

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

Presa celular de hormigón armado.

En la reunión celebrada por la Sociedad «Colorado Scientific» de 1.º de Octubre de 1910 se leyó una Memoria sobre un tipo de presa celular de hormigón armado, que ha sido patentado por su autor, Jorge J. Bancroft, de la que da cuenta la revista *Irrigation Age*.

La idea perseguida al proyectarlo ha sido la de obtener una obra perteneciente al tipo general de las presas, constituido por una pantalla sostenida por un entramado adecuado al fin que debe cumplir, pero sin ofrecer el efecto de ejecución temeraria que tal disposición presenta á los ojos de los profanos, cuando la altura de la obra tiene alguna importancia.

Como se ve por las figuras que se acompañan, el aspecto general es el de una presa de perfil corriente resistiendo por su propio peso. Su verdadera constitución es la de un panel de celdas verticales, en el que las paredes son de hormigón armado, relleno posteriormente con cualquier clase de tierras y piedras.

He aquí las hipótesis y cálculos que han conducido al autor á las dimensiones adoptadas (1):

Sea una presa de 185 pies de altura, 1.370 de desarrollo en la coronación que se quiere proyectar, con la condición de que resista por su propio peso, dándole en planta, sin embargo, forma de arco de círculo á fin de aumentar su coeficiente de seguridad.

Los esfuerzos á que puede estar sometida son los siguientes:

- a) El empuje del agua á embalse lleno.
- b) El empuje de las tierras del relleno á embalse vacío.
- c) El peso del material que gravita sobre la superficie de fundación.

Al objeto del cálculo se considera la presa constituida, esencialmente, de un muro de frente sostenido por contrafuertes en su parte posterior. Los muros auxiliares, que son paralelos al de paramento ó frente, y que completan el cierre de las celdas, se consideran sólo como apoyos para precaver el pandeo de los contrafuertes, como repartidores del esfuerzo cortante y como contrapesos que se

(1) Para conservar el carácter típico y para que no se olvide en ningún momento la procedencia de las hipótesis y cálculos que se desarrollan, se conserva el sistema unitario inglés de medida.

oponen al giro, prescindiéndose del gran efecto de rigidez que al conjunto de la construcción proporcionan y de su aptitud para resistir el empuje del agua.

Tampoco se tiene en cuenta el efecto producido por las tierras del relleno, consistente en repartir y resistir las presiones transversales y longitudinales, porque se quiere que el esqueleto pueda aguantar todos los esfuerzos sin contar con dicha ayuda.

Las incógnitas, partiendo de las hipótesis anteriores, son las siguientes:

- 1.ª Dimensiones de la presa capaces de formar un conjunto que se oponga al momento de giro y evite el vuelco.
- 2.ª Dimensiones del muro de paramento.
- 3.ª Dimensiones y distancia mutua de los apoyos ó contrafuertes.
- 4.ª Dimensiones y espaciamiento de los muros paralelos al de frente, que llamaremos muros auxiliares.

La manera práctica de resolver el problema es invertirlo; deducir las incógnitas por medio de tanteos en que se tenga también en cuenta la condición de máxima economía compatible con las anteriormente fijadas y comprobar finalmente el perfil resultante con arreglo á las leyes de la mecánica, calculando para cada elemento su coeficiente de seguridad. Así, después de cinco tanteos, se ha llegado al perfil que se acompaña, en el que las celdas son de 20 pies, medidos según el desarrollo del muro de paramento; los contrafuertes se estrechan siguiendo la ley indicada por la dirección radial de los contrafuertes, que se suponen convergiendo hacia el centro de curvatura de la presa, y, por último, transversalmente á la presa estas celdas tienen 20 pies las de la primera fila, 25 las de la segunda y 30 la tercera y siguientes. Estas dimensiones están medidas de centro á centro de los muros divisorios.

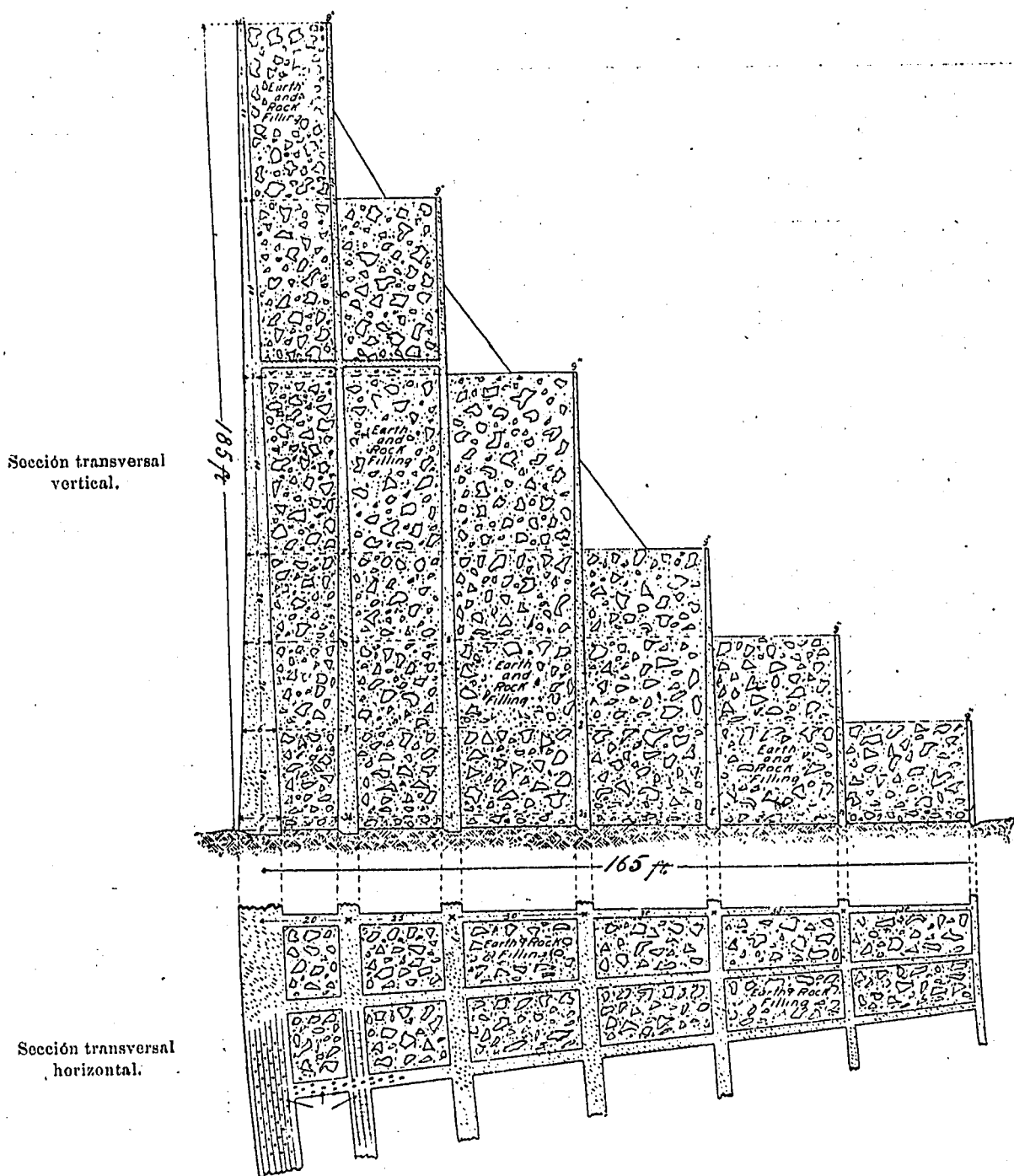
Las comprobaciones son las siguientes:

Primera. Coeficiente de seguridad contra el vuelco. Para determinarlo se considera la presa dividida en segmentos de dimensiones crecientes, empezando en la coronación y terminando en la base, siendo el último segmento á considerar, el representado por la presa entera. El ancho de la base de cada segmento está determinado por el método gráfico dado por Bulkey en la página 184 de *Facts, figures and formulae for irrigation engineers*. El coeficiente de seguridad depende de la posición de la resultante respecto al tercio medio de la base de la presa y también de que ésta, en planta, tenga ó no forma de arco.

Es evidente, suponiendo la planta en arco, que para que la obra ceda precisa que los muros longitudinales sean aplastados por la componente longitudinal del empuje del agua y que los contrafuertes sean aplastados, ó arruinados por un movimiento de giro. Por los cálculos que se darán más abajo se verá que el coeficiente de seguridad de éstos es de 8, sin tener en cuenta el efecto producido por la armadura. A este coeficiente debe añadirse, además, el

A fin de buscar con qué coeficiente de seguridad contribuye la forma en arco de la presa á la estabilidad del conjunto contra el empuje del agua se considerarán dos segmentos horizontales, á saber: los 10 pies contiguos á la coronación y los 10 pies contiguos á los cimientos. Medido en dirección normal á la línea de presión, el segmento superior tiene $1.270 \times 10'$, y los muros encuentran á los contrafuertes bajo un ángulo de 35° por la línea de presiones.

PRESA DE BANCROFT



coeficiente de seguridad, que previene el riesgo de aplastamiento de los muros longitudinales.

Estos muros están apoyados cada 20 pies, por lo menos, en los muros transversales, con lo que no pueden ceder por pandeo ó flexión, ni puede la presa, en conjunto, hacerlo bajo la misma forma de pandeo si está apropiadamente curvada; como sucede en el caso que se examina, en que no es demasiado larga en relación á su espesor.

El esfuerzo entonces es

$$\frac{10}{2} \times 10 \times 1.270 \times 62,5 = 3.978.750 \text{ libras,}$$

si se asigna 62,5 libras al peso de un pie cúbico de agua.

Este esfuerzo se divide entre los dos estribos, en tanto que la curvatura es apropiada para que así suceda.

$$\frac{3.978.750}{2} = 1.989.375 \text{ libras.}$$

Como no encuentra al apoyo paralelamente á la línea de presiones, sino bajo un ángulo de 35° (1), debe ser multiplicado por la secante de 35°

$$1.984.375 \times 1,22 = 2.420.937 \text{ libras.}$$

Estos esfuerzos están resistidos por 2 muros, teniendo una sección transversal de 17,5 pies. Cada pie resistirá, según Kidder (pág. 227 *Architect's and Bulder's pocket book*), 440.000 libras, sin el armado

$$17,5 \times 440.000 = 7.700.000,$$

y, por lo tanto, el coeficiente de seguridad es

$$\frac{7.700.000}{2.420.937} = 3 \text{ aproximadamente.}$$

Haciendo el cálculo de la misma manera para los 10 pies contiguos á los cimientos, se encuentra un coeficiente de seguridad igual á 1,50. La media será, pues, de $2 \frac{1}{2}$.

Hay que tener en cuenta que es más importante cuidar del sostenimiento de la coronación de la presa por el efecto de arco que del de la parte inferior, porque esta parte inferior es, en general, tan corta y está tan acunada entre los escarpes de la ladera que queda extremadamente asegurada.

El coeficiente de seguridad de los contrafuertes ó apoyos es 8. Como la obra no puede ceder en un sentido sin ceder también en el otro, es lógico sumar los dos coeficientes de seguridad, lo que da un conjunto de $10 \frac{1}{4}$ que puede aumentarse en un 12 por 100 en virtud del efecto producido por el armado (total 16) y una cantidad desconocida por el del relleno.

Se concibe, además, que la distribución del material puede variar de manera tan distinta á las presiones, según la altura, que los anteriores resultados, en lo que se relacionan con el coeficiente de seguridad del arco, no se mantengan.

Este asunto ha sido, sin embargo, cuidadosamente estudiado, y cada hilada horizontal-transversal se ha dibujado, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante íntimamente relacionado con los esfuerzos anteriormente considerados.

Segunda. Comprobación de las dimensiones y coeficientes de seguridad del muro de frente.

Se supone que el agua alcanza la coronación de la presa.

El espesor teórico en esta coronación es cero; pero, sin embargo, se proyecta de 2' para resistir la acción del oleaje. El espesor total de la coronación, teniendo en cuenta el relleno de tierra y los muros de recinto, es de $23' 4 \frac{1}{2}"$.

Como la presión contra el muro aumenta con la profundidad y en la coronación el espesor es excesivo, la arista inferior es el sitio en donde debe comprobarse la existencia de un prudencial coeficiente de seguridad. Para hacerlo dejaremos de lado el efecto de empotramiento en el lecho de roca.

El muro de paramento queda dividido en panales verticales por los contrafuertes. El central mide 20 pies horizontalmente y 185' verticalmente. Estos panales pueden considerarse como constituidos por fajas horizontales actuando como simples vigas apoyadas en sus extremos y sometidas á una carga uniforme entre los apoyos. A em-

balse lleno obrará sobre cada faja una fuerza igual á la carga del agua sobre el elemento considerado.

Á embalse vacío, el relleno de tierra empujará hacia el exterior la faja considerada. El valor del empuje del agua se obtiene fácilmente y el del máximo de la tierra de relleno puede deducirse con bastante exactitud, pero hay otros esfuerzos que no se pueden evaluar tan fácilmente; entre ellos, uno indeterminable, debido á la producción de algún ligero movimiento en la presa á causa de su elasticidad, movimiento que puede dar lugar, á su vez, á esfuerzos locales mayores que los originarios del movimiento.

Tales son los desarrollados por conmociones ó vibraciones de la obra al impulso de alguna violenta avenida ó de algún temblor de tierra. La presa puede entonces ser comprimida contra sus estribos, y la elasticidad de los muros curvos producir un pequeño movimiento más acentuado en la coronación que en la base y tal que el paramento se aparte de la perpendicular. Esto motiva el añadir á la carga calculada sobre la faja de referencia un tanto por 100 prudencial.

Pero como este tanto por 100 es indeterminable, hay necesidad de que el muro de paramento tenga un coeficiente de seguridad inusitado por lo grande.

Las siguientes notaciones y fórmulas son las usadas para la evaluación del empuje del agua sobre la faja considerada:

g = Centro de gravedad de la superficie exterior de la faja expuesta al empuje del agua.

d = Distancia vertical entre g y la superficie del agua expresada en pies = 184,5.

A = Área de la faja expuesta á la presión medida en pies cuadrados.

w = Peso de un pie cúbico de agua en libras.

L = Distancia entre apoyos en pulgadas = 168.

W = Presión total sobre la faja.

En este caso:

$A = 14$ pies cuadrados. (La faja tiene 20 pies entre centros de contrafuertes, pero sólo 14 de vano.)

$d = 184,50$.

$w = 62,50$ aproximadamente.

Es evidente que

$$W = A \times w \times d = 14 \times 184,50 \times 62,50 = 161.437.$$

El momento flector en pulgadas-libras:

$$\frac{WL}{8} = \frac{161.437 \times 168}{8} = 3.390.177 \text{ pulgadas-libras.}$$

Peso del muro de frente en la faja central:

$$\frac{8+2}{2} \times 184 \times 20 \times 150 = 2.760.000 \text{ aproximadamente.}$$

Un cuarto del peso del relleno sobre el suelo divisorio:

$$\frac{17,5 \times 13 \times 110 \times 80}{4} = 500.500.$$

Peso total = 3.260.500 libras.

Nuestra viga, por lo tanto, aguantaría una presión de 3.390.177 libras-pulgadas y la superficie de apoyo en el terreno debe ser lo suficientemente fuerte para resistir una carga de 3.260.000 libras.

Las siguientes son las notaciones, fórmulas y dimensiones respectivas usadas para calcular la resistencia del muro de frente, como indicamos más arriba.

(1) Talud de la ladera según se supone.

Los coeficientes adoptados para el material que ha de emplearse con los correspondientes al hormigón de primera clase son las proporciones 1, 3, 5, y al acero de buena calidad. (Ver Webband Gibson, *Reinforced concrete*, páginas 49 y 50.)

M_o = Momento resistente final en pulgadas libras.

b = Ancho de la faja transversalmente á la presión = 12".

d = Distancia desde la cara sometida á compresión al centro de gravedad de la armadura de acero; en este caso 82" como se verá después.

C = Resistencia á la compresión del hormigón en libras por pulgada cuadrada = 2.700 en nuestro caso. (Webb y Gibson.)

E_c = Módulo inicial de elasticidad del hormigón = 3.000.000.

E_s = Módulo de elasticidad del acero = 30.000.000.

R = Relación de módulos $\frac{E_c}{E_s} = \frac{30.000.000}{3.000.000} = 10$.

S = Resistencia del acero á la tracción = 55.000 libras.

p = Tanto por ciento de acero = $7C'R = 7 \times 2.700 \times 10$.

$12S(CR + 0,667S) = 12 \times 55.000(2.700 \times 10 + 0,667 \times 55.000) \times 0,0121$ (Webb y Gibson, pág. 62).

Este tanto por 100 de acero asciende á

$$96 \times 12 \times 0,0121 = 13,94$$

pulgadas cuadradas de acero por cada segmento de un pie de altura, lo que se obtiene colocando 6 barras redondas de 1 $\frac{1}{8}$ " de diámetro, en lechos de elementos separados 6" entre sí y 4" de lecho á lecho, empezando á 4" del paramento. Esto da un valor $d = 82"$.

K = Relación entre la distancia desde la cara sujeta á compresión hasta el eje neutro á la altura total efectiva d . (Según la tabla de la pág. 61 del Webb y Gibson = 0,424.)

Y = Distancia desde la cara comprimida al centro de gravedad de la sección comprimida.

$Y = 0,357Kd = 0,357 \times 0,424 \times 82 = 12,4$ (Ver Webb y Gibson, pág. 59).

$M_o = pbdS(d - Y) = 0,0121 \times 12 \times 82 \times 55.000(82 - 12,4) = 48.016.750$.

En una palabra, la faja considerada resistirá una presión de 48.016.750 pulgadas-libras, y su máxima carga normal es de 3.390.177 pulgadas-libras.

Los cálculos anteriores demuestran que á embalse lleno, el muro de paramento tiene un coeficiente de seguridad igual á 14 próximamente, contra el empuje normal del agua, considerando el muro de frente como una simple viga apoyada por sus extremidades, aunque también puede considerarse como una viga empotrada, pues estando obligada á sufrir un empuje inverso á embalse vacío, debe armarse ó sujetarse á los dos apoyos, y por esto, con relación á los contrafuertes, será á la vez viga sencilla y empotrada, lo cual dobla el factor de seguridad que llega á 28, prescindiendo por completo de que el muro de paramento está sostenido también por las tierras de relleno que á su vez descansan sobre los muros auxiliares.

Se ha objetado que el relleno terroso de las celdas actuará como un líquido fangoso, ejerciendo empujes anormales por estar empapado de agua.

Es fácil comparar los valores de los empujes interiores y exteriores y comprobar el valor de dicha objeción. Hemos tomado 110 libras como peso de un pie cúbico de tie-

rra empapada en agua y piedra. El peso de un pie cúbico de agua es de 62,5 libras. Si la tierra de relleno fuese un líquido, ejercería una presión que excedería á la del agua en la relación de las densidades respectivas, ó sea

$$\frac{110}{62,5} = 1,76.$$

La columna de tierra queda, sin embargo, dividida por la plataforma situada á los 105 pies de altura, y los empujes serán los relativos á 105 pies de tierra y 184,5 pies de agua.

El coeficiente de seguridad varía inversamente á las alturas y densidades.

$$\frac{105 \times 110}{62,5 \times 184,5} = 1,003.$$

En una palabra, que el muro de paramento proyectado es igualmente resistente á los empujes externos que á los internos, aunque el relleno de tierra se considere como un líquido.

Es obvio, á pesar de todo, que la armadura horizontal de los contrafuertes debe ligar sus barras á las del muro de paramento, debiendo ser éstas bastantes fuertes para precaver la rotura.

Con el mismo objeto se proyecta engatillar las barras horizontales de la armadura de los contrafuertes á las barras horizontales de los muros longitudinales.

Para deducir el coeficiente, seguridad del muro bajo, los efectos de la presión máxima á que estará sometido, Kidder fija en 440.000 libras por pie cuadrado la resistencia á la compresión de un hormigón no armado, constituido por una parte de cemento, dos de arena y seis de piedra partida.

Como la parte inferior presenta una sección de 20' $\times$ 8' = 160 pies cuadrados, su resistencia será de 70.400.000 libras, mientras que el esfuerzo que actúa sobre la referida parte es de 3.260.500, según se ha calculado anteriormente.

El coeficiente de seguridad es, por lo tanto, igual á 20, sin considerar la acción de la armadura.

Vamos á tratar de los contrafuertes. Están sujetos á dos esfuerzos principales, que son: el esfuerzo cortante y trabajo producido por el momento de giro y el empuje directo del agua.

Como en el perfil proyectado la resultante corta á la base á $\frac{1}{3}$ de la arista y se puede suponer que toda la presión resultante se aplica en la dirección imaginaria de la línea de fuerza de dicha resultante, quedando equilibrada por la resistencia del contrafuerte en la zona equidistante por sus extremos del punto de intersección de la resultante con la base. Esto equivale á admitir que la presión aumenta gradualmente desde el paramento mojado al seco, en cuyo pie toma un valor igual al doble de la presión media.

Como el contrafuerte tiene 165 pies de largo y 3 pies de espesor en la base, tendremos $165 \times 3 = 495$ pies cuadrados de material comprimido. Cada pie cuadrado resiste libras 440.000 (sin tener en cuenta la armadura), ó sea un total de 217.800.000 libras, que actúa con un brazo de palanca de 110 pies, siendo el producto 23.958.000.000. El empuje del agua sobre el panel sostenido por el contrafuerte es 21.332.720, como más arriba se ha demostrado, y actúa con un brazo de palanca de 61,6 pies, lo que da para el momento un valor de 1.314.067.272. El coeficiente de seguridad,

deducido por este método, es 17 ó de 8 $\frac{1}{2}$, aproximadamente para la porción contigua á la arista más cargada. Este valor es todavía mayor, en realidad, debido á las acciones producidas por el relleno, la armadura y los muros auxiliares.

Este coeficiente de seguridad de los contrafuertes debe comprobarse, además, en la forma siguiente:

El empuje del agua actúa, según una línea horizontal, produciendo esfuerzo cortante. La resistencia del hormigón al esfuerzo cortante es la mitad de la correspondiente á la compresión. Teniendo en cuenta el hecho de que los contrafuertes están acodados por ambos lados por los muros auxiliares y el relleno de tierras, resulta que no pueden ceder por pandeo, y que si llegase esto á suceder, debería ocurrir á causa de un aplastamiento ó del esfuerzo cortante.

Hagamos doble el empuje horizontal y añadámosle toda la presión vertical. Si el muro es suficientemente fuerte para resistir al esfuerzo de compresión así producido, lo será seguramente para el esfuerzo cortante. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, al aplicar este procedimiento, cuál es la parte que estará sujeta al esfuerzo cortante. Consideremos uno de los panales del muro de paramento que tiene alrededor de 20 pies de ancho y un segmento semejante de todos los muros auxiliares. Se tiene así una superficie total de 910 pies cuadrados de hormigón armado, resistiendo el esfuerzo cortante y la presión. Este material, prescindiendo de la armadura, es capaz de resistir una presión de $910 \times 440.000 = 400.400.000$.

La presión total es la siguiente:

	Libras.
Doble de la presión del agua, según se ha calculado más arriba	42.665.400
Peso de los muros auxiliares	3.150.000
Idem de los contrafuertes	3.073.000
Idem de la tierra por encima del suelo divisorio	2.002.000
Idem del muro de paramento	2.760.000
Total	55.641.190

Como la resistencia es de 400.400.000 libras y el esfuerzo máximo es de 55.641.190, se deduce que tendremos un coeficiente de seguridad de 7,1, muy inferior al verdadero, á causa de la armadura del hormigón y del relleno de tierra. Se ve, por lo tanto, que la parte inferior ó base de la presa está ampliamente calculada. En la misma forma se han comprobado las secciones tomadas á 5, 20 y 40 pies de intervalo y resultan suficientemente amplias.

El suelo curvo divisorio se ha calculado como una viga horizontal capaz de resistir al relleno de barro. Tomando un segmento de 1 pie la carga será $1 \times 20 \times 80 \times 110 = 176.000$ libras y su propio peso $20 \times 1 \times 1 \times 150 = 3.000$.

La carga total de la viga será 179.000 libras.

Con un factor de seguridad = 4, la carga de cálculo será $4 \times 179.000 = 716.000$ libras.

Empleando las mismas notaciones y fórmula que anteriormente, se tendrá

$$Mo = pbs(d - Y)$$

de donde deducimos: suponiendo $P = 1$ por 100 y $d = 12$, por la fórmula (6) de Webb y Gibson $Y = 0,357 Kd$, por la fórmula de la pág. 61, $K = 422$, $Y = 0,161 d$ y $d - Y = 0,849$.

Como $Mo = 716.000$ libras se tiene

$$d = \frac{\sqrt[3]{0,0121 \times 12 \times 55.000 \times 0,849}}{716.000} = \frac{\sqrt[3]{716.000}}{6.780} = \sqrt[3]{118} = 11''$$

El suelo divisorio tendrá un pie de espesor, suponiendo que la armadura quede á 1" de la superficie. La forma de arco aumenta la resistencia.

La armadura de cada elemento de la presa se ha determinado en la forma indicada anteriormente para el muro de paramento. Aunque se han obtenido resultados algo diferentes entre sí, la diferencia no es suficiente para exigir distintos tantos por 100 para las diversas partes de la presa. El 1 por 100 es una media del volumen de la armadura en todos los elementos, excepto en el muro de frente que debe tener 1,2 por 100 en cada paramento, ó sea el 2,4 por 100 en conjunto.

En virtud de los cálculos anteriores, creo que este tipo de presa es completamente robusto y estable.

En el ejemplo particular dado anteriormente, una presa maciza de hormigón exige 300.000 yardas cúbicas de material. La presa celular requerirá 300.000 yardas cúbicas de relleno y 50.000 yardas cúbicas de hormigón armado:

300.000 yardas cúbicas de hormigón á 5,00 pesos fuertes = 1.500.000.

	Pesos.
300.000 yardas cúbicas de barro á 20 centavos	60.000
50.000 idem de hormigón armado á 12 pesos fuertes	600.000
Total	660.000

Aunque los guarismos indicados varíen para cada caso, se verá fácilmente que hay gran economía en el empleo de este tipo de presa, si condiciones imprevistas no lo hacen inaplicable. El autor de este tipo dice en su Memoria que agradecerá las críticas que se hagan de este perfil.

No creemos que el Servicio hidráulico español, en el que colaboran firmas tan prestigiosas como Rivera, Luña, Zafra, Bello, Ubeda, Granda, González Quijano y tantos otros deje de hacer alguna, sobre todo en lo que se relaciona con las resistencias del tipo proyectado á embalse vacío, al esfuerzo cortante y á la acción de las subpresiones, á fin de evitar ó extender, según los pareceres, la adopción de un tipo que, por lo menos á primera vista, pudiera seducir.

ASOCIACIÓN AMERICANA

PARA EL ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

XIV CONGRESO

que se celebrará en la ciudad de Atlantic (N. J.) durante los días 27 de Junio á 1.º de Julio de 1911.

PROGRAMA

PRIMERA SESIÓN.—Martes 27 de Junio á las tres de la tarde.

- 1.—Actas del XIII Congreso.
- 2.—Memoria anual del Comité Ejecutivo.