitoria, donde destacan los sismos y las tormentas submarinas.

El comportamiento geomecánico de los materiales también puede verse influenciado por factores internos, los cuales tienen relación con la formación y diagénesis de los sedimentos. Dentro de esta categoría se encuentran las acumulaciones de gas libre y los hidratos de gas, elementos que por lo general originan cambios de volumen y variaciones en las presiones de poro, porosidad y permeabilidad del material sedimentario.

6.1. Formación de hidratos de gas

Durante la formación de los hidratos de gas, el agua líquida y los gases (metano, en su mayoría) pasan a formar parte del espacio poroso como cristales sólidos. Este reemplazo puede incrementar la resistencia de los sedimentos y reducir la porosidad y permeabilidad (Paull *et al.*, 2000). No obstante, la simple existencia de los hidratos de gas no siempre implica un aumento de la resistencia de los sedimentos que los contienen, ya que esto dependerá de otros factores como la profundidad del nivel sedimentario donde se formen los hidratos y el grado de saturación de los mismos (Sultan & Garziglia, 2011); así por ejemplo, si la saturación de gas es excesiva, pueden formarse burbujas de gas dentro del espacio poroso y generar la disminución de la resistencia de los sedimentos (Paull, *et al.*, 2000).

Es por esto, que la formación de hidratos de gas en sedimentos marinos puede tener dos connotaciones diferentes; por un lado, aportar resistencia en los sedimentos que los circundan, si se encuentra a determinadas profundidades y en ciertas concentraciones; mientras que por otro, su disociación representa la pérdida de resistencia de los sedimentos, constituyendo así un factor detonante en la ocurrencia de inestabilidades del fondo marino (Sultan *et al.*, 2004).

6.2. Disociación de hidratos de gas

La disociación de los hidratos de gas por lo general se lleva a cabo cuando se produce cualquier cambio en el equilibrio de temperatura, presión de poro, química del agua y/o salinidad del agua de poro. En este caso se genera la liberación de gas y agua, que ocupa un volumen superior al que tenían cuando conformaban una estructura sólida (Beaudoin *et al.*, 2014). Si los sedimentos no son lo suficientemente permeables el efecto neto será un incremento de la presión de poros (Kayen & Lee, 1993) haciendo

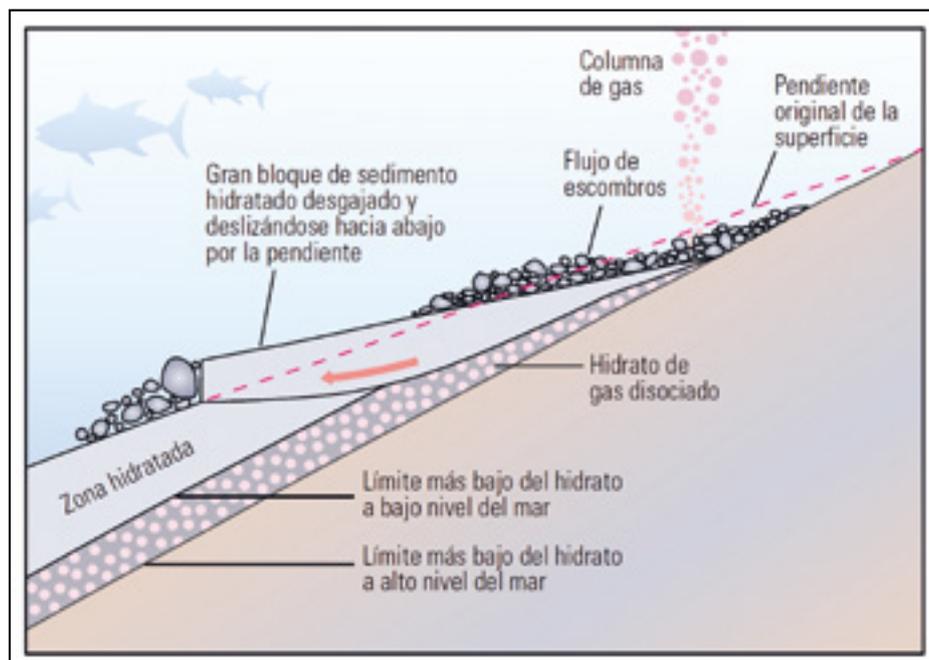


Figura 8. Deslizamiento de bloque submarino por disociación de hidratos de gas. Tomada de Collet *et al.*, 2000.

que los sedimentos se debiliten por el empuje entre sus granos (McIver, 1982; Kayen & Lee, 1993; Xu & Germanovich, 2006); si la presión de los intersticios es disipada por el flujo del fluido, lo que suele generarse es un incremento de volumen (Paull *et al.*, 2000).

La descomposición de hidratos de gas puede generar mayores presiones que la presión hidrostática (que es generada por el peso de la columna de agua en una zona determinada, Kayen & Lee, 1991), especialmente si las capas que conforman la sección estratigráfica son de baja permeabilidad y actúan como sello.

La formación y descomposición de los hidratos de gas tiene una estrecha relación con la zona de estabilidad de hidratos y los taludes submarinos. Esto puede apreciarse en el esquema de la figura 8, donde se muestra la inestabilidad de un bloque submarino debido a la presencia de hidratos de gas. En este caso la base de la zona de hidratos representa una discontinuidad en la solidez de la columna de sedimentos; como la presión decrece en esta zona, los hidratos pueden disociarse en profundidad y ocasionar que el material no consolidado que se deposita en niveles superiores se deslice.

7. MODELOS QUE RELACIONAN LOS HIDRATOS DE GAS CON LA OCURENCIA DE DESLIZAMIENTOS SUBMARINOS

La mayoría de los modelos consultados durante esta investigación (tabla 1) consideran que la disociación de hidratos de gas en la base de la zona de estabilidad es uno de los principales factores activadores de deslizamiento de taludes submarinos (Nixon & Grozic, 2006; Sultan, 2007; Ellis *et al.*, 2010; Sultan *et al.*, 2011). Existen pocos trabajos teóricos y matemáticos que definan de manera exacta el mecanismo asociado con los procesos de deslizamientos submarinos (Sultan, 2007); sin embargo, en los últimos años se ha tratado de evaluar dichos fenómenos a partir de la estimación de los excesos de presión de poro generados durante la disociación de hidratos de gas. Entre estos

estudios se encuentran los análisis de laboratorio que demuestran que la presencia de hidratos en los espacios de poro incrementa la resistencia de los sedimentos (Yun *et al.*, 2007; Winters *et al.*, 2007). Análisis más recientes proponen que los deslizamientos de taludes submarinos con hidratos de gas, pueden originarse por procesos de disolución al tope de la zona de estabilidad (Sultan, 2007) o por la simple presencia de hidratos a ciertas profundidades y grados de saturación (Sultan & Garziglia, 2011).

A continuación se realiza una breve descripción de los modelos enunciados por Nixon & Grozic (2006, 2007) y Sultan (2007), los cuales pueden profundizarse consultando los artículos publicados por dichos autores.

7.1. Modelo de Disociación de Hidratos de Gas (Nixon & Grozic 2006, 2007)

Este modelo describe el impacto que puede tener la disociación de hidratos de gas en la estabilidad de taludes submarinos (Nixon & Grozic, 2006) haciendo un análisis del factor de seguridad (FS) en base a un modelo geomecánico y de taludes infinitos (Skempton & De Lory, 1957).

Es importante destacar que por tratarse de un modelo simple se idealizan ciertas condiciones del entorno y no se consideran algunos efectos que pudieran inducir una disminución de la presión de poro durante el proceso de disociación. Entre las condiciones que se asumen se encuentran la disociación completa e instantánea de los hidratos de gas, un suelo bajo condiciones no drenadas e hidratos de gas dispuestos en capas, a una profundidad uniforme bajo el fondo marino. Así mismo, el suelo presenta una saturación constante a lo largo del plano de falla y sus parámetros y propiedades se consideran uniformes en toda la extensión del talud (Nixon & Grozic, 2006). No se considera el factor tiempo, el cual pudiera influir en los efectos de generación y disipación de presiones de poros por efectos de disociación de hidratos de gas; tampoco se considera la existencia de posibles fallas, fracturas u otras vías de escape

MODELO DE ANÁLISIS	AUTOR(ES)
DISOCIACIÓN DE HIDRATOS	Dickens <i>et al.</i> , 1955
	Mclver, 1981
	Kvenvolden 1994, 1999
	Kayen, 1988; Kayen & Lee, 1991
	Paull <i>et al.</i> , 1996, 2000
	Pecher <i>et al.</i> , 2005
	Nixon & Grozic, 2006, 2007
Ellis, <i>et al.</i> 2010	
DISOLUCIÓN Y DISOCIACIÓN DE HIDRATOS	Sultan <i>et al.</i>, 2004, 2007
PRESENCIA DE HIDRATOS	Masui <i>et al.</i> , 2005, 2006, 2008
	Sultan, <i>et al.</i> , 2011

Tabla 1. Modelos de análisis de hidratos de gas en la ocurrencia de deslizamientos de taludes submarinos.

por donde pudiera migrar el fluido, ni las influencias de los cambios de presión y temperatura sobre la solubilidad del gas (Nixon & Grozic, 2006).

El Factor de Seguridad está representado por la ecuación 2, donde valores menores a la unidad indican que las fuerzas de movimiento son mayores a las de resistencia, mientras valores superiores a 1, corresponden con un talud que se encuentra bajo condiciones estables.

$$FS = \frac{c}{(\gamma' \cdot H) \sin \beta \cos \beta} + \frac{(\gamma \cdot H - \gamma_w \cdot Z) \cos \beta \tan !}{(\gamma' \cdot H) \sin \beta} - \frac{u \cdot \tan ! \cos \beta}{(\gamma' \cdot H) \sin \beta} \quad [2]$$

- c = cohesión
- γ' = peso unitario del suelo sumergido
- γ = peso unitario del suelo saturado
- γ_w = peso unitario de la columna de agua
- H = profundidad desde el fondo marino hasta la base de la capa de hidratos
- Z = profundidad de agua (batimetría)
- β = ángulo del talud
- $!$ = ángulo de fricción del suelo
- u = presión intersticial.

El modelo puede ser utilizado semejante a un análisis de sensibilidad a partir del estudio de cinco parámetros: 1) tasas de disociación de hidratos; 2) profundidades de agua y contenido de hidratos; 3) profundidades de la columna de sedimentos; 4) índice de plasticidad (IP) y 5) índice de vacíos (e). Los datos de entrada para hacer el análisis de estabilidad corresponden a taludes submarinos localizados en el mar de Beaufort (Alaska). Variando sólo uno de estos parámetros y manteniendo constante los demás valores, se obtuvieron resultados que permiten simular los diferentes

escenarios desarrollados durante la generación de un deslizamiento de talud submarino.

Así por ejemplo, para el análisis de sensibilidad de las tasas de disociación de hidratos se apreciaron las variaciones del factor de seguridad ante diferentes etapas de disociación. A partir del modelo geomecánico se determinó el cambio de volumen y el correspondiente incremento de presión de poro por la siguiente expresión (Nixon & Grozic, 2006):

$$\Delta \sigma' = -\Delta u = M \left[n \cdot (1 - S) \left[0,13 - 164,6 \frac{T_2}{298,15} \frac{1 \text{ atm}}{P_2} \right] - \left(\frac{P_L}{P_2} - 1 \right) V_{GL} \right] \quad [3]$$

- $\Delta \sigma'$ = Variación de la presión efectiva causada por la disociación del hidrato de gas.
- Δu = Variación de la presión de poro.
- M = Módulo de compresión confinada del suelo.
- n = Porosidad.
- S = Grado de saturación de agua.
- T_2 = Temperatura de equilibrio del hidrato de gas (°Kelvin).
- P_2 = Presión de equilibrio del hidrato de gas (atmósferas).
- P_L = Presión previa a la fase de disociación.
- V_{GL} = Volumen del gas libre previo a la presión P_L .

Donde el módulo de compresión confinada (M) se obtiene a partir del coeficiente de preconsolidación o compresibilidad a_v (4):

$$M = \frac{1 + e}{a_v} \quad [4]$$

Siendo e el índice de vacíos y a_v el coeficiente de compresibilidad del suelo; a_v se estima a partir de su relación con el índice de expansión c_s :

$$c_s = \frac{\Delta_e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{\Delta_e}{\log(\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma'} = \frac{\Delta_e}{\log\left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma'}{\sigma'}\right)} = [5]$$

$$= \frac{\Delta_e}{0,434 \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right)}$$

$$a_v = \frac{\Delta_e}{\Delta c'} = \frac{0,434 \cdot C_s \cdot \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right)}{\Delta c'} \quad [6]$$

Al sustituir a_v en la expresión (4), se obtiene la ecuación para el módulo de compresión confinada:

$$M = \frac{(1 + e) \cdot \Delta c'}{0,434 \cdot C_s \cdot \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right)} \quad [7]$$

Para calcular el índice de expansibilidad C_s se utilizan las correlaciones entre los índices C_s y C_c . El valor de C_c puede aproximarse para determinados valores de PI (Índice de Plasticidad) y gravedad específica G_s (Wroth, 1979) a partir de la ecuación 8.

$$C_c = \frac{PI \cdot G_s}{200} \quad [8]$$

- $C_s/C_c = 0,17$ para un Índice de Plasticidad (IP) de 15%
- $C_s/C_c = 0,34$ para un Índice de Plasticidad (IP) de 100%

Si se asume una relación lineal entre C_s/C_c y el Índice de Plasticidad IP, el valor del índice de expansibilidad C_s necesario para estimar M , tendrá la siguiente expresión:

$$c_s = (0,002 \cdot PI + 0,14) \cdot \left(\frac{PI \cdot G_s}{200}\right) \quad [9]$$

Esta última relación se obtiene en función del Índice de Plasticidad ya que este es un término común y de sencilla determinación en las muestras de suelo, lo que facilita los cálculos del módulo de compresión confinada (Nixon & Grozic, 2006).

A partir del análisis de sensibilidad realizado se pudo observar que la disociación de hidratos de gas aun cuando sea en muy bajo porcentaje, puede representar seria repercusiones en la estabilidad de los taludes submarinos. En este tipo de escenarios existe una mayor influencia de la profundidad de la columna de agua (batimetría) que del ángulo de inclinación del talud.

En este sentido, los taludes que se encontraban a menores profundidades de columna de agua fueron los más susceptibles a ser inestables por procesos de disociación de hidratos de gas. La posibilidad de generarse deslizamientos suele aumentar si el nivel de sedimentos donde se encuentra los hidratos están en niveles cercanos a la superficie del fondo marino o si el contenido de estos se incrementa en los espacios porosos de los sedimentos (Nixon & Grozic, 2006).

7.2. Modelo de Disolución y Disociación de Hidratos de Gas (Sultan et al., 2004; Sultan, 2007)

Al momento de relacionar las acumulaciones de hidratos de gas con la ocurrencia de inestabilidades en taludes submarinos, los procesos de disociación tienen mayor aplicabilidad que los de disolución (Beaudoin *et al* 2014); sin embargo, uno de los mayores deslizamientos submarinos ocurridos a nivel mundial se ha correlacionado con este último proceso. Se trata de la activación del gran deslizamiento de Storegga en Noruega (Sultan *et al.*, 2004), cuyas características analizadas para este evento no tiene una clara relación con procesos de disociación de hidratos de gas.

Una de las principales características que justifican esta ambigüedad, es que los sedimentos que se encuentran en la región generalmente son permeables y por tanto, los procesos de disociación de hidratos (en agua y gas libre) pudieron simplemente empujar el fluido y generar la liberación del gas a través de fracturas y otras vías de migración, sin incrementos de presión de poro significativos. Esto se corrobora con los cálculos realizados para la región, donde se ha estimado un aumento de la presión de poro del 0,2%, valor insuficiente como para desencadenar por procesos de disociación de hidratos de gas un deslizamiento de la magnitud de Storegga (Bouriak *et al.*, 2000).

Por otro lado, el deslizamiento de Storegga se inició al pie del talud (Kvalstad *et al.*, 2005) y probablemente los hidratos de gas se disociaron en la cabecera del talud (niveles más superficiales) en dirección hacia la línea de costa (Mienert *et al.*, 2005). Además, la escasa uniformidad de la distribución de los hidratos de gas es poco coincidente con la superficie de deslizamiento, lo que hace suponer que la disociación de los hidratos no proporcionó una superficie de discontinuidad capaz de generar un deslizamiento (Bryn *et al.*, 2005; Kvalstad *et al.*, 2005).

Por las razones antes mencionadas y partiendo de la existencia de concentraciones de hidratos de gas en la zona de Storegga, surge la necesidad de plantear otro mecanismo que relacione estos compuestos con la ocurrencia de fenómenos de inestabilidad. Es por ello que para el área de Storegga, los autores analizan el mecanismo de disolución de hidratos de gas como posible generador de excesos de presión de poro, debido al calentamiento de la superficie del fondo marino (Sultan *et al.*, 2004). Dentro del análisis se consideran los excesos de presión de poro y las discontinuidades que pudieron generarse por los procesos de disolución.

La combinación del método del equilibrio límite para el análisis de la estabilidad de taludes (Alonso, 1989) y diversos modelos de fracturas mecánicas, hizo posible la identificación de los principales parámetros que controlan la banda de propagación de discontinuidades en la ocurrencia de grandes inestabilidades. De esto se genera una expresión que permite relacionar estos parámetros y determinar la condición que debe existir para que ocurra un deslizamiento (Puzrin *et al.*, 2004), siendo esta:

$$L > l_f = h \frac{P_p - P_a}{\tau_a - \tau_r} \quad [10]$$

- L = Longitud de la superficie de discontinuidad
- l_f = Longitud de la banda de discontinuidad crítica, siendo este valor el mínimo necesario para que se generen deslizamientos catastróficos.
- h = Profundidad de la superficie de discontinuidad
- P_p = Presión lateral pasiva media en la capa considerada
- P_a = Presión lateral activa media en la capa considerada
- τ_g = Tensión de corte gravitacional
- τ_r = Fuerza de corte residual a lo largo de la superficie de discontinuidad

Donde

$$\tau_g = \gamma' \cdot h \cdot \sin(\alpha) \quad [11]$$

- γ' = peso sumergido
- α = ángulo del talud

Tomando como ejemplo la ocurrencia de un gran deslizamiento generado después de 800 años de incrementos de temperaturas y presiones, para un talud de 2.2° de inclinación y profundidades de agua que van de 450 a 850 m (figura 9) se puede apreciar a grosso modo cómo es el comportamiento del talud submarino ante los procesos de disociación/disolución de hidratos de gas.

Para realizar la evaluación en las interfaces disociación/disolución se utilizó el criterio formulado por Puzrin *et al.*, 2004, siendo la condición necesaria para que ocurra el deslizamiento en ambos casos: $L_t > l_{f\text{tope}}$ o $L_b > l_{f\text{base}}$.

En la figura 9 se puede apreciar que la longitud de la superficie de discontinuidad al tope de la zona de ocurrencia de hidratos de gas (L_t) es mucho más extensa que la longitud de la superficie en la base de esta zona (L_b), es decir $L_t > L_b$.

Para estimar las longitudes de banda de discontinuidad al tope y base de la zona de estabilidad de hidratos de gas (GHSZ) $l_{f\text{tope}}$ y $l_{f\text{base}}$ respectivamente, fue necesario aplicar la ecuación 10

$$l_f = h \frac{P_p - P_a}{\tau_g - \tau_r}$$

Obteniéndose que $l_{f\text{base}} > l_{f\text{tope}}$ por las siguientes razones:

$P_{p\text{base}} > P_{p\text{tope}}$. Como la presión lateral pasiva depende de la fuerza de corte del medio y esta se incrementa con la fracción de hidratos de gas, el valor de la presión lateral pasiva en una capa que contiene hidratos de gas es más importante que en una de suelos saturados.

$P_{a\text{base}} = P_{a\text{tope}}$. Tal como se observa en la figura 9, el valor de la presión lateral activa en una capa que contiene hidratos es equivalente a la que se desarrolla en suelos saturados.

$h_t > h_b$. La profundidad de la superficie de discontinuidad al tope de GHSZ es mayor que la profundidad de la superficie discontinua a la base de GHSZ, figura 9.

$\tau_{r\text{base}} > \tau_{r\text{tope}}$. La fuerza de corte residual a lo largo de la base es mayor que la del tope debido a los incrementos de las fuerzas efectivas con la profundidad. Por otro lado, la amplitud de los excesos de presión de poro que pueden reducir las fuerzas de corte de manera significativa, parecen ser más importantes al tope de la zona de ocurrencia de hidratos (GHOZ), que en su base.

τ_g . La tensión de corte gravitacional se incrementa con la profundidad, debido a la carga de sedimentos por encima de la superficie de discontinuidad; sin embargo, en el caso de taludes submarinos de baja pendiente, el incremento de τ_g puede considerarse despreciable.

Una vez analizados los excesos de presión de poro en la base de la zona de estabilidad de hidratos, para incrementos de temperatura y presión hidrostática; y a su vez, el desarrollo de discontinuidades, tanto en procesos de disociación como de disolución, se llega a la conclusión que estas últimas se asocian con las zonas donde los hidratos de gas se han disuelto o disociado. Sin embargo, los excesos de presión de poro más significativos (críticos) se generan primero al tope de la zona donde existen acumulaciones de hidratos de gas y predominan los procesos de disolución que son susceptibles a aumentos de presión y temperatura y dependen de la solubilidad del gas (Sultan, 2007),

Esto tiene sentido ya que el nivel superior de la zona donde ocurren los hidratos de gas requiere menos tiempo que la base, para experimentar un aumento de temperatura.

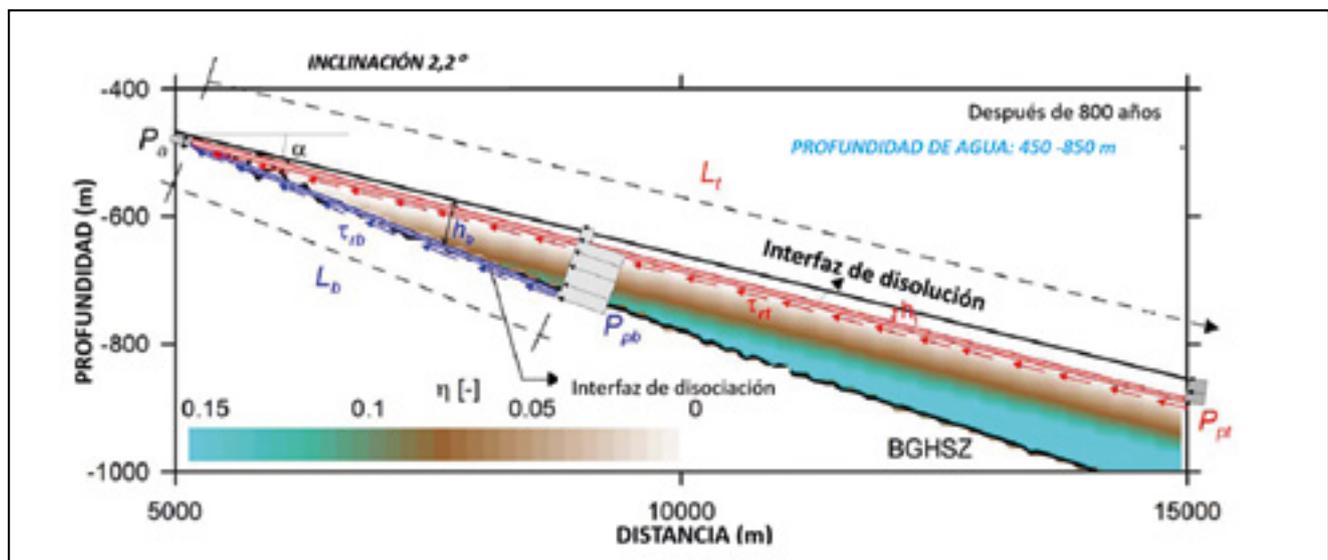


Figura 9. Análisis de banda de propagación de discontinuidades por disociación/disolución después de 800 años de variaciones del nivel del mar y temperatura. Tomada de Sultan, 2007.

Además, los excesos de presión de poro generados en niveles más profundos pueden generar la recristalización de los hidratos de gas, lo que ralentiza los procesos de descomposición.

De este modelo, se concluye que las condiciones geométricas y mecánicas de las discontinuidades desarrolladas al tope de la zona de ocurrencia de hidratos de gas, son las más propicias para activar la ocurrencia de un gran deslizamiento de talud submarino que se encuentre ante la presencia de hidratos de gas y cambios naturales de presión y temperatura (Sultan, 2007).

Cabe destacar que la generación del gran deslizamiento de Storegga (donde se transportaron alrededor de 5580 km³ de sedimentos, Nixon & Grozic, 2004), pudo haber estado influenciada no sólo por la presencia de hidratos de gas sino también por otros fenómenos geológicos (más estudiados) que explican la generación de grandes movimientos de masas, siendo alguno de estos los sismos en zonas donde existen taludes vulnerables debido a la rápida sedimentación (Bryn, *et al.*, 2005); taludes con inclinación excesiva debido a procesos tectónicos (Hornbach *et al.*, 2007); erosión al pie del talud, diapiros y procesos de expulsión de fluidos (Nixon & Grozic, 2004).

8. CONCLUSIONES

- Los métodos de estudio e investigación para identificar y caracterizar las concentraciones de hidratos de gas, han ido en ascenso por su interés desde el punto de vista energético, medio ambiental y en proyectos de ingeniería costa afuera.
- Para identificar y caracterizar los hidratos de gas existen métodos directos (extracción de núcleos de manera tradicional y a presión) e indirectos (geociencias), siendo una de las más aplicables la sísmica de reflexión con el uso del reflector simulador del fondo marino (BSR).
- Los hidratos de gas juegan un rol importante en la inestabilidad de taludes submarinos ya que generan cambios en las propiedades geomecánicas de los sedimentos del suelo marino, principalmente la pérdida de su resistencia por excesos de presión de poro.
- Se considera que el exceso de presión de poro generado por la disociación de hidratos en la base de la zona de estabilidad, es el principal mecanismo de activación de deslizamientos submarinos.
- Propuestas alternativas atribuyen otros procesos, como la disolución de hidratos de gas al tope de la zona donde estos se encuentran y la simple presencia de estos compuestos en ciertas concentraciones y a profundidades determinadas.
- Para optimizar la caracterización de los hidratos de gas en el análisis de deslizamientos de taludes submarinos se hace necesario integrar la información obtenida por los diversos métodos.
- Los modelos empleados para analizar la influencia de la formación y descomposición de los hidratos de gas en la estabilidad de taludes submarinos consideran diversas variables, entre las que se encuentran las geométricas, geológicas, geomecánicas y termodinámicas.

- La estabilidad de taludes submarinos cuyos sedimentos contengan hidratos de gas, se verá más afectada por la presión hidrostática que por el ángulo de inclinación del fondo marino.
- Los taludes más propensos a deslizamientos por procesos de disociación de hidratos de gas, serán aquellos que se encuentran en pocas profundidades. Esto puede agravarse por el aumento de las concentraciones de hidratos o la cercanía de estas acumulaciones con la superficie.
- Los modelos consultados pudieran resultar más complejos y reales, si en el análisis se consideran factores temporales o variables geológicas, como fallas o vías de migración, que permitan la disipación de los excesos de las presiones de poro, lo que contribuiría a la reducción de las tensiones que propician o agravan los fenómenos de deslizamientos.

9. REFERENCIAS

Alfaro, G. (2013). *Influencia de los Hidratos de Gas en Operaciones de Exploración y Producción de Pozos en Aguas Profundas*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F.

Alonso, E. (1989). Métodos generales de equilibrio límite. *Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales, Monografía n° 3. Sociedad Española de Geomorfología*, pp. 119-166.

Bahk, J. J., Chun, J. H., Kim, D. H., Kim, J. H., Torres, M. E., Schultheiss, P., y Riedel, M. (2011). Gas hydrate occurrences and their relation to hosting sediment properties: Results from UBGH2, East Sea. *7th International Conference on Gas Hydrates. Edinburgh, Scotland.*, 8.

Beaudoin, Y., Dallimore, S. R., y Boswell, R. (2014). *Frozen Heat: A UNEP Global Outlook on Methane Gas Hydrates*. Volume 2. Arendal, Noruega: GRID-Arendal.

Beaudoin, Y., Waite, W., y Boswell, R. D. (2014). *Frozen Heat: A UNEP Global Outlook on Methane Gas Hydrates*. Volume 1. Arendal, Noruega: GRID-Arendal.

Boswell, R. (2009). Is gas hydrate energy within reach? *Science*, 325, pp. 957-958.

Boswell, R., y Collet, T. S. (2011). Current perspectives on gas hydrate resources. *Energy & Environmental Science*, 4 (4), pp. 1206-1215.

Boswell, R., Collet, T. S., Frye, M., Shedd, B., McConnell, D., y Shelander, D. (2012). Subsurface gas hydrates in the northern Gulf of Mexico. *J.Mar. Pet. Geol.*, 34, pp. 4-30.

Bouriaik, S., Vanneste, M., y Saoutkine, A. (2000). Inferred gas hydrates and clay diapirs near the Storegga Slide on the southern edge of the Voring Plateau, offshore Norway. *Mar. Geol.*, 163, pp. 125-148.

Brewer, P. G., Orr, F. J., Friedrich, G., Kvenvolden, K., Orange, D. L., McFarlane, J., y Kirkwood, W. (1997). Deep Ocean Field Test of Methane Hydrate Formation from a Remotely Operated Vehicle. *Geology* 25, N° 5, pp. 407-410.

Bryn, P., Berg, K., Forsberg, C. F., Solheim, A., y Kvalstad, T. J. (2005). Explaining the Storegga Slide. *Mar. Petrol. Geol.*, 22, pp. 11-19.

CAGE. Centre for Arctic Gas Hydrate, Environment and Climate. (13 de 11 de 2015). *Marine Feeds subsea ice mounds off Siberia*. Disponible en <https://cage.uit.no/news/methane-feeds-subsea-ice-mounds-off-siberia/>

- Casas, D. (2005). *Inestabilidades submarinas: Caracterización sedimentaria y Factores de control*. (Tesis Doctoral). Universitat de Barcelona. Institut de Ciències del Mar CSIC.
- Casas, D., Ercilla, G., y Baraza, J. (2003). Acoustic evidences of gas in the continental slope sediments of the Gulf of Cadiz (E Atlantic). *Geo-Mar Letter* (2003) 23, pp. 300-310.
- Chun, J.-H., Ryu, B.-J., y Lee, S.-R. (2010). *Korea Gas Hydrate R&D Program*. Corea: Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources.
- Collet, T. S., Cochran, J., Boswell, R., Kumar, P., y Sathe, A. (2008). Indian continental margin gas hydrate prospects: Results of the Indian National Gas Hydrate Program (NGHP) Expedition 01. *Proceedings of the 6th International Conference on Gas Hydrates*. Paper 5365, p. 10.
- Collet, T. S., Johnson, A., Knapp, C., y Boswell, R. (2009). Natural gas hydrates – A review. In *Natural gas hydrates - energy resource and associated geologic hazards*. AAPG/NETL/AAPG Foundation/AAPG EMD, pp. 146-220.
- Collet, T. S. (2001). Natural Gas Hidrates: Resource of the twenty-first century? *AAPG Memoir* 74, pp. 85-108.
- Collet, T. S., Lewis, R., y Uchida, T. (2000). El creciente interés en los hidratos de gas. *Schlumberger Oilfield Review* (Otoño 2000). pp. 47-61.
- Dai, S., Santamarina, J. C., Waite, F., y Kneafsey, T. J. (2012). Hydrate morphology: Physical properties of sands with patchy hydrate saturation. *Journal of Geophysical Research. Solid Earth*. Volume 117, pp. 1-12.
- Desmons, B. (1996). Integrated study of gas hydrates in marine sediments using geophysical and geochemical data. *M.Sc. dissertation, University of Victoria, British Columbia, Canada*.
- Ellis, S., Pecher, I., Kulowski, N., Xu, W., Henrys, S., y Greinert, J. (2010). Testing proposed mechanism for seafloor weakening at the top of has hydrate stability on an uplifted submarine ridge (Rock Garden), New Zeland. *Marine Geology* 272, pp. 127-140.
- Energy Information Administration (EIA). (1998). Natural Gas 1998: Issues and Trends. *International Energy Outlook*, pp. 73-89.
- Geotek Ltd. (2011). PCATS: Pressure Core Analysis and Transfer System. *7th International Conference on Gas Hydrates (ICGH 2011)*.
- Goldberg, D. S., Kleinberg, R. L., Weinberger, J. L., Malinverno, A., McLellan, P. J., y Collet, T. S. (2010). Evaluation on natural gashydrate systems using borehole logs.
- González, E. (2002). Hidratos de Gas (Primera Parte). *Revista Marina CL. Ciencia y Tecnología*.
- Helgerud, M. B., Dvorkin, A., Nur, A., Sakai, A., y Collet, T. S. (1999). Elastic-wave velocity in marine sediments with gas hydrates: Effective medium modelling. *Geophysical Research Letters*, 26, pp. 2021-2024.
- Hernández, J. C. (2009). *Los Hidratos de Metano, una fuentes de gas natural no convencional*. (Tesis para obtener el título de Ingeniero Geólogo). México, D.F: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hesse, R. (2003). Pore-water anomalies of submarine gas-hydrate zones as tool to assess hydrate abundance and distribution in the subsurface: What have we learned in the past decade? *Earth Sciences Reviews* 61, pp. 149-179.
- Hesse, R., y Harrison, W. (1981). Gas hydrates (clathrates) causing pore-water freshening and oxygen-isotope fractionation in deep-water sedimentary sections of terrigenous continental margins. *Earth and Planetary Science Letters* 55, pp. 453-461.
- Hornbach, M., y Luc, L. (2007). Triggering mechanism and tsunamogenic potential of the Cape Fear Slide complex, US Atlantic margin. *Geochemistry Geophysics Geosystems*. 8, (12), pp. 1-16.
- Huey, D. (2009). *IODP Drilling and Coring Technology (Past and Present). Phase 2. Final Report*. Houston: Stress Engineering Services, Inc.
- Kastner, M., Kvenvolden, K. A., Whiticar, M. J., Camerlenghi, A., y Lorenson, T. D. (1995). Relation between pore fluid chemistry and gas hydrate associated with bottom-simulating reflectors at the Cascadia Margin, Sites 889 and 892. *Proceedings of the ODP, Scientific Results, 146 (Part 1)*, College Station, pp. 175-187.
- Kayen, R. E., y Lee, H. J. (1993). Slope stability in regions of sea-floor gas hydrate. *Submarine Landslides: Selected Studies in the U.S. Exclusive Economic Zone*. U.S. Geol. Surv. Bull.
- Kayen, R. E., y Lee, H. J. (1991). Pleistocene slope instability of gas hydrate-laden sediment on the Beaufort Sea margin. *Mar. Geotechnol.*, 10, pp. 125-141.
- Kraemer, L. M., Owen, R. M., y Dickens, G. R. (2000). Lithology of the upper gas hydrate zone, Blake Outer Ridge: A link between diatoms porosity, and gas hydrate. *Proceedings of the Ocean Drilling Program: Leg 164 scientific results*, pp. 229-236.
- Kumar, N., y Rajput, S. (2011). *Exploration of Gas Hydrates. Geophysical Techniques*. Berlín (Alemania): Springer.
- Kvalstad, T. J., Andresen, L., Forsberg, C. F., Berg, K., Bryn, P., y Wangen, M. (2005). The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics. *Mar. Petrol. Geol.*, 22, pp. 245-256.
- Kvenvolden, K. A., Ginsburg, G. D., y Soloviev, V. A. (1993). *Worldwide distribution of subaquatic gas hydrates*. California, Estados Unidos: Geo-Marine Letters.
- Kvenvolden, K., y Lorenson, T. (2010). A Global Inventory of Natural Gas Hydrate Occurrence. Obtenido de <http://walrus.wr.usgs.gov/globalhydrate/>
- Lapham, L. L., Chanton, J. P., Chapman, R., y Martens, C. S. (2010). Methane under-saturated fluids in deep-sea sediments: Implications for gas hydrate stability and rates of dissolution. *Earth Planet Sc. Lett*, 298, pp. 275-285.
- Lu, X. B., Zhang, X. H., y Wang, S. Y. (2013). Advances in Study of Mechanical Properties of Gas Hydrate-Bearing Sediments. *The Open Ocean Engineering Journal*, 6, pp. 26-40.
- McDonald, I., Bender, L., Vardaro, M., Bernard, B., y Brooks, J. (2005). Thermal and visual time-series at a seafloor gas hydrate deposit on the Gulf of Mexico slope. *Earth and Planetary Science Letters*, 233, pp. 45-59.
- McIver, R. D. (1982). Role of naturally occurring gas hydrates in sediment transport. *American Association of Petroleum Geologists Bulletin*, 66, p. 789.
- Mienert, J., Vanneste, M., Bünz, S., Andreassen, K., Hafliðan-son, H., y Sejrup, H. P. (2005). Ocean warming and gas hydrate stability on the mid-Norwegian margin at the Storegga Slide. *Mar. Petrol. Geol.*, 22, pp. 233-244.
- Miller, D. J., Ketzer, J. M., Viana, A. R., Renato, K., Freire, A. F., Oreiro, S., y . . . Sbrissa, G. (2015). *Natural gas hydrates in the Rio Grande Cone (Brazil): A new province in the western South Atlantic*. R.J, Brasil: Elsevier. Marine and Petroleum Geology.
- NETL: National Energy Technology Laboratory. (2011). Energy Resource Potential of Methane Hydrate. *the Energy Lab. US Department of Energy*.
- Nixon, M. F., y Grozic, J. L. (2004). *Project Offshore Deep Slope, Phase II. The role of gas hydrates in submarine slope failures*. Calgary, Alberta. Canadá: C-CORE.

Nixon, M. F., y Grozic, J. L. (2006). A simple model for submarine slope stability analysis with gas hydrates. *Norwegian Journal of Geology*, 86, pp. 309-316.

NOAA. National Oceanic and Atmospheric Administration . (2014). *Flower Garden Banks, National Marine Sanctuary. MO-HAWK ROV*. Obtenido de <http://flowergarden.noaa.gov/science/mohawkrov.html>

Paull, C. K., Borowski, W. S., y Rodriguez, N. M. (1998). Marine gas hydrate inventory: Preliminary results of ODP Leg 164 and implications for gas venting and slumping associated with the Blake Ridge gas hydrate field. *Geol. Soc. Spec. Publ.*, 137, pp. 153-160.

Paull, C. K., Ussler, W., y Dillon, W. (2000). Potential Role of Gas Hydrate Decomposition in Generating Submarine Slope Failures. *M.D. Max (ed). Natural Gas Hydrate in Oceanic and Permafrost Environments*, pp. 149-156.

Puzrin, A. M., Germanovich, L. N., y Kim, S. (2004). Catastrophic failure of submerged slopes in normally consolidated sediments. *Géotechnique* 2004, 54, p. 631.

Rees, E. V., Priest, J. A., y Clayton, C. R. (2011). The structure of methane gas hydrate bearing sediments from the Krishna-Godavari Basin as seen from Micro-CT scanning. *Mar. Petrol. Geol.*, 28, pp. 1283-1293.

Riedel, M., Willoughby, E., y Chopra, S. (2010). *Geophysical Characterization of Gas Hydrates*. Tulsa, Ok Estados Unidos: Society of Exploration Geophysicists. Geophysical Developments Series N° 14.

Ruppel, C., Boswell, R., y Jones, E. (2008). Scientific results from Gulf of Mexico Gas Hydrates Joint Industry Project Leg 1 drilling: Introduction and overview. *Mar. Petrol. Geol.*, 25, pp. 819-829.

Ruppel, C., Collet, T., Boswell, R., Lorenson, T., Buczkowski, B., y Waite, W. (2011). A new global gas hydrate drilling map based on reservoir type. *Fire in the Ice, DOE NETL newsletter*, May edition, 11 (1), pp. 13-17.

Santamarina, J. C., Klein, K. A., y Fam, M. A. (2001). *Soils and Waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring*. John Wiley & Sons, Ltd.

Santamarina, J. C., Sheng, D., Junbong, J., y Marco, T. (2012). Pressure Core Characterization Tools for Hydrate-Bearing Sediments. *Scientific Drilling* N° 14, pp. 44-48.

Skempton, A. W., y De Lory, F. A. (1957). Stability of Natural Slopes in London Clay. *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historical Sites; Proc., 4th Int. Conf. Soil Mech. Found Eng.* 2, pp. 378-381.

Sloan Jr, E. D., y Koh, C. (2007). *Clathrate hydrates of natural gases*, Marcel Dekker, Nueva York (EE UU).

Sultan, N., Cochonat, P., Foucher, J.-P., y Mienert, J. (2004). Effect of gas hydrates melting on seafloor slope instability. *Marine Geology*, pp. 379-401.

Sultan, N., Gaudin, M., Berné, S., Canals, M., Urgeles, R., y Lafuerza, S. (2007). Analysis of slope failures in submarine canyon heads: an example from the Gulf of Lions. *Journal of Geophysical Research*. 112(F1): F01009.

Sultan, N. (2007). Excess Pore Pressure and Slope Failures Resulting From Gas-Hydrates Dissociation and Dissolution. *Offshore Technology Conference, OTC 18532*.

Sultan, N., Garziglia, S., y Colliat, J. L. (2011). Gas hydrate occurrences and seafloor deformation: investigation of strains-of-

tening of gas-hydrate bearing sediments and its consequence in terms of submarine slope instabilities. *Offshore Technology Conference OTC 21294*.

Sunjay, N. J. (2011). *Geophysical Study of Gas Hydrate Stability*. Varanasi, India.

Survey, U. G. (2014). Database of Worldwide Gas Hydrate. Recuperado el 2016, de <http://woodshole.er.usgs.gov/project-pages/hydrates/database.html>

Terzariol, M. (2015). *Laboratory and field characterization of Hydrate Bearing Sediments-Implications*. Tesis Doctoral. Instituto de Tecnología de Georgia.

Thiery, R., Bakker, R., Monnin, C., y The Shipboard Scientific Party of ODP Leg 164. (1998). Geochemistry of gas hydrates and associated fluids in the sediments of a passive continental margin. Preliminary results of the ODP Leg 164 on the Blake Outer Ridge.

Tsuji, Y., Fujii, T., Hayashi, M., Kitamura, R., Nakamizu, M., Ohbi, K., y Okui, T. (2009). Methane-hydrate occurrence and distribution in the eastern Nankai trough, Japan: Findings of the Tokai-oki to Kumano-nada methane-hydrate drilling program. *Natural Gas Hydrates - Energy Resource and Associated Geologic Hazards*, pp. 228-246.

Tsuji, Y., Ishida, H., Nakamizu, M., Matsumoto, R., y Shimizu, S. (2004). Overview of the MITI Nankai Trough wells: A milestone in the evaluation of methane hydrate resources. *Resour. Geol.*, 54, pp. 3-10.

Vilchis, G. (Mayo de 2014). Respuesta de los registros geofísicos de pozos en formaciones con hidratos de metano. *Tesis para obtener el título de Ingeniera Petrolera*. México. D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería.

Waite, W. F., Santamarina, J. C., Cortes, D. D., Dugan, B., Espinoza, D. N., Germaine, J., y Yun, T. S. (2009). Physical Properties of Hydrate-Bearing Sediments. *Geophysics*, 47, RG4003, pp. 1-38.

Winters, W. J., Waite, W. F., y Mason, D. H. (2009). Effects of methane hydrate on the physical properties of sediments.

Winters, W. J., Waite, W. F., Mason, D. H., Gilbert, L. Y., y Pecher, I. A. (2007). Methane gas hydrate effect on sediment acoustic and strength properties. *Journal of Petroleum Science & Engineering* 56 (1-3), pp. 127-135.

Woodside, J. M., Ivanov, M. K., y Limonov, A. F. (1997). Neotectonics and fluid flow through seafloor sediments in the Eastern Mediterranean and Black Seas. Parts I and II. *UNESCO IOC Tech Ser*, 48, 224 pp.

Xu, W., y Germanovich, L. (2006). Excess pore pressure resulting from methane hydrate Excess pore pressure resulting from methane hydrate. *Geophysical Research* 111:B01104.

Yun, T. S., Ruppel, J. C., y Santamarina, J. C. (2007). Mechanical properties of sand, silt, and clay containing tetrahydrofuran hydrate. *Journal of Geophysical Research* 112, B04106. DOI:10.1029/2006JB004484.

Zhang, X., Hester, K. C., Ussler, W., Walz, P. M., Peltzer, E. T., y Brewer, P. G. (2011). In situ Raman-based measurements of high dissolved methane concentrations in hydrate-rich ocean sediments. *Geophysics Research Letter*, 38.

Zheng, R. C., She, H. B., Ponnivalavan, L., y Xiao, S. L. (2016). Review of natural gas hydrates as an energy resource: Prospects and challenges. *Elsevier*, 162, pp. 1633-1652.

Probetas, probetas, probetas..., mejor más pequeñas

Specimens, Specimens, Specimens..., the Smaller the Better

M. I. Guerra-Romero^{1*}, D. González Martínez¹, A. Juan-Valdés¹, R. M. Alonso², D. Rodríguez-Robles¹, J. García-González¹, J. M^a. Morán-del-Pozo¹

Resumen

En muchos países se utilizan las probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro para hacer los ensayos característicos del hormigón tales como el de compresión y el de tracción indirecta. Estas probetas tienen alrededor de 12 kg de masa y de 20 kg si se incluye el molde. Según el INSHT, el manejo de estos pesos asociado a malas posturas, puede dañar la espalda del personal de laboratorio, especialmente si son personas sujetas a medidas especiales de protección. La normativa española permite utilizar probetas de menor tamaño, por ejemplo las de 100 mm de diámetro. Esta probeta, con tan sólo 4 kg de masa, nunca provocaría daños dorsolumbares a los trabajadores.

En este estudio se compararon los resultados del ensayo de tracción indirecta entre probetas de 150 y 100 mm de diámetro. Se encontró que no había diferencias significativas entre las medias obtenidas para cada tipo de probeta. En vista de los resultados, se podrían utilizar las probetas más ligeras en lugar de las de 150 mm, mucho más pesadas. No obstante se encontró que los resultados de las probetas de menor tamaño tienen mayor dispersión.

Palabras clave: ensayo brasileño; efecto tamaño; ensayo de tracción indirecta;

Abstract

In many countries, compression and splitting tensile tests are usually performed using cylindrical specimens of 150 mm in diameter. This kind of specimen has about 12 kg mass or 20 kg if cast is included. The use of such heavy specimens associated with bad postures may hurt the back of laboratory staff, according to INSHT (Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo), especially if they are people entitled to special protective measures with respect to loads. Spanish standard rules let us use smaller and lighter specimens. For instance, a cylindrical specimen of 100 mm in diameter has just 4 kg mass, which never hurts the back.

In this study, results from splitting tensile test using cylindrical specimens of 150 and 100 mm in diameter were compared. It was found that there were no significant differences between the means obtained for each type of specimen. In view of the results, smaller, lighter specimens could be used rather than large ones. Nonetheless we also found that the results of the smaller specimens showed greater dispersion.

Key Words: *brazilian test; effect of size; indirect tensile test; splitting tensile strength; .*

1. INTRODUCCIÓN

Las probetas cilíndricas de 150/300 mm son las que habitualmente se utilizan en España para caracterizar la resistencia del hormigón a compresión (UNE-EN 12390-3:2003). Existen otras probetas cilíndricas normalizadas de menor tamaño, por ejemplo las de 100 mm de diámetro o las de 75 mm (100/200 y 75/150 mm), que aún siendo más manejables, no son de uso habitual en los ensayos de compresión. Parece que hoy día hay numerosas razones para que las normas propongan el uso de probetas de menor tamaño y peso, por ejemplo las de 100/200 mm.

Son numerosos los artículos científicos publicados que, no solo muestran las ventajas de utilizar probetas de pequeño tamaño (Patnaik, Patnaikuni 2002), sino que además los autores analizan las diferencias encontradas en la resistencia a compresión, asociadas al tamaño de las probetas. Para compensar estas diferencias, algunos autores sugieren el uso de coeficientes que

relacionan los resultados entre probetas de distinto tamaño (Patnaik, Patnaikuni 2002). Yazici & Sezer (2007) proponen complejas funciones de regresión que relacionan los resultados experimentales con el tamaño de las probetas. En la mayoría de los artículos publicados se toma como referencia una probeta estándar de unos 150 mm de diámetro. En general, los resultados muestran que las diferencias encontradas en el ensayo de compresión entre usar una probeta estándar y otras de menor tamaño, se mantienen dentro del 5 %. A la vista de esto, cabe pensar que también se podrían utilizar las probetas de menor tamaño para caracterizar la resistencia del hormigón a compresión (Day & Haque 1993; Yazici & Sezer 2007).

De forma análoga, la bibliografía es abundante en artículos muy variados sobre el ensayo brasileño. Este ensayo, también llamado de “tracción indirecta”, es un método para estimar experimentalmente la resistencia a tracción del hormigón y de otros materiales pétreos. Los primeros trabajos experimentales apuntan a que el tamaño y el tipo de probeta pueden influir en los resultados. Bazant *et al.* (1991) y (1994) comprueban, trabajando con probetas cilíndricas, que hay un “efecto tamaño”, es decir, que los resultados obtenidos en los ensayos de un mismo hormigón varían según sea el tamaño de la probeta empleada. Al

* Autor de contacto: miguer@unileon.es

¹ ESTIA. Universidad de León. León, España.

² Instituto de RRNN de la Universidad de León. León, España.

igual que ocurre con el ensayo de compresión, por debajo de 150 mm de diámetro, las probetas dan tensiones tanto más altas, cuanto más pequeña es la probeta. Sin embargo, ocurre lo contrario por encima de 150 mm de diámetro, la resistencia de tracción obtenida en cada ensayo aumenta al aumentar el diámetro de la probeta.

En varios trabajos experimentales con probetas cilíndricas normalizadas (Tang, Shah *et al.* 1995, Rocco, Guinea *et al.* 1999) se observa que además del diámetro puede influir el ancho de la banda de apoyo que se suele colocar bajo el pistón de carga. Carmona (2009) encuentra que con un ancho de banda igual a 1/6 del diámetro de la probeta, desaparece el efecto “ancho de banda”, con lo que los resultados procedentes de un mismo hormigón vuelven a depender solo del ancho de la probeta.

En España, la resistencia a tracción indirecta del hormigón se determina siguiendo la norma EN 12390-6_2001. Esta norma se restringe a probetas cilíndricas –sin especificar el tamaño–. Curiosamente, esta norma considera que el citado “efecto tamaño” en la tracción no es significativo, posiblemente debido a la gran variabilidad de los resultados. Conscientes de esta variabilidad, y dejando vía libre al uso de cualquier tamaño de probeta, la norma establece que en caso de litigio se debe tomar como referencia la probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro por 300 mm de longitud.

El ensayo brasileño también ha sido objeto de trabajos virtuales, no experimentales, mediante aplicaciones informáticas basadas en métodos numéricos. Estos trabajos se han enfocado a toda clase de materiales pétreos, incluido el hormigón. Tedesco *et al.* (1994) son de los primeros en modelizar el comportamiento de las probetas de hormigón mediante el método de los elementos finitos (FEM) hasta conseguir resultados parecidos a los experimentales. En este tipo de modelización (Ruiz, Ortiz *et al.* 2000) también se observa un cierto “efecto tamaño”. Otros autores (Brara, Klepaczko, 2006) basan sus modelos en el método de las diferencias discretas, o en el método de elementos discretos (Oñate Ibáñez de Navarra, Zárate *et al.* 2005) y comprueban que hay concordancia entre sus modelos y los resultados experimentales. En general se puede decir que la Mecánica de la Fractura, unida a la simulación mediante estos programas basados en Métodos Numéricos, está permitiendo conocer en profundidad todos los parámetros de los que depende el ensayo brasileño. Conocidos estos parámetros se puede utilizar cualquier tipo de probeta y estimar con suficiente aproximación la resistencia a tracción del hormigón, independientemente de su tamaño.

En los laboratorios donde se hacen numerosos ensayos de hormigón, hay razones “de peso” para sustituir las probetas cilíndricas de 150/300 mm por otras de menor tamaño, por ejemplo por las de 100/200 mm. El peso junto con la forma cilíndrica y resbaladiza, no favorecen su manejabilidad. Las probetas cilíndricas de 150/300 mm tienen

una masa de unos 12 kg, y si se manipulan con el molde pueden llegar a los 20 kg. Las probetas de 100 mm de diámetro tienen una masa de tan solo 4 kg.

Según la “Guía Técnica para la evaluación y prevención de los riesgos relativos a la manipulación normal de cargas en posturas de pie” (Arqued Fernández 1998), (*Real Decreto 487/1997, de 14 de abril, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañen riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores.* 1997), una persona normal que tiene que coger del suelo una carga lisa, resbaladiza y colocarla en un plano horizontal, alejándola del tronco, no debería de cargar con más de 10 kg. Si además se tratase de una persona de protección especial –mujeres o personas mayores–, la carga no debiera sobrepasar los 6 kg. En estas condiciones especiales, las probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro, con sus 12 kg, podrían causar lesiones dorsolumbares. En cambio las de 100 mm de diámetros son seguras.

Con el fin de ver la posibilidad de utilizar las probetas más ligeras en el ensayo brasileño, se han ensayado dos tipos de hormigón de uso común en España, el H-25 y H-30, utilizando probetas cilíndricas de 150 y 100 mm de diámetro. A partir de los resultados obtenidos se ha intentado cuantificar el “efecto tamaño” entre estos dos tipos de probetas. Así pues, el objetivo de este trabajo es el conocer la relación existente entre los resultados obtenidos en el ensayo brasileño utilizando probetas cilíndricas de 150 y 100 mm de diámetro.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1. Material

En la elaboración de todos los hormigones se ha utilizado cemento Portland (CEM I 42.5 R), sin ningún tipo de adición y una densidad de 3.12 kg/dm³. Se han utilizado áridos rodados de río, de naturaleza silíceo. El árido fino está formado por la arena de tamaño máximo 4 mm, un módulo granulométrico de 2.36 y una densidad de 2.80 kg/dm³. El árido grueso lo constituyen las gravas, de tamaño máximo 12.5 mm, inferior a un tercio del diámetro de las probetas; el tamaño máximo del árido es una de las limitaciones que tiene el uso de probetas pequeñas. El módulo granulométrico es 6.20 y su densidad 2.56 kg/dm³. La resistencia a la fragmentación de estas gravas, obtenida en el ensayo de Los Ángeles, es de 33 y el índice de lajas de 4. En los ensayos granulométricos se ha utilizado la serie de tamices UNE siguiendo la Norma UNE-EN 933-1:1998/A1 (2006). La capacidad de absorción de agua fue de 1.1 % en la arena y de 1.9 % en la grava, determinación efectuada según la norma UNE-EN 1097-6 (2001). En la tabla 1 figura la dosificación de los diferentes hormigones empleados en el ensayo. En todos los casos la consistencia fue blanda.

Tabla 1. Dosificación

Hormigón	Referencia	A/C ratio	Cemento (kg/m ³)	Agua (kg/m ³)	Arena (kg/m ³)	Grava (kg/m ³)
H-25	M1	0.60	361	215	975	882
H-30	M2	0.52	410	215	935	882

Tabla 2. Número y tamaño de las muestras

Muestra	Repeticiones	Nº probetas			Total muestras
		Tracción indirecta		Compresión	
		G 150/300	S 100/200	S 100/200	
M1	3	x3	x4	x2	27
M2	3	x3	x4	x2	27
Total:	6	18	24	12	54

Tabla 3. Resultados estadísticos en función de la dosificación (M1 y M2) del hormigón (probetas cilíndricas 100/200 mm)

Muestra		Densidad (kg/dm ³)	Resistencia a compresión (MPa)
M1	Media	2.36	43.05
	Desviación típica	0.012147	1.13411
	Varianza	0.000	1.286
M2	Media	2.37	49.18
	Desviación típica	0.011798	2.78000
	Varianza	0.000	7.728

Tabla 4. Resultados del ensayo de tracción indirecta (tensiones en MPa)

Muestra	Media	Mediana	Desviación típica	Varianza
Todas	3.70	3.68	0.31353	0.098299
G (grandes)	3.64	3.67	0.2551	0.065076
S (pequeñas)	3.74	3.71	0.34961	0.122225

Se emplearon dos tipos de probetas cilíndricas: 150/300 mm y 100/200 mm (D/h). El curado se llevó a cabo por inmersión en agua durante 28 días a una temperatura de entre 18 y 20 °C. Las probetas fueron rotas en una prensa de 200 toneladas métricas de capacidad, siguiendo la norma UNE-EN 12390-3 y UNE-EN 12390-6:2001/AC (2005). Previamente las que se ensayaron a compresión fueron refrentadas con mortero de azufre.

2.2. Metodología

En este ensayo se han hecho dos dosificaciones diferentes (M1 y M2). De cada dosificación se han hecho 3 amasadas o repeticiones; con el hormigón de cada amasada se elaboraron 3 probetas grandes (G) de 150/300 mm y 4 pequeñas (S) de 100/200 mm, para hacer el ensayo de tracción indirecta. Adicionalmente otras dos probetas pequeñas (S) del mismo hormigón fueron ensayadas a compresión. En total (véase la tabla 2) se ensayaron 54 probetas cilíndricas: 42 a tracción indirecta y 12 a compresión. El hormigón se elaboró en una hormigonera con una capacidad de 200 litros.

Los resultados obtenidos fueron analizados estadísticamente con el programa **R** (Stephens 1976).

3. RESULTADOS

El objetivo del análisis estadístico es el de comprobar si existen diferencias significativas entre las resistencias a tracción de las probetas grandes y pequeñas. En análisis estadístico se llevó a cabo con el programa **R**. En la tabla

4 se muestran los valores medios, medianas y estadísticos de dispersión correspondientes a las probetas grandes, pequeñas y en conjunto. Los datos de la resistencia a tracción vienen dados en megapascuales (MPa).

Según puede verse (tabla 4), la media y la mediana son muy parecidas, lo que hace pensar que se trata de una *distribución normal*. No obstante, se decidió hacer una prueba de normalidad para confirmarlo. El test de normalidad utilizado ha sido el de Anderson-Darling (Anderson, Darling 1952; Stephens 1974; Stephens 1976), con objeto de incidir más sobre los efectos de las colas en el ajuste de la distribución. A diferencia de las probetas pequeñas (figura 2) que apenas muestran colas, el ajuste de datos de las probetas grandes (figura 1) muestra unas colas significativas en sus extremos. En el análisis se acepta la hipótesis nula, a un nivel de confianza del 95 %, de que ambos grupos provengan de una *distribución normal*.

Tabla 5. Prueba de normalidad de Anderson-Darling

Probetas	A	p-value
G (grandes)	0.2702	0.6336
S (pequeñas)	0.3731	0.3904

A: Anderson statistical

En la tabla 6 se muestran los resultados del F -test, aceptándose la hipótesis nula de igualdad de varianzas, a un 95 % de confianza, resultado que se utilizará posteriormente en la comparación entre las medias de los grupos. Al ser $p > 0.05$, se puede aceptar que las varianzas de ambos grupos de probetas no presentan diferencias significativas.

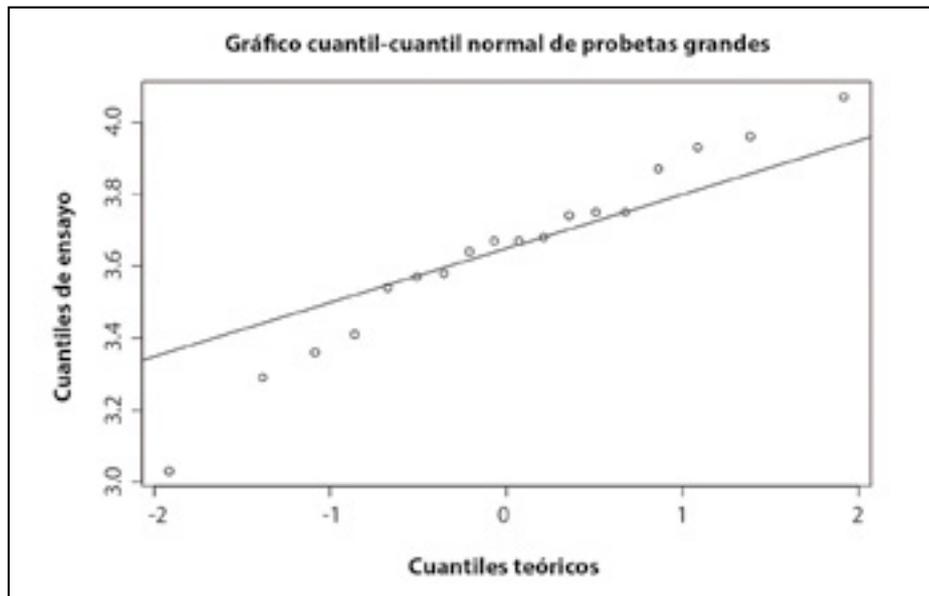


Figura 1. Ajuste de los resultados de probetas grandes (MPa) a la Distribución Normal.

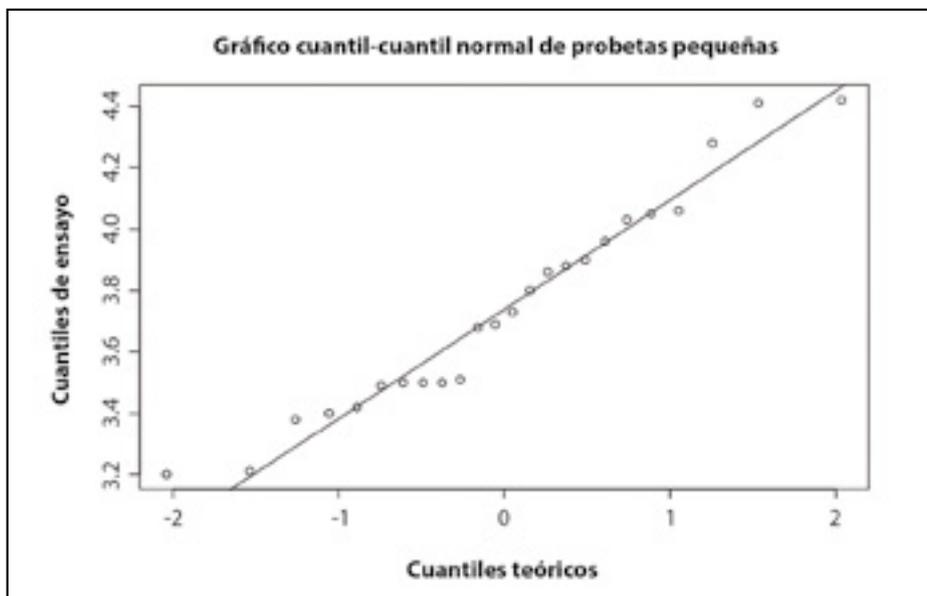


Figura 2. Ajuste de los resultados de probetas pequeñas a la Distribución Normal.

Tabla 6. F-test, de comparación de varianzas

Probetas	gl	F	p-value
G (grandes)	17	0.5324	0.1862
S (pequeñas)	23		

F (Fisher): Fisher statistical

Por último se hace un contraste de igualdad entre las medias, con un nivel de confianza del 95 %, mediante un t-test (tabla 7).

Tabla 7. t-test

Probetas	gl	t	p-value
G (grandes)	40	-1.0732	0.2896
S (pequeñas)			

t of Student

Dado que el p-value es mayor que el nivel de significación, se puede aceptar que la resistencia a tracción media de los dos

tipos de probetas analizados, no presenta diferencias significativas. Por último, la figura 3 muestra mediante un diagrama de cajas, cómo la dispersión de las probetas pequeñas, de 100 mm de diámetro, es mayor que la de las grandes, de 150 mm. Esto hace pensar que cuando se utilicen probetas pequeñas, es recomendable aumentar el número de probetas con las que se haga el ensayo brasileño para acotar así esta dispersión.

4. DISCUSIÓN

En la tabla 4 se observa que los resultados medios de las probetas grandes son ligeramente inferiores a los de las pequeñas, lo que está de acuerdo con lo observado por otros investigadores (Bazant, Kazemi et al. 1991, Bazant, Ozbolt et al. 1994). La relación entre las medias de ambos tipos de probetas (X_{100}/X_{150}) es 1.027, algo inferior al obtenido por otros autores como Carmona (2009). Al ser un valor muy próximo a la unidad, significa que no hay diferencias significativas entre estos dos tipos de probetas (de 150/300 mm y de 100/200 mm), es decir, no hay un “efecto tamaño” en el ensayo brasileño.

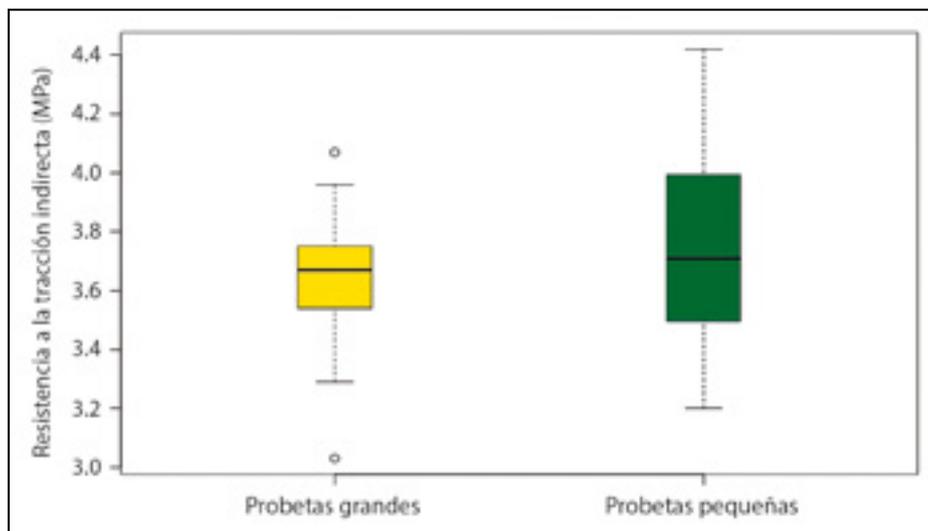


Figura 3. Dispersión de los resultados del ensayo brasileño (MPa).

Según lo anterior, desde el punto de vista estadístico se podrían utilizar indistintamente ambos tipos de probetas, con un nivel de confianza del 95 %, lo que hace innecesario aplicar el ratio de 1.027 para relacionar los resultados de las probetas grandes con las pequeñas, pues en ambos casos se trata de la misma población muestral.

Sin embargo, al observarse una mayor dispersión de los resultados de las probetas pequeñas, parece recomendable aumentar el número de muestras en los controles de calidad normalizados (ensayo brasileño) que se hacen en las obras de hormigón con el fin de acotar esta dispersión.

5. CONCLUSIONES

Según los resultados obtenidos en los ensayos de tracción indirecta (ensayo brasileño), la relación entre las medias obtenidas con probetas pequeñas y grandes (X_{100}/X_{150}) es de 1.027.

Según los resultados del análisis estadístico, las poblaciones de ambos tipos de muestras son normales, y las diferencias encontradas entre ambos “no son significativas”, por lo tanto se podrían utilizar indistintamente probetas de 100 y de 150 mm de diámetro en el ensayo brasileño, con la ventaja de que las pequeñas pesan 4 kg frente a los casi 12 de las grandes.

La dispersión mostrada por las probetas cilíndricas pequeñas, de 100 mm de diámetro, es mayor que la de las probetas de 150 mm.

6. BIBLIOGRAFÍA

Anderson, T. W., y Darling, D. A. (1952). Asymptotic Theory of Certain Goodness of Fit Criteria Based on Stochastic Processes. *Annals of Mathematical Statistics*, 23 (2), pp. 193-212.

Arqued Fernández, J. (1998). *Manipulación manual de cargas: prevención de lesiones dorsolumbares* (1ª ed.). Zaragoza: Departamento de Sanidad, Bienestar Social y Trabajo (Gobierno de Aragón).

Bazant, Z. P., Ozbolt, J., y Eligehausen, R. (1994). Fracture Size Effect - Review of Evidence for Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering* (ASCE), 120 (8), pp. 2377-2398.

Bazant, Z. P., Kazemi, M. T., Hasegawa, T., y Mazars J. (1991). Size effect in Brazilian split-cylinder tests: measurement and fracture analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 88 (3), pp. 325-332.

Brara, A., y Klepaczko, J. R. (2006). Experimental characterization of concrete in dynamic tension. *Mechanics of Materials*, 38 (3), pp. 253-267.

Carmona, S. (2009). Efecto del tamaño de la probeta y condiciones de carga en el ensayo de tracción indirecta. *Materiales de construcción*, (294), pp. 7-18.

Day, R. L., y Haque, M. N. (1993). Correlation between Strength of Small and Standard Concrete Cylinders. *ACI Materials Journal*, 90 (5), pp. 452-462.

Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales (1997). Real Decreto 487/1997, de 14 de abril, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañan riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores.

Oñate Ibáñez de Navarra, E., Zárate, F., Rojek, J., Canet, J. M., Recarey Morfa, C. A., Cadoce, G., y Labra, C. A. (2005). Modelación y simulación del ensayo de tracción indirecta o ensayo brasileño, empleando el Método de los Elementos Distintos (MED). *Cemento Hormigón*, (878), pp. 42-61.

Patnaik, A. K., y Patnaikuni, I. (2002). Correlation of strength of 75 mm diameter and 100 mm diameter cylinders for high strength concrete. *Cement and Concrete Research*, 32 (4), pp. 607-613.

Rocco, C., Guinea, G. V., Planas, J., y Elices, M. (1999). Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: Experimental verification. *Materials and Structures*, 32 (217), pp. 210-217.

Ruiz, G., Ortiz, M., y Pandolfi, A. (2000). Three-dimensional finite-element simulation of the dynamic Brazilian tests on concrete cylinders. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 48 (7), pp. 963-994.

Stephens, M. (1976). Asymptotic Results for Goodness-Of-Fit Statistics with Unknown Parameters. *Annals of Statistics*, 4 (2), pp. 357-369.

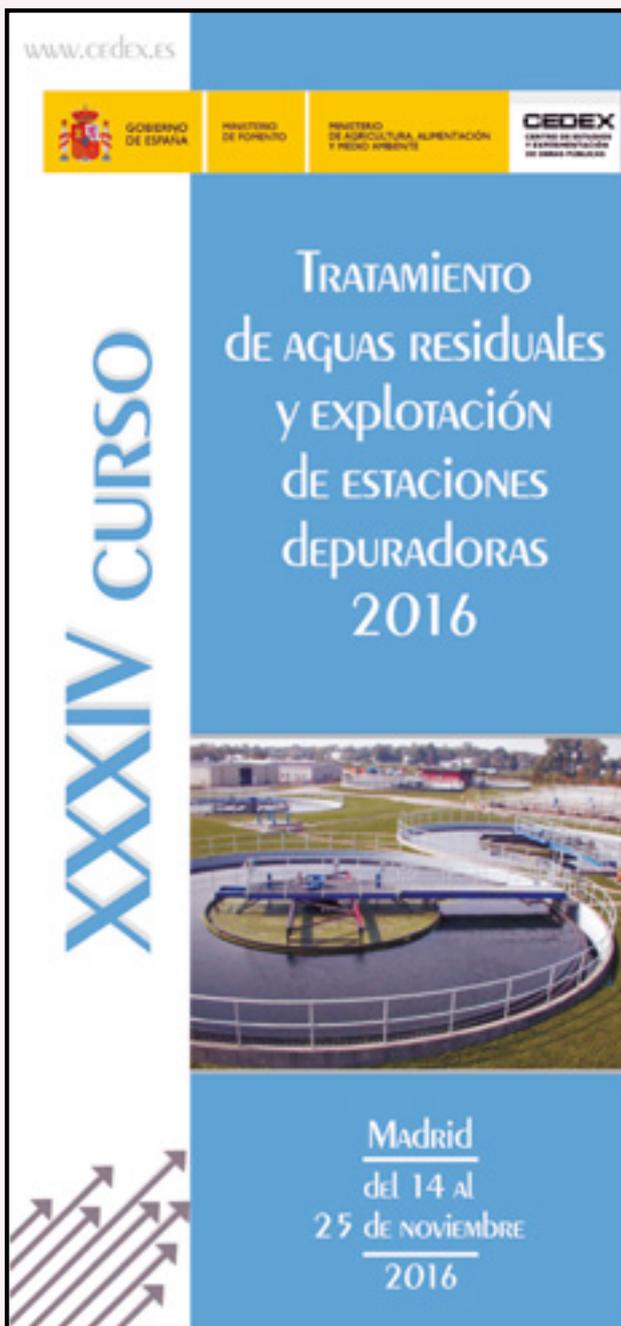
Stephens, M. A. (1974). EDF Statistics for Goodness of Fit and some Comparisons. *Journal of the American Statistical Association*, 69 (347), pp. 730-737.

Tang, T., Shah, S., y Ouyang, C. (1995). Fracture-Mechanics and Size Effect of Concrete in Tension - Closure. *Journal of Structural Engineering* (ASCE), 121 (1), pp. 151-155.

Tedesco, J. W., Hughes, M. L., y Ross, C. A. (1994). Numerical simulation of high strain rate concrete compression tests. *Computers & Structures*, 51 (1), pp. 65-77.

Yazici, S., y Sezer, G. I. (2007). The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete. *Building and Environment*, 42 (6), pp. 2417-2420.

XXXIV CURSO TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y EXPLOTACIÓN DE ESTACIONES DEPURADORAS 2016



XXXIV CURSO TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y EXPLOTACIÓN DE ESTACIONES DEPURADORAS 2016

La recogida y tratamiento de las aguas residuales es una necesidad ineludible para la conservación y uso racional de los recursos hídricos. En España, la ejecución del Plan Nacional de Saneamiento y Depuración (1995-2005), concebido para dar cumplimiento la Directiva 91/271/CEE, nos ha dotado de un importante número de nuevas instalaciones de depuración, a la vez que se mejoraban, ampliaban y adaptaban muchas de las instalaciones existentes.

La implantación de la Directiva Marco del Agua ha establecido, a través de los planes de cuenca, unos objetivos ambientales muy exigentes y el Plan Nacional de Calidad de las Aguas, Saneamiento y Depuración (2007-2015), así como una serie de planes autonómicos, se pusieron en marcha para contribuir a alcanzar esos objetivos y finalizar la implantación de la Directiva 91/271/CEE. Si bien la crisis de los últimos años ha impedido alcanzar los desarrollos previstos.

Por otra parte, la reutilización de aguas residuales se ha consolidado como una medida que permite racionalizar el uso de los recursos hídricos y aportar nuevos recursos en las zonas costeras. Su regulación a partir de 2007 ha enmarcado el desarrollo de esta actividad, tanto en la construcción de nuevas instalaciones, como en la adaptación de las existentes para alcanzar los niveles de calidad exigidos.

A pesar de la gran evolución de los últimos años, existen todavía aspectos por mejorar como pueden ser la optimización energética de las instalaciones, la fiabilidad de los rendimientos, la gestión de pluviales, la estabilización de fangos o la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones.

Por otra parte, el importante nivel de desarrollo alcanzado en el tratamiento y gestión de aguas residuales en nuestro país está permitiendo a las empresas españolas ampliar su ámbito de trabajo a la esfera internacional, dando apoyo principalmente a los países en desarrollo.

Todas estas acciones, hacen previsible una demanda elevada de técnicos en este campo, con la adecuada formación.

Este Curso, celebrado anualmente desde 1983, se dirige fundamentalmente a profesionales relacionados con el tema de las aguas residuales y pretende aportar una amplia formación, tanto teórica como práctica, de los distintos sistemas de tratamiento, del funcionamiento y la explotación de las estaciones depuradoras, así como de otros temas relacionados, como la reutilización de aguas, la generación y control de olores y el destino y valorización de los fangos procedentes de la depuración.

El Curso será impartido por un numeroso grupo de expertos en tratamiento de aguas, tanto del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX como de otras instituciones públicas y privadas.

¿Quién fue José Echegaray?

José-Carlos Pacheco
Servicio de Publicaciones (REYAC/CEDEX)
Jose.C.Pacheco@cedex.es

*¡Ay, dulce y cara España,
madrastra de tus hijos verdaderos,
y con piedad extraña piadosa
madre y huésped de extranjeros!*
La Arcadia, Lope de Vega (1562-1635)

*Dejando al tiempo que haga de las tuyas, que es el mejor
médico de estas y de otras mayores dificultades*
Don Quijote de La Mancha, Miguel de Cervantes (1547-1616)

*La ciencia es libertad de pensamiento y no puede
ser la de una nación en la que no ha existido
siempre más que látigo, hierro, sangre, braseros y humo*
Discurso ante la Real Academia de Ciencias Exactas, 1866,
José Echegaray (1832-1916)

1. Echegaray y la posteridad

¿Tiene sentido en nuestros días escribir una biografía sobre Echegaray? Cuestión ésta no ociosa, ciertamente. Y mucho menos a tenor de la publicación de la espléndida biografía que, coincidiendo con el primer centenario de la muerte del primer Nobel español de todos los tiempos, ha sido patrocinada por la Fundación Juanelo Turriano de Madrid.

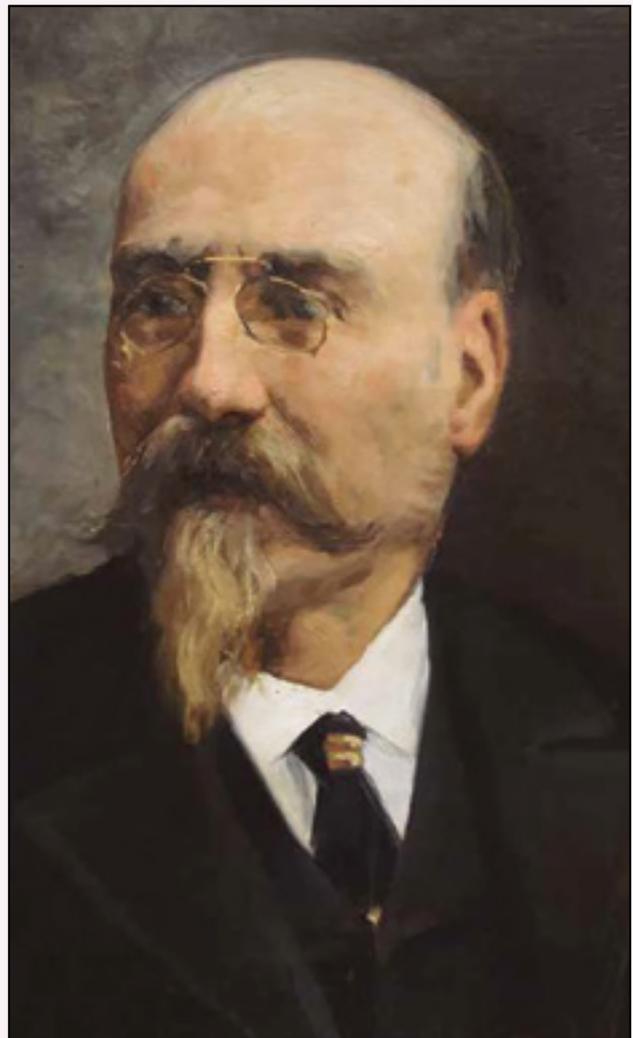
Se trata, en efecto, del estudio biográfico *José Echegaray (1832-1916). El Hombre Polifacético. Técnica, ciencia, política y teatro en España* (2016). Estudio que, además, ha sido elaborado por el acreditado historiador de la ciencia José Manuel Sánchez Ron, de la Real Academia Española y uno de los principales conocedores de la figura y la obra de Echegaray. Pocos autores tan apropiados y autorizados, pues, para llevar a buen puerto esta meritoria empresa como Sánchez Ron, que ha venido haciendo a lo largo del tiempo diferentes aproximaciones al personaje polifacético que fue Echegaray, aunque concentrándose principalmente en la vertiente científica de éste.

No menos importante, esta obra contribuye sustantivamente a revigorizar en nuestro país el género biográfico, que tradicionalmente ha sido ignorado y que, actualmente, conoce un robusto florecimiento. Hasta hace relativamente poco, sin embargo, esto no era así.

Y es que, a diferencia de lo que ocurre en el mundo anglosajón, en donde el género biográfico, aunando magistralmente rigor histórico y brillantez narrativa, disfruta de una prestigiosa tradición perfectamente establecida, en España apenas si se ha cultivado dicho género en la misma medida, habiendo sido injustamente desdeñado por no pocos historiadores y novelistas.

Las causas de este abandono haya que buscarlas, acaso, en los anticuados presupuestos de la historiografía más convencional. También, en la enorme influencia que ejercieron las tesis reduccionistas de la

escuela marxista, para la que la historia es entendida como una secuencia predeterminada de inescapables factores materiales. Afortunadamente, las tendencias han ido cambiando, y aquella enorme carencia de solventes biografías ha venido siendo paliada en las últimas décadas gracias, sobre todo, a la cuidadosa investigación historiográfica cuyos impulsores han perseguido, en esencia, dos objetivos: modernizar el género, por un lado, y hacer un tipo de historia más rica e integradora, por otro. Así, y por solo citar unos cuantos casos de ensayos biográficos que se han convertido en auténticos referentes, cabría destacar las biografías de Manuel Azaña (Santos Juliá), Isabel II (Isabel Burdiel) o Adolfo Suárez (Juan Francisco Fuentes); y por el lado de los hispanistas, la de Franco (Paul Preston) o la del Conde-Duque de Olivares (John H. Elliot). Sin olvidar, desde luego, la colección *Vidas españolas del siglo XIX*, impulsada por Ortega hacia 1930; las conocidas y sólidas indagaciones de Gregorio Marañón sobre el Conde-Duque de Olivares, Antonio Pérez, Amiel o Tiberio; o, más recientemente, la loable iniciativa de la Fundación Juan March *Españoles eminentes*, cuyo título homenajea el de un libro de Strachey (*Victorianos eminentes*).



Retrato de José Echegaray. S. F. Fundación Juanelo Turriano (Madrid).

Por todo ello hay que saludar con entusiasmo el lúcido y minucioso trabajo que nos presenta Sánchez Ron, cuya biografía sobre Echegaray tiene el doble mérito de fomentar el género biográfico de alta calidad y, al mismo tiempo, de actualizar el conocimiento sobre Echegaray. De esta forma se ha conseguido indudablemente revalorizar y contextualizar las contribuciones de Echegaray a la ingeniería, las matemáticas y la física –sin olvidar otras numerosas facetas–, además de reconocer –tal y como reza la contracubierta de la biografía aquí citada–, “sus esfuerzos por poner a España a la cabeza de las naciones más desarrolladas científica y tecnológicamente”.

Desde la distancia temporal, antes de trazar una mínima semblanza de su persona, el caso de Echegaray llama poderosamente la atención a cualquiera porque, siendo un español tan sobresaliente en tantos sentidos, muchos de los aspectos que rodearon su intensa actividad pública e intelectual se han ido difuminando en el tiempo. Y esto a pesar del hecho de que resulta difícil pensar en otra figura pública igualmente relevante en la historia contemporánea española que haya desplegado tal abanico de intereses y ocupaciones: matemático, científico, intelectual, dramaturgo, político, ingeniero de Caminos, ministro, académico, divulgador, ateneísta, polígrafo, profesor, institucionalista, etcétera. Con este imponente bagaje es más que probable que en otras latitudes Echegaray hubiera alcanzado hace tiempo la categoría de gloria nacional o, al menos, la de eminente. En España, por el contrario, tantos méritos y tantas responsabilidades ejemplarmente ejercidas lo han hecho valedor de un lugar de honor dentro de lo que, según la jocosa consideración de algunos, es el panteón de españoles ilustres injustamente olvidados.

Las causas de esta cruel postergación tienen que ver, de un lado, con la dificultad que enfrenta el biógrafo al tener que abordar una figura de la riqueza poliédrica de Echegaray sin dejar de reflejar, al mismo tiempo, las contradicciones y matices que pudieron marcar su vida privada. Y de otro, paradójicamente, con la concesión al dramaturgo Echegaray, junto al poeta provenzal Frédéric Mistral, del premio Nobel de Literatura en 1904. Para entonces, en los años de cambio de siglo, las obras teatrales de Echegaray habían empezado a entrar en declive –después de haber cosechado los más sonados éxitos durante más de treinta años–, alejándose cada vez más de los gustos estéticos que imponían las primeras vanguardias del siglo XX. El mismo Echegaray, como es sabido, consideraba no sin desazón que los dramas que escribía con tanta facilidad no pasaban de ser una generosa fuente de ingresos, proporcionándole en todo caso mucho más dinero que su producción científica. No obstante lo cual, su proyección pública fue indiscutible, gozando Echegaray de un inmenso y bien ganado prestigio intelectual, científico, social y político en la sociedad de su tiempo.

Prácticamente todos los biógrafos de Echegaray coinciden en subrayar que fue el Nobel lo que desató la indignación y furibunda crítica de algunos de los jóvenes escritores más representativos de la, por otra parte, heterogénea y brillante generación del 98. Azorín (1873-1967), Baroja (1872-1956), Unamuno (1864-1936), Rubén Darío (1867-1916), Valle-Inclán (1866-1936), Maeztu

(1875-1936), entre otros, dieron el primer paso al firmar en 1905 un manifiesto llamado de “los tres”: Azorín, Baroja y Maeztu formaban el núcleo aglutinador de aquellos jóvenes airados del 98. *Los tres* es, por cierto, el título de una novela de Gorki que el diario *El País* publicó en folletón. En tal manifiesto tachaban a Echegaray de abanderar los viejos valores conformistas, acusándolo de representar una España “corroída por los prejuicios y la superchería”. Solo a partir de entonces, la pueril inquina de tan sobresalientes literatos contra Echegaray fue *in crescendo* hasta adquirir el carácter de abierta e injustificada denigración.

Esta campaña de ensañamiento, cuyas reverberaciones se han extendido hasta nuestros días, dio lugar a todo un rico muestrario preñado de anécdotas en que lo que en realidad subyacía era el desprecio más general que sentían aquéllos por toda una clase social, la gran protagonista de la época y la sociedad que iban quedando atrás. A saber, la pujante y meritocrática burguesía liberal decimonónica, nacida al calor del capitalismo, y que tan bien diseccionara Balzac (1799-1850) en su monumental proyecto *La Comedia humana* (1830). En cierta forma, como apuntó José-Carlos Mainer, Echegaray pudo muy bien ser visto como un fiel exponente de aquella clase social, de “aquellos ‘pollos de 1850’ que se inventaron las ‘profesiones liberales’, que erigieron el marco constitucional de la España de la Restauración, que tuvieron fe en el liberalismo económico y político [...], que echaron de menos la fe perdida y, a la vez, cantaron la necesidad de la ciencia como nuevo asidero de su desamparo”. Todavía así, resulta llamativa la duradera influencia de la arremetida hecha por los escritores noventayochistas, quienes proyectaron sobre el pasado histórico más inmediato una sombra de prejuicio o mala conciencia que, de modo extemporáneo, se ha alargado hasta la actualidad.

El caso es que sobre Echegaray se dejaron caer las críticas más acerbas. Así, Ganivet (1865-1898) dijo de sus obras que eran “estupendos mamarrachos”. Benavente (1866-1954), no quedándose atrás, compuso unos versos que con el tiempo se harían muy populares,

*Una gran peste bubónica
se ha declarado en Bombay.
Y Urruchea, aquí, hace una crónica
de un drama de Echegaray
¡Mejor están en Bombay!*

Azorín, en un artículo donde acotaba y definía su propia generación intelectual, se refería a los viejos, esto es, a los viejos escritores a los que ellos tuvieron que enfrentarse al venir a Madrid procedentes de provincias y entre los que ocupaba un lugar prominente el ingeniero y autor de teatro Echegaray. Pío Baroja, siempre irónico y descreído, concluía a este respecto: “Alguno de estos vejstorios se reúnen a banquetear una vez al mes. Les propongo que en cada banquete se coman a uno de sus vetustos compañeros. Hay un peligro: la intoxicación. ¿Por qué? ¿Quién es el valiente capaz de engullir una chuleta de Balart, de Grilo, de Núñez de Arce, de Pereda, de Echegaray, de Sellés o de tantos otros que figuran en la inconmensurable lista de los viejos?”. Unamuno, por

su parte, matizaría su decisión como primer firmante de la protesta de los escritores en 1905 por la concesión del Nobel al afirmar enigmáticamente: "Le debo a Echegaray alguna de mis más hondas emociones de los dieciocho años, y es por esto por lo que me he permitido suscribir la protesta".

Fue Valle-Inclán, de quien se conmemora ahora el 150º aniversario de su natalicio, el que con diferencia iría más lejos en los ataques personales a Echegaray. Muy propenso al insulto fácil, no tuvo reparo en calificarlo de "viejo idiota", y según cuenta Gómez de la Serna en su divertida biografía sobre el irrepentible, vitriólico y estrambótico escritor gallego, hubo cierta ocasión en que éste le había dirigido a Echegaray una carta con una única anotación en el sobrescrito: "el viejo idiota", y que la carta había llegado al que se presumía era su destinatario. Motivo por el que Valle se congratulaba de lo inteligentes que eran los carteros.

En otra ocasión, durante el estreno de una de las obras de Echegaray, Valle gritaba:

-¡Ese don José tiene la obsesión de la infidelidad conyugal! Todos sus dramas son autobiografía de marido burlado.

Un joven que había cerca de él le interpeló:

*-Opine usted de la obra, pero no de la vida privada.
-¿Y quién es usted para intervenir?
-preguntó don Ramón
-El hijo de don José Echegaray
-¿Eztá usted seguro, joven?*

Aparentemente se armó tal revuelo ante las insinuaciones de Valle que sus amigos tuvieron que llevarse a la calle.

Tal era el encono de Valle hacia Echegaray que, según se cuenta, llegó incluso a organizar un escándalo durante una gira teatral por América después de encerrar a su mujer en la habitación del hotel donde se alojaban para impedir que actuase en una función de Echegaray.

Ciertas o no, lo que en definitiva revelan estas anécdotas es el juicio parcial, injusto y descontextualizado que se hizo de Echegaray como personaje público y autor de moda, olvidando por completo su importancia científica, lo cual no puede sorprender si hemos de creer lo que escribe Ricardo Baroja (1871-1953) a propósito de sus tertulios en *Gente del 98* (1952),

Noté en el Café de Madrid que el tema favorito de las conversaciones era literario. Alguna vez se habló de pintura y de escultura, jamás de música ni de nada científico. Me extrañó que no todos, pero sí la mayoría de los principiantes literarios, fueran incapaces de multiplicar un número de dos cifras por otro de dos, y que apenas conocieran la literatura clásica española. De la extranjera, y de la latina y de la griega, no hay que hablar. No las habían saludado. Su cultura literaria empezaba en el último tercio del siglo XIX. La mayoría de los tertulios del café era enciclopédicamente ignorante. Tal ignorancia, que entonces me produjo extrañeza, la he podido

comprobar después en muchísimos literatos, pintores y escultores, y, en mayor escala todavía, en los músicos. Excepto en uno, en Amadeo Vives. También era de nuestro grupo.

Lo que no está lejos de lo que escribiera Camilo José Cela (1916-2002), Nobel de Literatura en 1989, y de cuyo nacimiento se celebra el primer centenario: "Los clientes de café son gente que creen que las cosas pasan porque sí, que no merece la pena poner remedio a nada", en *La Colmena* (1951).

Por lo demás, es evidente que todo cambia y que cada época y generación vienen marcadas por unos gustos y modas y sensibilidades diferentes. Centrándonos únicamente en los dramas neorrománticos escritos por Echegaray, que fue lo que suscitó más críticas a su autor, es difícil no coincidir con los impetuosos jóvenes de la generación del 98. A nosotros, como a ellos, nos puede resultar el estilo de Echegaray efectista, engolado, inverosímil y, por qué no decirlo, hasta ridículo. Pero convendría recordar también que hubo un tiempo, a lo largo del último cuarto del siglo XIX, en que el público se deleitaba en un teatro como el de Echegaray, presidido por la pasión y la exaltación, que se plasmaban a través de un exagerado lirismo.

Intentando ser más ecuánime y ponderado de lo que nunca fueron las generaciones más jóvenes con Echegaray, podría afirmarse por ejemplo que Baroja o Azorín eran buenos prosistas, sí, pero no grandes novelistas, y en todo caso sus novelas, como las de Unamuno o Valle-Inclán, apenas pueden compararse a las grandes novelas de su tiempo; nuestros novelistas apuntan a veces en una dirección parecida a la de sus mejores contemporáneos, con frecuencia compartiendo con ellos inquietudes y vislumbres, pero sus resultados no están a la altura de los de un Joyce (1882-1941), un Kafka (1883-1924), un Proust (1871-1922) o, más alejado en el tiempo, un Faulkner (1897-1962).

Quiérase, en cualquier caso, que las generaciones intelectuales se renueven continuamente. Y así como algunos noventayochistas arremetieron contra sus mayores –Campoamor (1817-1901), Clarín (1852-1901), Galdós (1843-1920), Echegaray (1832-1916), Castelar (1832-1874)-, así también los exponentes modernistas más destacados de la siguiente –léase Ortega (1882-1955), Azaña (1880-1940), Pérez de Ayala (1880-1962), Gómez de la Serna (1888-1963), etcétera-, no tuvieron reparo en poner en solfa, por anticuados, algunos de los postulados artísticos y filosóficos de aquéllos.

Al fin y al cabo, esto es lo más natural y conveniente: que cada generación, sin sentir ligazón con los hábitos y prejuicios establecidos, cuestione crítica y legítimamente a la anterior. No olvidemos que también Echegaray, identificado como muchos de sus colegas con los valores de la Revolución de Septiembre de 1868, abanderó dentro del liberalismo español las posturas más radicales, tal y como atestiguan su discurso de 1866 en la Academia de Ciencias y el pronunciado en las Cortes Constituyentes de 1869. En un caso, lamentando la escasa talla de los matemáticos españoles: "la ciencia matemática", declaraba Echegaray, "nada nos debe; no es nuestra; no hay en ella nombre alguno que labios castellanos puedan

pronunciar sin esfuerzo". En otro, recordando vívidamente los tormentos inquisitoriales para defender la tolerancia y la libertad de cultos,

[...] No ha muchos días, y yo respondo del hecho, resolviendo unos chicos con un bastón sacaron de esas capas de cenizas tres objetos que tienen grande elocuencia, que son tres grandes discursos en defensa de la libertad religiosa. Sacaron un pedazo de hierro oxidado, una costilla humana calcinada toda ella, y una trenza de pelo quemada por una de sus extremidades. Estos tres argumentos son muy elocuentes. Yo desearía que los señores que defienden la unidad religiosa los sometieran a severo interrogatorio; yo desearía que preguntasen a aquella trenza cuál fue el frío sudor que empapó su raíz al brotar la llama de la hoguera y cómo se erizó sobre la cabeza de la víctima. Yo desearía que preguntasen a la pobre costilla cómo palpitaba contra ella el corazón del infeliz judío. Yo desearía que preguntasen a aquel pedazo de hierro, que fue quizá una mordaza, cuántos ayes dolorosos, cuántos gritos de angustia ahogó [...]

A todo lo cual cabría añadir, además, su producción teatral neorromántica, tan vinculada a la Restauración y que, sin embargo, se conecta en algunas de sus manifestaciones con las aspiraciones de las élites liberales más progresistas por romper con la apatía de una sociedad aletargada.

2. La forja de un rebelde

José Echegaray y Eizaguirre nace en la actual calle Quevedo de Madrid el 19 de abril de 1832, siendo hijo de José Echegaray Lacosta, médico, cirujano y profesor aragonés, y de Manuela Eizaguirre Chale, de origen navarro. Tal y como se desprende de las anécdotas y comentarios que vierte en sus *Recuerdos*, publicados en 1917, Echegaray siempre sintió una profunda admiración por su padre, en quien vio un modelo de honradez, tesón y decidida vocación científica. Por motivos de trabajo de su padre, a los cinco años se traslada Echegaray a Murcia, ciudad en la que realiza sus estudios primarios y de bachillerato, y en donde nacieron sus hermanos Miguel, dramaturgo, y Eduardo, ingeniero de Caminos y académico. Estudiante sobresaliente, sus aficiones intelectuales de entonces eran "bien sencillas", manifestando gran interés por el teatro, la novela y, sobre todo, las matemáticas. Fue el estudio de estas últimas, según explica en sus *Recuerdos*, lo que terminaría por convertirse en la auténtica pasión intelectual de su vida,

Las Matemáticas fueron, y son, una de las grandes preocupaciones de mi vida; y si yo hubiera sido rico o lo fuera hoy, si no tuviera que ganar el pan de cada día con el trabajo diario, probablemente me hubiera marchado a una casa de campo muy alegre y muy confortable, y me hubiera dedicado exclusivamente al cultivo de las Ciencias Matemáticas. Ni más dramas, ni más argumentos terribles, ni más adulterios, ni más suicidios, ni más duelos, ni más pasiones desencadenadas, ni, sobre todo, más críticos; otras incógnitas y otras ecuaciones

me hubieran preocupado. Pero el cultivo de las Altas Matemáticas no da lo bastante para vivir. El drama más desdichado, el crimen teatral más modesto, proporciona mucho más dinero que el más alto problema de cálculo integral; y la obligación es antes que la devoción, y la realidad se impone, y hay que dejar las Matemáticas para ir rellenando con ellas los huecos de descanso que el trabajo productivo deja de tiempo en tiempo. Jamás, ni en las épocas más agitadas de mi vida, he abandonado la ciencia de mi predilección; pero nunca me he dedicado a ella como quisiera.

Finalizado el bachillerato, regresa a Madrid en 1848 para iniciar sus estudios de ingeniero de Caminos, una elección lógica si se tiene en cuenta el énfasis que la Escuela de Caminos, en su programa de estudios, concedía al estudio de las ciencias exactas en general y de las matemáticas en particular. Pasa así dos años en la Escuela preparatoria, tal y como era preceptivo, estudiando Cálculo, Geometría descriptiva, Física y Química y Dibujos de imitación y de paisaje. Clasificado con el número 1, empieza hasta completar los tres cursos siguientes en la Escuela especial de Caminos, en donde cursa las asignaturas de Mecánica aplicada, Estereotomía, Mineralogía y Geología, Alemán, Trabajos gráficos, Construcción, Máquinas, Arquitectura, Caminos de hierro, Canales y Puertos, Derecho administrativo e Inglés. En 1853, con veintiún años, concluye Echegaray brillantemente sus estudios con la nota de sobresaliente por unanimidad y la clasificación de número 1. Por la extraordinaria impronta que dejaría la Escuela en Echegaray y tantos otros ingenieros que pasaron por sus aulas, es muy iluminador el recuento que hace Echegaray en sus *Recuerdos* de aquella "Escuela modelo" en la que, como es sabido, imperaba la más estricta disciplina militar,

La Escuela de Caminos, en aquella época, estaba sometida a un régimen severísimo; pudiera decir que casi a un régimen militar. Entrábamos a las nueve de la mañana, y los minutos de retraso se contaban, y si pasaban de quince constituían falta, y si no llegaban a quince, se iban sumando; de modo que, al subir la suma a cierto límite, constituía causa suficiente para perder el curso. Duraba éste todo el año solar, desde el 1º de octubre al 31 de agosto: en nada se diferenciaban, para el alumno, los meses abrasadores del verano de los helados meses de invierno; y el mes de septiembre se destinaba a los exámenes. De esta manera se empalmaban cinco años seguidos, y no había más reposo que los últimos días de diciembre, Semana Santa, Carnaval, domingos y fiestas enteras. Entrábamos, repito, a las nueve de la mañana y permanecíamos en la Escuela hasta las cuatro de la tarde, sin más descanso que media hora que se nos concedía para el almuerzo. Las seis horas y media restantes estaban destinadas a las lecciones orales y al Dibujo, siempre con un profesor o un ayudante a la vista.

En las circunstancias históricas de la España de aquel tiempo, la Escuela de Caminos fue, gracias a la estricta selección de sus alumnos y el extremo rigor con que se organizaban los estudios, una institución clave que, según Javier Fornieles, no tardaría en convertirse en la

forja de esa “aristocracia democrática” que conformaron los ingenieros de Caminos. La mentalidad de estos debe mucho, lógicamente, a esa cantera que fue la Escuela de Caminos, que, desde sus orígenes, estuvo guiada por el firme afán de promover el bienestar material colectivo, la europeización del país y, más que nada, la ciencia y la educación. Imbuidos de una espartana ética basada en el culto al trabajo, la férrea disciplina y la más acusada moralidad en todo lo concerniente a la administración de las cosas públicas, los ingenieros pasaron a representar para muchos –los sectores más abiertos y dinámicos de la sociedad–, la esperanza de llevar adelante la modernización del país. Echegaray fue, como pocos, uno de los productos más acabados de tan mítica Escuela: “Ella, con su sencillez espartana y severidad de claustro”, se afirmaba en *Revista de Obras Públicas* en 1875/6, “con su noble emulación y sus campañas laboriosas, duro gimnasio de la inteligencia y piedra de toque de la constancia, templa para siempre las fibras de la voluntad y de la acerada lógica, que no se doblará ante el sufrimiento, e infunde en el alma una especie de filosofía que hace desdenar ciertas miserias”.

Así pues, no puede sorprender –dada su preparación y los valores que encarnaban–, la aureola social de que gozaron los ingenieros de Caminos, que fueron ganando creciente peso en la Administración y asumiendo como propios los cauces que iba abriendo el liberalismo más progresista. Como tampoco puede sorprender que el mejor notario que ha tenido el siglo diecinueve español, Benito Pérez Galdós, los utilizara como protagonistas modélicos en algunas de sus mejores novelas. El Pepe Rey de *Doña Perfecta* (1876) o el Carlos Golfín de *Marianela* (1878) son, sin duda, claros ejemplos de la admiración con que Galdós contemplaba a estos profesionales.

Después de pasar rápidamente por Almería en su primer destino como ingeniero, Echegaray regresa a la Escuela de Caminos de Madrid en 1854 coincidiendo con la sublevación de O'Donnell y el inicio del Bienio Progresista. Se abre así no solamente un fructífero período de estrecha vinculación con la Escuela –en calidad de profesor y secretario–, y de intenso trabajo intelectual, sino también de sosegada y alegre vida familiar tras contraer matrimonio en 1857 con la asturiana Ana Perfecta Estrada, con la que tuvo dos hijos, Ana y Manuel.

El mismo Echegaray, en sus memorias, nos habla de esta etapa como una de las más felices de su vida, y ello pese a no disfrutar de grandes ingresos al estar sujeto, como la mayoría de los ingenieros, a un estricto sistema de incompatibilidades. Tuvo, en cambio, otras compensaciones por parte de la Escuela, la cual le dio la posibilidad de publicar sus primeros trabajos científicos; de viajar a Castellón con alumnos de la Escuela para presenciar un eclipse total de Sol (1860); de visitar Suiza para estudiar el sistema de perforación del túnel de Mont-Cenis en los Alpes (1860); y de hacer estancias fuera de España con motivo de las Exposiciones Universales de París (1862) y Londres (1867).

También en estos años entra en contacto, a través del ingeniero y compañero de claustro Gabriel Rodríguez (1829-1901), con la entonces nueva disciplina de Economía Política y con las teorías del economista

francés Frédéric Bastiat (1801-1850). La influencia de ambos fue decisiva para hacer de Echegaray un firme adepto de los principios librecambistas y las libertades individuales, que constituían el credo político en boga en toda Europa. En 1856 funda con aquél la publicación *El Economista*, donde publicaría numerosos artículos dando a conocer sus puntos de vista políticos. Participó igualmente en los debates organizados en el Ateneo, la Bolsa o la Sociedad Abolicionista, y en revistas como *La Razón* o *La Revista Hispanoamericana*, basculando progresivamente hacia las posiciones defendidas por krausistas y demócratas en sus críticas al sistema isabelino prevalente, que veían como inoperante, corrupto y clasista.

Mientras tanto, sin abandonar en ningún momento su pasión por las matemáticas, Echegaray continuó publicando estudios sobre esta materia. Sus tres obras *Cálculo de variaciones* (1858), *Problemas de geometría plana* (1865) y *Problemas de geometría analítica en dos dimensiones* (1865), fueron bagaje suficiente, según Sánchez Ron, para ser elegido miembro de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. De ahí la natural sorpresa mostrada por Echegaray en sus *Recuerdos* cuando recuerda que fue “elegido espontáneamente, sin haberlo yo solicitado, sin haber hablado a nadie, sin ambicionarlo siquiera”. Su polémico discurso de ingreso, al que ya hemos aludido para hacer notar el radicalismo con que Echegaray podía presentar sus puntos de vista, llevaba por título *Historia de las matemáticas puras en nuestra España*, y fue presentado el 11 de marzo de 1866.

Y si, tal y como apuntara en su día Vicente Machimbarrena en 1932, “una revolución, la del 54, le trajo a la Escuela; otra revolución política, la del 68, le sacó de ella”. Se confirmaba una vez más, pues, que el devenir de la Escuela –y el de Echegaray con ella–, era un reflejo de los fuertes vaivenes que imponían las circunstancias políticas del momento. Asociada desde sus comienzos a los hitos del liberalismo, la Escuela plasmaba elocuentemente el movimiento pendular flujo/reflujo que presidió la accidentada historia de España en el siglo XIX: se crea en 1802 para renacer en 1820 y organizarse en 1834; desaparece, en cambio, en años tan significativos como 1814 y 1823. Un devenir, como recordó el ingeniero y destacado político Práxedes Mateo Sagasta (1825-1903), en el que se incardina la evolución del cuerpo de ingenieros, que fue creado en la primera época de libertad que hubo en nuestro país, muriendo con la vuelta del absolutismo para brotar de nuevo con la Revolución ‘Septembrina’ de 1868.

3. Las impurezas de la política

Al llegar la Gloriosa de 1868, como es igualmente conocida, Echegaray ya era una persona más o menos conocida dentro de los círculos políticos de la capital pese a ser, tal y como relata en sus *Recuerdos*,

[...] un revolucionario pacífico, que jamás tomó parte activa en ninguna conspiración ni en ningún trastorno... Amaba la revolución, porque amaba la democracia, en la región de las ideas; porque estaba

profundamente convencido de que, en cuanto triunfara en España la democracia y la revolución, el país forzosamente había de transformarse, o, por mejor decir, había de regenerarse... Abominando de todos aquellos Gobiernos [los anteriores a la Revolución del 68], había respetado siempre la ley, había desempeñado a conciencia mis cátedras; y a lo más a que me había lanzado era a pronunciar discursos librecambistas en la Bolsa, o discursos democráticos en el Ateneo.

La Revolución de 1868 fue, en síntesis, una trama orquestada desde arriba por políticos y militares –Prim (1814-1870), Serrano (1810-1885) y Topete (1821-1885)–, y animada por una doble finalidad: terminar con el bloqueo del sistema político que impedía el acceso al poder de los progresistas y resolver urgentemente la mala situación económica –en particular la de las compañías ferroviarias. Lo cierto es que a pesar de las grandes proclamas sobre la necesidad de grandes transformaciones políticas y sociales, el movimiento revolucionario se conuvo rápidamente desde arriba, al tiempo que un nuevo gobierno central, dirigido por Serrano, tomaba el control de la situación.

En cualquier caso, la Revolución dio paso a la primera y efímera experiencia democrática del país (1868-1874), y entre sus conquistas más importantes figuraron, como subrayó Raymond Carr (1919-2015), el libre comercio y, más aún, la libertad religiosa pese a que se reconocía al catolicismo como religión estatal. Seis años más tarde, tras el pronunciamiento del general Martínez Campos (1831-1900), la monarquía borbónica era restaurada en la persona de Alfonso XII (1857-1885), hijo de Isabel II (1830-1904).

Con la trepidante secuencia de cambios políticos que tuvieron lugar durante el Sexenio Democrático, que produjo cinco cambios de régimen en seis años, se cumplió, en términos de continuidad, la tónica general de crónica inestabilidad política que había venido recorriendo todo el siglo XIX; un siglo, por lo demás, que no se entiende sin tener presente la continua y basculante pugna ideológica liberalismo versus reacción. Y a tal velocidad de los acontecimientos se acompasó la igualmente fulgurante carrera política de Echegaray. Las necesidades del momento obligaban a las fuerzas políticas a buscar el concurso de hombres competentes y capaces. Encontramos así a Echegaray nombrado director general de Obras Públicas en 1868, siendo ministro de Fomento Ruiz Zorrilla (1833-1895), “el último republicano de la Restauración”; ministro de Fomento en dos ocasiones: en 1869-71 con Prim, y 1872 con Ruiz Zorrilla, y de Hacienda en 1874, con Serrano, tras un breve exilio en París en 1873, en donde escribió la comedia en un acto *El libro talonario*.

Durante estos años de incesante actividad pública quedó patente, asimismo, la habilidad como parlamentario de Echegaray, lo que le permitió avanzar en diferentes ocasiones las ideas del llamado grupo de los *cimbrios*: la defensa de libertades y derechos individuales, la promoción de una ética pública en la política, la necesidad de una pedagogía dirigida a elevar el nivel cultural de los ciudadanos y el ejercicio en política de un talante moderado y pragmático.

Aunque coherente con estos principios generales de acción política, Echegaray mostró una gran flexibilidad cuando las necesidades del momento demandaban una aproximación realista a la solución de los problemas. Así, por ejemplo, cuando supo dejar a un lado las ideas librecambistas para apoyar la intervención del Estado en la ordenación y expansión de los ferrocarriles. O cuando, siendo ministro de Hacienda y atendiendo a la complicada situación económica por la que atravesaba el país, aprobó la concesión del monopolio de la emisión de moneda nacional al Banco de España.

A la altura de 1880, cuando firma junto a Martos, Salmerón y otros el manifiesto por el que se funda el Partido Republicano Progresista, era ya evidente que Echegaray había empezado a distanciarse del primer plano político para, con creciente entusiasmo, dedicarse al teatro. Contrariamente a lo que pudiera parecer, política y administración fueron siempre para Echegaray, según confesión propia, males necesarios contrarios a sus gustos e inclinaciones. “Reconocí siempre”, dice Echegaray en sus *Recuerdos*, “que la política era necesaria en las sociedades modernas, porque con todas sus impurezas es el elemento de progreso. Pero nada más. Fui político leal y sincero, y a veces ardiente, pero la fiebre pasaba pronto y me quedaba tan tranquilo”.

Es a partir de ahora –y hasta 1905 cuando vuelve a ocupar la cartera de Hacienda–, que se despliega otra etapa en la biografía de Echegaray marcada por su casi completa dedicación al teatro coincidiendo con la calma chicha que caracterizó la Restauración *canovista*. Decimos casi, y decimos bien, porque Echegaray siguió publicando trabajos de divulgación científica en los más diversos medios: *El Imparcial*, *El Globo*, *El Liberal*, *El Heraldo de Madrid*, *Revista Contemporánea*, *Revista Hispanoamericana*, *Revista de la Marina de La Habana*, *La España Moderna*, *Madrid Científico*, *La Ilustración Artística*, *Blanco y Negro*, etcétera.

4. Teatro, Academia y vuelta a las matemáticas

Su paulatino alejamiento de la actividad política, junto al estreno de su primera obra *El libro talonario*, el 18 de febrero de 1874, hicieron que Echegaray volcase todas sus energías al mundo del teatro, fuente no despreciable de ganancias económicas, reconocimiento y popularidad. Convendría recordar a este respecto que el teatro de la época descansaba en compañías teatrales que eran empresas económicas que competían dentro de un exigente mercado en el que, poco a poco, se iban abriendo nuevas formas de espectáculo más desenfadas y *cancanescas*. Consecuentemente, los autores teatrales quedaban sujetos a las leyes de dicho mercado, teniendo que satisfacer, si querían ser exitosos, las necesidades de empresarios, público y actores.

En este sentido, Echegaray supo adaptarse mejor que nadie a tales demandas, contribuyendo simultáneamente a renovar el teatro y los recursos escenográficos propios del mismo. Las claves de su éxito, siguiendo al ya citado Fornieles, radicarón en cuatro elementos interrelacionados entre sí y que, sintéticamente, se podrían resumir en: (1) la habilidad para saber provocar el escándalo en el público y el mundo literario gracias, sobre todo, a la labor

que desempeñaban los gacetilleros; esto contribuía, indudablemente, a disparar los precios de reventa cuando, por ejemplo, se llegaba a pedir hasta seis duros por una butaca para contemplar *Haroldo el Normando* (1902) tras el éxito de *El gran Galeoto* (1881); (2) las excelentes relaciones que Echegaray mantenía con la prensa. Su activismo político durante el período revolucionario y su oposición al *canovismo* le colocaron en el mismo bando que los diarios más influyentes de la época; (3) la intrínseca calidad humana de Echegaray, de carácter abierto y conciliador, que le granjearon la simpatía de algunos de los más importantes actores -María Guerrero (1867-1928), Rafael Calvo (1842-1888), Antonio Vico (1840-1902)-, y escritores contemporáneos -Galdós, Clarín, Pardo Bazán (1851-1921)-; y (4), la extraordinaria capacidad de trabajo de Echegaray, que le permitía cambiar incesantemente el repertorio con dos o tres estrenos al año.

Todos estos elementos, en fin, encumbraron a Echegaray como un dramaturgo de moda a lo largo de varias décadas, y sus éxitos hicieron de él, según Fornieles, la voz más autorizada para anticipar el éxito o fracaso de una obra. La mayor parte de sus obras tuvieron más de veinte representaciones consecutivas, lo que garantizó la viabilidad económica de las compañías y, además, una cifra cuantiosa de ganancias para su autor.

Para autores consagrados como Galdós, Clarín o Pardo Bazán, Echegaray constituía la única esperanza de renovación de la escena española de aquella época. El teatro de Echegaray en sí, sin descuidar las formas, se concentraba en contenidos o cuestiones de fondo. Lo esencial para Echegaray pasaba por usar la escena como vehículo de pedagogía y difusión de los valores cívicos y las libertades individuales, por un lado; y por registrar la mentalidad y problemática de cada época, por otro. Este énfasis del fondo sobre la forma, exponiendo algunos de los problemas éticos y morales del hombre y su relación con la sociedad, explica en gran medida el entusiasmo que despertó en muchos de sus seguidores.

En conjunto, su obra -67 obras: 34 en verso y 33 en prosa- presenta un alto grado de continuidad a pesar de pasar por diferentes etapas: neorromántica, realista y de acercamiento al experimentalismo simbolista. Dentro de dicha obra, y aparte de las citadas, cabría mencionar por su importancia *En el puño de la espada* (1875), *Cómo empieza y cómo acaba* (1876), *O locura o santidad* (1877), *Conflicto entre dos deberes* (1882), *Dos fanatismos* (1887), *Un crítico incipiente* (1891), *El hijo de don Juan* (1892), *Mariana* (1892) o *Mancha que limpia* (1895).

Con el paso del tiempo, sin embargo, el teatro de Echegaray empezó a perder vigencia e interés entre la nueva generación modernista. Además, sus posicionamientos políticos lo alejaban cada vez más de las inquietudes que se hacían sentir con más fuerza en la vida pública del país.

Fue su éxito como dramaturgo -especialmente tras el estreno de *El gran Galeoto*-, junto al prestigio ganado como político e ingeniero, lo que le dio la posibilidad de ocupar un sillón en la Real Academia Española en 1882. Hubo que esperar, no obstante, a 1894 para que Echegaray leyera su discurso de entrada *Reflexiones sobre la crítica y el arte literarios*, que fue contestado por Emilio Castelar.

No mucho después, en 1895, Echegaray descubrió una nueva pasión cuando, cumplidos ya los 63 años, aprendió a conducir en bicicleta para, en unos pocos meses, convertirse en un experimentado ciclista. La bicicleta era entonces un invento relativamente reciente que, tras la incorporación de las ruedas de neumático, se convirtió en una gran novedad social a nivel mundial. "Sí", dice Echegaray, "soy partidario resuelto y entusiasta de esta máquina, que hoy rueda triunfante por todo el mundo". Un acontecimiento aparentemente anecdótico pero que, en el caso de Echegaray, revela un carácter eminentemente práctico además de una temprana conciencia ecológica, tal y como queda puesto de manifiesto en un visionario artículo de 1905 titulado apropiadamente "La bicicleta y su teoría",

[...] *Será el caballo de acero de toda la clase media, de los que no podemos tener un coche de lujo, ni constantemente coche de alquiler, ni caballo de montar, ni cocheros y lacayos por añadidura.*

[...] *La bicicleta ensancha, pues, la esfera de acción de las poblaciones aumentando su diámetro nada menos que tres o cuatro leguas. Para el obrero representa la vida cómoda, y hasta la vida higiénica. No se verá obligado a pasar, de la fábrica llena de humo del carbón y de los ruidos del trabajo, a la guardilla o cuarto interior, que da sobre patios inmundos y mal olientes, entre gases mefíticos y ruidos de vecindad. Saldrá al campo, al aire libre, a la atmósfera oxigenada, a los horizontes anchos, con mantos de verdura y círculos encendidos de celaje, o, por lo menos, a las anchuras del espacio y no a las retorcidas estrecheces de la calleja.*

Finalmente, y tras la obtención del Nobel, el Gobierno le concedió algo que, según Sánchez Ron, se ajustaba a sus deseos mucho mejor que cualquier otro honor: la cátedra de Física Matemática de la Universidad de Madrid, que Echegaray ejerció con autoridad de 1905 a 1915 impartiendo un curso de Física Matemática que, prosigue Sánchez Ron, "constituyó el esfuerzo docente más importante realizado jamás en esta importante materia en España".

Los actos de homenaje en su honor en 1905, que contaron con la participación de Alfonso XIII y las más relevantes figuras de la política y la cultura, fueron realmente multitudinarios. Tanto que, según Santos Juliá, quedó ahogada la protesta colectiva organizada por los disconformes escritores noventayochistas -aunque no sus ecos en el tiempo.

José Echegaray falleció el 14 de septiembre de 1916 en su casa de la calle Zurbano de Madrid, ciudad donde transcurrió casi toda su vida. Con él murió el espíritu de toda una época, el *Zeitgeist* de un tiempo histórico, tal y como lo expresara Benavente, Nobel de Literatura en 1922, de forma tan emotiva y certera: "Don José Echegaray, cerebro portentoso, ha llenado con su nombre y sus obras medio siglo de nuestro teatro, ha hecho pensar y sentir a multitudes compuestas de cerebros y corazones muy distintos".

Y en parecidos tonos encomiásticos, no exentos de admirativa exageración, se manifestaría pocos años más tarde Santiago Ramón y Cajal (1852-1934), Nobel de

Medicina en 1906, al describir a Echegaray como “incuestionablemente el cerebro más fino y exquisitamente organizado de la España del siglo XIX”.

A modo de reflexión final, no cabría terminar una semblanza de Echegaray sin plantear al mismo tiempo un sencillo ejercicio de carácter contrafactual: ¿Qué habría ocurrido si Echegaray, siguiendo sus más íntimos deseos, hubiese dedicado todas sus energías, con exclusión de todo lo demás, a su gran pasión, las matemáticas? El intento de respuesta a éste y otros interrogantes, que son consustanciales a cualquier intento de construir la biografía de una figura de la vitalidad y enjundia de Echegaray, debería servir de acicate, y no de excusa inhibitoria, para seguir perseverando en el conocimiento de su persona y su legado. Evitaríamos, así, lo que con tanta y desafortunada frecuencia ha ocurrido en la historia de nuestro país. Esto es, permitir que el recuerdo de españoles ejemplares se pueda ir disipando, en algunos casos de forma irremisible, en “el silencio del pasado”, por utilizar la feliz expresión de Hermione Lee.

5. Bibliografía seleccionada

Baroja, R. (1952). *Gente del 98*. Barcelona: Juventud.

Carr, R. (1966). *Spain 1808-1939*. Oxford: Clarendon Press.

Echegaray, J. (1917). *Recuerdos (I, II y III)*. Madrid: Ruiz Hermanos Editores.

Echegaray, J. (2002). *El gran Galeoto*. Edición, introducción y notas de Javier Fornieles. Madrid: Castalia.

Fornieles, J. (1989). *Trayectoria de un intelectual de la Restauración: José Echegaray*. Almería: Caja de Ahorros de Almería.

Gómez de la Serna, R. (2007). *Don Ramón María del Valle-Inclán*. Pozuelo de Alarcón (Madrid): Espasa-Calpe.

Juliá, S. (2004). *Historias de las dos Españas*. Madrid: Taurus.

Lee, H. (2009). *Biography: A Very Short Introduction*. Oxford University Press.

Machimbarrena, V. (1932). Echegaray, alumno y profesor de la Escuela de Caminos. *Revista de Obras Públicas*, LXXX, 201-206.

Sánchez Ron, J. M. (2016). *José Echegaray (1832-1916). El Hombre Polifacético. Técnica, ciencia, política y teatro en España*. Madrid: Fundación Juanelo Turriano.

Sánchez Ron, J. M. (2016). José Echegaray, el científico. *El Cultural* (2 de septiembre), pp. 46-47.

Trapiello, A. (1997). *Los nietos del Cid: la nueva Edad de Oro de la literatura española (1898-1914)*. Barcelona: Planeta.

Varela, J. (1999). *La novela de España. Los intelectuales y el problema español*. Madrid: Taurus.

APORTACIONES DEL CEDEX A CONGRESOS, JORNADAS Y PUBLICACIONES

II Congreso transfronterizo sobre Cambio Climático UHINAK.

Irún, del 27 al 28 de septiembre de 2016.

El director y un representante del Centro de Estudios de Puertos y Costas han presentado dos ponencias.

Asistencia a congreso y escuela doctoral de la Red ALERT Geomaterials.

Aussois, Francia, del 2 al 7 de octubre de 2016.

Un técnico del Laboratorio de Geotecnia participa en dicha reunión, en la que el CEDEX es socio fundador.

Asistencia a la XVII reunión de la Conferencia de Directores Iberoamericanos del Agua (CODIA).

Campeche, México, del 5 al 7 de octubre de 2016.

El director del Centro de Estudios Hidrográficos ha participado en la CODIA a petición de la Dirección General del Agua del MAGRAMA.

Reunión final del proyecto ROSANNE.

Bruselas, Bélgica, del 10 al 11 de octubre de 2016.

Un técnico del Centro de Estudios del Transporte representa al CEDEX, asesorando a la DGC del Mº de Fomento.

Asistencia al 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica.

La Coruña, España, del 19 al 21 de octubre de 2016.

Dos técnicos del Centro de Estudios del Transporte presentaron ponencia.

Participación en II International Congress on Water: Floods and Droughts.

Orense, España, del 26 al 29 de octubre de 2016.

Un técnico del Centro de Estudios Hidrográficos, participa como representante del Comité Científico.

Asistencia al congreso de la Sociedad Española de Cromatografía y Técnicas Afines (SECyTA 2016).

Sevilla, España, del 24 al 31 de agosto de 2016.

Un representante del Centro de Estudios Hidrográficos, presentó una comunicación.

3rd International Conference on Coastal Zone Engineering and Management in the Middle East (Arabian Coast 2016).

Dubai, Emiratos Árabes, del 20 al 23 noviembre 2016.

El Director del Centro de Puertos y Costas del CEDEX h participado como keynote speaker en dicha Conferencia.

Jornada sobre utilización Geosintéticos en obra Civil.

Santa Cruz de La Palma, España, del 23 al 25 de noviembre.

Un técnico del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales ha participado en dicha Jornada realizando una presentación.

Congreso Nacional de Medio Ambiente (CONAMA 2016), grupo de trabajo GT-13: Oportunidades y retos de los nanomateriales.

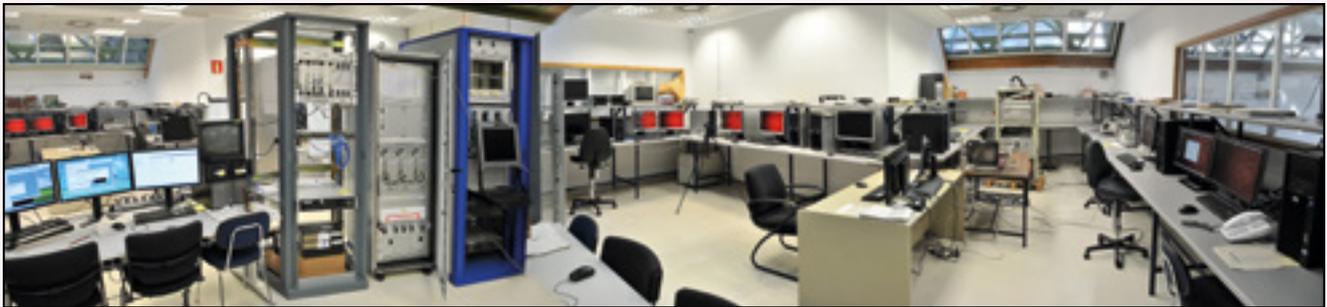
Madrid del 28 de noviembre al 1 de diciembre de 2016.

Un representante del Centro de Estudios Hidrográficos ha participado en el grupo de trabajo.

INSTALACIONES SINGULARES DEL CEDEX

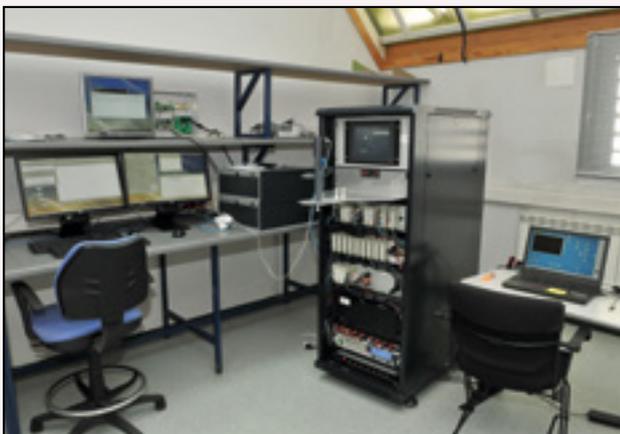
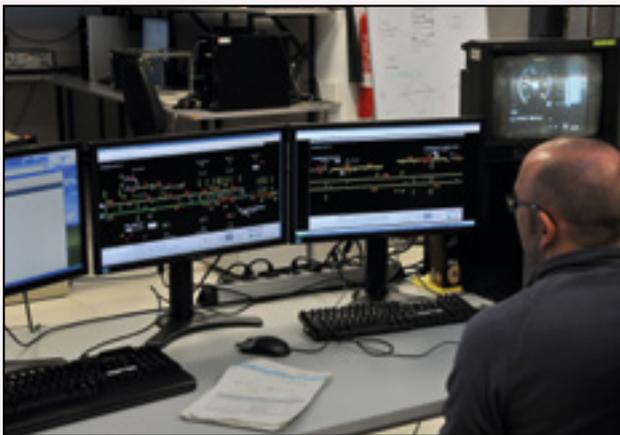
Laboratorio de Eurocabina y Simulador de Tráfico

C/ Alfonso XII, 3-5, 28014 Madrid



INSTALACIONES

Bancos de ensayos compuesto de simuladores de las instalaciones de vía y de trenes que permite la conexión de RBC's ("Radio Block Centre") y eurocabinas (equipos ERTMS/ETCS embarcados) para la realización de pruebas funcionales.



La arquitectura del laboratorio es compatible con la especificación europea incluida en las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad para el Subsistema de Control, Mando y Señalización y recogida en el documento UNISIG-Subset-094 "Functional requirements for on board reference test facility" v.2.0.2 y 3.0.0.





El Laboratorio está acreditado por la Entidad Nacional Acreditación ENAC , conforme a los criterios recogidos en la norma UNE-EN ISO/IEC 17025:2005

APLICACIONES

El banco de ensayos se puede usar con fines diversos entre los que se encuentran:

- Ejecución de la especificación de ensayos europea para equipos ETCS/ERTMS embarcados. Esta especificación de pruebas descrita en los documentos

UNISIG-Subset-076-6-3 "Test Sequences" v2.3.3, se incluye en las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad para el Subsistema de Control, Mando y Señalización como el modo para verificar la funcionalidad ERTMS/ETCS en el subconjunto embarcado.

- Ensayos operacionales con simuladores de RBC y Eurocabinas. Con esta configuración se pueden ensayar en laboratorio diversos aspectos de la explotación ferroviaria que pueden resultar complejos de ensayar en la realidad.
- Ensayos funcionales de RBC. En esta configuración se conecta un RBC industrial frente a un entorno simulado por el que circulan hasta un máximo de 30 trenes con sus eurocabinas respectivas. De esta forma se puede verificar que el RBC respeta los requisitos básicos de interoperabilidad y que cumple con las normas de explotación exigidas por el administrador de infraestructura.
- Ensayos cruzados RBC-Eurocabina. En esta configuración se añade al banco de pruebas una eurocabina industrial, con lo cual se puede verificar la compatibilidad técnica en proyectos de ERTMS Nivel 2 entre el equipo ETCS de vía (RBC) y el equipo ETCS embarcado (Eurocabina)



PROYECTOS

En el laboratorio se han ensayado con éxito las siguientes eurocabinas con las especificaciones de prueba del Subset-076.

- DIMETRONIC.
- BOMBARDIER.
- CAF

Adicionalmente el laboratorio cuenta con las eurocabinas de ALSTOM y SIEMENS para los ensayos de compatibilidad tren-vía.

Ejecución de ensayos de compatibilidad tren-vía. El banco de ensayos ha sido dotado recientemente con diversas aplicaciones de software de desarrollo propio que permiten incorporar los datos ERTMS/ETCS de vía de proyectos reales, con el fin de simular con eurocabinas reales y en el laboratorio, escenarios idénticos a los

que se pueden dar en la vía real. Este tipo de ensayos se han llevado a cabo con éxito en proyectos ERTMS, cabe destacar:

- Línea de alta velocidad Madrid-Valencia con ERTMS Nivel 1.
- Línea C4 de Cercanías de Madrid con ERTMS Nivel 1.
- Línea de 3 carriles Barcelona-Figuères con ERTMS Nivel 1.
- Línea de alta velocidad Madrid-Valencia con ERTMS Nivel 2, RBC de INVENSYS.
- Línea de Cercanías Madrid, ERTMS Nivel 2 en las áreas de CHAMARTIN, (RBC de THALES) y de ATOTCHA (RBC de INVENSYS-SIEMENS) con la eurocabi-na de ALSTOM.
- Línea de alta velocidad Valladolid-León-Burgos ERTMS Nivel 2 con la integración de los RBC's de ALSTOM y BOMBARDIER, y el hand-over entre ellos con tres eurocabinas.



Catalá entrega el Premio Nacional de Ingeniería Civil a Javier Rui-Wamba Martija

Madrid, 18 de octubre de 2016 (Ministerio de Fomento).

El ministro de Fomento en funciones, Rafael Catalá, ha hecho entrega hoy del Premio Nacional de Ingeniería Civil correspondiente a la convocatoria 2016 a Javier Rui-Wamba Martija, ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

El premio, concedido por unanimidad, se le ha otorgado en reconocimiento a una dilatada y brillante trayectoria profesional y a su capacidad para combinar facetas muy diferentes de la profesión de ingeniero. En este sentido, el ministro ha destacado, además de su trayectoria, "su talento y compromiso con la sociedad" y ha reconocido públicamente la aportación de los ingenieros españoles en la modernización y desarrollo de nuestro país.

Javier Rui-Wamba Martija es presidente-fundador de la sociedad de ingeniería ESTEYCO, creada en 1970, fruto de sus muchas inquietudes profesionales, en la que dirige un equipo pluridisciplinar que ha realizado más de un millar de proyectos y direcciones de obras de todo tipo, tanto de estructuras, como obras civiles, arquitectura y urbanismo.

Cabe destacar su dedicación en el mundo de la enseñanza, tanto como profesor de Estructuras y Puentes Metálicos en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid hasta 1990, como a través de los numerosos cursos en los que ha

participado, así como de las muchas publicaciones de libros, monografías, artículos y demás documentos de gran valor para el campo de la ingeniería.

A través de la Fundación ESTEYCO, constituida con la finalidad de contribuir al progreso de la ingeniería y la arquitectura, desde 1991 viene promoviendo la reflexión sobre el pasado y el presente de la profesión y, en general, la difusión del quehacer del ingeniero en la sociedad y las relaciones de la ingeniería con la cultura.

Rui-Wamba Martija ha participado y participa en numerosas sociedades y comités técnicos. Ha sido presidente de la Sociedad Española de Ingenieros Consultores, entre 1992 y 1994. Desde 1997 es miembro numerario de la Real Academia de Ingeniería, y académico correspondiente de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando desde 2002.

Tanto él como sus obras han sido objeto de reconocimiento y prestigio profesional dentro y fuera de nuestras fronteras, lo que le ha hecho merecedor de numerosos premios y distinciones. Ha sido distinguido con la Medalla de Mérito Profesional y la Medalla de Honor que otorga el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Todo ello pone de manifiesto la enorme relevancia de la figura de Javier Rui-Wamba Martija en la Ingeniería Civil, en sus aspectos sociales, económicos y tecnológicos, y su importante contribución a la difusión de la calidad de dicha ingeniería en el ámbito nacional e internacional, lo que le convierte en un meritorio acreedor de este galardón.



Entrega del Premio de Ingeniería Civil.

España interviene en la Tercera Conferencia de las Naciones Unidas sobre vivienda y desarrollo urbano sostenible (HABITAT III) en Quito

Madrid, 19 de octubre de 2016 (Ministerio de Fomento).

El Gobierno de España, representado por la secretaria de Estado de Presupuestos y Gastos y el subsecretario de Fomento, ha participado en la Conferencia Habitat III, que se celebra en Quito (Ecuador) del 17 al 20 de octubre.

“Habitat III” es la Conferencia de las Naciones Unidas sobre Vivienda y Desarrollo Urbano Sostenible, la tercera de una serie de conferencias convocadas por las Naciones Unidas que comenzaron en 1976, teniendo como principal objetivo fortalecer el compromiso político global en favor del desarrollo sostenible de pueblos, ciudades y otros asentamientos humanos, tanto rurales como urbanos.

Esta conferencia se celebra después de 20 años, en ella participan 200 gobiernos nacionales que integran la Asamblea General de las Naciones Unidas y se han inscrito alrededor de 45.000 personas.

El Gobierno de España ha valorado muy positivamente los compromisos ya asumidos por los Gobiernos en la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible, destacando que España apoya en el seno de la Unión Europea los tres compromisos que destaca la Nueva Agenda Urbana para lograr un desarrollo sostenible: la persecución de la inclusión social y la erradicación de la pobreza, la prosperidad urbana sostenible e inclusiva, y la garantía de un equilibrio medioambiental sostenible y resiliente.

España comparte el enfoque social de esta Nueva Agenda Urbana, que piensa esencialmente en las personas y que reafirma el cumplimiento de los derechos humanos para todos, y con carácter fundamental el de acceso a una vivienda digna y adecuada, lo que demanda una gestión multinivel, que incluya, tanto a la

Administración del Estado, como a las Comunidades Autónomas y a los Ayuntamientos, cada uno en el ámbito de sus respectivas competencias.

España comparte y apoya el objetivo de la Nueva Agenda Urbana de la prosperidad urbana sostenible, las ciudades deben configurarse como motor del cambio económico, social y ambiental, y deben contribuir a la generación de empleo desde su propio diseño y gestión.

Por último, en relación con el tercer compromiso de la Nueva Agenda Urbana, el Gobierno de España apuesta por el desarrollo sostenible a nivel local y por reducir el impacto ambiental urbano.

Íñigo de la Serna toma posesión como ministro de Fomento

Madrid, 4 de noviembre de 2016 (Ministerio de Fomento).

Íñigo de la Serna ha tomado hoy posesión del cargo de ministro de Fomento. Durante el acto, Rafael Catalá le ha hecho entrega de la cartera de Fomento

BIOGRAFÍA DE ÍÑIGO DE LA SERNA

Íñigo de la Serna Hernáiz nació el 10 de enero de 1971.

Es ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, licenciado por la Universidad de Cantabria en la especialidad de Hidráulica, Oceanografía y Medio Ambiente.

Elegido en 2007 alcalde de Santander y reelegido tras las elecciones municipales de 2011 y 2015.

Trabajó en la empresa privada, como responsable del departamento de Hidráulica de la empresa de ingeniería Apia XXI, entre los años 1995 y 1999. Posteriormente, fue nombrado director de gabinete del consejero de Medio Ambiente del Gobierno de Cantabria, de 1999 a 2003.

Desempeñó el cargo de concejal de Medio Ambiente, Agua y Playas del Ayuntamiento de Santander



Traspasso de cartera ministerial.

durante la legislatura 2003-2007. Fue diputado regional durante su primera legislatura como alcalde, entre los años 2007 y 2011; y vuelve a serlo en la legislatura 2015-2019.

Ha sido presidente de la Federación Española de Municipios y Provincias (FEMP) desde julio de 2012 hasta septiembre de 2015, y posteriormente ocupó la vicepresidencia primera.

Además, ha estado al frente de la Red Española de Ciudades Inteligentes (RECI) desde su fundación en el año 2012 hasta el mes de mayo de 2016.

Ha ocupado la presidencia del Consejo de Municipios y Regiones de Europa (CMRE). Hasta su nombramiento como ministro de Fomento, ha sido vicepresidente de la Conferencia de las Ciudades del Arco Atlántico (CCAA), miembro del Comité de las Regiones y de la Red Mundial de Ciudades y Gobiernos Locales y Regionales (CGLU), así como asesor externo del Banco Interamericano de Desarrollo. Junto a ello, también ha sido embajador del Pacto de Alcaldes y miembro del Consejo de Fundadores del Pacto Mundial de Alcaldes.

Jornada Técnica del Capítulo Español de la IAHR Actualidad de los Últimos Congresos de Hidráulica Continental de la IAHR

Jueves, 17 de noviembre de 2016.

Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX

Paseo Bajo de la Virgen del Puerto 3, 28005 Madrid

PRESENTACIÓN

La IAHR promueve cada año la celebración de una gran cantidad de Congresos técnicos en el ámbito de la ingeniería del agua en distintas partes del mundo y de diferente naturaleza (Congresos generales, regionales o temáticos), los cuales constituyen uno de los referentes de la profesión en cuanto a los avances técnicos y científicos acaecidos en el ámbito de la ingeniería hidráulica. Es evidente que, pese al interés de los mismos, es imposible atender presencialmente la mayoría de estos congresos, de manera que esta Jornada se ha concebido como una oportunidad para compartir con los socios del Capítulo Español de la IAHR los avances técnicos presentados en estos eventos. Por otro lado, y como es sabido, la principal actividad del Capítulo Español de la IAHR es la celebración (junto con la Fundación para el Fomento de la Ingeniería del Agua) de las Jornadas de Ingeniería del Agua (JIA) que se organizan desde 2009 por distintas instituciones en otoño de los años impares. Esta actividad se promueve como una nueva iniciativa del Capítulo Español de la IAHR con voluntad de celebrar un encuentro técnico en materia de ingeniería del agua en los años pares en los que no se organicen las Jornadas de Ingeniería del Agua (JIA).

PROGRAMA

Inauguración Oportunidades para los miembros del Capítulo Español de la IAHR derivadas de la relación de la IAHR con el China Institute for Water Resources and Hydropower Research, IWHR

José Dolz Ripollés, Presidente del Capítulo Español de la IAHR Luis Balairón Pérez, Vice Presidente del Capítulo Español de la IAHR

Sesión 1. Congresos de las Divisiones Técnicas de la IAHR Moderador: David López (CEDEX)

- 11th International Symposium on Ecohydraulics. Melbourne, Australia. Febrero 2016 Francisco Martínez-Capel (UPV)
- 6 th International Symposium on Hydraulic Structures. Portland, Oregon, USA. Junio 2016 Daniel Valero (FH Aachen)
- River Flow 2016 - 8 th International Conference on Fluvial Hydraulics. Saint Louis, Missouri, USA. Julio 2016 Ernest Bladé (Flumen UPC-CIMNE)
- 1 st Workshop on Advanced Measurement Techniques and Experimental Research W.A.T.E.R. Ostende (Bélgica) Agosto, 2016 Rui Aleixo (Chair of the IAHR Committee on Experimental Methods and Instrumentation)
- 12th International Conference on Hydroinformatics. Songdo, Incheon, Korea del Sur. Agosto, 2016 Christopher George (IAHR)
- 2 nd International Seminar on Dam Protection against Overtopping. Fort Collins, Colorado, USA. Septiembre 2016 Miguel Ángel Toledo (UPM)
- 13th International Symposium on River Sedimentation. Stuttgart (Alemania). Septiembre 2016 Juan Pedro Martín Vide, Sergi Capapé (UPC)
- Sesión 2. Congresos Mundiales y de las Divisiones Regionales de la IAHR Moderador: Luis Balairón (CEDEX)
- 36 Congreso Mundial de la IAHR. Delft - La Haya, Holanda. Julio 2015 Javier González (UCLM)
- 4 th IAHR Europe Congress. Lieja, Bélgica. Julio 2016 Luis Castillo (UPCT)
- 20th Congress of the Asia & Pacific Division. Colombo, Sri Lanka. Agosto 2016 Ramón Gutiérrez Serret (CEDEX)
- XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Lima, Perú. Septiembre 2016 José Dolz (Flumen UPC-CIMNE)
- Sesión 3. Las Jornadas de Ingeniería del Agua (JIA) Moderador: José Dolz (UPC)
- IV Jornadas de Ingeniería del Agua. Córdoba, 2015 José Roldán (Universidad de Córdoba)
- V Jornadas de Ingeniería del Agua. A Coruña, 2017 Jerónimo Puertas (Universidad de A Coruña)

Mesa redonda



Propiedades geotécnicas de rocas características en España y análisis comparativo de patrones de comportamiento

Autores: José Luis Salinas Rodríguez

Serie Monografías: M-132

ISBN: 978-84-7790-586-8

Año: 2016

P.V.P.: 25 €

En la monografía se describe un estudio sistemático para la definición geotécnica de rocas características en la España peninsular, considerando propiedades físicas y parámetros tenso-deformacionales de la matriz rocosa. La representatividad y fiabilidad de los resultados se apoya en la investigación de 78 especies pétreas identificadas, muestreadas y ensayadas con unas mismas pautas y normativas. Asociando peculiaridades geotécnicas a aspectos mineralógicos y texturales de las rocas, clasificadas en 12 grupos índice (que se designan como litotipos), se exploran correlaciones entre parámetros geomecánicos y se indaga, sucintamente, la posible incidencia sobre los ensayos de la anisotropía y heterogeneidad de las fábricas.



Guía técnica para el diseño, fabricación e instalación de tuberías a presión de poliéster reforzado con fibra de vidrio

Autores: Varios

Serie Manuales y Recomendaciones: R-23

ISBN: 978-84-7790-576-9

Año: 2015

P.V.P.: 25 €

Esta guía técnica viene a satisfacer la necesidad que existe actualmente de completar los requerimientos técnicos de la norma UNE-EN 1796, para aumentar la seguridad en el uso de las conducciones de poliéster reforzado con fibra de vidrio en el transporte de agua a presión. Supone un avance muy significativo en la normalización actual de las conducciones de PRFV en España en muchos aspectos, de modo que se facilita un documento técnico que puede servir de referencia a cualquier promotor, tanto público como privado, que lo puede emplear en sus Pliegos de prescripciones técnicas o Pliegos de condiciones. La presente publicación es el resultado de la colaboración entre diversas entidades de los diferentes ámbitos relacionados con

estas tuberías de PRFV (principalmente en sistemas de riego), en la que cada uno de ellos ha aportado su experiencia y conjuntamente se han revisado los procedimientos y normativas existentes para, finalmente, obtener un texto con el que se pretende incrementar las garantías de calidad y durabilidad de estas tuberías. En concreto, se han incorporado novedades a los estándares de calidad exigibles, principalmente en la fabricación y especialmente en los ensayos a realizar; se han analizado en profundidad las diversas metodologías de cálculo mecánico existentes comparándolas entre sí; se han unificado criterios, como por ejemplo en la caracterización de los elementos constitutivos de estas conducciones (como son los de tipo dimensional, con el fin de simplificar la variabilidad vinculada a los diferentes procesos de fabricación); y se han propuesto unas recomendaciones para uniformizar los criterios de instalación.



Clasificación hidrográfica de los ríos de España

(Contiene DVD)

Autores: Luis Quintas Ripoll

Serie Monografías: M-133

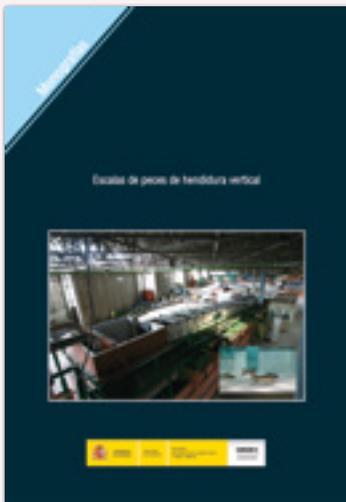
ISBN: 978-84-7790-587-5

Año: 2016

P.V.P.: 35 €

En esta monografía técnica se presenta una clasificación hidrográfica de los ríos de España comprendiendo todos los representados en la cartografía 1:25.000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN), salvo los de longitud menor de un kilómetro. La metodología puesta a punto para esta clasificación, basada en el uso intensivo de un sistema de información geográfica (SIG), se realizó dentro del marco de los trabajos incluidos en una Encomienda de Gestión suscrita por el CEDEX con la Dirección General del Agua del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Consta de tres partes: En la primera parte se describe el proceso de clasificación de los ríos. Tras estudiar las posibles metodologías de clasificación existentes, se decide

aplicar la propuesta por Otto Pfafstetter, por ser la más difundida, la más compacta y la recomendada por la Comisión Europea para toda Europa. Para aplicar esta metodología es necesario disponer, por una parte, del trazado de la red fluvial completa, desde el nacimiento de los ríos hasta su desembocadura en el mar, en forma unifilar, arborescente y con todos los tramos conectados, y por otra parte, se necesita tener trazadas todas sus cuencas vertientes. Tras comprobar que la red fluvial de la cartografía 1:25.000 del IGN, completada y conectada, no podía obtenerse de manera automática a partir del modelo digital del terreno (MDT) disponible (el MTN25 del IGN, de 25 m de resolución), se procedió a la extracción de la red fluvial de la cartografía digital vectorial BCN25 del IGN, y a su simplificación, conexión y completado. Para el trazado de las cuencas vertientes se utilizó un método iterativo a partir del encañonado de los ríos vectoriales en el MDT, derivándolos a partir de sus puntos de nacimiento y corrigiendo las desviaciones en sus trazados mediante correcciones en el mapa de direcciones de drenaje (MDD). Se obtuvo así un MDD y un mapa de acumulaciones de flujo finales, consistentes con la red fluvial y sus cuencas vertientes. Con estas coberturas se procedió a la aplicación del método de Pfafstetter a ríos y cuencas, siguiendo las recomendaciones de la Comisión Europea, pero introduciendo una modificación al definir los ríos principales no por su área vertiente sino por su nombre. Se cierra esta primera parte con la descripción de algunas posibles aplicaciones prácticas de la clasificación obtenida. En la segunda parte se describe, en forma de atlas, la distribución hidrográfica resultante de la clasificación, denominada 'la España de las ottocuentas'. Para cada río representado se incluyen datos físicos y morfológicos facilitados por la clasificación propuesta. En la tercera parte se muestran los resultados finales y las conclusiones. Como producto de la clasificación, se entregan en un DVD las capas SIG resultantes: las coberturas vectoriales de ríos y cuencas vertientes con sus bases de datos asociadas, y las coberturas matriciales de direcciones de drenaje y de acumulaciones de flujo (áreas vertientes a cada punto) de 25x25 m de resolución, para todo el territorio español.



Escalas de peces de hendidura vertical

Autores: Enrique Aramburu Godínez, Ángel Lara Domínguez, Felipe Morcillo Alonso, Miriam Castillo Blanco, Juan Antonio Berges Acedo

Serie Monografías: M-131

ISBN: 978-84-7790-588-2

Año: 2015

P.V.P.: 20 €

La presente monografía contempla, por una parte, los aspectos generales relacionados con la problemática existente en los ríos para el desplazamiento de los peces, como consecuencia de la existencia de obstáculos en los ríos, planteándose las posibles soluciones, entre las cuales figuran las escalas de peces, y por otra, se presentan los resultados obtenidos durante la experimentación realizada durante tres campañas de ensayos con distintas especies de ciprínidos (barbo común, boga del Tajo y barbo del Mediterráneo) y salmónidos (trucha común) en una escala de peces de hendidura vertical construida en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. En esta monografía se presentan unos criterios de diseño para esta tipología de

escala de peces que tienen en cuenta tanto los aspectos hidráulicos como los biológicos. Asimismo se presentan los resultados obtenidos para estimar el nivel de agotamiento que han tenido los peces al llegar al final de la escala del Laboratorio de Hidráulica, mediante el análisis de algunos parámetros fisiológicos medidos en sangre y músculo de los peces. Finalmente se realizan una serie de consideraciones para abordar futuras investigaciones en este campo.



Evaluación de los recursos hídricos de España

(Contiene DVD)

Autores: Javier Álvarez Rodríguez, José Julio Villaverde Valero, Luis Miguel Barranco Sanz, Natalia García Bravo y Ángela Potenciano de las Heras

Serie Monografías: M-129

ISBN: 978-84-7790-578-3

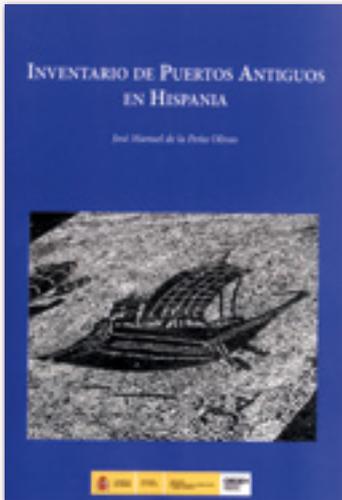
Año: 2015

P.V.P.: 35€

La monografía presenta trabajos realizados en el Centro de Estudios Hidrográficos para la Dirección General del Agua (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente) sobre la estimación de los recursos hídricos de España en régimen natural mediante la simulación del ciclo hidrológico con una metodología homogénea y contrastada en el conjunto de España. La simulación hidrológica se realiza con la versión cuasi distribuida del modelo de Témez del Sistema Integrado de Modelación Precipitación-Aportación (SIMPA) desarrollado en el CEDEX sobre el Sistema de Información Geográfica SIG-GRASS. El modelo hidrológico simula el proceso de transformación de precipitación en escorrentía, con-

templando la dinámica de almacenamiento del agua en suelos y acuíferos. Se implementa sobre los aproximadamente 505.000 km² de superficie de España, discretizada finalmente en unas 2.000.000 de celdas de una resolución espacial de 500 m. Se ha simulado el ciclo hidrológico con paso mensual entre los años hidrológicos 1940/41 y 2005/06 (66 años). La escala temporal mensual es suficiente para tratar la secuencia intranual de estaciones húmedas y secas y maximiza el número de años de simulación para recoger las secuencias plurianuales de ciclos húmedos y secos. La tarea de simulación hidrológica distingue dos apartados: la fase atmosférica y la terrestre. El tratamiento de la fase atmosférica consiste en el cálculo mensual de precipitación, temperaturas, máximas, mínimas y medias, y evapotranspiración potencial (ETP) en cada una de las celdas de España. El procedimiento tiene en cuenta las incertidumbres derivadas de las redes meteorológicas respecto a la falta de integridad de las series históricas registradas, la existencia de errores en las medidas y la falta de representatividad de los registros en zonas como la montaña donde, precisamente, se esperan mayores tasas de precipitación, menores de evapotranspiración y mayores de recurso generado. El tratamiento de la fase terrestre consiste en aplicar las leyes del modelo de Témez a las variables climáticas para obtener series de mapas mensuales de las principales variables hidrológicas: evapotranspiración real, humedad en el suelo, recarga de los acuíferos, aportación total, superficial y subterránea. Estos mapas se expresan en términos específicos; es decir, volúmenes de agua respecto al área de cada celda en las que se subdivide el territorio nacional. La disponibilidad de los modelos de direcciones de drenaje permite estimar de las anteriores los flujos de agua acumulados en la red hidrográfica.

El presente trabajo es continuación de otros similares ya realizados dentro del proceso de planificación hidrológica como las evaluaciones de recursos hídricos del Libro Blanco del Agua en España y del Plan Hidrológico Nacional.



Inventario de Puertos antiguos en Hispania

Autor: José Manuel de la Peña Olivás

ISBN: 978-84-7790-571-4

Año: 2015

P.V.P.: 30€

El "Inventario de puertos antiguos en Hispania" es un trabajo que intenta dar una lista de los puertos y fondeaderos que existieron a lo largo de la historia de Hispania desde la antigüedad, prehistoria, hasta la caída del imperio romano. Por tanto, no se entra a fondo en ninguno de ellos. Además, es posible, que existiesen muchos más puntos de fondeo; pero no se han considerado más que aquellos que aparecieron con la vocación de puerto: de punto de intercambio de mercancías y refugio de embarcaciones; bien es cierto que, es posible, aparezcan más que ellos. Por lo que espera sea este un punto de partida de nuevas investigaciones que ahonden en el tema. Otro aspecto que ha querido reflejarse en el inventario es el elemento de globalidad de la red de puertos y con ella la red auxiliar de ayuda a la navegación. Esos sistemas o redes portuarias fueron cambiando y evolucionando en el tiempo en la antigüedad, igual que sucede en la actualidad, y por ello se ha considerado la serie de puertos que cada cultura que ha explotado las costas y rutas marítimas alrededor de Hispania. Todas estas circunstancias han hecho que se divida el trabajo en dos grandes partes casi independientes: La primera de ellas se ha titulado: "Estructura portuaria en Hispania en la antigüedad". En él se da un repaso cronológico de los aportes tecnológicos portuarios que cada una de las civilizaciones que arribaron a las costas de Hispania han dado: Se comienza por las primeras civilizaciones, prehistóricas o protohistóricas, y se sigue por la estructura portuaria tartésica, la fenicia, griega, cartaginesa y romana. Son de especial interés: El dominio del medio que cada una de ellas fueron ejerciendo; La elección del lugar de ubicación del puerto; La tipología de obras portuarias que fueron desarrollando; Los sistemas de obras auxiliares de ayuda a la navegación; Y la tipología de puerto que fueron apareciendo.

La segunda se denomina: "Inventario de puertos antiguos en Hispania". Y es, realmente, el cuerpo del estudio, que tiene dos pequeños apartados prolegómenos. Se ha ido enumerando desde la desembocadura del río Bidasoa hasta Portbou, las islas Baleares, Ceuta y Melilla, todos los puertos y fondeaderos conocidos en la antigüedad. En total son 77, bien es cierto que, en algún caso, un puerto engloba a más de una instalación, por lo que su número sería mayor.

Espero que éste sea un buen punto de partida para en estudio sistemático de este tipo de obras públicas en la antigüedad hispana y se ponga en valor algo tan fundamental como los puertos y señales marítimas, algo alejados de los circuitos de la cultura y del patrimonio a respetar y valorar.

Espero que éste sea un buen punto de partida para en estudio sistemático de este tipo de obras públicas en la antigüedad hispana y se ponga en valor algo tan fundamental como los puertos y señales marítimas, algo alejados de los circuitos de la cultura y del patrimonio a respetar y valorar.

NORMAS DE REDACCIÓN

ÁMBITO

Ingeniería Civil (IC) se define como una publicación científico-técnica especializada en ingeniería civil y medioambiental. Es editada con periodicidad trimestral por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organismo público de referencia –en los campos de la ingeniería civil, la edificación y el medio ambiente asociado–, al que han estado ligados eminentes ingenieros españoles tales como Eduardo Torroja o José A. Jiménez Salas. IC cuenta con un sistema de revisión por pares en el que son objeto de evaluación externa todos los artículos científico-técnicos recibidos, y acepta para su publicación artículos sobre trabajos de investigación centrados en las siguientes áreas temáticas: carreteras, ferrocarriles, puertos y navegación, edificación y urbanismo, aguas continentales, costa y mar, energía, medio ambiente y patrimonio histórico de las obras públicas y urbanismo. En este sentido, la revista realiza una labor fundamental como vehículo de difusión y transferencia tecnológica dentro de las áreas de conocimiento mencionadas.

PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS

Los artículos deben enviarse al correo electrónico del editor: (ingcivil@cedex.es)

Los originales deberán seguir la siguiente estructura: (1) página de título; (2) introducción que defina la finalidad del estudio; (3) metodología utilizada; (4) resultados obtenidos y su significación; y (5), conclusiones principales.

La página de título, por su parte, ha de incluir los siguientes componentes: (a) título en español e inglés; (b) nombre completo de los autores así como sus respectivos centros de trabajo; (c) dirección de correo electrónico y postal tanto del correspondiente autor de contacto como de los coautores; (d) resumen (español)/abstract (inglés), con una extensión entre 150-250 palabras; y (e), palabras clave (español) y *keywords* (inglés), con 5 términos como mínimo.

ESTRUCTURA DE LOS ARTÍCULOS

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas tamaño DIN-A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio, cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen/abstract, palabras clave/keywords, texto del artículo (introducción, materiales y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Deberá indicarse el centro de trabajo y la localidad y país del centro de trabajo de cada uno de los autores, así como la dirección de correo electrónico y/o postal del autor para correspondencia o *corresponding author*.

Las figuras se ordenarán según el orden de aparición en el texto, y serán identificadas por el término Figura nº. Todas las figuras deberán llevar un pie de figura. En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que las figuras, utilizando el término Tabla nº. Todas las tablas deberán llevar un título. Tanto en el caso de los pies de figuras como en el de los títulos de las tablas, ambos deben explicar perfectamente su contenido. Los títulos de los ejes de coordenadas y cualquier elemento de texto que se incorpore a las figuras y gráficos deben estar realizados en la misma fuente y tamaño (preferentemente “Minion pro”).

Es conveniente que las fórmulas y ecuaciones incluidas en el artículo estén realizadas a un tamaño de 9 puntos de la fuente “Cambria math”.

Las citas en el texto se incluirán con el autor y año en minúsculas entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación sólo el año entre paréntesis. Cuando se cita varias veces a un mismo autor, pero a distinta obra del mismo año, se le añade a, b, c.

“...procedimiento de cimentación suficientemente acreditado (Redwood and Jain 1992)]. Asimismo, Van der Sanden and Hoekman (2005) propusieron...En otras situaciones (Redwood and Jain 1992a) la cimentación...”

En lo que se refiere a la citación de fuentes bibliográficas o de cualquier otro tipo, se remite a los autores al seguimiento de las pautas del sistema

Harvard-APA (American Psychological Association: <http://www.apa.org/>). Sirvan a este respecto los ejemplos que siguen a continuación:

Libros:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). *Título del libro en cursiva*. Lugar de publicación: Editorial. Opcionalmente podremos poner la mención de edición, que irá entre paréntesis a continuación del título.

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore geotechnical engineering: principles and practice*. Londres, Reino Unido: Thomas Telford.

Capítulos de un libro:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del capítulo. En: Nombre Apellido (Ed.) Título del libro en cursiva. Lugar de edición: Editorial, (pp-pp).

Ceder, A. (2003). Designing public transport network and routes. En: W. Lam y M.Bell (Eds.), *Advanced Modeling for Transit Operations and Service Planning*. (pp. 59–92). Nueva York, Estados Unidos: Penguin.

Artículos de revistas:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del artículo. *Título de la revista en cursiva*, vol., nº vol (nº), pp-pp.

Leblanc, L. (1988). Transit system network design. *Transportation Research Part B*, 22 (5), 383-390.

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A. y Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23 (4), 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios:

Se citan como los capítulos de libros

Apellido(s), Iniciales del nombre. (Año de publicación). Título de la ponencia. Nombre del Congreso en cursiva, (pp. pp-pp). Lugar de celebración: Editorial.

Vermeer, P.A. (1982). A simple shear band analysis using compliances. *Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials*, (pp. 439-499). Delft, Holanda: New Press.

Tesis no publicadas

Apellido(s), Iniciales del nombre. (año). *Título de la tesis en cursiva*. (Clase de tesis inédita, de maestría o doctorado). Institución académica en la que se presenta. Lugar.

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido: estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa* (Tesis doctoral inédita). Universidad Politécnica de Madrid.

Documentos Electrónicos:

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.) se añadirá a continuación el DOI y si no tuviese se añadirá la URL poniendo: Disponible en <http://xxxxx>

Rigon, E., Comiti, F. and Lenzi, M.A. (2012). Large wood storage in streams of the Eastern Italian Alps and the relevance of hillslope processes. *Water Resources Research*, 48, W01518. DOI:10.1029/2010WR009854

U. S. Environmental Protection Agency (2004). *Guide to purchasing green power* (EPA430-K-04-015). Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency. Disponible en http://www.epa.gov/grnpower/documents/purchasing_guide_for_web.pdf

El listado bibliográfico ha de ser revisado y, en su caso, corregido por el propio autor. Las citas irán en todo caso debidamente numeradas, evitando utilizar como tales frases imprecisas. Las fuentes bibliográficas que se citen sin haber sido publicadas aún irán acompañadas, al final, de la expresión “en prensa”.



Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN

Director: **Mariano Navas Gutiérrez**

SECRETARÍA

Secretario: **Manuel Echeverría Martínez**

Calle de Alfonso, XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 75 00 | Télex: 45022 CEDEX E | Fax: 91 528 03 54

RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES

Jefe: **Miguel González Portal**

Telf.: 91 335 74 90 | Fax: 91 335 75 38

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS

Director: **José María Grassa Garrido**

Calle Antonio López, 81 - 28026, Madrid

Telf.: 91 335 77 00 | Fax: 91 335 76 22

CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS

Director: **Federico Estrada Lorenzo**

Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 - 28005, Madrid

Telf.: 91 335 79 00 | Fax: 91 335 79 22

CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE

Director: **Antonio Sánchez Trujillano**

Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2 - 28049 El Goloso, Madrid

Telf.: 91 335 78 00 | Fax: 91 335 78 22

CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS

Director: **Alberto Compte Anguela**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 72 00 | Fax: 91 335 72 49

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES

Director: **José Manuel Gállego Estévez**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 74 00 | Fax: 91 335 74 22

LABORATORIO DE GEOTECNIA

Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 73 00 | Fax: 91 335 73 22

LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA

Director: **Jorge Ignacio Iglesias Díaz**

Calle Julián Camarillo, 30 - 28037, Madrid

Telf.: 91 335 71 50 | Fax: 91 335 71 97

CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 74 56 | Fax: 91 335 72 22