

Obtención mediante ensayos in situ de las características dinámicas del terreno, cimentación y muros del Palacio de Comares en la Alhambra

V. CUÉLLAR (*)
E. KAUSEL (**)
J. L. MONTE (*)
J. M. ROESSET (***)
J. VALERIO(*)

RESUMEN En este trabajo se describe la metodología seguida por el Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) con el fin de caracterizar las propiedades dinámicas del terreno, cimentación y muros de la torre de Comares en el recinto monumental de la Alhambra. Los valores G_{max} de los diferentes materiales se determinaron mediante sismica de refracción, tomografía de transmisión con ondas P y ensayos cross-hole y down-hole. Utilizando los datos obtenidos en ensayos dinámicos con ondas superficiales y ensayos estáticos de carga sobre placa realizados en dos zanjas excavadas en las proximidades del palacio se ha podido determinar la variación del módulo secante G del terreno con el nivel de deformación tangencial para los niveles de sollicitación que cabe esperar produzcan los terremotos. En el resto de los materiales se ha determinado dicha variación utilizando los datos obtenidos con probetas ensayadas en laboratorio. El análisis de la respuesta de la estructura a terremotos de $M = 5$, recientemente registrados en la parte superior e inferior de la Torre, está permitiendo comprobar la bondad de los parámetros dinámicos estimados.

IN SITU TESTING MADE TO OBTAIN THE DYNAMIC PARAMETERS OF THE GROUND, FOUNDATION AND WALLS OF THE COMARES PALACE IN THE ALHAMBRA

ABSTRACT This paper describes the geotechnical investigations that have been conducted to characterize the static and dynamic properties of the ground, the foundation and the wall's material of the Comares tower in the Alhambra palace. The G_{max} values of the different materials were determined using seismic refraction, P-wave transmission tomography, cross-hole and down-hole tests. To obtain the variation of the shear moduli with strain amplitude for the ground, surface wave and cyclic horizontal plate loading tests were performed in several trenches excavated in the immediate neighborhood. That type of variation for the remaining materials was obtained using data retrieved from samples tested in the laboratory. The analysis of the structure response to $M = 5$ earthquakes recently recorded at the top and the bottom of the Tower is being used to check the dynamic properties estimated.

Palabras clave: Ensayos in situ; Parámetros dinámicos; Palacio de Comares; Alhambra.

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio, que tiene como objetivo último valorar el riesgo sísmico del palacio de Comares y definir los refuerzos necesarios que en él sea necesario acometer, se inscribe dentro del programa de investigación recientemente lanzado por el Patronato de la Alhambra para determinar el estado

de las estructuras y cimentaciones de su conjunto monumental.

Tras una breve descripción de la Torre y su entorno geológico se comentan los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para caracterizar el comportamiento dinámico del terreno y de los materiales que constituyen la cimentación y muros de la estructura. Se explica el procedimiento seguido para determinar la variación del módulo de rigidez transversal con el nivel de deformación tangencial en cada uno de esos materiales y se obtienen conclusiones sobre la bondad de las estimaciones realizadas analizando la respuesta elástica de la estructura frente a terremotos de $M = 5$, recientemente registrados en el piso superior y sótanos de la Torre.

(*) Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, MOPTMA.

(**) Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA.

(***) The University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA.

2. MATERIALES DEL TERRENO Y LA ESTRUCTURA

La Torre de Comares (ver Fig. 1) es una estructura de planta cuadrada de 17,5 m de lado y 25 m de altura situada en la parte superior de una ladera de 50 m de altura a cuyo pie discurre el río Darro. El material del emplazamiento está constituido principalmente por un conglomerado de la formación Alhambra, con 60% de partículas de cuarcita y esquisto de tamaño grava o superior embebidas en una matriz limo-arcillosa, que fue depositado al pie de Sierra Nevada durante el Plioceno Superior. Los fenómenos de subsidencia y fracturación que afectaron a la cuenca de Granada durante el Pleisto-

ceno transformaron uno de esos depósitos en la colina en cuya cima se asienta el conjunto monumental de la Alhambra. Los ensayos de sismica de refracción realizados sobre la ladera, al pie de la estructura, han revelado la existencia en el terreno de una zona superior descomprimida de 5 m de espesor, con un valor medio de velocidad de propagación de las ondas P de 570 m/s, que cubre materiales más rígidos pero de la misma naturaleza. Este mismo tipo de materiales, cementados con cal y compactados en capas delgadas, constituye el material de construcción localmente denominado "tapial" utilizado por los árabes en el siglo XIII en la cimentación y muros de la Torre.

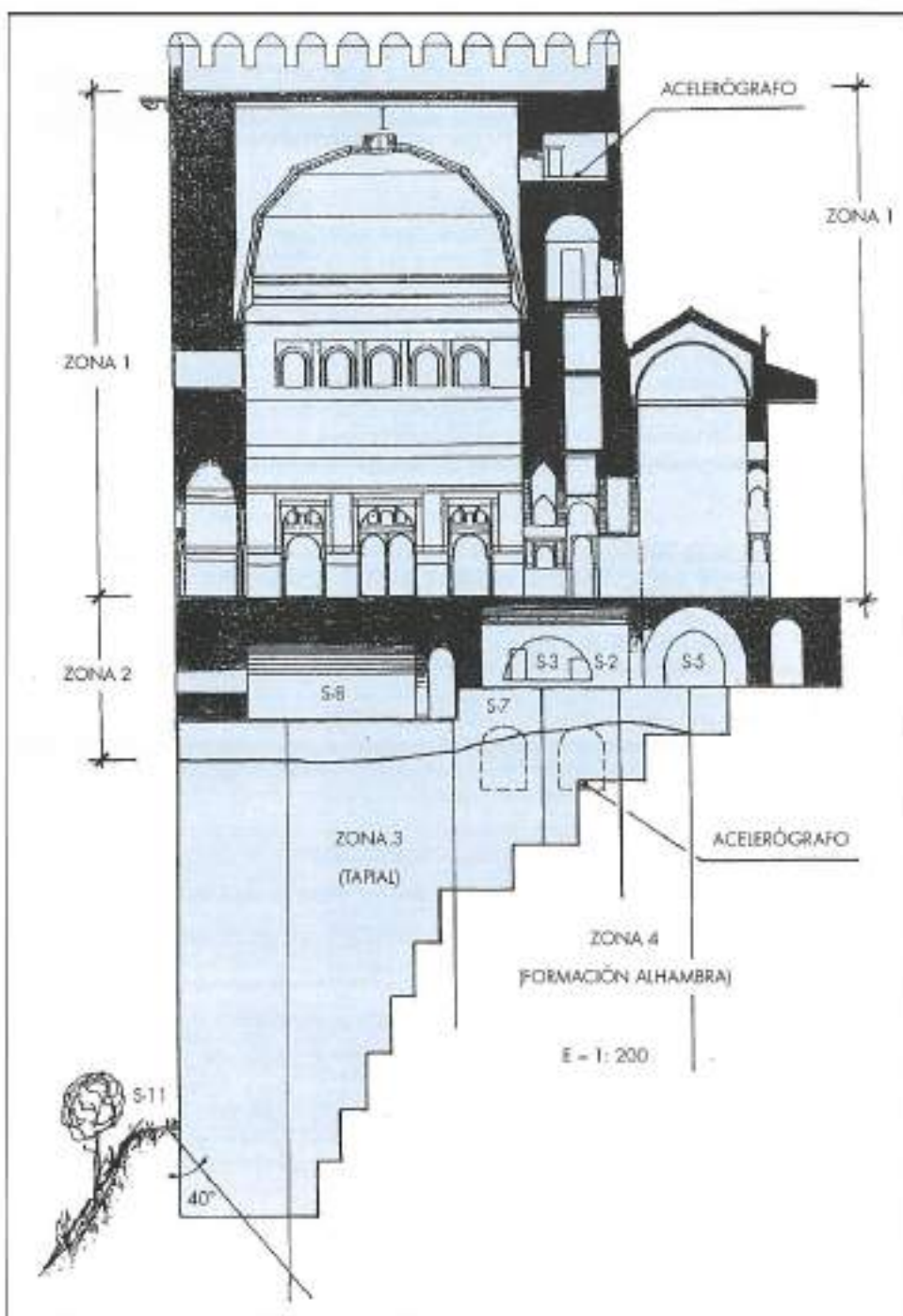


FIGURA 1. Zonificación de la estructura y cimentación de la Torre de Comares.

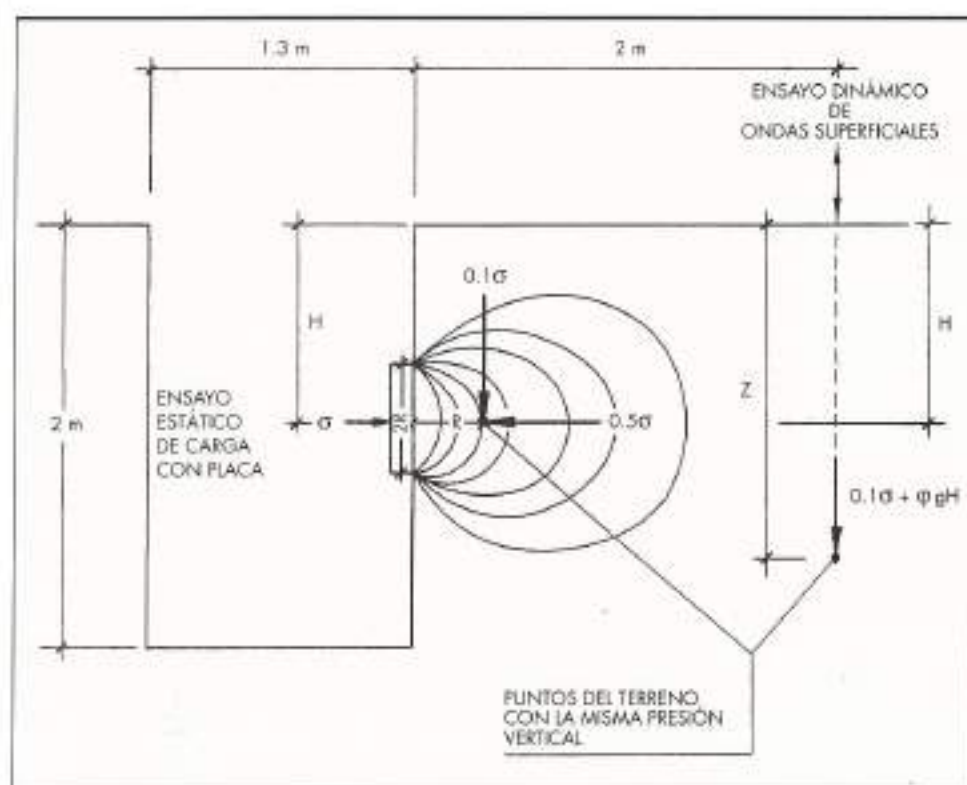


FIGURA 2. Ensayos Estático y Dinámico in situ.

Para definir la geometría y las propiedades mecánicas de la cimentación se perforaron desde el primer piso de la Torre y al pie de su cimentación varios sondeos verticales e inclinados de 80 mm de diámetro tal y como se indica en la Fig. 1. La información facilitada por dichos sondeos y los resultados obtenidos en las tomografías de transmisión con ondas P llevadas a cabo entre ellos permitieron definir el contorno escalonado de la cimentación que puede observarse en dicha figura. Por otro lado, y teniendo en cuenta, junto con los resultados de las campañas de auscultación que se comentan a continuación, los distintos acontecimientos (fuegos, explosiones, terremotos, etc), y las modificaciones estructurales a las que el edificio se ha visto sometido a lo largo de su historia (Lewis, 1993), se ha creído conveniente distinguir los tres tipos de "tapial" indicados en la Fig. 1.

3. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LA FORMACIÓN ALHAMBRA

Dada la gran dificultad de obtener muestras inalteradas de la formación Alhambra para ser ensayadas en laboratorio, sus propiedades geomecánicas se han determinado in situ mediante ensayos estáticos de carga horizontal con placa realizados en dos zanjas excavadas hasta una profundidad de 2 m en los alrededores de la Torre y con ensayos dinámicos de ondas superficiales ejecutados junto a ellas. En la Fig. 2 se indica la distribución de ensayos en cada zanja y en la Fig. 3 se muestra a título de ejemplo los asentamientos obtenidos en los ciclos de carga-descarga impuestos en uno de los ensayos de carga con placa realizados. Por otro lado, en la parte superior de la Fig. 4 se ha representado de puntos la curva de dispersión que sintetiza los resultados obtenidos en los ensayos dinámicos con ondas superficiales realizados junto a las zanjas. La curva teórica, de trazo continuo, que ajusta dichos datos

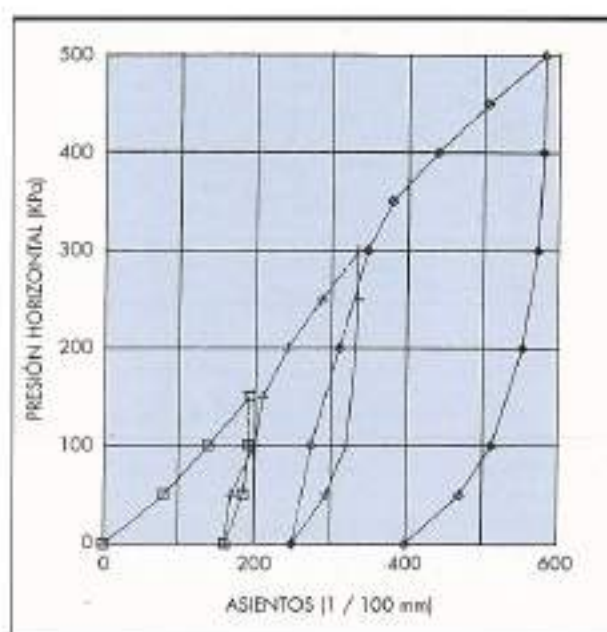


FIGURA 3. Ensayo de carga horizontal con placa sobre la pared B de la zanja 1.

corresponde al perfil de velocidades de propagación de ondas tangenciales indicada en la parte inferior de dicha figura. Dicho perfil se ha calculado tal y como sugieren Roeset et al (1991) utilizando las funciones de Green derivadas por Kausel (1981). Para ello se ha partido de un primer perfil de velocidades, que se ha definido asignando a cada valor de veloci-

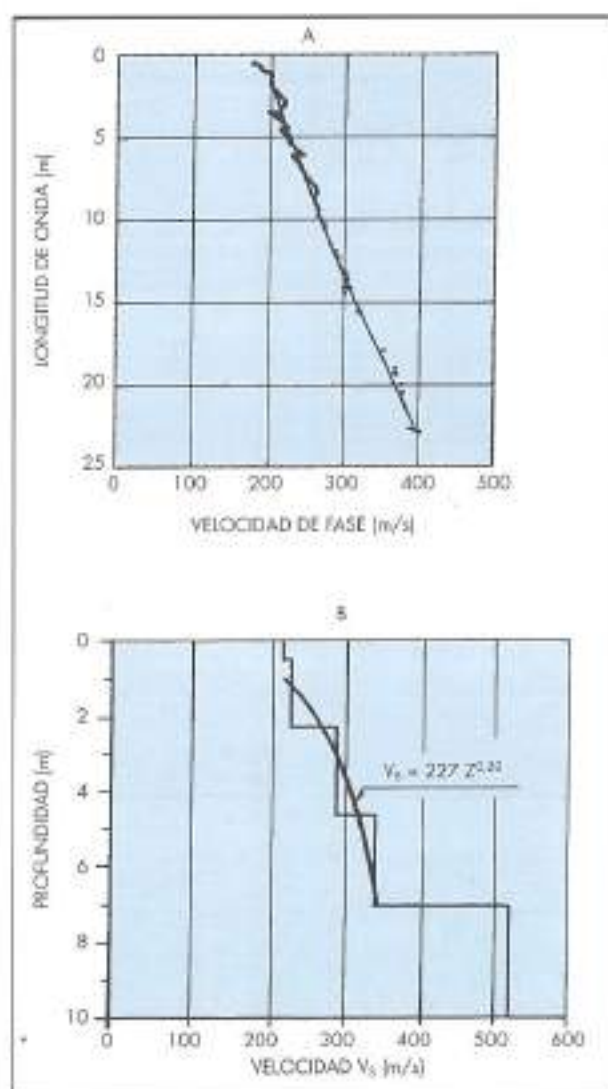


FIGURA 4. A) Curva de dispersión obtenida en los ensayos con ondas superficiales. B) Perfil de velocidades V_s correspondiente.

dad de la curva de dispersión obtenida experimentalmente una profundidad equivalente a la mitad de la longitud de onda correspondiente, y se ha determinado mediante un análisis teórico en 3D con simetría axial la curva de dispersión que corresponde a dicho perfil. Comparando esta última con la obtenida experimentalmente, se ha modificado el perfil de velocidades y se ha repetido este proceso iterativamente hasta conseguir un ajuste satisfactorio entre las curvas de dispersión teórica y experimental.

La importancia que desde un punto de vista geotécnico tienen estos ensayos radica en que a partir de los valores v_s , así obtenidos puede definirse el perfil de módulos elásticos E_{max} del terreno utilizando las expresiones siguientes:

$$E_{max} = 2(1 + \nu)G_{max} \quad (1)$$

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (2)$$

siendo ρ la densidad aparente del terreno y ν el coeficiente de Poisson.

Para modelar la influencia del nivel de deformación en el valor del módulo secante E cuando, como en el caso de los terremotos, cabe esperar que las deformaciones del terreno sean pequeñas, se ha completado la información obtenida en los ensayos dinámicos con la proporcionada por los ciclos de descarga y recarga realizados en los ensayos estáticos de carga con placa. Para ello se ha supuesto que el material es isotrópico y que tratándose de un suelo duro y preconsolidado su comportamiento no lineal viene regido por el siguiente modelo hiperbólico:

$$\frac{E}{E_{max}} = \frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + bG_{max}\gamma} \quad (3)$$

Para definir dicho modelo se necesitan únicamente dos parámetros: " G_{max} " y " b ". El parámetro G_{max} puede deducirse directamente del perfil de velocidades v_s , utilizando la Ec. (2) y para obtener el parámetro " b " se ha seguido un proceso de ajuste en el que partiendo de una familia de hipérbolas, determinadas tal y como se explica más adelante, se ha barrido un rango de valores del producto adimensional bG_{max} que define la forma de cada hipérbola tratando de reproducir lo más ajustadamente posible las ramas de recarga de los ciclos intermedios impuestos en cada ensayo de placa. Con este fin se ha discretizado el terreno de apoyo de la placa en los 9 elementos indicados en la Fig. 5 y para cada hipérbola considerada se ha obtenido paso a paso la curva de asentamientos de la placa integrando para cada escalón de carga (10 KPa) las deformaciones ϵ_A , en la dirección del empuje, de cada

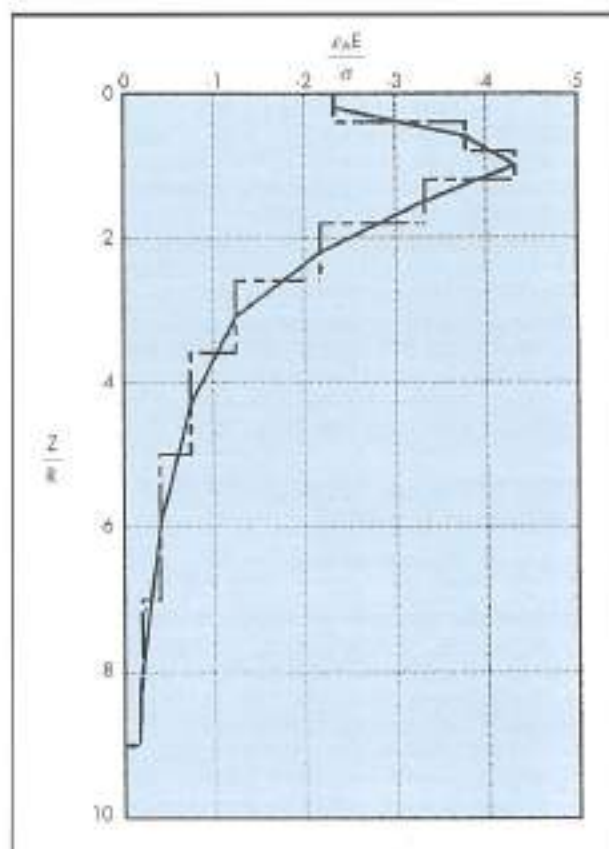


FIGURA 5. Perfil de deformaciones cíclicas bajo el centro de placa circular rígida cargada sobre un semiespacio de Boussinesq con $\nu = 0.35$.

uno de los elementos del terreno teniendo en cuenta su comportamiento no-lineal. En este proceso se ha supuesto que la distribución de tensiones σ_x en la dirección del empuje y σ_y en la dirección perpendicular para cada elemento y nivel de carga σ es la deducida por Gerrard y Harrison (1970) para placa rígida sobre semiespacio de Boussinesq con $\nu = 0.35$. En función de dichas tensiones se han obtenido las deformaciones axial ϵ_A y tangencial máxima γ_{max} en el centro de cada elemento utilizando las siguientes expresiones:

$$\epsilon_A = \frac{1}{E} (\sigma_A - 2\nu\sigma_B) \quad (4)$$

$$\gamma_{max} = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_A - \sigma_B) \quad (5)$$

En la Fig. 5 puede observarse para cada nivel de empuje sobre la placa σ la distribución de deformaciones ϵ_A así obtenida.

De esta manera, utilizando el valor de γ_{max} dada por la Ec. (5) se ha podido modificar en cada escalón de carga de dicho proceso el valor de E en cada elemento entrando con el primero de estos dos valores en la Ec. (3).

Para determinar un conjunto de hipérbolas que permitieran acotar el rango de valores b G_{max} en este proceso de ajuste, se ha determinado en cada uno de los cuatro ensayos de placa realizados el módulo E secante de descarga, correspondiente a un nivel de carga σ de 300 KPa, utilizando la siguiente expresión:

$$E = \frac{\pi(1-\nu^2)D\sigma}{4S} \quad (6)$$

donde

D = diámetro de la placa (600 mm)

S = movimiento de la placa

y se ha utilizado el estado tensional de un punto del terreno situado a una distancia de un radio de la superficie de apoyo de la placa (ver Fig. 2) para estimar los valores b y G_{max} de cada una de las hipérbolas. El valor G_{max} , común a todas ellas, se ha obtenido teniendo en cuenta la influencia que en su determinación puede tener la presión de confinamiento del terreno y el hecho de que durante el proceso de descarga en el ensayo con placa dicha presión, en el punto del terreno considerado, pasa de un décimo del máximo nivel de carga, σ , al principio hasta un valor cero al final de dicha descarga. Por ello se ha determinado G_{max} entrando en la Ec. (2) con el valor v , del perfil de velocidades determinado en los ensayos

de ondas superficiales a una profundidad Z dada por la siguiente expresión:

$$Z = \frac{0.05\sigma + \gamma H}{\gamma} \quad (7)$$

donde γ es el peso específico aparente del terreno (21 kN/m³) y H la profundidad a la que se realizaron los ensayos de carga (1 m). El valor " b " de cada una de estas hipérbolas se determinó entrando en la Ec. (3) con: el valor G_{max} así determinado, el valor G correspondiente al módulo E obtenido en cada ensayo según la Ec. (6) y el valor $\gamma = \gamma_{max}$ hallado, para el estado tensional junto a la placa indicado en la Fig. 2, mediante la Ec. (5). De esta manera se han obtenido los productos bG_{max} indicados en la Tabla 1 que definen cada una de las hipérbolas.

Tomando como base de partida los resultados indicados en la Tabla 1 se ha definido un conjunto de valores del producto b G_{max} comprendido entre 350 y 2000 y para cada uno de esos valores se ha tratado de reproducir los ciclos de recarga y carga noval impuestos en cada ensayo de placa mediante el proceso paso a paso previamente explicado. En este proceso, se ha tenido en cuenta la influencia de la presión de confinamiento en el valor E de cada elemento de manera similar a la indicada anteriormente para el punto del terreno situado a una distancia de un radio de la superficie de apoyo de la placa.

Como curva representativa del comportamiento mecánico de la formación Alhambra para pequeñas deformaciones se adoptó la hipérbola dada por el producto b $G_{max} = 1510$, que reproduce aceptablemente bien (ver Fig. 6) los ciclos de recarga de 0 a 300 KPa y los tramos de carga noval de 300 a 500 KPa de los gráficos de asientos obtenidos en la paredes que menos se deforman.

Por otro lado es fácil demostrar, aplicando el modelo hiperbólico a los resultados que se pudieran obtener en ensayos triaxiales de laboratorio, que, para una presión de confinamiento determinada, el parámetro b está inversamente relacionado con la resistencia última del material. Basta para ello sustituir en la Ec. (3) las variables G_{max} y γ por sus expresiones en función de E_{max} y ϵ dadas por las Ecs. (1) y (8) siguiente:

$$\gamma_{max} = (1+\nu)\epsilon_A \quad (8)$$

para obtener

$$\frac{E}{E_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{bE_{max}}{2}\epsilon_A} \quad (9)$$

$\sigma = 300 \text{ KPa}$ $G_{max} = 136 \text{ MPa}$ $E_{max} = 367 \text{ MPa}$				
	ENSAYO 1		ENSAYO 2	
	PARED A	PARED B	PARED A	PARED B
S	0.40 mm	0.84 mm	0.44 mm	0.91 mm
E	310 MPa	148 MPa	282 MPa	136 MPa
γ_{max}	5.22×10^{-4}	10.98×10^{-4}	5.74×10^{-4}	11.89×10^{-4}
E/E_{max}	0.84	0.40	0.77	0.37
$G_{max} \cdot b$	365	1359	520	1432

TABLA 1. Familia de hipérbolas derivada inicialmente para tratar de reproducir la curva de asientos de los ensayos de carga con placa.

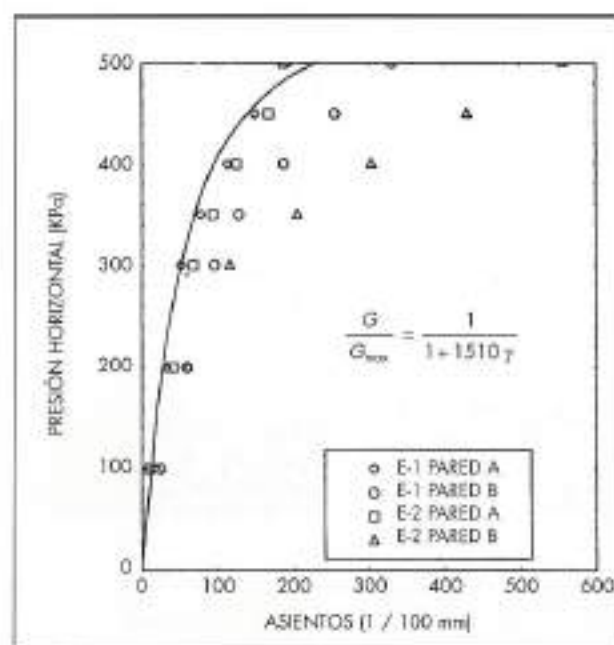


FIGURA 6. Simulación no-lineal paso a paso con el modelo hiperbólico indicado en la figura de los ciclos de recarga (de 0 a 300 KPa) y de los tramos de carga naval (de 300 a 500 KPa) obtenidas en los ensayos de carga con placa realizados en la formación Alhambra.

o su equivalente

$$\sigma_A = \frac{\varepsilon_A}{\frac{1}{E_{max}} + \frac{b}{2} \varepsilon_A} \quad (10)$$

en la que se verifica

$$\lim_{\varepsilon_A \rightarrow \infty} \sigma_A = \frac{2}{b} \quad (11)$$

De todo ello se desprende que el producto $b \cdot G_{max} = 1510$, adoptado en la hipérbola representativa del comportamiento mecánico para bajas deformaciones de la formación Alhambra, proporciona, para los valores de G_{max} compatibles con el perfil de velocidades dado en la Fig. 3, valores de resistencia del terreno que oscilan entre 140 KPa y 270 KPa correspondientes a profundidades comprendidas entre 1 y 5 m respectivamente.

Para definir el comportamiento geomecánico del material bajo la cimentación de la Torre se ha mantenido el producto $b \cdot G_{max}$ del modelo anterior y se ha adoptado como valor representativo del material un valor de $G_{max} = 790$ MPa compatible con un valor medio de velocidad de propagación de las ondas tangenciales en los ensayos cross-hole de 600 m/s (se obtuvo un rango de valores que osciló entre 500 y 700 m/s) y un peso específico aparente del terreno de 21.5 KN/m³. Se obtiene así para este último modelo un parámetro $b = 0.191$ equivalente según la Ec. (11) a una resistencia última del material de 1125 KPa.

En lo que se refiere a la capacidad del material para disipar energía por rozamiento interno entre sus partículas, en la Fig. 7 se ha dibujado junto con el modelo hiperbólico representativo de su comportamiento dinámico la curva de variación de la razón de amortiguamiento, D , con el nivel de deformación tangencial determinada teniendo en cuenta los datos obtenidos por Kokusho y Eshasi (1981) en formaciones pleistocenas de Japón con un porcentaje de grava similar al de la formación Alhambra.

4. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL TAPIAL

En los ensayos de tomografía sísmica y sísmica de refracción

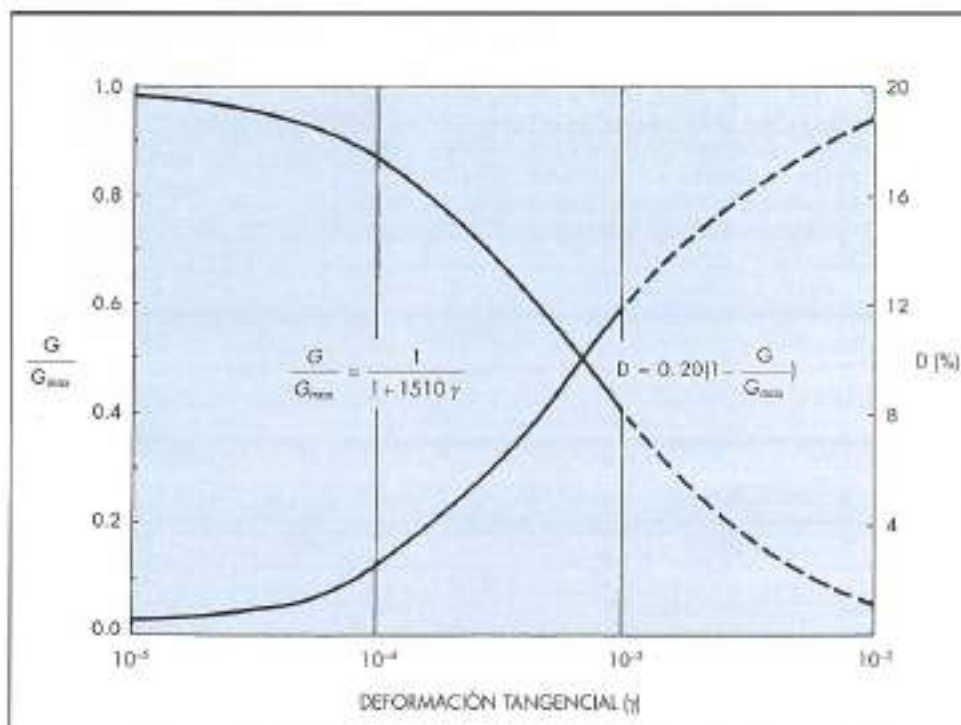


FIGURA 7. Modelo hiperbólico elegido para simular el comportamiento dinámico de la formación Alhambra.

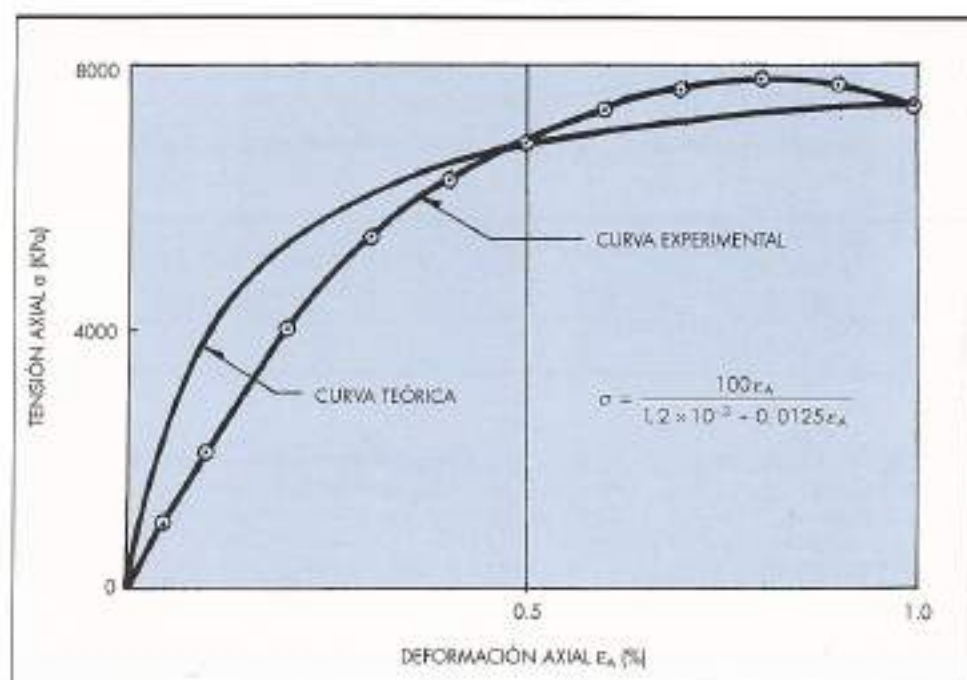


FIGURA 8. Modelo hiperbólico elegido para simular el comportamiento dinámico del tapial de la cimentación de la Torre de Comares.

llevados a cabo en las paredes y muros de los pisos superiores de la Torre se obtuvieron velocidades v_z que oscilaron entre 900 m/s y 2000 m/s. Superando un coeficiente de Poisson de 0.30, a dicho rango le corresponden valores V_s comprendidos entre 500 y 1000 m/s. Para un peso específico aparente de 21.5 KN/m³ de estos materiales, se obtienen según la Ec. (2) valores de G_{max} que oscilan entre 550 MPa y 2200 MPa. Por otro lado tratando de ajustar un modelo hiperbólico a los resultados de ensayos sónicos y de compresión simple obtenidos en laboratorio con probetas de este tipo de tapial, en las que se determinaron resistencias comprendidas entre 2500 y 3000 KPa, se obtuvo el modelo b $G_{max} = 935$. Esto ha permitido asignar al rango de valores de G_{max} obtenido in situ valores de resistencia que oscilan entre 1200 y 4500 KPa.

Esos mismos ensayos de laboratorio ejecutados en 7 probetas extraídas del tapial de la cimentación con resistencias comprendidas entre 6700 y 9700 KPa y pesos específicos aparentes que oscilaron entre 20.5 y 23.5 KN/m³ permitieron fijar para este material un modelo hiperbólico dado por el producto b $G_{max} = 805$, que para el rango de velocidades v_z comprendidas entre 1000 y 1300 m/s, obtenido en los ensayos cross-hole, proporciona resistencias que oscilan entre 5500 y 9500 KPa, muy similares a las obtenidas en laboratorio. La Fig. 8 muestra el ajuste conseguido con este modelo, formulado en este caso utilizando las variables σ_A y ϵ_A , a los datos obtenidos con una probeta cuya resistencia fue de 8000 KPa.

En la Tabla 2 se proporciona para estos dos tipos de tapial la razón de amortiguamiento estimada para deformaciones tangenciales inferiores a 10^{-3} .

Finalmente y salvo en dos muros de la zona de sótanos de la estructura denominada ZONA 2 en la Fig. 1, que separan los habitáculos que en su tiempo debieron estar destinados a los cuerpos de guardia del paso de ronda norte de la estructura, y en los que se obtuvieron valores excesivamente bajos de las velocidades v_z , en todos los demás ensayos de transmisión realizados en esta zona se obtuvo el mismo rango de variación de v_z que el obtenido en la formación Alhambra bajo la Torre,

	DEFORMACION TANGENCIAL		
	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}
Pisos superiores	0.20	1.5	8.5
Cimentación	0.15	1.0	7.0

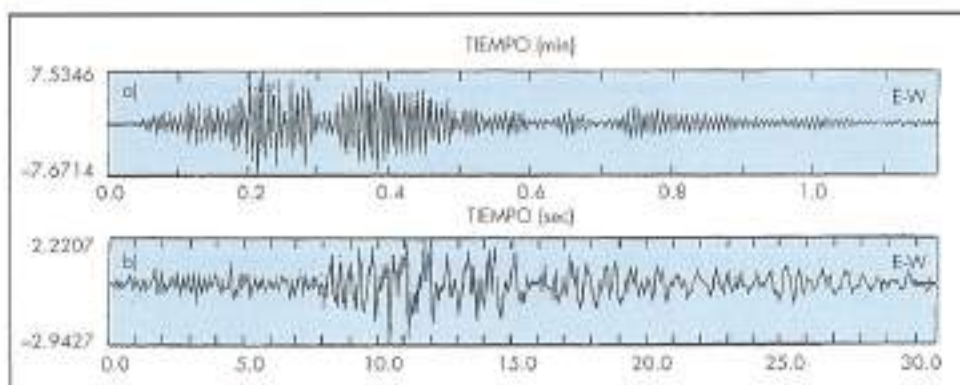
TABLA 2. Razón de amortiguamiento D(%) estimada para el tapial de la Torre de Comares.

es decir valores comprendidos entre 500 y 700 m/s. Asignando a esta zona el mismo modelo hiperbólico allí considerado, b $G_{max} = 1510$, se obtienen valores de resistencia que oscilan entre 700 y 1400 KPa para los materiales que la constituyen.

5. COMPORTAMIENTO DE LA TORRE FRENTE A LOS TERREMOTOS

Con el fin de registrar la respuesta de la Torre frente a futuros terremotos, a principios del año 1993 se instalaron dos acelerómetros SSA-2 de la marca KINEMATRICS: uno en la base de la estructura y otro en su piso superior (ver Fig. 1). Desde entonces se han podido registrar dos terremotos de magnitud $M = 5$ en la escala de Richter con epicentros a distancias de 73 y 94 Km del emplazamiento: el primero el 23 de Diciembre de 1993 y el segundo el 4 de Enero de 1994. En la Fig. 9 se han representado las historias de aceleraciones de la componente Este-Oeste registradas en la parte superior ($a_{max} = 9 \text{ cm/seg}^2$) y en la base ($a_{max} = 3 \text{ cm/seg}^2$) de la estructura durante el terremoto de Diciembre de 1993. Registros similares se obtuvieron en el evento del 4 de Enero de 1994. En la parte final del acelerograma registrado en la parte superior de la estructura puede identificarse fácilmente que el período propio de la Torre es de 0.5 seg. Entiendo con dicho valor y la aceleración máxima registrada

FIGURA 9. Acelerogramas (cm/s^2) registrados en Diciembre de 1993 en a) el piso superior y en b) el sótano de la Torre de Comares [Carreño, 1993].



en la parte superior de la Torre en la Fig. 10 que proporciona, para distintos valores de la razón de amortiguamiento de la estructura, los espectros de respuesta del acelerograma registrado en su base, se obtiene un valor D ligeramente superior al 1%, que, admitiendo que el nivel máximo de deformación que un terremoto de dicha magnitud puede crear en ella es del orden de 10^{-4} está de acuerdo con la razón de amortiguamiento estimada en la Tabla 2 para el tapial de los pisos superiores.

Actualmente se está estudiando mediante modelos de barras y Elementos Finitos la respuesta de los muros de la estructura a las solicitaciones registradas en su base, para poder definir, dentro del rango de módulos G_{max} dado para cada uno de sus materiales, el valor más adecuado.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha demostrado la posibilidad de determinar mediante ensayos estáticos de carga con placa y dinámicos con ondas superficiales realizados in situ el comportamiento

no lineal para pequeñas deformaciones de los materiales densos con un porcentaje importante de grava que constituyen el conglomerado de la formación Alhambra. Tanto los ensayos dinámicos de sismica de refracción como de propagación de ondas superficiales han demostrado la existencia de una zona descomprimida de 5 m de espesor en la parte superior de esa formación con un valor medio de velocidad de propagación de las ondas tangenciales mitad del obtenido mediante ensayos "cross-hole" bajo la cimentación de la Torre de Comares. Por otro lado se ha podido comprobar la utilidad de la tomografía sísmica de transmisión para definir la geometría y propiedades mecánicas de la cimentación y muros de tapial de dicho palacio. La instrumentación sísmica de la Torre ha permitido definir su período natural y comprobar para pequeñas deformaciones la razón de amortiguamiento estimada para el tapial de los muros de la estructura, siendo de gran utilidad los registros obtenidos con terremotos de magnitud $M = 5$ para identificar los módulos dinámicos más adecuados dentro de los rangos de variación de valores dados en este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece junto con la colaboración prestada para la realización de este trabajo por el equipo directivo del Patronato de la Alhambra, la ayuda financiera proporcionada por la Secretaría General del Plan Nacional de I + D a través de su Programa Nacional de Patrimonio Histórico.

BIBLIOGRAFÍA

- CARREÑO, E. (1994). Comunicación personal, Instituto Geográfico Nacional, Madrid.
- GERRARD, C. M. y HARRISON, W. J. (1970). "Circular Loads Applied to a Cross-Anisotropic Elastic Half-Space" C.S.I.R.O. Aust. Div. App. Geomech. Tech. Pap. N° 9.
- KAUSEL, E. (1981). "An Explicit Solution for the Green Functions for Dynamic Loads in Layered Media", Research Report S81-13, Department of Civil Engineering MIT.
- KOKUSHO, T. y ESHASI, V. (1981). "Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarse Materials", Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 673-676.
- LEWIS, C. (1993). "Información Histórica sobre la Estructura y Sótanos de la Torre de Comares", Laboratorio de Geotecnia, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid.
- ROESSET, J. M.; CHANG, D. M. y STOKOE, K. H. II (1991). "Comparison of 2D and 3D Models for Analysis of Surface Wave Tests", Proc. 5th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Karlsruhe.

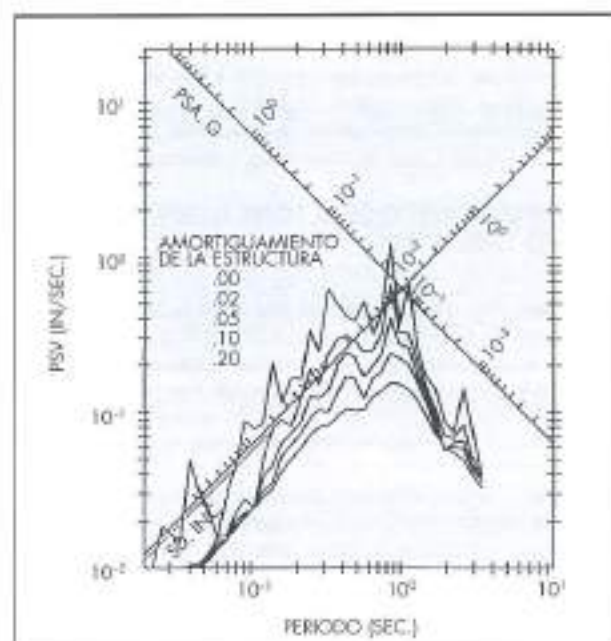
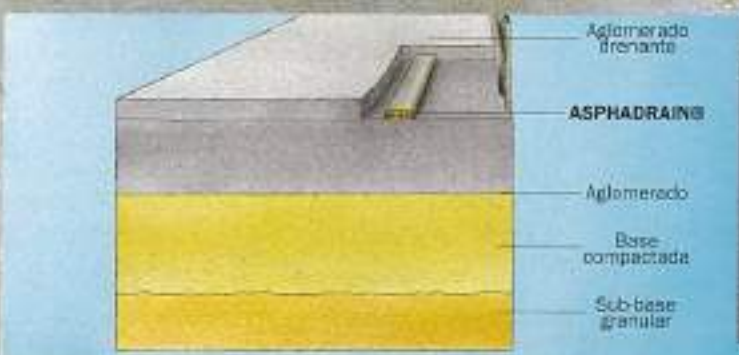
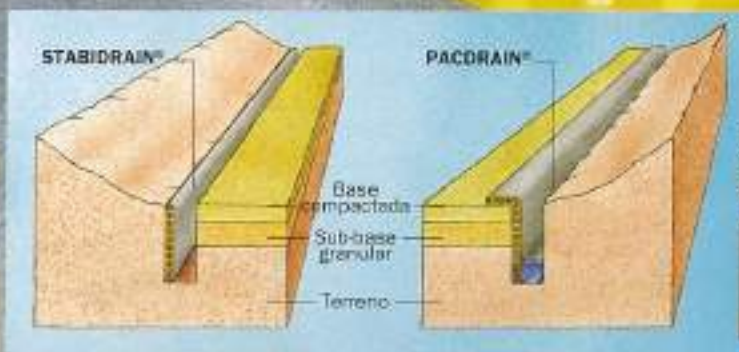


FIGURA 10. Espectros de respuesta del acelerograma b) dado en la fig. 9 [Carreño, 1993].

DRENAJE E IMPERMEABILIZACIÓN



CALIDAD CONTINUA Y ECONÓMICA

Un perfil de HDPE de alta resistencia a la compresión y un geotextil de porosidad regular, de imposible colmatación y muy resistente al desgarro.

Estos son los dos elementos que conforman una gama de geocompuestos para resolver con plena eficacia una gran variedad de necesidades de drenaje e impermeabilización.

Estas unidades pueden realizarse ahora más económicamente y, más importante, con la seguridad de una calidad constante:

- CORDRAIN®
- STABIDRAIN®
- PACDRAIN®
- ASPHADRAIN®

Marcas registradas por **WAVIN**

Solicitenos información para sus proyectos.



Expandite, S.A.
Avda. General Perón, 8
28020 MADRID
Teléfonos: (91) 572 32 02 - 07
Telefax: (91) 572 32 65

LA BURNHAM-CASTROL COMPANY

Corte y envíe este cupón a Expandite, S.A.
Desearía recibir más información sobre sus productos

Nombre
Empresa
Cargo
Dirección
Población
C.P.
Tel.

Proyecto de sustitución de los generadores de vapor en la Central Nuclear de Almaraz



En junio de 1996 se iniciará la sustitución de los Generadores de Vapor de la Unidad 1 de Central Nuclear de Almaraz y en Marzo de 1997 los de la Unidad 2, actividad que se extenderá, para cada unidad, durante, aproximadamente, tres meses y se culminarán cinco años de intenso trabajo desde que en el mes de junio de 1992 se firmó el contrato con el Consorcio SiemensFramatome para el suministro de los nuevos Generadores de Vapor.

¿Por qué es necesario sustituirlos?

Los tubos de los generadores de vapor de CNA están fabricados de Inconel 600, material que está sufriendo un proceso de degradación muy superior al que inicialmente se había previsto, y que obliga al taponamiento de tubos durante las paradas para la recarga, reduciendo progresivamente la vida útil del equipo y dando lugar a una pérdida de producción de la central por inspecciones y reparaciones extraordinarias que prolongan la duración de las paradas y las operaciones de mantenimiento.

La maniobra de sustitución

En junio de 1994, CNA adjudicó a CONBEG —Consorcio formado por las empresas Bechtel, Entrecanales y Gestec— la realización de los trabajos relativos a la sustitución de los generadores de vapor que presenta, respecto a la mayoría de otros proyectos similares, unas características diferenciadoras: la necesidad de realizar una abertura en el Edificio de Contención para posibilitar la extracción de los generadores actuales y la introducción de los nuevos, debido al hecho de que la cámara de equipos es de dimensiones interiores a las de los generadores.

El método preciso para la apertura del hueco se determinará en base a una maqueta de tamaño natural, en la que CONBEG llevará a cabo pruebas de testigos de hormigón, cortes de muro con cuchillo giratorio de diamante y demolición por otros medios. Se seleccionará el método óptimo en base a consideraciones de plazo, y los equipos de trabajo recibirán formación sobre todos los aspectos de dicho método.

En el exterior del edificio de contención, en la zona donde se realizará la apertura del hueco de contención, se levantará una plataforma que se utilizará como plataforma de trabajo para abrir el hueco en el muro del edificio de contención, y posteriormente como pla-

taforma de montaje para la extracción de los Generadores de Vapor antiguos del edificio de contención y para la instalación de los Generadores de Vapor nuevos. La figura I muestra un esquema simplificado de las maniobras de sustitución y de la plataforma de montaje, y la figura II, las tuberías que habrán de cortarse.

Cierre del muro de contención

Una vez instalados los Generadores de Vapor nuevos y sacados los equipos de montaje interiores del edificio de contención, se iniciará el cierre del hueco del muro de contención. El primer paso será la instalación del liner, que será colocado, ajustado y soldado. Tras la terminación de la soldadura del liner, se realizará el ensayo no destructivo (NDE) correspondiente.

En paralelo con los trabajos de liner comenzará la instalación de las armaduras. Se empalmarán nuevas barras de acero a los extremos de las barras existentes utilizando el mismo proceso de soldadura "cadveld" utilizado en la construcción original. Existe un total aproximado de 400 empalmes a realizar en las ocho capas de redondos de 57,3 mm de diámetro. Una vez instaladas todas las barras, comenzará la instalación del forjado, y después se verterá hormigón en la abertura. A la vez que se cierra el hueco del muro de contención, se llevará a cabo el desmontaje y retirada de los equipos, materiales y andamios temporales.

Una vez terminadas todas las soldaduras de las tuberías de los Generadores de Vapor se realizarán las pruebas hidrostáticas de los lados primario (RR) y secundario, seguidas por la instalación del nuevo aislamiento térmico en los nuevos generadores de vapor y los sistemas de tuberías. Mientras se terminan los trabajos de aislamiento, se devolverá el edificio de contención a su condición previa a las operaciones de sustitución y se procederá a la recarga del reactor.

Antes de las pruebas de arranque y tras la terminación de los trabajos de homogeneizado del hueco del muro de contención, se realizará una prueba de estanqueidad y otra de integridad estructural para garantizar que el muro del edificio de contención se encuentra en su condición previa a la sustitución.

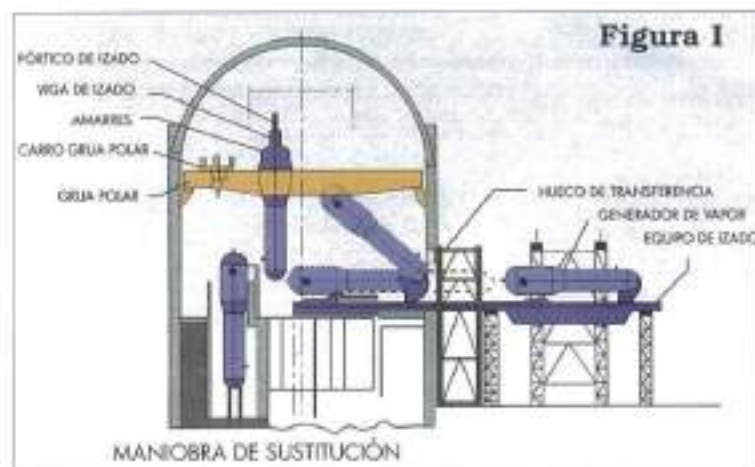


Figura I

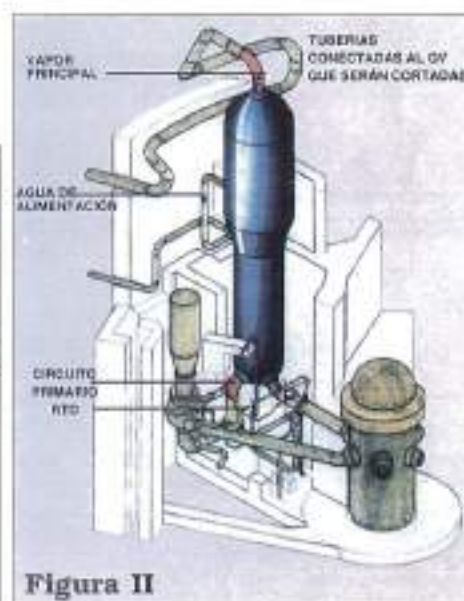


Figura II