

dad de evaporación crece con la temperatura del agua y la velocidad del viento y disminuye cuando la humedad y la presión del aire aumenta.

La variación anual de la tensión da máximos en verano y mínimos en invierno; la de alturas del evaporímetro sigue marcha análoga con máximos elevados en países de verano riguroso, como Madrid y Sevilla, y mínimos muy pequeños en las regiones de inviernos fríos, marcándose poco la diferencia entre los máximos y mínimos en las zonas húmedas, como Alicante y Oviedo. En cuanto a la variación anual de la humedad relativa, se observa que sigue una marcha inversa respecto a la de las curvas de tensión y evaporación. En los países donde hace frío y buen tiempo en invierno con lluvias en verano (condiciones climatológicas de Pekín, por ejemplo), la variación anual de la humedad relativa es, por el contrario, análoga a la de la tensión; no así en los países de la Europa Central, donde la variación anual de la humedad relativa presenta un mínimo en abril y máximo en diciembre, con máximo secundario en

junio y mínimo secundario en julio; tales son las oscilaciones observadas en París, por ejemplo. Este último tipo de variación presenta algunas características análogas a las de España, con las consiguientes variaciones según la región; el mínimo es muy marcado en agosto en Madrid y Sevilla; pasa a abril, como en París, en Alicante, y a octubre en Barcelona; los máximos tienen lugar en diciembre o enero en Madrid, Sevilla y Oviedo; en junio, en Alicante, y en octubre, en Barcelona.

Terminamos con esto la exposición de los resultados más salientes que, con los datos existentes en España, hemos deducido, mas no sin antes hacer observar que sería muy conveniente, como antes dijimos, que se instalaran en los embalses de España aparatos de evaporación de gran superficie y situados en lugares con distintas condiciones de profundidad de agua, orientación, etc., para poder deducir, con los datos aportados, provechosas enseñanzas en materia de tanta importancia.

César VILLALBA
Ingeniero de Caminos^s

Consideraciones sobre el cálculo y la ejecución de las presas-bóvedas

Si insistimos, tras los diferentes artículos referentes a las presas-bóvedas, sobre el del profesor Peña Boeuf (1), debemos resaltar, desde el primer momento, el gran interés y valor de este artículo, en el cual, para la construcción de una presa-bóveda, desde el punto de vista puramente teórico, su autor busca una solución que responda a la teoría del arco, y reconocemos que una solución así sería muy económica; pero vamos a mostrar los ensayos hechos con este objeto y las dificultades que han surgido.

El ilustre profesor recuerda el gran número de eventualidades de la repartición de las cargas sobre bóvedas y ménsulas en el llamado método Stucky (2) y busca en su artículo, como hemos dicho, una solución que responda puramente a la teoría.

Nos permitimos recordar, que una discusión semejante hubo en 1919-20 en Suiza, a propósito de la presa de Amsteg, sobre la cual insistiremos más tarde, que fué calculada como bóvedas independientes, para lo que en la ejecución éstas reposan unas sobre otras por intermedio de juntas de mortero.

El Sr. Peña Boeuf recomienda dividir la presa mediante capas de asfalto en bóvedas horizontales y rodear los puntos de apoyo en la roca con arcilla o asfalto, a fin de que las directrices de aquéllas, coincidentes con los polígonos funiculares que corresponden a la presión del agua, sean arcos de círculo.

Estamos de completo acuerdo en que la hipótesis de la flexión correspondiente a un punto de cruce entre una bóveda horizontal y una lámina de una viga vertical no está fuera del alcance de toda crítica. Es cierto que la influencia de la carga y de la temperatura sobre las vigas y los arcos que tienen diferentes longitudes, secciones y curvaturas, no es la misma en todos los puntos. Deben producirse tensiones de deslizamiento entre las láminas con un valor considerable, sobre todo cerca de los apoyos.

Si se estudia el problema, bastante sencillo, de una placa apoyada libremente sobre sus cuatro lados, o que esté empotrada en uno solo o en los cuatro lados, se encuentran considerables dificultades. El doctor Markus (1) ha estudiado esta cuestión a fondo y establecido una diferencia de hasta 70 por 100 entre las tensiones normales calculadas, de acuerdo con las normas para construcción en hormigón armado de la mayor parte de los países, establecidas según el sistema análogo, suponiendo la placa repartida en láminas independientes, y la realidad. Las tensiones de deslizamiento entre las láminas y el momento de rotación que de ellas resulta, pueden disminuir las tensiones normales sensiblemente, pero también cambiar la repartición de las tensiones según nuestros cálculos. Sería, pues, importante estudiar las tensiones de deslizamiento de una presa-bóveda, pero las dificultades matemáticas son ya casi insuperables para un perfil simétrico e inabordable para un perfil irregular.

(1) VÉASE REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, número 9, 1.º mayo 1927, y el proyecto del Sr. Becerril (R. DE O. P., número 8, 1927).

(2) Stucky (A.): *Etude sur les barrages arqués*. (Rouge et Cie. Lausanne, 1922.)

(1) Markus (H.): *Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten*. (Julius Springer. Berlín, 1924.)

Markus (H.): *Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten*. (Julius Springer. Berlín, 1925.)

En un perfil irregular hay influencias que pueden incluso rebasar la de las tensiones de deslizamiento arriba mencionadas. Notemos, sobre todo, los esfuerzos debidos al asiento de la construcción.

Los métodos de cálculo, bien conocidos en Europa, desprecian también el alargamiento transversal debido a las presiones normales. Por la introducción de la relación de Poisson entre los alargamientos normales y transversales se calcula la influencia de las tensiones verticales de compresión en las vigas sobre las tensiones normales en los arcos horizontales.

M. B. F. Jakobson ha examinado en un artículo (1) esta influencia bastante considerable sobre las presas-bóvedas de gran espesor. El mismo principio será aplicable a presas más delgadas. En el mismo artículo se examinan también las influencias que resultan de la variación del módulo de elasticidad, que cambia, como es sabido, para el hormigón de la misma dosificación y confeccionado en la misma época, según las tensiones a las cuales el hormigón está sujeto.

En un examen minucioso debería también considerarse la influencia de la infiltración del agua en el paramento de agua arriba de la presa y el cambio de tensión resultante.

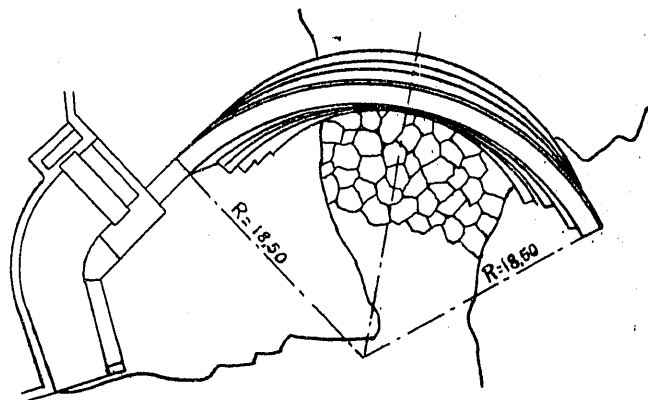
La dificultad de tener en cuenta todas estas influencias es lo que ha conducido a los autores de los cálculos a reducir y simplificar el problema todo lo posible. El objeto del cálculo de una presa-bóveda es, ante todo, demostrar la solidez de la construcción. El Sr. Peña Boeuf dice muy justamente en su artículo que para las presas de gravedad ha sido aceptado un método reconocido por todas las oficinas administrativas; pero no se debe olvidar que este método no da la solución más económica y que ni siquiera responde a la realidad.

Nos referimos, por ejemplo, a las discusiones que se han desarrollado a este propósito en el III Congreso de la Hulla blanca en Grenoble, 1925 (2). Los trabajos de los Sres. Noetzli (3), Hugo Ritter (1) y Stucky significan un progreso en el estudio de las presas en comparación con los antiguos métodos que, al despreciar las reacciones laterales, han conducido a una superabundancia de material.

Mencionemos, por ejemplo, las juntas de dilatación. En lugar de servirse del empotramiento natural para disminuir los esfuerzos, se le corta arbitrariamente. Se construye actualmente en Suiza una presa en que se desea utilizar este empotramiento; se trata de la presa del Oberhasli, sobre el Grimsel, que para una altura de 100 m tiene una base de 64 m y una anchura de coronación de 4 m, con un radio en el trasdós de 90 m. El talud agua arriba es 1 : 0,1, y agua abajo 1 : 0,5.

Volvamos a lo que hemos dicho al principio. La idea del Sr. Peña Boeuf de construir la presa como bóveda pura ha sido aplicada, no solamente en las

presas de bóvedas múltiples, sino también en ciertas presas-bóvedas. Nos referimos a la presa de Pfaffenprung, de la central de Amsteg, de los Caminos de Hierro Federales, cuyo proyecto fué redactado en 1918 y la construcción llevada a cabo en 1921-1922. Se encuentra una descripción detallada en la *Schweizerische Bauzeitung*, tomo LXXXVI, cuaderno 21, año 1925 (1). Las condiciones locales eran muy favorables para una presa-bóveda. Una garganta



Planta de la presa de Amsteg.

estrecha, con laderas casi verticales, formadas de una roca extraordinariamente compacta y sólida, daban puntos de apoyo excepcionales. El cubo de esta presa es un quinto del de una de gravedad. Como se sabe que las bóvedas horizontales reciben una sobrecarga por su enlace, se ha buscado, en los materiales empleados y en el modo de ejecución, un método para reducir esta influencia al mínimo. Como piedra de construcción se empleó el magnífico granito encontrado en el sitio, que reunía las mejores condiciones de impermeabilidad y resistencia. Nótese que su coeficiente de dilatación de temperatura es considerablemente inferior al del hormigón. La contracción de una presa de sillería se reduce a la contracción en las juntas de mortero.

El zócalo de la presa, de una altura de 8 m, ha sido construido con mampostería monolítica de 3,50 m de espesor, con un radio de 10,50 a 14 m; la parte superior de la presa, de una altura de 24 m, ha sido construida en siete hiladas horizontales, de 3 a 6 m de altura (véanse fotografías), separadas por juntas de mortero horizontales. Estas bóvedas trabajan, pues, casi como bóvedas puras, con un ángulo en la coronación de 121° y un radio en el trasdós de 18°,5; la bóveda más alta alcanza un metro de espesor en la clave, espesor que aumenta a una profundidad de 6 m y alcanza 3,50 m en el zócalo, a una profundidad de 24 m.

El paramento agua arriba es vertical, y agua abajo corresponde al radio de curvatura, es decir, al espesor de la bóveda.

En consideración a las inexactitudes de los métodos corrientes de cálculo, se decidió hacer éste como si la presa estuviera constituida por arcos puros separados unos de otros y actuando libremente en los estribos. Se procedió, por tanto, como propone

(1) *Proceedings of American Society of Civil Engineers*. (Febrero de 1927.)

(2) *Congrès de la Houille blanche*. (Grenoble, 1925.) Tomo I.—Degove (M.): *Considération sur les grandes barrages fixes*.

(3) Noetzli (F. A.): *Papers and discussions of the American Society of Civil Engineers: Gravity and Arch action in curved dams*. (Año 1920.)

Idem, año 1921.

(4) Ritter (H.): *Die Berechnung von Bojënformigen Stannaneen*. (J. Lang, Karlsruhe, 1913.)

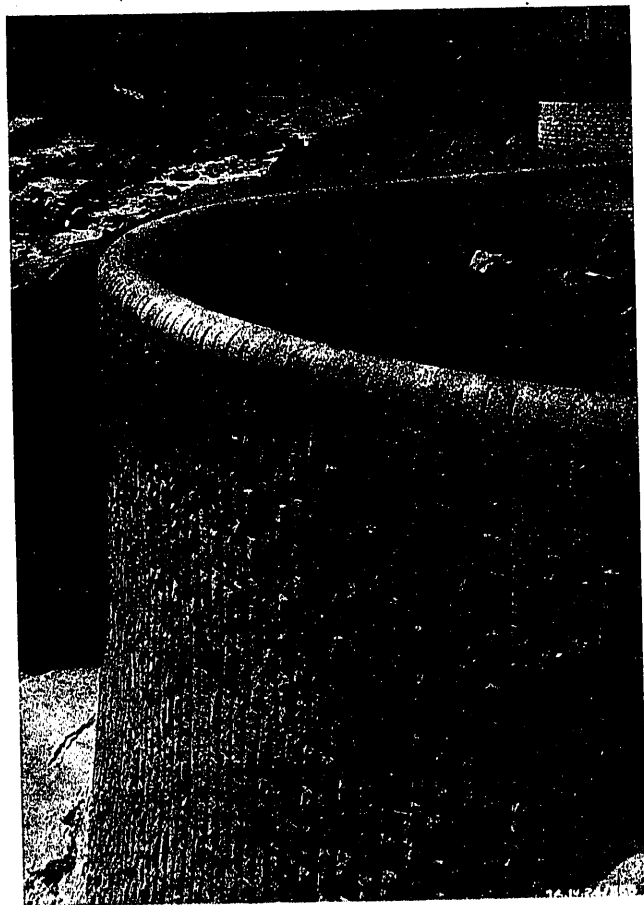
(1) Véase también REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, número 2 del 15 de julio de 1926, el artículo de D. Carlos Botín que se ocupa igualmente de las cuestiones de que se habla en el presente artículo.

el Sr. Peña Boeuf, pero sin haberlo tenido tan en cuenta como éste en la ejecución. Primeramente los arcos horizontales están unidos por capas de mor-



Aspecto de la presa de Amsteg, durante la construcción. En la fotografía se aprecian las juntas horizontales.

tero y, en segundo lugar, están empotrados en los estribos. Para tener en cuenta estas influencias no calculadas, se ha fijado el límite de las tensiones



Presa de Amsteg. Paramento de agua arriba.

normales primarias solamente en 20 kg/cm²; se pensaba que las tensiones debidas a las influencias hiperestáticas no serían mayores que estas tensiones primarias para una construcción de perfil tan delgado.

Antes de la ejecución se ha comprobado la presa según la teoría elástica viga-bóveda. Esta comprobación ha dado un resultado desfavorable, que hacía esperar diferentes fisuras, lo cual ha requerido una segunda comprobación de la construcción. Esta última ha sido ejecutada según la teoría bóveda empotrada, calculada según el procedimiento dado por Mörsch, *Schweizerische Bauzeitung*, año 1908, Band 51. Se ha aplicado esta segunda teoría, igualmente establecida sobre la elasticidad de los materiales, después de haber de nuevo examinado todos los empleados. Estos ensayos del granito han sido ejecutados muy cuidadosamente y han dado los resultados siguientes:

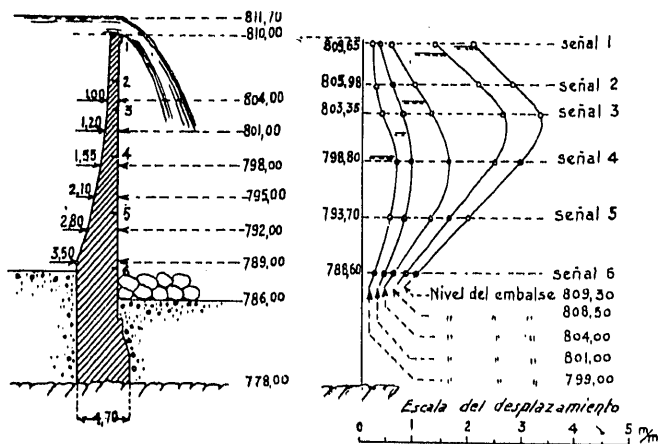
Coefficiente de elasticidad a compresión para 7,5 a 46,8 kg/cm ² a compresión	121 a 205 t/cm ²
Medio para 20 kg/cm ²	153 t/cm ²
Coefficiente de elasticidad a la flexión para 74 a 99 kg/cm ² de resistencia a la flexión	71 a 84 t/cm ²
Medio.	76 t/cm ²
Coefficiente de dilatación de temperatura (medio).	0,00000675 (granito solo). 0,000008 (incluso las juntas)

Estos coeficientes se diferencian sensiblemente de los que habían servido de base para el cálculo ejecutado según el método viga-bóveda, lo que explicaba los malos resultados obtenidos.

Esta investigación mostraba de nuevo que cada empleo de la teoría de la elasticidad requiere necesariamente un conocimiento perfecto de los materiales y que errores en los coeficientes pueden dar fácilmente resultados falsos. El nuevo cálculo (método bóveda) había dado, a pesar de todo, a una profundidad de 18 m, en el arranque de las bóvedas (lado del agua), tensiones máximas de tracción de 16 kg/cm² (incluida la influencia de la variación de temperatura); la mayor tensión de compresión se había dado en las mismas secciones (lado del aire) con 38 kg/cm². Consideraciones generales han llevado a negar la posibilidad de tensiones de tracción tan altas, porque la teoría de la elasticidad para los arcos de gran espesor, a la profundidad de 18 m, antes indicada, no es ya aplicable, y porque el zócalo en general no debería actuar como bóveda pura. Sin embargo, se ha examinado la cuestión de si las fisuras eventuales en la construcción podrían ser peligrosas, pero igualmente ha debido ser negada. Es de suponer que, como consecuencia de la fisura de la bóveda primaria, se forme una bóveda de menor espesor, que trabaje sin tracción, correspondiendo a la presión resultante. Esta bóveda supuesta debería tener presiones más grandes (hasta 40 kg/cm²); pero éstas quedarían todavía en los límites admisibles de las tensiones de presión pura de los materiales.

Después de la terminación de dicha presa se han hecho observaciones cuidadosas, publicadas en la *Schweizerische Bauzeitung*, tomo LXXXI, cuaderno 3.º, año 1923, con el procedimiento trigonométrico aplicado. Estas observaciones han demostrado que la presa responde enteramente a las condiciones impuestas durante la construcción. La presa es impermeable, y las tensiones medias son menores que las calculadas. A pesar del zócalo bastante considerable, el perfil escogido reduce la influencia de la viga al mínimo. La flexión medida era la mitad de

la que debería ser según el método viga-bóveda, y las presiones normales son también menores que según esta teoría, lo que prueba que las tensiones de deslizamiento y el alargamiento transversal partici-



Medición de reformaciones en la presa de Amsteg. Movimiento de las señales para distintos niveles del lago

pan sensiblemente en la resistencia de la construcción y que el conocimiento exacto del carácter elástico del material es indispensable para la ejecución de los cálculos preliminares de flexión y de tensión.

El Sr. F. A. Noetzli, ingeniero de los Estados Unidos, que se ha ocupado del problema, obtuvo del Instituto científico de Nueva-York, «Engineering Fundation», los fondos necesarios para construir una presa de ensayo en California, en Stephenson Creek (1). La construcción empezó en abril de 1926, y la presa alcanza hoy una altura de 18,50 m, con una longitud de coronación de 42,50 m. La base tiene un espesor de 2,29 m, que disminuye hasta una altura de 9,15 m, para alcanzar 0,61 m, espesor que se mantiene hasta la coronación. El radio de la bóveda vertical es de 30,50 m. La ejecución se ha efectuado con hormigón normal; el perfil transversal del valle no es tan favorable como el de Amsteg, porque en vez de ser rectangular es triangular.

El Sr. Noetzli escribe, en el *Engineering News-Record* de 14 de julio de 1927, que en noviembre de 1926 el caudal afluente de la cuenca de la presa ha producido crecidas excepcionales e inesperadas, y que el río ha arrastrado muchos detritos que han tapado la válvula de fondo y llenado el embalse de materiales hasta una altura de 13 m. El agua ha llegado a pasar sobre la coronación, que ha quedado sumergida todo el invierno.

El artículo no dice hasta qué punto estos acontecimientos han influido en la obra. Tampoco está claro por qué la fisura horizontal, que se ha producido al pie de la presa (lado del agua) durante los primeros ensayos, en el momento en que el embalse estaba lleno hasta una altura de 10 m, no se ha producido durante el invierno, en que dicho nivel ha rebasado la coronación sin producir daño en la presa.

Al llenar el embalse hasta una altura de 16,50 m, una fisura vertical seguía desde la clave de la coro-

nación hacia abajo, y una segunda, en el momento de ser totalmente llenado, en la misma sección desde el cimientto hacia arriba.

Las medidas tomadas antes y después del agrietamiento han mostrado una coincidencia sorprendente con los cálculos. La diferencia entre las flexiones medidas y las calculadas varía entre 7 y 20 por 100. Resultados igualmente favorables se han obtenido para las flexiones y, como consecuencia, para la repartición de la presión del agua sobre los sistemas de vigas y arcos, lo que habla en favor de éstos.

En vista de tan excelentes resultados, el «Committee on Arch Dam Investigation» ha decidido proseguir los ensayos con modelos de escala reducida, como lo proyecta la Escuela de Ingenieros de Caminos, con el concurso del Sr. Peña Boeuf, para la presa de Alloz.

Un ingeniero y sabio que defiende la teoría pura de las bóvedas para las presas, el profesor Guidi (1), de Turín, la recomienda también para casos generales menos favorables que el de Amsteg, y estima esta teoría mejor que la combinada muro-bóveda. Así, pues, las nuevas normas italianas de 2 de abril de 1921 prescriben dicho método para el cálculo y construcción de las presas en arco.

Pero no olvidemos que la teoría viga-bóveda es para ciertas partes de la presa, y particularmente para las superiores, más desfavorable que la teoría bóveda pura, porque las reacciones de las vigas sobre las bóvedas pueden ser mayores que la parte opuesta del empuje de las aguas sobre éstas.

Es cierto que la idea fundamental del método muro-bóveda, es decir, la determinación igual de la flexión y de la rotación de los dos ejes que se cruzan, es por completo correcta. Lo que falta es el sistema exacto de solución.

Nuestro parecer es que la existencia de ciertas imperfecciones en el método viga-bóveda no es bastante para proscribir este método, aunque haya ciertamente en cada presa partes en que la bóveda no trabaja, trabajando toda la construcción como una cuña, lo que oportunamente admitimos para el zócalo de Broc. Se debería comprobar una presa en arco según los dos extremos.

Para apreciar la influencia de los empotramientos de las bóvedas habían de compararse las tensiones primarias de la fuerza normal, es decir, los empujes estáticamente determinados, que en la solución del Sr. Peña trabajan únicamente con las tensiones debidas a las influencias hiperestáticas.

Generalmente estas tensiones normales de las bóvedas están dadas por la fórmula

$$\sigma = \frac{Rn}{e} \pm \frac{\Delta X \cdot yk}{W} \text{ (altura de la bóveda = 1 m).}$$

Rn = fuerza axial. e = espesor de la bóveda.
 X = reacción hiperestática horizontal actuando en el centro de equilibrio de la bóveda.
 yk = brazo de palanca de ΔX ,
 W = momento resistente.

El primer término de la derecha muestra la influencia estáticamente determinada, y el segundo la influencia hiperestática. Si se compara esta influencia hiperestática con la de las presas ya ejecutadas y comprendidas dentro de los límites, se puede de-

(1) Por ejemplo:
 Schweiz: *Wasserwirtschaft*. (Heft, núm. 12, Año 1926.)
 Schweiz: *Bauzeitung* Band 87. (Núm. 2, 9 de enero de 1926.)
 REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS: «Revista de revistas». (1.º de septiembre de 1927.)

(1) Guidi (C.): *Statica delle dighe per laghi artificiali*. (L. Avalle. Torino, 1921.)

cir en general que la construcción resistirá también. Si se rebasan estos límites es necesario estudiar con el mayor cuidado todos los factores desfavorables a la solidez de la construcción.

Si se llegara a hacer trabajar la presa exactamente según la proposición del Sr. Peña, se tendría la seguridad de llegar verdaderamente a la solución más económica, aproximándose aun más, como en Amsteg, a las bóvedas ideales; pero aun queda algo por decir desde el punto de vista de la ejecución.

Es necesario no olvidar que en cada presa construída la teoría y el cálculo pierden una parte de su valor si la ejecución no está bien hecha. Si se estudia la historia de la construcción de las presas y los accidentes que han ocurrido, se observa que han sido siempre las faltas en la ejecución las que han llevado a la destrucción. Es, pues, preciso preguntarse si los nuevos métodos de construcción que el Sr. Peña Boeuf propone responden verdaderamente a todas las condiciones de seguridad.

El asfalto se conserva bien en un estado de viscosidad, según los cálculos del Sr. Peña Boeuf; pero el constructor y el mampostero no gustan de este material.

Parece que el asfalto pierde parte de su elasticidad por una evaporación del aceite. Recordemos las malas experiencias hechas con el asfalto empleado para cubiertas de tejado y en carreteras.

La chapa de cobre es también un elemento ex-

traño a la mampostería. Ya hemos dicho, en nuestro artículo anterior, que actualmente se trata de suprimirla en las juntas de contracción, porque no se sabe si influencias químicas o electrolíticas pueden conducir a un rápido deterioro de este metal.

La arcilla es aun más delicada, y tiene el grave inconveniente de no aumentar de volumen después de haber sido sometida a una presión; es decir, que los movimientos inevitables de una presa así construída dejarían huecos entre la arcilla y la fábrica, huecos por los que el agua pasaría ensanchando su camino.

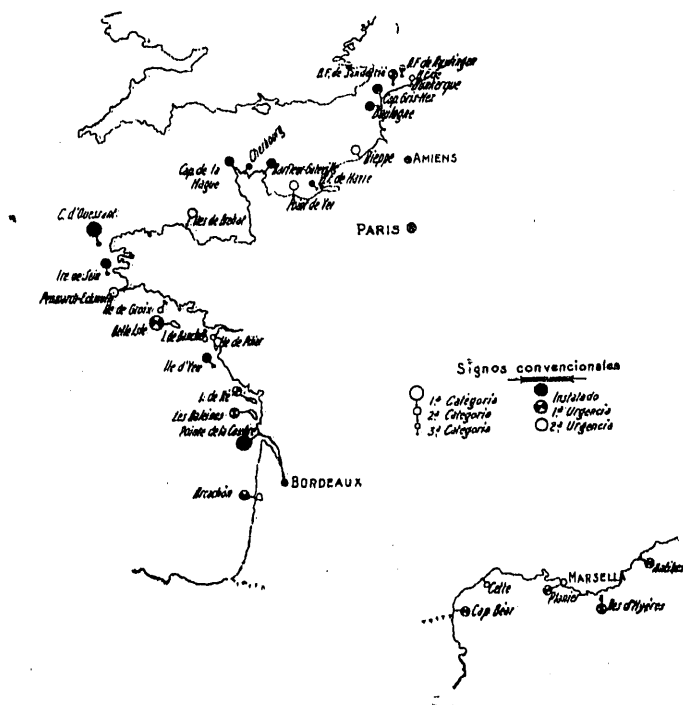
Tememos, pues, que, a pesar de la excelente idea, desde el punto de vista teórico, del Sr. Peña Boeuf, una presa construída de acuerdo con su sistema no respondería a las condiciones teóricas que se le atribuyen, porque la influencia de las reacciones hiperestáticas no sería completamente suprimida en los estribos, lo que daría efectos normales debidos a los momentos. Además no se conseguiría, probablemente, hacer impermeable esa presa. El agua pasaría alrededor de los estribos y encontraría, después de algún tiempo, un camino por las juntas horizontales. Así, pues, es preferible hacer una presa más fuerte, con todas sus desventajas desde el punto de vista teórico y de economía de ejecución, pero construirla con los medios conocidos y fácilmente manejables en una gran obra.

H. E. GRUNER
Ingeniero consultor

RADIOFAROS

El radiofaro de Creac'h D'Ouessant

Pertenece este radiofaro a los de primera categoría instalados en Francia, que como ya vimos en el artículo anterior tienen un alcance de 200 millas,



Situación de los radiofaros franceses.

pudiendo además emitir en régimen de niebla (segunda categoría) cuando las condiciones atmosféricas lo exijan.

Por consiguiente, el radiofaro emite:

Al principio de todas las horas (independientemente del estado de la atmósfera): un grupo de señales de gran potencia (alcance, 200 millas).

Todos los cuartos de hora restantes (en tiempo de bruma): un grupo de señales de pequeña potencia (alcance, 50 millas).

Cada uno de estos grupos se constituye por la sucesión de tres emisiones características, las cuales se componen de las siguientes señales:

Indicativo del radiofaro:

	Segundos
Letra C del alfabeto Morse.	15 (8 letras)
Trazos largos para la orientación del receptor.	30 (24 trazos)
Señal característica: letra C.	15 (8 letras)
Silencio.	60
Duración de cada emisión característica.	120

Situado (isla de Ouessant) en la parte más occidental del territorio francés y a la entrada del canal de la Mancha, rinde magníficos servicios a los barcos de travesía entre los dos continentes, y así, fué el primero de los instalados por el *Service Central des Phares et Balises*.

Para hacer la descripción de sus diversas partes de un modo racional, las ordenaremos con arreglo