

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.

El perfil de las presas de embalse

por

D. PEDRO M. GONZALEZ QUIJANO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (1).

La determinación precisa de los esfuerzos que se desarrollan en cada punto de un macizo de fábrica de forma cualquiera, mantenido en equilibrio por un sistema dado de fuerzas exteriores, es ya un problema de una complejidad extraordinaria, y esta complejidad sube de punto cuando, de todas las fuerzas que mantienen el equilibrio, sólo nos son conocidas las fuerzas activas que tienden á arrastrar, á volcar ó á destrozar el macizo, y es preciso, por consiguiente, calcular además las reacciones de los apoyos, que habrán de repartirse de ordinario sobre extensas y complicadas superficies.

Para el cálculo de estas reacciones son de poca utilidad las leyes de la Estática: ellas no pueden darnos sino la resultante de las fuerzas activas, á la que habrá de ser igual en intensidad y opuesta en dirección la de las reacciones que buscamos, pero el problema de la repartición quedará totalmente indeterminado, de no admitir otras consideraciones que las que sirven de base á la Mecánica racional.

Claro es que en la practica esta indeterminación desaparece, pero es porque el fenómeno en estudio no es exclusivamente un fenómeno estático, sino en la última de sus fases. Los cuerpos naturales no son absolutamente rígidos é indeformables, y bajo la acción de las fuerzas activas, cada uno de los puntos de aplicación se pone en movimiento en la dirección en que es solicitado; pero este movimiento produce inmediatamente una deformación generadora de una fuerza que al movimiento se opone y que, creciendo con ella, acabará por detenerla, si antes no llegan á romperse los enlaces interiores ó á perderse el contacto con el apoyo, en cuyos casos sobrevendría la ruina de la obra. Cuando así no ocurra, las reacciones que la deformación ha hecho nacer no habrán aparecido sin que los elementos que las han desarrollado se vean solicitados á su vez por las componentes elementales de las fuerzas activas que han llegado hasta ellos, y de este modo la deformación y los esfuerzos progresarán por la masa, hasta encontrar en la superficie de apoyo el contrarresto definitivo.

Memoria leída en el Congreso de la Asociación española para el progreso de las Ciencias.

Para determinar los esfuerzos que se desarrollan en cada punto, será preciso conocer la ley que liga deformaciones y reacciones, y esta ley, siempre complicada en la realidad, es distinta de unos á otros materiales, por lo menos en sus valores numéricos, y aun para un mismo material puede variar mucho según cual sea su preparación y empleo. Si se añade á esto que toda fábrica es un aglomerado más ó menos heterogéneo, y que aun en los elementos que más homogéneos puedan aparecer existen siempre irregularidades que introducen discontinuidad en las condiciones de la masa, hasta en los casos de fabricación más cuidadosa, y más todavía si se trata de elementos naturales, se comprenderá la enormidad de datos que habría que tomar en cuenta para resolver el problema más sencillo en apariencia.

Todas las dificultades apuntadas han de presentarse también cuando la cuestión planteada sea precisamente la inversa, es decir, determinar la forma, disposición y dimensiones de un macizo capaz de resistir á un sistema dado de fuerzas activas. Sin duda, podría simplificarse mucho el problema buscando garantías en la construcción que permitan aceptar hipótesis sencillas, obligando á las deformaciones, mediante el despiece, á orientarse según direcciones determinadas que faciliten los cálculos, forzando, en todo caso, las condiciones de resistencia, para superar, aun en las circunstancias más desfavorables, la combinación de los esfuerzos, los peligros de ruina. Pero es evidente que han de quedar siempre multitud de elementos por conocer, no sólo en la obra misma, cuya construcción no puede reglamentarse con tal precisión que dé seguridad absoluta á las hipótesis, sino muy especialmente también en los apoyos, que en último término habrán de estar siempre constituidos por el terreno natural, que el constructor no puede variar, y cuya heterogeneidad es siempre grande, como corresponde á su larga y complicada historia, en la que cada momento geológico ha dejado marcada la huella de su paso.

Punto es este último de excepcional importancia cuando se trate de las presas de embalse, á las que principalmente hemos de referirnos en esta nota, pues conocidos son los funestos resultados que puede acarrear en tales obras cualquier descuido en este sentido, como quedó demostrado, de manera tan elocuente como trágica, con la destrucción á fines del siglo XVIII de la tristemente célebre presa de Puentes en Lorca, y como lo atestiguan multitud de presas particulares rotas recientemente en los Estados Unidos, por haber preponderado en su construcción rígidos criterios de mezquina economía, que han dado lugar á la campaña que se generaliza en aquel país á favor de una inspección eficaz, por parte del Estado, de obras que tan seriamente

pueden amenazar los intereses y las vidas de las poblaciones ribereñas inferiores.

Tanta incertidumbre parece que no deja más camino expedito que uno: buscar la garantía en la masa. Este criterio, algo brutal á primera vista, no satisfará, sin duda, á quienes se imaginan que la ciencia del Ingeniero debe dar, en cada caso, la solución *necesaria y suficiente*, deducida de complicada y sabia fórmula, y hasta quizás aventuren estos tales que para ese resultado poca falta hacían estudios detenidos ni complicadas teorías.

Engañaríanse sin embargo. Si la limitación de nuestros conocimientos no permite apurar los límites de la resistencia hasta enlazar en estrecho consorcio la absoluta garantía técnica con la escrupulosa ventaja económica, no por eso el estudio deja de ser útil ni necesario, pues aun las masas más formidables pueden ser ineficaces y hasta contraproducentes cuando no se disponen convenientemente para el fin que se persigue. De ello podría citarse más de un caso. Buscábase para un cierto embalse resistir el empuje del agua con un macizo de materiales sin cohesión, escollera y tierras permeables; era preciso obtener además la impermeabilidad, y se floó este resultado á una delgada pantalla de fábrica. Quiso darse al macizo resistente grandes dimensiones, y para alejar en lo posible la pantalla del contacto directo del agua, se colocó aquél enteramente del lado del embalse. Puesto el sistema en carga, el resultado natural fué la ruina de la obra y la derrota del sentido común. Cargando sobre el paramento de aguas abajo, la escollera hubiera podido resistir con completa seguridad.

El estudio es, pues, imprescindible, y sólo, gracias á él, podría distribuirse de un modo racional la masa resistente; pero no habrá que detenerse en el punto de una resistencia estricta, sino que será preciso ampararse contra las imprevisiones inevitables tras de un amplio *coeficiente de seguridad*. Este coeficiente será en cierto modo la medida de nuestra ignorancia, pero ignorancia que puede ser medida no será ya una ignorancia absoluta, sino que estará por lo menos llamando á las puertas del conocimiento.

Veamos hasta dónde se realiza en la actualidad este programa. Es preciso, desde luego, simplificar el estudio. Para ello, y salvo los casos de despieces ó disposiciones especiales, hasta ahora muy poco usados, empieza por suponerse la homogeneidad de la fábrica, primera hipótesis que nos aparta de la realidad, pero que es casi imprescindible si no ha de permanecer el problema punto menos que inabordable. Justifícase la hipótesis por el número considerable de elementos (mampuestos) y su pequeñez relativa en comparación con la masa total; las juntas podrán en cada región combinarse de todas las maneras posibles y todas las regiones serán comparables; la ley de los grandes números vendrá á borrar las singularidades elementales. La justificación es un poco vaga: nunca podrá determinarse *a priori* si los elementos son suficientemente numerosos para que las influencias irregulares no puedan acumularse en proporciones peligrosas. Sería siempre un problema de probabilidades que no podría resolverse sin datos experimentales. Para esquivar el cálculo se ha interrogado directamente á la experiencia y las contestaciones parecen satisfactorias. No es fácil, sin embargo, hacer la experiencia en la misma escala de la práctica; las dudas más ó menos persisten siempre; pero no es posible ahuyentarlas en absoluto en el estado actual de la ciencia. Aceptamos las hipótesis, pero deberá tenerse todo en cuenta al imponernos límites para las cargas admisibles.

Otra hipótesis de la que tampoco se puede prescindir es la de la resistencia del cimiento. Ya hemos indicado más atrás todos los motivos de incertidumbre que pueden ocurrirse á este respecto. Las exploraciones previas pueden dar, sin embargo, mucha

luz sobre el particular, y si su resultado rara vez será completo y la excavación traerá siempre sus sorpresas, al fin será posible no asentar la obra sin tener de su solidez todas las garantías apetecibles.

Es preciso también aceptar una ley de deformación. El principio de la superposición de los efectos de las fuerzas parece dar una contestación inmediata y justificar la ley de Hooke que establece la proporcionalidad entre las fuerzas y las deformaciones. El principio aludido, que completamente domina en la Mecánica racional, no es, sin embargo, aplicable sin reservas sino á los sólidos invariables, que en la práctica no se encuentran nunca. La experiencia parece, sin embargo, confirmar la ley dentro de determinados límites que, por otra parte, no serían traspasados sin riesgo de otra índole. Puede, pues, aceptarse con relativa confianza.

Todavía la deducción de las fuerzas moleculares por la aplicación exclusiva de la ley de deformación es problema que, tomado en toda su generalidad, excede de los recursos actuales del análisis, y más todavía si se tiene en cuenta que el hueco á rellenar con la obra es de ordinario completamente irregular é imposible de ser expresado bajo forma analítica. Se elude la dificultad aceptando una nueva ley: la de la deformación plana. Según ella, después de la deformación las superficies planas seguirán siéndolo, y sólo habrán sufrido un cierto desplazamiento. A primera vista, la cosa es evidente cuando se trate de cuerpos de suficiente rigidez, como suelen serlo, por lo menos en su estado definitivo, los materiales empleados en obra. Al razonar así puede sufrirse, sin embargo, una ilusión: la pequeñez de las deformaciones alterará, en efecto, muy poco la forma de las superficies planas ó curvas que hayan de suponerse trazadas en el macizo considerado; pero la ley de que se trata tiene por objeto determinar la repartición de los esfuerzos, y éstos tendrán en el caso considerado valores muy sensibles para deformaciones inapreciables, de modo que son precisamente las diferencias de que se cree poder prescindir las que por completo definen el fenómeno en estudio.

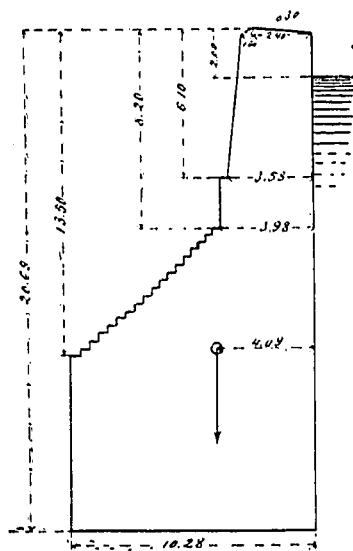
Aun se puede afirmar que la ley aludida no puede ser de aplicación general, pues puede demostrarse que basta conocer la repartición de los esfuerzos en una serie lineal de superficies dadas para que queden determinados por completo en cualquier punto del macizo, y, por consiguiente, en cualquiera otra superficie distinta del grupo. Ahora bien; si se supone que la primera serie de superficies está formada de planos y que en ellos los esfuerzos se reparten según la ley de repartición plana, la repartición que resulte para un plano cualquiera no obedecerá ya, en el caso general, á la ley que se discute. Esta sería, por consiguiente, contradictoria, y el problema que con arreglo á ella se plantea más que determinado. Para librarse de la contradicción es preciso elegir la serie de planos á los que la ley habrá de ser aplicable. Con este propósito se ha interrogado á la experiencia, se ha procurado determinar por el cálculo cuáles serían los sistemas de planos que dentro de la hipótesis darían los esfuerzos máximos. Los resultados, aunque no por completo concluyentes, son bastante satisfactorios y la ley se admite con más ó menos restricciones, ya que sin ella apenas si es posible, hoy por hoy, avanzar en la resolución del problema. Motivo de más para ser cauto.

Pero todavía todas las concesiones no bastan. Los apoyos (cimientos y estribos) no presentan la forma plana; la ley de repartición no basta para determinar las reacciones; las tres dimensiones de la presa mantienen todavía una gran complicación, se la reduce considerablemente cortándola por planos verticales paralelos y prescindiendo de los enlaces laterales, que se dejan á beneficio de la obra. Reducido á estos términos, relativamente

sencillos, el problema de la determinación del perfil ha sido objeto de numerosos estudios y soluciones, en cuyo examen no podemos entrar, hasta llegar al más completo, aunque quizás no definitivo, de Levy, que ha sido generalizado entre nosotros, gracias á los trabajos del ilustrado Ingeniero de caminos D. José Nicolau.

Hasta aquí el análisis de los procedimientos actuales. Ya hemos visto el alcance de sus previsiones. ¿Cómo se hace frente á sus deficiencias? ¿Con qué elementos se cuenta para escoger los coeficientes de seguridad? Nunca habrá para este objeto guía más segura que la experiencia. El criterio habrá de encontrarse en la comparación con obras que han resistido ya en condiciones análogas.

Pero esta comparación no puede quedar exclusivamente abandonada al sentido común, que es con frecuencia el más engañador de los sentidos. No hay que guiarse tampoco ciegamente por las hipótesis admitidas. Lo que se desprecia para proyectar no puede ya despreciarse cuando de juzgar se trata las condiciones de resistencia de una obra que ha resistido. Y en este punto no han dejado de cometerse algunos errores. En una Memoria publicada por Graeff en los *Annales des Ponts et Chaussées*, en Septiembre de 1886, se trata de justificar la posibilidad de hacer soportar á las mamposterías de una presa una presión de 14 kilogramos por centímetro cuadrado con el ejemplo de nuestra presa de Almansa, que llevaba ya entonces más de tres siglos de existencia, y que se habría encontrado, sin embargo, sometida á la mencionada presión. Dado el perfil de la presa, esta presión no habría podido desarrollarse, sin embargo, en el paramento de aguas abajo, sin que la resultante del empuje y del peso salieran del núcleo central y dejaran el paramento de aguas arriba, no sólo descargado, sino sometido á tensiones peligrosas, generadoras de grietas, en las que las subpresiones, agravando la situación,



Perfil de la presa de Almansa.

hubieran conducido probablemente la obra á la ruina. A acciones de este género se atribuyen, como es sabido, las roturas de varias presas, en las que fueron adoptados los llamados perfiles de igual resistencia, entre las cuales son bien conocidas las de Bouzey en Francia y del Habra en Argelia. Para explicar la estabilidad de la presa de Almansa bastaría recordar que la planta de la misma, en la parte inferior de la fábrica primitiva, es de forma circular y de reducido radio, gracias á lo cual, una parte muy importante del empuje del agua es referido á las laderas, aligerando de este modo las cargas que han de ser exclusivamente resistidas por las acciones que se desarrollan en el plano del perfil.

Olvidando esta circunstancia, Graeff contribuyó sin duda á la boga que por algún tiempo alcanzaron los perfiles de igual resistencia, alentando confianzas que tan desastrosos resultados han producido al hacer aplicación de aquéllos á presas rectas y largas, en las que no era posible encontrar la reserva de resistencia que habían podido disponer los hábiles constructores de Almansa antes de que la construcción de las presas se hubiera tratado de someter á reglas precisas y á sabias teorías.

A pesar de todo, el caso de Almansa sigue repitiéndose en los libros (1), y no es que al hacer esta rectificación pretenda yo negar que la presión de 14 kilogramos pueda aceptarse, pero sí hacer constar que esta afirmación podrá justificarse por muchas otras consideraciones, nunca por el ejemplo experimental de nuestra antigua obra.

Lo mismo podría decirse de la presa del pantano de Rellou, que riega la huerta de Villajoyosa, y cuyo estudio ha hecho mi distinguido compañero D. Felipe Rivero. Trátase de una presa de 28 metros de altura, con un espesor uniforme de 10 metros, y que ha funcionado además como vertedero. Fácil es ver que, si hubiera de resistir por su propio peso la curva de presiones, no sólo saldría del núcleo central, sino que llegaría hasta salirse del macizo; pero la planta es también curva, con un radio de extradós de 67 metros próximamente, y la longitud de la cuerda en la coronación es sólo de 38 metros. Es evidente que funciona como bóveda.

Pero aun en presas rectas, cuando no son muy largas, pueden adquirir importancia considerable las reacciones laterales que vienen á contribuir á la estabilidad del macizo. La presa de Arguis, construida sobre el Iruela, en Huesca, podría servir de ejemplo. Construyóse hacia el siglo XVI ó XVII, y se ha estudiado recientemente, con el propósito de recrecerla, por el inteligente Ingeniero de caminos D. Manuel Lorenzo Pardo, de cuyo proyecto hemos tomado los datos. La altura de la presa es de 22 metros y ha funcionado también como vertedero, lo que, á juzgar por la forma del perfil, debió ser previsto por los constructores. Su espesor en la base es sólo de 12,90 metros, y cuando la lámina vertiente ha alcanzado á 1,50 metros habría de haberse desarrollado en el paramento de aguas arriba, de resistir el macizo por su propio peso, una tensión de 3,30 kilogramos por centímetro cuadrado, lo que es casi seguro que no hubiera podido resistir la fábrica; pero la longitud de la presa en la coronación es sólo de 35 metros; apenas si excede de 25 el trozo en el que la altura sobre el terreno es mayor de 10 metros y es próximamente de 20 el en que esta altura pasa de 15. La resistencia lateral debe ser, pues, considerable, y se cometería error gravísimo al pretender, á la manera de Graeff, que se pudiera admitir en las fábricas tensiones de más de 3 kilogramos por centímetro cuadrado.

Al redactar en 1902 el proyecto primitivo del pantano del Guadalquivir, me encontré con que, dada la forma de la cerrada en que se había de construir la presa, la longitud de la coronación había de ser bastante importante, poco más de 90 metros; pero que el trozo de mayor altura, el que correspondía á la cerrada propiamente dicha, apenas si tendría, aun después de hacer desaparecer la roca más quebrantada de la superficie, de 15 á 20 metros. Esta disposición del lugar me indujo á tomar en cuenta las reacciones laterales que pudieran desarrollarse, con el fin de reducir en esta parte más estrecha el talud exterior y disminuir de ese modo las dimensiones del cimiento en el lecho del río. A este efecto, el problema que me propuse fué el de disminuir el espesor en la base de una presa de perfil triangular y de

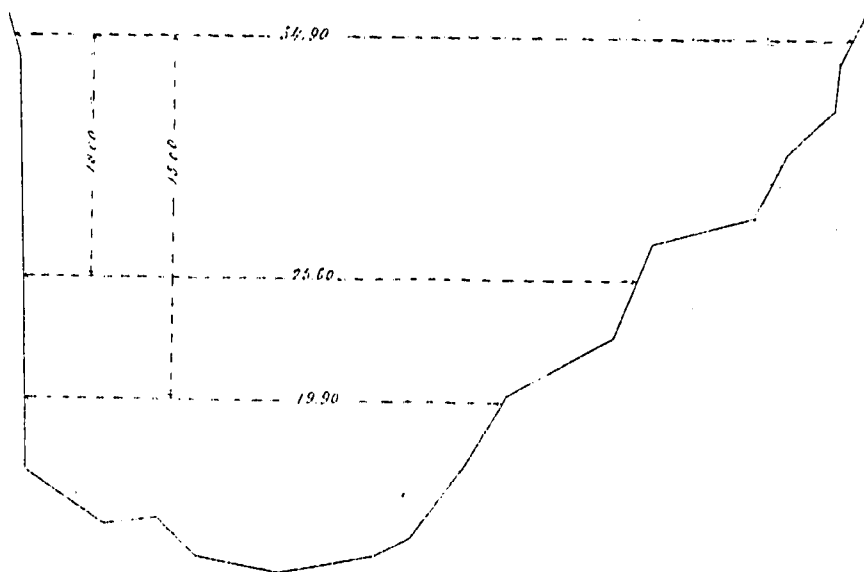
(1) Levy Salvador, *Hydraulique agricole*, II, 323. Bellet, *Barrages en maçonnerie*, Paris, 1907, pág. 33. Wegmann, *The Design and construction of Dams*, New York, 1911, pág. 28.

longitud dada, sometida á una carga de agua cuyo nivel enrasa-
ra con la coronación y resistiendo por las reacciones del cimien-
to y las de los estribos que hubieran de desarrollarse en los per-
files extremos. Para calcular estas últimas, admitía una resis-
tencia uniforme por unidad de superficie que, para tener en
cuenta las desigualdades de la repartición, fijaba en un límite

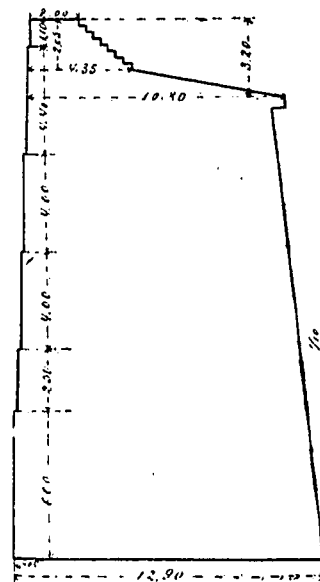
$$\frac{4x - 6X}{x} \cdot \frac{1}{2} \frac{w' h x}{x} = \frac{w' l x^2 + 2 f h x - w l h^2}{l x^2} \cdot h$$

aceptando la condición de Levy, que muchos juzgan exagerada, y
según la cual la presión en el paramento de aguas arriba debe
ser por lo menos igual al empuje del agua, esta última expresión

PRESA DE ARGUIS



Perfil de la cerrada.



Sección de la presa.

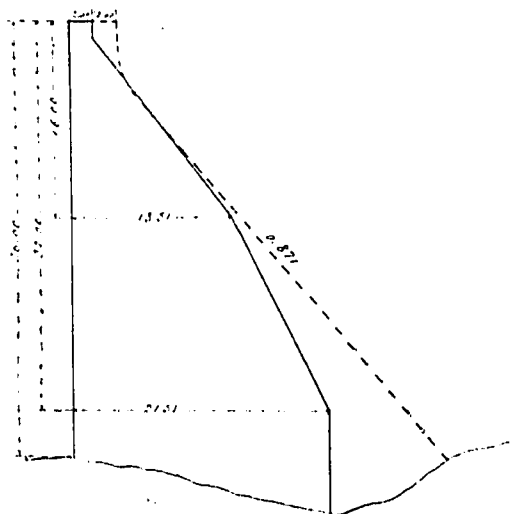
bastante reducido, 0,6 kilogramos por centímetro cuadrado.
Llamando h á la altura de la presa, l á su longitud, x al ancho
de la base, f la resistencia admisible para el esfuerzo cortante
por unidad de superficie y w w' los pesos específicos respectivos
del agua y de la fábrica, y tomando como ejes coordenados en el

deberá ser igualada á $w h$, con lo cual, después de las debidas
simplificaciones, se llegaría á la ecuación de segundo grado.

$$(w' - w) l x^2 + 2 f h x - w l h^2 = 0$$

cuya raíz positiva, única admisible, sería

$$x = \frac{\sqrt{f^2 + w (w' - w) l^2} - f}{(w' - w) l} \cdot h \quad (a)$$



PANTANO DEL GUADALCACÍN.—Perfil primitivamente propuesto
para la presa.—Perfil adoptado.

perfil la base y la vertical del paramento de aguas arriba, se ten-
dría para abscisa del punto de paso de la resultante, en su inter-
sección con el cimientto.

$$X = \frac{x}{3} + \frac{h}{3} \cdot \frac{\frac{1}{2} w l h^2 - f h x}{\frac{1}{2} w' l h x} = \frac{w' l x^2 - 2 f h x + w l h^2}{3 w' l x}$$

Para esta posición de las resultantes la presión en el para-
mento de aguas arriba sería, según la ley de repartición plana ó
ley del trapecio,

Aplicando esta fórmula á las distintas alturas de la presa y
á las longitudes respectivas deducidas del perfil de la cerrada, se
obtendrían así los valores de x suficientes en cada caso; pero,
como hubiera podido acarrear grandes complicaciones en la cons-
trucción las continuas variaciones de perfil, se proponía un per-
fil único, envolvente de todos los perfiles parciales, el cual se co-
ronaba de un dado, como de ordinario. Como una garantía más,
y á fin de prevenir las grietas verticales que interrumpieran la
continuidad del macizo, falseando las hipótesis, se proponía la
forma circular en planta, que aumentaría, por su parte, la resis-
tencia al deslizamiento, al originar presiones laterales.

Reconocidas las buenas condiciones del cimientto, no creyó
necesaria la Superioridad la reducción de taludes hacia la base,
que no hubiera podido ser causa de economía considerable, y la
presa se ha construido al fin con el perfil triangular ordinario,
respondiendo á la condición de Levy, pero con la planta circular
primitivamente propuesta.

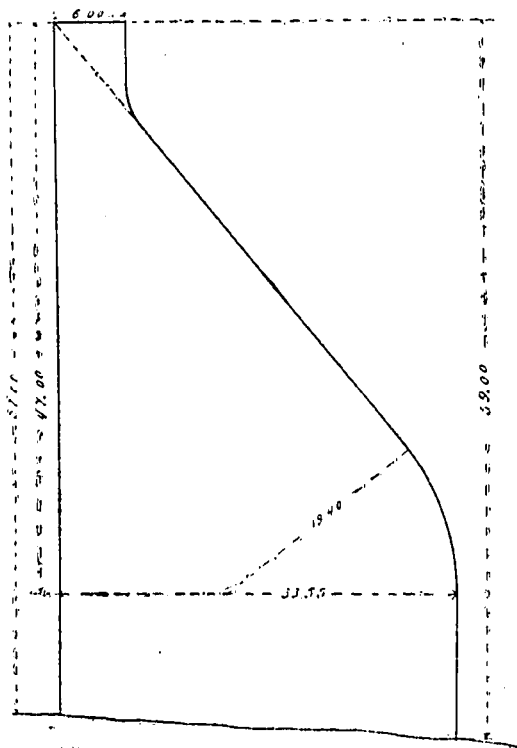
Las ideas expuestas han tenido, sin embargo, aplicación en
la presa de La Peña, donde mi distinguido compañero D. Seve-
rino Bello ha tenido que luchar con toda clase de dificultades,
por él vencidas con reconocida inteligencia é insuperable acierto.

La fórmula (a) hace ver que la influencia de las reacciones la-
terales, representada por los términos en f , es tanto mayor, como
fácilmente se comprende *a priori*, cuanto más pequeña es la lon-
gitud, hasta el punto que x habría de ser teóricamente igual á

cero cuando l se anulara. Por el contrario, si l crece indefinidamente, el valor de x tenderá á

$$x = h \sqrt{\frac{w}{w' - w}}$$

que es precisamente el que corresponde á una presa triangular que satisfaga á la condición de Levy resistiendo por su propio peso.



PANTANO DE LA PEÑA.—Perfil de la presa.

Esto viene á corroborar lo ya dicho á propósito de la presa Arguis. Si aplicamos al caso la fórmula precedente, haciendo en ella

$$w = 1000 \quad w' = 2400 \quad f = 10000 \quad l = 20 \quad h = 22$$

se obtendría para x 12,31 metros, espesor inferior al verdadero. Bastaría para ello admitir una resistencia al esfuerzo cortante de un kilogramo por centímetro cuadrado, bastante más verosímil que la de 3 kilogramos á la tensión. Es verdad que de este modo no se toma en cuenta el aumento de presión debido á la lámina vertiente, ni el aumento de densidad del agua producido por las turbias; pero en el momento de la avenida ha de elevarse también el nivel en el tramo de aguas abajo, originándose una contrapresión tanto mayor cuanto mayor sea también la lámina vertiente; el perfil efectivo no es tampoco triangular, sino que su superficie es bastante mayor que si lo fuera, y, por último, se ha supuesto que correspondía á la mayor altura de la presa una longitud que sólo se alcanza con alturas de 15 metros, de suerte que, habidas en cuenta todas estas correcciones, las consecuencias finales no serían muy distintas de las encontradas.

En cuanto hemos dicho nos hemos referido á las presas de mampostería. Todavía en ellas, aunque no tanto como en las de tierra, la masa es preponderante. Las armaduras metálicas permitirán seguramente algún día aligerar estas construcciones, obteniendo en algún caso ventajas económicas, y permitiendo en otros la solución de problemas difíciles. En este particular son altamente laudables los interesantísimos estudios realizados por el docto profesor de la Escuela de Caminos D. Juan Manuel de

Zafra, que ha sabido unir el cultivo de la teoría con la práctica de la construcción.

Cuando de presas de embalse se trata, no podría, sin embargo, recomendarse demasiado la mayor circunspección al adoptar disposiciones nuevas. No hay, ciertamente, que aferrarse de un modo rutinario y sistemático á los tipos conocidos; pero habrá que avanzar siempre con cautela, no adelantando un paso sin que los anteriores hayan recibido la plena sanción de la experiencia. Los cuantiosos intereses que pudieran verse comprometidos en caso de un fracaso, nunca imposible cuando se camina por terreno no trillado, así imperiosamente lo reclaman.

El problema del arbitraje obligatorio

EN LAS EXPLOTACIONES DE FERROCARRILES

ANTE LA SOCIEDAD DE ESTUDIOS LEGISLATIVOS DE PARÍS

POR

MARCEL PESCHAUD

(Boletín de la Asociación del Congreso internacional de Ferrocarriles.)

Cierta escuela política preconiza el recurso del arbitraje obligatorio para solucionar los conflictos entre los directores y los empleados. Este sistema ha sido propuesto con preferencia para evitar las huelgas en las redes de ferrocarriles.

Dos meses después aproximadamente de la huelga que se declaró en los ferrocarriles franceses, el 22 de Diciembre de 1910, el Ministro Briand presentó á la Cámara de Diputados un proyecto de ley «respecto á los Estatutos de los empleados de los ferrocarriles de interés general y al Reglamento pacifista de las diferencias de orden colectivo, relativas á los intereses profesionales de dichos empleados». Entre otras disposiciones, indicaba el proyecto la institución de un Comité central de conciliación, ante el cual se llevarían las diferencias de orden colectivo que surgiesen entre el personal y la administración de las redes, que no hubiesen podido ser solucionadas por las Comisiones ó Comités locales (que también debían crearse de conformidad con el proyecto de ley) y el recurso obligatorio al arbitraje, en el caso de que el Comité central de conciliación, tampoco hubiese podido llegar al acuerdo de ambas partes. En esta forma está propuesto en el proyecto de ley el principio del arbitraje obligatorio para el Reglamento de los conflictos del trabajo en las redes férreas de interés general.

La naturaleza del problema es de bastante gravedad y capaz por sí de provocar serias discusiones. No podemos citar aquí los artículos y las consultas que con este motivo se publicaron en las revistas y diarios; nos limitaremos únicamente á analizar la discusión que se entabló sobre este asunto en la Sociedad de estudios legislativos de París, cuyos trabajos, con justo título, pueden considerarse como de indiscutible autoridad. Esta discusión, tanto por la calidad de las personas que en ella intervinieron, como por el valor de los argumentos presentados, constituye una importante contribución para el estudio del problema del arbitraje obligatorio, en lo que respecta á los ferrocarriles.

Para preparar esta discusión la Sociedad nombró una Comisión (1), la cual elaboró un proyecto de ley y confió á uno de sus

(1) La Comisión quedó constituida en la siguiente forma: *Presidente*, Charles Benoist, Diputado y Miembro del Instituto. *Vocales*: Millerand y Paul-Boncour, Diputados y ex Ministros; Romieu y Fontaine, Consejeros de