

comunicación, el deber de impulsarlos porque se lo exige su misión, protectora de todos los grandes intereses nacionales, la participación que ha de obtener en los beneficios y el reciente ejemplo que nos dan países tan adelantados como Francia é Italia.

Pero hemos dicho que deben estar racionalmente concebidos, pues no hay empresa alguna que no pueda ser ruinosa si en su concepción y desarrollo se marcha á la ventura olvidando las leyes que deban regirla. En tal concepto, y confesando que me asaltan algunos temores respecto al giro que en mi entender debe darse á esta importantísima cuestión, no deberán extrañar mis lectores que en ella me detenga un poco, y que abuse quizá de su paciencia. Téngase presente que es esta una campaña verdaderamente nueva, ó poco menos, en nuestro país; que de los primeros pasos depende su porvenir, y en tal concepto opino que no huelga cuanto tienda al acierto, cuanto pueda evitar un fracaso que sería funesto sin duda alguna.

Entrando ya en materia, y recordando algunos principios bien conocidos, diremos que se entiende por energía á la posibilidad en que se halla un cuerpo sea por su posición ó por su estado, de ejecutar un trabajo cualquiera. Cuando está en movimiento, la energía se manifiesta y mide por su masa y su velocidad, y ésta puede transmitirla á otro cuerpo cualquiera por el choque, rozamiento, etc. El movimiento, el calor, la luz, la electricidad son formas diversas de la energía que se llama de estado.

Si á un cuerpo suspendido se le corta el hilo que le sostiene, adquiere un movimiento de descenso, es decir, manifiesta la energía de estado que posee, y á esta especie de energía corresponde la afinidad química que aparece al combinarse entre sí dos ó más cuerpos.

Las diferentes formas que afecta la energía son susceptibles de transformarse unas en otras, según una relación numérica que recibe el nombre de equivalente, y esta transformación se hace visible mediante el movimiento de un péndulo, ejemplo que por tan conocido no debemos describir.

La afinidad química es una energía de posición, que representa el trabajo empleado en la separación de los átomos de un cuerpo, y ésta reaparece en el momento en que aquéllos vuelven á reunirse. La descomposición, la separación de los átomos, lo que en general se llama reducción, equivale al ascenso de un cuerpo; y así como éste devuelve al caer la energía empleada al elevarlo, la devuelven aquéllos al reunirse de nuevo.

Apliquemos estos principios á la vida vegetal. Considerando éstos en sus relaciones con el mundo exterior, se observa que sus elementos provienen del reino mineral, mediata ó inmediatamente, se nutren tomando del suelo y de la atmósfera por las raíces y las hojas las materias de que están constituidos en forma de composiciones sencillas y estables, como el agua, ácido carbónico, sales y productos amoniacales, los que á su paso por el vegetal adquieren forma distinta, en las que existe una gran cantidad de energía, transformación de la que reciben por la acción solar.

Los vegetales, por tanto, no crean ni destruyen energía alguna, pero la transforman, y deben ser mirados como un verdadero aparato de reducción, un admirable mecanismo de transformación de energía, cuyas condiciones desconocemos y se las llama vitalidad.

El reino animal ofrece relaciones admirables y lazos indisolubles con el vegetal. El animal no forma sus tejidos con el agua, ácido carbónico y amoníaco como el vegetal, sino que los elementos de estos cuerpos les encuentra unidos en combinaciones orgánicas muy alterables y combustibles; esto es, cargadas de energía de posición transformada por el vegetal de la energía solar, en los que la Naturaleza prepara las féculas, azúcares, aceites, etc., que forman la alimentación animal. Repara éste así sus pérdidas, y para ello tienen que experimentar en su interior multitud de alteraciones y transformaciones químicas, entre las cuales la oxidación lenta es la más general é importante.

La oxidación mediante el oxígeno absorbido por la respira-

ción acaba por convertir los alimentos en agua, ácido carbónico y productos amoniacales, es decir, en los principios mismos que alimentaron al vegetal, y esta transformación completamente inversa devuelve la energía de posición antes acumulada, mediante la cual el animal ejerce todas sus variadas actividades.

Este principio, por tanto, por donde el vegetal concluye, y acaba donde éste principia; el uno disipa la energía, el otro la acumula, y entre ambos cierran ese ciclo admirable en el que reside la vida general.

Dos son, pues, entre otros menos importantes, los elementos indispensables para la vida vegetal: energía en forma de calor, luz, etc., para la reducción del hidrógeno y del carbono, y agua como disolvente universal, como vehículo de los materiales que constituyen las plantas y como factor con sus elementos propios de la mayor parte de los principios inmediatos de las mismas.

Sin energía y sin agua, la vegetación no es posible; y aun cuando nuestro ardiente sol y nuestro claro cielo nos pone en la mano una cantidad inmensa de energía, la falta de agua nos quita los medios de transformarla, guardarla y hacerla servir después para la satisfacción de nuestras necesidades, que este papel estaba reservado al vegetal en el armonioso conjunto de leyes á que la Providencia quiso someter su creación.

RAMÓN GARCÍA.

(Continuará.)

## EL PERFIL DE LAS PRESAS DE FÁBRICA

POR D. JOSÉ NICOLAU

Ingeniero de Caminos, Cánales y Puertos.

### Introducción.

La construcción de grandes presas ha adquirido en los últimos tiempos un desarrollo considerable, debido á la importancia que actualmente se concede al abundante abastecimiento de agua de las poblaciones, al fomento del riego agrícola y, últimamente, al deseo de constituir saltos de agua destinados principalmente á la creación de energía eléctrica. Es de prever que el aprovechamiento de las corrientes naturales en la producción de fuerza adquiera de día en día mayor incremento, y, por lo tanto, que sea cada vez más frecuente la necesidad de establecer presas, de embalse generalmente, por lo que los estudios de proyectos de esta clase se han de ofrecer al Ingeniero con mayor frecuencia también.

En España especialmente, donde la mayor parte de los ríos tienen un régimen en extremo variable, constituyendo en general devastadores torrentes, la necesidad de establecer pantanos reguladores se hace sentir con más fuerza que en otros países. Estos embalses, al paso que darán al régimen de nuestros ríos la regularidad de que carecen, evitando la importancia de las avenidas y aminorando los perjuicios que en muchas ocasiones son su consecuencia, permitirán con el agua almacenada aumentar los pobres caudales del estiaje, haciendo posibles aprovechamientos de riegos y de producción de fuerza, contribuyendo de esta suerte de la manera más eficaz á promover la riqueza agrícola y la riqueza industrial, bases las más sólidas de la prosperidad de las naciones.

Los repetidos desastres á que han dado origen las presas proyectadas con arreglo á teorías casi universalmente seguidas, ya que no confirmadas por la experiencia, como desgraciadamente ha ocurrido en varios casos, á pesar del incesante progreso de las artes de la construcción, han dado lugar á que se pongan en tela de juicio tales teorías, á que se presenten otras nuevas y á que se propongan disposiciones que tiendan á evitar la reproducción de los desastres experimentados.

No parecerá, pues, inoportuno presentar nuevamente un su-

mario resumen de los procedimientos seguidos en el cálculo de las grandes presas de embalse, y dar cuenta de los propuestos recientemente por varios Ingenieros en sustitución de los antiguos, presentando una fórmula sencillísima para resolver este grave problema, pudiendo de esta suerte comparar el valor de unos y otros procedimientos, y reuniendo al propio tiempo el índice de las cuestiones que, relacionadas con el cálculo del perfil, se suscitan al emprender el proyecto de una presa. En esta exposición me ceñiré principalmente al orden cronológico, que es precisamente el que, salvo raras excepciones, han seguido los perfeccionamientos que sucesivamente se han introducido en esta materia.

## I

## Constructores españoles.

No se conocen las reglas que seguirían los constructores españoles al proyectar nuestras antiguas presas; acaso en la adopción del perfil y de las demás disposiciones fueron tan sólo guiados por su *sentimiento*; pero es lo cierto, que mientras tales obras, á pesar de haber sido realizadas en épocas que comparadas con la presente pueden calificarse de verdadero atraso en cuanto á la Ingeniería se refiere, han desafiado sin menoscabo alguno el transcurso de los siglos, varias de las ejecutadas en nuestros días en el extranjero, después de una vida accidentada, sostenida á fuerza de cuidados, han tenido en algunos casos desastroso fin.

Era casi una costumbre en los escritores que en los últimos tiempos trataban de presas, considerar como extravagante y hasta ridículo el perfil de las españolas, sin más razón, la mayor parte de las veces, que la de que no se adaptaban á las teorías en boga, no fundadas, por cierto, ni en la experiencia ni en verdades incontrovertibles, sino más bien basadas en hipótesis más ó menos probables y muchas veces completamente arbitrarias. Los fracasos ocurridos se encargaron de advertir á los Ingenieros que el problema de la estabilidad de las presas no había sido aún resuelto ni teórica ni prácticamente, operándose á la vez una justa reacción á favor de las nuestras, que hoy ya, lejos de inspirar desprecio, se reconoce en ellas un mérito tanto mayor cuanto que en los tiempos en que fueron establecidas no se contaba con los conocimientos y elementos de todas clases de que hoy se dispone.

## II

## Primeros procedimientos de cálculo.

Los primeros estudios hechos sobre la forma y dimensiones que debían asignarse á los muros destinados á resistir la presión del agua, después de creado el principal cuerpo de doctrina que constituye la mecánica racional, se limitaron á aplicar las condiciones de equilibrio que ésta determina para un cuerpo pesado descansando sobre el terreno, admitiendo simplemente que aquél era un sólido rígido é indeformable. Bastaba, por lo tanto, que la resultante de su peso y de la presión que ejercía el agua sobre el paramento que estaba en su contacto pasara por dentro de la base de sustentación y que el ángulo que formase con la vertical fuese inferior al de rozamiento. Minard, sin embargo, estimaba que el momento de estabilidad no debía ser inferior á dos.

Con arreglo á estas teorías se construyeron varias presas, principalmente en Francia, habiéndose observado en la mayor parte de ellas deformaciones peligrosas que exigieron refuerzos importantes para oponerse á la total ruina de la obra, no obstante que tales refuerzos no eran necesarios con arreglo á la teoría.

## III

## Método de Sazilly y Delocre.

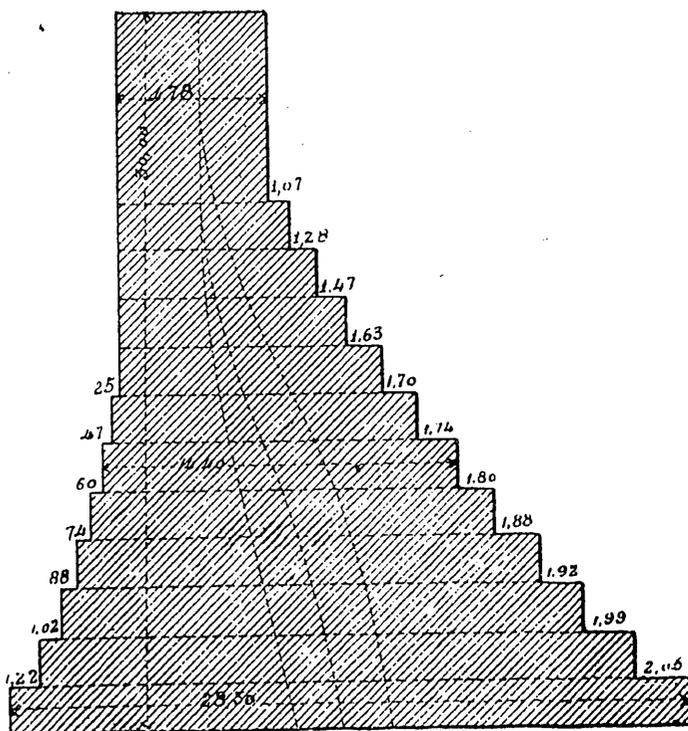
Sazilly (1) fué el primero que comprendió, en virtud de tales hechos, la insuficiencia de la teoría corrientemente aceptada, y

sus estudios marcan realmente el rumbo seguido por casi todos los Ingenieros que posteriormente se han ocupado en estudiar estas materias.

A las condiciones que hasta entonces se habían juzgado necesarias, Sazilly agregó la de que la presión en las mamposteñas y en la base del cimientó no excediera de la carga de seguridad y que no fuese posible el deslizamiento según un plano trazado en el macizo.

La primera condición le condujo á la investigación de las presiones máximas en un macizo de fábrica, cuestión que resolvió por la aplicación de la llamada ley del trapecio, indicada por Mery en 1840, considerando los dos casos de embalse lleno y embalse vacío, y determinando para cada uno de ellos la línea de presiones, la cual, para que el deslizamiento fuese imposible, debía cortar á las secciones horizontales que Sazilly consideraba, según un ángulo superior al complemento del de rozamiento. A fin de que el volumen de material, dentro de las condiciones fijadas, fuese un mínimo, condición que puede reputarse común á casi todos los problemas de ingeniería, Sazilly agregaba á las ya enunciadas la de que la presión en todos los puntos de ambos paramentos fuese igual al límite de resistencia admitido para el material, obteniéndose un perfil que llamó de «igual resistencia.»

El tipo práctico propuesto por Sazilly es el representado por la figura 1.<sup>a</sup>, en el que los paramentos son escalonados, disposición adoptada con objeto de facilitar los cálculos, y porque, además, consideraba que los perfiles poligonales tendrían un aspecto desagradable, y los ángulos que existirían constituirían puntos débiles.

Fig. 1.<sup>a</sup>

Con motivo de la construcción de una presa en el río Furens, con objeto de proteger la ciudad de Saint-Etienne contra las inundaciones, Delocre, partiendo de los mismos principios y fijando análogas conclusiones que sirvieron de base á los estudios de Sazilly, proyectó la presa de *Goufre d'Enfer*, que ha servido durante mucho tiempo de tipo en esta clase de construcciones. Delocre no admitía los paramentos escalonados, pues

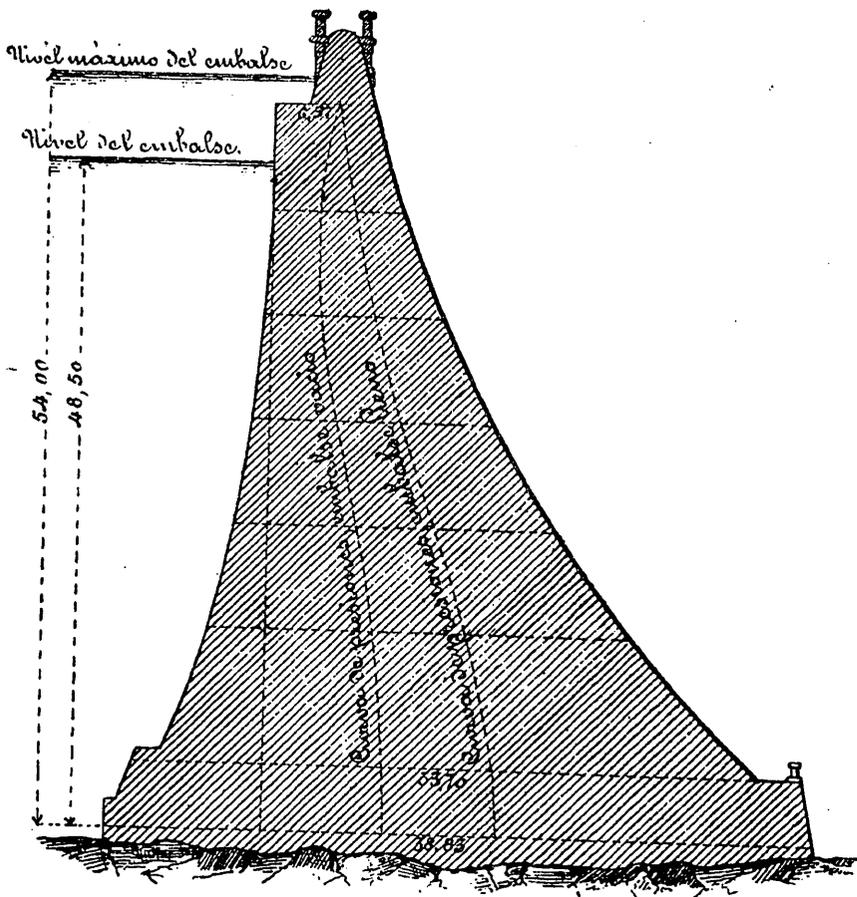
(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1853.

demostró que, á igualdad de presión máxima, entrañaban un aumento considerable de fábrica, aparte de que favorecían la vegetación y exigían fábricas más esmeradas; pero suponiendo que los paramentos poligonales, únicos que se prestan á un cálculo cómodo de las presas, ofrecían peor aspecto que los curvos, sustituía al perfil poligonal determinado por el cálculo otro curvo que se separase muy poco de él y que, por lo tanto, había de alterar muy ligeramente los resultados obtenidos. Conviene, sin embargo, hacer la observación de que, según lo había supuesto su autor, la presa del Villar, que tiene sus paramentos poligonales, presenta un aspecto agradable, hasta tal punto que el observador admite como curvas lo que realmente son superficies planas; parece, por lo tanto, que la razón expuesta por Delocre carece de fundamento, y que puesto que los elementos planos facilitan el cálculo y aun la construcción, debería darse preferencia á los perfiles poligonales propuestos y adoptados por el Ingeniero de Caminos D. Elzeario Boix, siempre que los lados del polígono no sean muy grandes y los ángulos que formen se separen poco de dos rectos.

Delocre proponía como presión máxima admisible la de seis kilogramos por centímetro cuadrado, si bien en el proyecto de la presa de Furens aceptaba la de 6,50 kilogramos. Durante mucho tiempo han seguido admitiéndose estas presiones que pueden reputarse como muy reducidas y aun arbitrarias, pues la que soporta la presa de Almansa, por ejemplo, desde hace ya más de tres siglos, difiere poco de 12 kilogramos, sin que se haya notado por esta causa deterioro alguno en las fábricas.

Por último, Delocre adoptó para la planta de las presas al

Fig.<sup>a</sup> 2.<sup>a</sup>



forma circular, á semejanza de lo que habían hecho casi todos los antiguos constructores españoles.

No cabe dudar que los estudios de Delocre, publicados en los *Annales des Ponts et Chaussées*, en 1866, constituirían un perfeccio-

namiento de los procedimientos aconsejados por Sazilly; pero su principal mérito consiste en haberlos llevado á la práctica con éxito, construyendo la presa de Furens, que era la de mayor altura en aquel tiempo, puesto que no existía ya nuestra antigua presa de Puentes, que como es sabido tenía más de 50 metros, y fué arruinada á causa de la deficiencia de los cimientos constituidos por pilotaje.

La figura 2 representa el perfil de la presa de Furens.

#### IV

##### Estudio de Rankine.

En el orden cronológico, fué el eminente profesor Rankine el que después de Delocre se dedicó al estudio de las presas partiendo de las teorías de los Ingenieros franceses que admitía como correctas. No obstante, en la Memoria (1) que escribió para justificar el perfil por él propuesto, y que por cierto no puede reputarse como un feliz perfeccionamiento del calculado por Delocre, se encuentran dos observaciones de la mayor importancia: afirma Rankine, por una parte, que en la proximidad de los paramentos la presión se ejerce según la dirección de la tangente en el punto considerado, de lo cual deduce que para el cálculo de la presión máxima en dichos paramentos hay que tener en cuenta la inclinación de éstos, ó bien que la carga admisible debe ser tanto menor cuanto mayor sea la inclinación. Por otra parte, Rankine sienta el principio de que las mamposterías no deben estar sometidas en punto alguno á tensión, para lo cual las curvas de presiones correspondientes á embalse lleno y á embalse vacío, deben hallarse rigurosamente dentro del tercio central del perfil.

Esta segunda observación es de la mayor importancia, y, realmente, sólo en estos últimos tiempos se ha comprendido todo su alcance. Durante mucho tiempo se ha admitido corrientemente que, cuando la hipótesis de la deformación plana de las superficies planas de los macizos de fábrica conducía á presiones negativas, ó sea á tensiones, no existía presión alguna en todos los puntos en que esto ocurría, con lo cual se creía que el macizo quedaba en condiciones favorables de resistencia, ya que aun sin contar con la que pudiera ofrecer á los esfuerzos de tracción, la sección restante, sometida á compresión, bastaba para contrarrestarlos. Al hacer estas suposiciones, contrarias á la realidad de los hechos, puesto que, aunque pequeña, se sabe que las fábricas ofrecen alguna resistencia á los esfuerzos de tracción, no se observó que tratándose de macizos en contacto con el agua, las tensiones podrían dar lugar á grietas, por las que introduciéndose aquélla se daba lugar á que se alterasen las condiciones de estabilidad y por tanto las de resistencia.

#### V

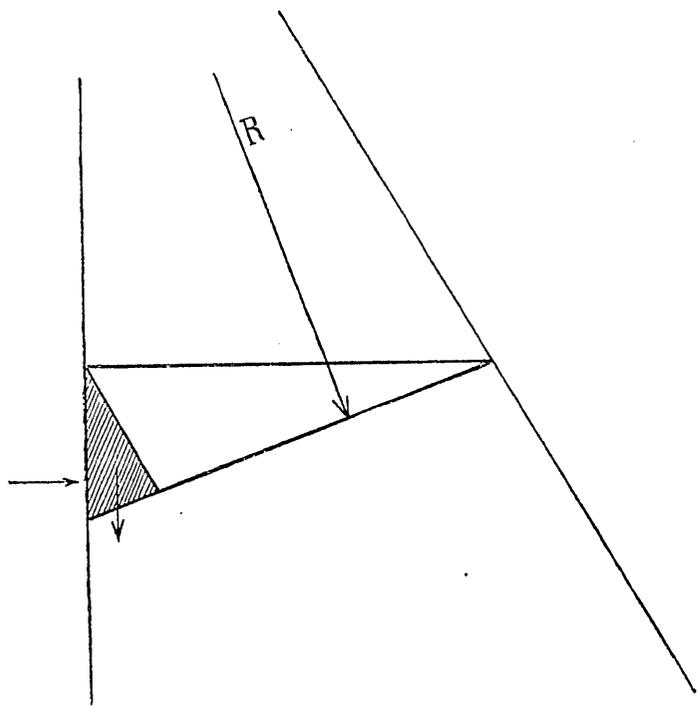
##### Modificaciones propuestas por Bouvier y Guillemain.

Con motivo del proyecto formulado por M. Bouvier para aumentar la altura del embalse de la presa de Ternay, este Ingeniero, reproduciendo una teoría emitida por primera vez por Leblanc en 1858, admitió que para el cálculo de la presión máxima con arreglo á la ley del trapecio, no debían tenerse en cuenta, como hacían Sazilly y Delocre, las secciones horizontales del perfil, sino las inclinadas normales á la dirección de la resultante correspondiente á la hilada horizontal que concurre en el mismo punto que aquélla en el paramento de aguas abajo (2); de suerte que una vez obtenidas las presiones en los paramentos partiendo de las componentes normales de las resultantes, bastará dividir las cifras que las representen por el valor del cuadrado de los cosenos que dichas resultantes forman con la vertical. Este procedimiento conduce á resultados mayores que los obtenidos por el de Sazilly.

(1) *Miscellaneous Scientific Papers*, 1881. El artículo referente á presas se publicó en la revista *Engineer*, en 1870.

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875.

Guillemain (1), admitiendo como exacta la teoría de Leblanc, considera deficiente la manera de proceder de Bouvier, el cual, como se deduce de la explicación anterior, deja de tener en cuenta en el cálculo de la presión de un paramento el peso del triángulo limitado por la junta oblicua, la normal á ella desde el punto en que la horizontal encuentra al otro paramento y la línea de éste, más la presión del agua en la parte comprendida entre las hiladas horizontal y oblicua, según se ve en la fig. 3.<sup>a</sup>

Fig.<sup>a</sup> 3.<sup>a</sup>

VI

#### Estudios de diversos autores.

El Ingeniero Pelletrau se ha ocupado en diversas ocasiones en el estudio del perfil de las presas de embalse; sus primeros trabajos no pueden considerarse como perfeccionamientos de los precedentes. Casi lo mismo puede decirse de los publicados por Coventry, Harlacher, Krantz, Crugnola, Torricelli y Boix.

Este último, sin embargo, que proyectó la presa del Villar muy poco tiempo después de haberse hecho públicos los estudios de Delocre, no consideraba admisibles las tensiones en el paramento de aguas arriba y aceptó ya presiones en las mamposterías mayores que las muy reducidas propuestas por aquel Ingeniero. A D. Elzeario Boix, aparte de haber aplicado y perfeccionado los procedimientos de Delocre, cabe el mérito de haber dirigido personalmente la construcción de la presa del Villar, residiendo constantemente en el lugar en que se realizaban los trabajos, con lo cual contribuyó poderosamente á la mayor perfección de una obra que, no sólo honra á su autor, sino también á la Ingeniería española.

VI

#### Perfil de Castigliano.

El malogrado Ingeniero italiano Castigliano, fué el primero (2) que reconoció las ventajas del perfil triangular, que no sólo ha sido propuesto muy posteriormente por otros, entre ellos Pelletrau y Wegmann, sino que de él difieren muy poco varios de los

perfiles de presas últimamente construidas. A ejemplo de Rankine, no considera admisibles las tensiones en las fábricas, y partiendo de esta condición y de las demás ya admitidas, investiga la forma teórica del perfil para que las curvas de presiones á embalse lleno y embalse vacío coincidan rigurosamente con el tercio de las secciones horizontales. Dando un espesor nulo en la coronación, y suponiendo que el plano de embalse coincide con ella, demuestra fácilmente que la sección triangular, con el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo con una inclinación igual á la raíz cuadrada de la relación de los pesos específicos del agua y de la fábrica, constituye una solución rigurosa del problema. Si se supone que el peso del metro cúbico del agua sea igual á 1.000 kilogramos y el de las mamposterías á 2.250 kilogramos, los cuales no diferirán mucho de los que se obtengan ordinariamente en la práctica, se deducirá que el lado de aguas abajo del perfil triangular tiene una inclinación de 2 de base por 3 de altura.

De este perfil teórico Castigliano deduce el perfil práctico, añadiendo al vértice superior un triángulo cuya base tenga un ancho igual al de la presa en la coronación. De esta suerte, admitiendo una presión máxima igual á 7 kilogramos por centímetro cuadrado, deduce Castigliano que el perfil es aplicable hasta una altura igual á 31,11 metros. Una modificación análoga al perfil teórico ha sido propuesta por Wegmann primero y por Pelletrau después, demostrando estos Ingenieros que con ella, cuando el embalse está lleno, la curva de presiones sigue dentro del tercio central, y cuando está vacío sale de él ligeramente en la parte superior, tendiendo á acercarse á dicho centro á medida que aumenta la profundidad. Conviene observar que cuando las tensiones en la fábrica se producen en el paramento externo, y sobre todo si son ligeras, como es el caso de que aquí se trata, no tienen grave inconveniente, pues no ofrecen el peligro, como en el paramento interno, de que el agua puede introducirse por las grietas á que dan lugar.

VII

#### Estudio de Hetier.

En las dos Memorias publicadas por el Ingeniero Hetier (1), se insiste en la necesidad de que las presiones en los paramentos de agua arriba no sean negativas, dando aquel Ingeniero á esta condición toda la importancia que realmente tiene. Para llenar á la vez la del mínimo cubo de fábrica, determina el perfil de aquel paramento de suerte que la presión sea nula en todos sus puntos, sirviéndose en definitiva para hallar el perfil de la presa, de fórmulas que dan el espesor en cada una de las hiladas horizontales. Hetier admite, como Guillemain y otros, que el paramento interno conviene que sea vertical.

VIII

#### Deficiencia de los anteriores procedimientos.—Roturas de presas.

Los principios sustentados por Sazilly y Delocre tuvieron favorable acogida entre los Ingenieros, y la mayor parte de las presas construidas lo fueron con arreglo á ellos. Los perfeccionamientos introducidos en la teoría del cálculo de los perfiles sobre el método que habían expuesto aquéllos, se reducen á no admitir en ningún caso tensiones, vista la poca resistencia que la mampostería y la sillería ofrece á esta clase de esfuerzos, y á aceptar cifras más elevadas para la presión máxima,

No cabe duda que los perfiles de Sazilly y Delocre constituyen un progreso sobre los de las antiguas presas españolas. Los fundamentos en que descansan, corresponden á teoremas rigurosamente exactos de la mecánica racional unos, á hipótesis razonables de la mecánica aplicada otros; aparte de esto, se ha llevado la prudencia hasta el extremo de prescindir de la forma en arco

(1) *Rivieres et Canaux.*  
(2) *Poltécnico, 1884.*

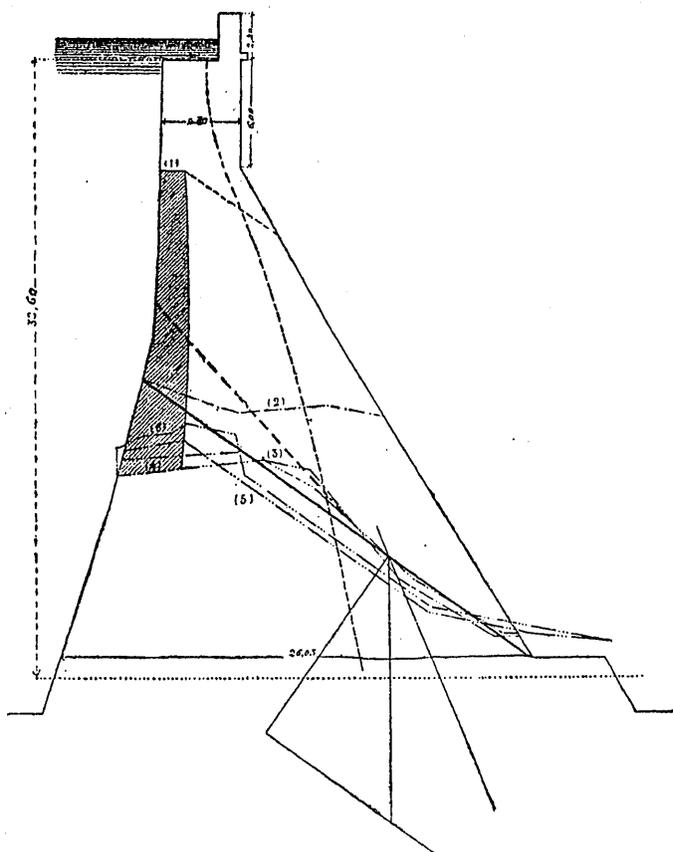
(1) *Annales des Ponts et Chaussées, 1885 y 1886.*

que en planta suelen presentar las presas, y calcular éstas de suerte que resistan al empuje del agua por su propio peso, prescindiendo también del empotramiento en el terreno, suposiciones todas favorables á la estabilidad y que mejoran las condiciones de resistencia de la obra.

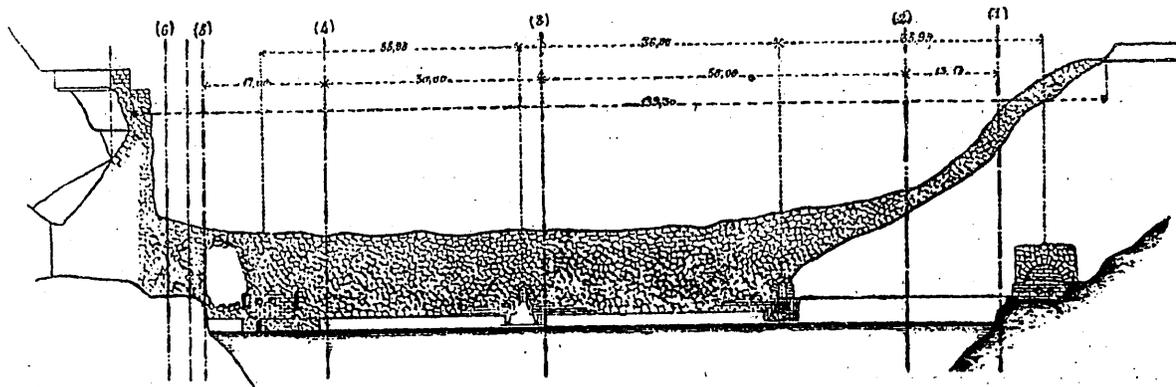
A pesar de todo, han sido varias las presas construidas con arreglo á tales principios que han experimentado deformaciones peligrosas; otras han sufrido el desprendimiento ó dislocación de una parte de la fábrica del resto del macizo; y finalmente, algunas se han arruinado por completo siendo causa en casi todos los casos de tremendas catástrofes que han esparcido la muerte y la miseria en extensas comarcas.

He aquí la relación de las principales presas de fábrica arruinadas en los últimos tiempos.

*Presa del Habra (Argelia).*—Se concluyó en 1871, y fué arrasada por una fuerte avenida en 16 de Diciembre de 1881. La figura 4.<sup>a</sup> da el perfil de la presa, indicando el rayado la parte que estaba

Fig. 4.<sup>a</sup>

sometida á esfuerzos de tracción. La figura 5.<sup>a</sup> representa el alzado de la presa después de la rotura, y en ella va indicada la si-

Fig. 5.<sup>a</sup>

tuación de los perfiles que aparecen en la 4.<sup>a</sup> Se sabe que la arena empleada en los morteros era muy fina, que la cal, fabricada en la obra misma, no ofrecía más que un débil grado de hidraulicidad, y que acaso los trabajos, ejecutados con grandes dificultades, no

podieron realizarse con el esmero que reclama una construcción de esta naturaleza. Se ha atribuído á diversas causas la rotura de la presa del Habra; pero la más probable parece residir en las subpresiones á que habrá dado origen la grieta que se haya formado en el punto entrante del paramento de aguas arriba, donde los esfuerzos de tracción excedieron de un kilogramo por centímetro cuadrado, esfuerzos que es seguro que habían de resistir con dificultad las mamposterías en las que entraba un mortero que puede calificarse de malo. Tales esfuerzos, en virtud de las hipótesis admitidas á la sazón, no fueron previstos al redactar el proyecto.

*Presas del Sig.*—Sobre el río Sig (Argelia) se construyeron dos presas, una llamada de Grands-Cheurfas, y otra, 25 kilómetros aguas abajo, en Saint-Denis-du-Sig. Apenas lleno el embalse de la primera presa, que era de 18 millones de metros cúbicos, cedió la ladera derecha en que se apoyaba la obra, á consecuencia de no haber podido resistir la presión las margas permeables que formaban dicha ladera. La enorme masa de agua que en muy poco tiempo se escapó del embalse dió origen en el río á una tremenda avenida, que no pudiendo tener salida por el vertedero de la segunda presa de aguas abajo, saltó por la coronación, alcanzando, por encima de ésta, una altura de 5,40 metros se ún unos, de 6,50 metros según otros. Es curioso notar que cuando la altura alcanzaba 4,40 metros la resultante salía 0,96 metros fuera de la arista de aguas abajo de la base. En el momento de la rotura, la presión en el paramento de aguas abajo era de más de 14 kilogramos por centímetro cuadrado, y la tensión en el de aguas arriba ascendía á más de 8 kilogramos; es muy probable que las mamposterías habrían podido resistir las compresiones, pero es completamente seguro que no pudieron soportar las tensiones, y que si la obra no pereció por falta de estabilidad, que es lo más probable, debió arruinarse á consecuencia de la presión que ejerciera el agua en las grietas del paramento de aguas arriba, á que habrían dado lugar las elevadas tensiones que con la subida del nivel del embalse se desarrollaron en dicho paramento.

*Presa de Bouzey.*—La figura 6.<sup>a</sup> representa el perfil de la presa de Bouzey reforzado, en la parte marcada de trazos, á consecuencia de un movimiento de su parte media, ocurrido en 1884, que comprendía una longitud de 121 metros, el cual produjo además cuatro grietas verticales. Otras dos grietas, debidas probablemente á los cambios de temperatura, existían ya desde 1881, es decir, antes de llenar el embalse. En 27 de Abril de 1895, estando el embalse lleno, la presa cayó en una longitud de 171 metros, representando el boquete la forma que indica el esquema figura 7.<sup>a</sup>

Laboriosas y apasionadas en muchos casos han sido las investigaciones realizadas para deducir las causas eficientes de la catástrofe de Bouzey. Langlois (1), uno de los peritos nombrados

por el tribunal de Epinal que entendió en el proceso correspondiente, cita entre las más importantes las siguientes:

(1) Rupture du barrage de Bouzey.

1.<sup>a</sup> Trazado rectilíneo en una longitud de 520 metros (en la coronación), y efectos resultantes debidos á la dilatación.

2.<sup>a</sup> Debilidad del perfil de la presa.  
No cabe dudar, después de lo manifestado, que las contrac-

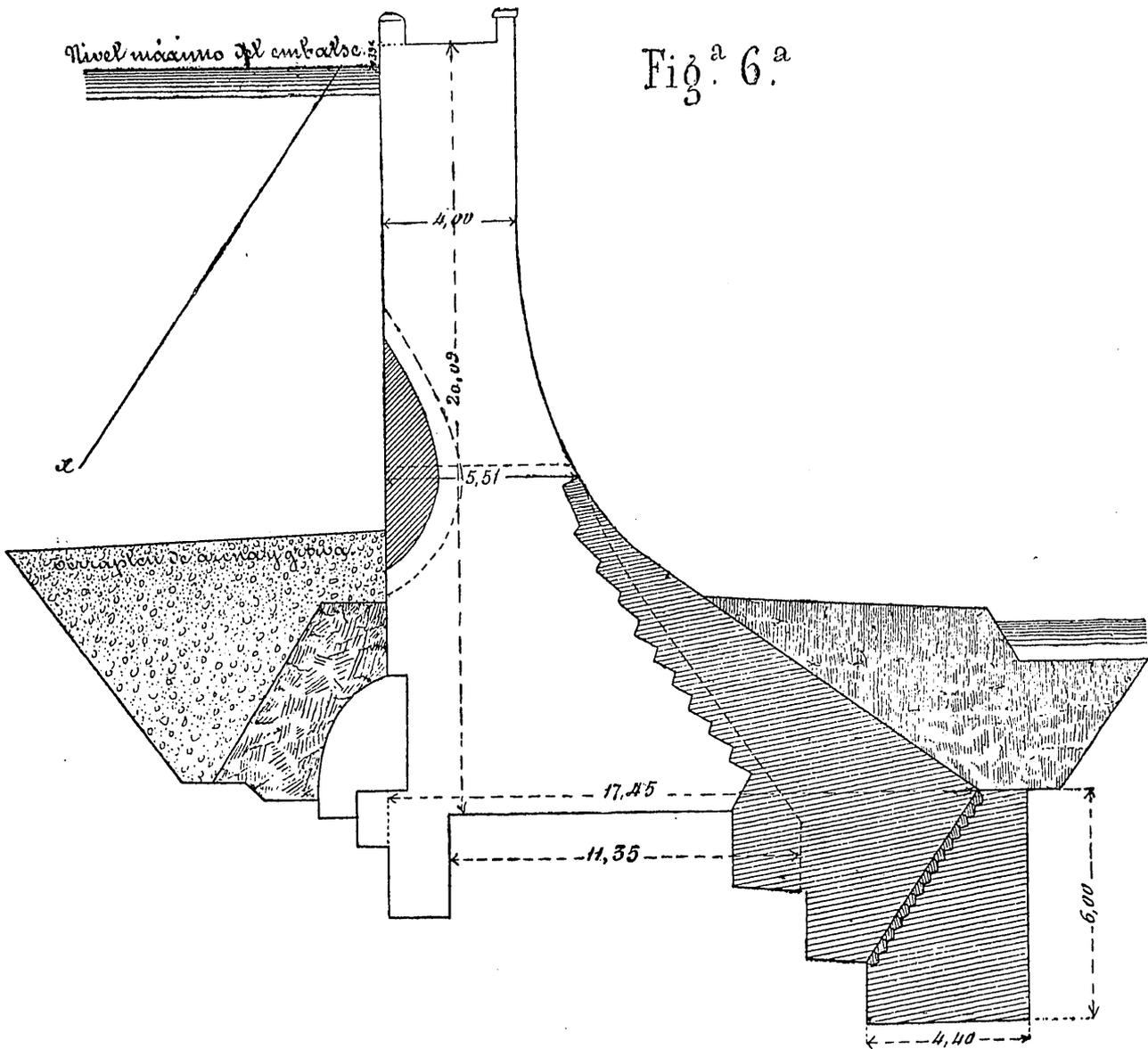
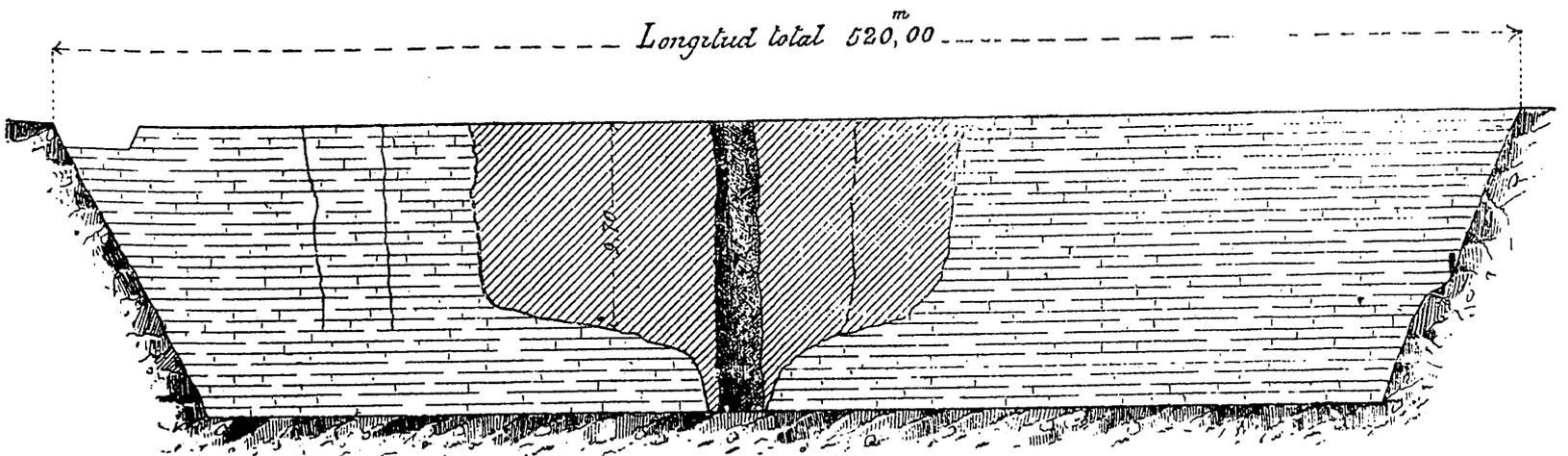


Fig.<sup>a</sup> 6.<sup>a</sup>

Fig.<sup>a</sup> 7.<sup>a</sup>



ciones y dilataciones quebrantaron el macizo; pero, al parecer, las grietas eran próximamente planos normales á la presa, y, por lo tanto, ésta debía resistir en cada sección y por su propio

peso el empuje del agua. Mayor participación debieron tener en la catástrofe los esfuerzos de tracción que se desarrollaron en el paramento de aguas arriba cada vez que se llenaba el embalse,

y que se convertían en compresiones cuando aquél quedaba vacío. Las mamposterías, que por cierto no debían de ser de muy buena calidad, era imposible que resistieran mucho tiempo sin agrietarse, á los opuestos y repetidos esfuerzos á que se veían sometidas, máxime cuando los de tracción alcanzaban una cifra que diferirá poco de 1,50 kilogramos por centímetro cuadrado.

## IX

**Presiones admisibles.**

Aparte de las presas arruinadas, existen otras varias que ofrecen signos poco tranquilizadores, y que demuestran que las teorías seguidas hasta el presente ó no son exactas ó son incompletas, y que los resultados obtenidos con su aplicación, contra todo lo que podía esperarse, pueden calificarse de desastrosos.

La condición de igual resistencia que se impusieron Sazilly y Delocre, conduce en presas de alguna elevación, sobre todo si se adoptan presiones reducidas, á perfiles en que la parte inferior es muy tendida, principalmente en el paramento de aguas abajo. Ahora bien; se comprende difícilmente que en tal caso las presiones se repartan convenientemente de una hilada á la inmediatamente inferior; y, en efecto, taludes tan tendidos nunca se adoptan en otro género de construcciones, al tratar de reparar en una base mayor los esfuerzos que actúan en una reducida, y parece, por lo tanto, que esta regla, sancionada por la práctica, no debe ser abandonada cuando de presas se trata.

Claro es que de esta suerte, cuando son muy altas las presiones unitarias en la base, alcanzan valores tanto mayores cuanto más grande es la rigidez del talud; pero es lo cierto que los límites adoptados por Sazilly y Delocre eran reconocidamente bajos, como lo demuestran nuestras antiguas presas, en que alcanzan valores dobles, sin que por esta causa se hayan resentido. En la actualidad, con el empleo de buenos morteros hidráulicos, sobre todo en los que entre el cemento Portland en su composición, está justificado más bien un aumento, como se ha hecho recientemente en la presa de Croton, en la que se ha pretendido llegar y probablemente se ha excedido á la presión de 16 kilogramos por centímetro cuadrado. La reducción de las presiones en la parte superior da lugar á una mayor masa en esta parte del perfil, y al propio tiempo permite evitar que la curva de presiones á embalse lleno salga en dicha parte del tercio central.

## X

**Coefficientes de seguridad.—Estudios de Clavenad.**

La determinación de los límites de las cargas prácticas que el Ingeniero debe adoptar es una cuestión de la mayor trascendencia que casi siempre hay que resolver á sentimiento. Generalmente aquellos esfuerzos representan una fracción muy pequeña de los que son capaces de producir la rotura y aun las deformaciones extra-elásticas de los materiales; queda con esto un margen que no deja de ser arbitrario, pues no está demostrado ni es fácil demostrar que la *seguridad* de las obras sea proporcional ó guarde estrecha relación con dicho margen. Lo que ocurre con mucha frecuencia es que los esfuerzos á que realmente están sometidos los materiales que entran en las construcciones difieren notablemente de los esfuerzos supuestos en el cálculo, y, gracias al *margen* á que se ha hecho referencia, la obra no se arruina muchas veces.

Parece, pues, que los coeficientes que se emplean comunmente en los cálculos del proyecto de una construcción, más bien que proporcionar un margen de seguridad entre los esfuerzos á que han de quedar sometidos los materiales y los que causan su rotura, ó por lo menos su deformación permanente, tienen por objeto poder tener en cuenta la inexactitud de los resultados que obtiene el Ingeniero, debida principalmente á lo incompleto ó inexacto de las teorías que aplica y de los supuestos que admite. Lógico sería, por lo tanto, que aquellos coeficientes variasen según el

grado de confianza ó seguridad que puedan inspirar los resultados que en cada uno se obtengan.

Haciendo aplicación de estos principios al cálculo de los perfiles de las presas, se comprenderá que el de igual resistencia, tan en boga durante mucho tiempo, no ofrece probablemente mayor seguridad que nuestros antiguos perfiles, que, á pesar de haber sido el blanco de las críticas de casi todos los Ingenieros que han tenido que tratar estas materias, tienen el mérito innegable de haber resistido la acción de los siglos sin deformaciones, movimientos, dislocaciones ni roturas. Sin embargo, durante mucho tiempo se ha admitido como completamente cierto que la seguridad de las presas dependía de lo reducido de las presiones máximas á que se suponía que estaban sometidas, sin contar con que los procedimientos empleados para reducir dichas presiones no estaban fundados en principios completamente rigurosos, y que en el problema de la estabilidad de las presas intervenían otros elementos, á más de los considerados, que tendían á falsear los resultados obtenidos en cuanto á los esfuerzos se refiere.

Las catástrofes ocurridas hicieron ver á alguno Ingenieros que el problema no quedaba resuelto con sólo admitir límites de resistencia muy reducidos; la presa del Habra se arruinó sin que los esfuerzos de compresión excedieran de 12 kilogramos por centímetro cuadrado. M. Clavenad (1) creyó encontrar la explicación en la forma adoptada para el perfil, que en muchos casos tenía una parte sujeta á esfuerzos de tracción estando el embalse lleno (llamada *superficie de rotura* por aquel Ingeniero), y esta misma parte quedaba sometida á compresión cuando el embalse se hallaba vacío, constituyendo esta alternativa de esfuerzos causa eficaz de grietas horizontales en el paramento de aguas arriba, y de otras verticales en el cuerpo de la obra paralelas á dicho paramento. Por otra parte, en su notable Memoria, M. Clavenad hizo notar que la rotura de los macizos de fábrica puede verificarse según una superficie distinta de la horizontal que diferirá poco de un plano, como lo demuestra la experiencia: considérense planos horizontales á diversas alturas, y por cada una de las rectas de intersección con el paramento de aguas arriba trácese planos con todas las inclinaciones posibles; de entre todos éstos, será el plano de rotura aquel para el cual el *esfuerzo cortante*, es decir, la componente paralela al plano de la resultante de todas las fuerzas que sobre él actúan, sea menor con relación al rozamiento á que debe dar origen la componente normal de la misma resultante y á la resistencia que en el sentido al mismo plano pueda ofrecer la fábrica. M. Clavenad estima (en mi concepto sin fundamento bastante) que esta resistencia al esfuerzo cortante ó *cohesión*, no debe ser en ningún caso superior en las aplicaciones á 0,7 kilogramos ó 0,8 kilogramos por centímetro cuadrado; es decir, que la diferencia entre el esfuerzo cortante y el rozamiento no debe exceder de esta cantidad.

No hay duda de que las dos observaciones de M. Clavenad son de importancia. La primera de ellas es reproducción de la hecha anteriormente por Rankine, haciendo aplicación de un hecho hoy bien conocido, es decir, la facilidad con que se produce la rotura con esfuerzos pequeños cuando son repetidos, y sobre todo, de sentidos opuestos; es el mismo caso, citado tantas veces, de un niño que con débil esfuerzo acaba por romper un alambre doblándolo repetidamente en direcciones contrarias. La segunda observación no tiene la importancia que á primera vista pudiera concedérsele; supone, en efecto, que en el macizo de fábrica existe en la dirección determinada como de mayor peligro (indicada en la figura 4.<sup>a</sup> para la presa del Habra), un plano de junta según el cual puede separarse el macizo en dos partes, sin que haya rotura de piedras ni otros esfuerzos por lo tanto que los de rozamiento y los que produzca la cohesión de los morteros. No han de ocurrir, sin embargo, así las cosas en la realidad, puesto que el empleo de la mampostería ordinaria (*opus incertum*) ofrece bastante trabazón para que no sea de esperar que, precisamente

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1887

según el plano que determine el cálculo, ofrezca una separación completa de unos y otros mampuestos sin más enlace que el mortero. La experiencia demuestra también que los límites de cohesión que M. Clavenad había admitido guiado por las anteriores consideraciones y los datos que se tienen de la resistencia á la tracción de los morteros hidráulicos son demasiado reducidos; en efecto, la presa de Almansa, por ejemplo, que soporta una presión de unos 12 kilogramos por centímetro cuadrado en la parte inferior del paramento externo, resiste en el mismo punto un esfuerzo cortante que se eleva á tres kilogramos también por centímetro cuadrado. Más adelante indicaremos un procedimiento exacto para determinar el valor de estos esfuerzos y la dirección de las juntas en que tienen lugar.

## XI

**La catástrofe de Bouzey y sus consecuencias.**

Las dudas que acerca de la eficacia y corrección de las bases que han servido para el cálculo de presas se habían suscitado, llegaron á su colmo con motivo de la rotura de la presa de Bouzey; la excitación que en Francia, y aun en el resto del mundo produjo esta catástrofe fué extraordinaria, pues la prensa periódica encontró motivo adecuado para emprender una de esas *campañas* que son características de nuestra época, y en virtud de las cuales la opinión pública llega á verse profundamente conmovida. En los debates que á este propósito se suscitaron entre peritos ante el Tribunal de Epinal, donde se celebró el juicio, si no se logró dilucidar la causa que originó el accidente, quedaron bien demostrados, á mi juicio, dos puntos de la mayor importancia; primero, la dificultad, que algunos notables Ingenieros han llegado á creer imposibilidad completa, de elaborar un proyecto de presa que ofrezca una garantía sólida é indudable de seguridad, siguiendo los procedimientos hasta ahora admitidos; segundo, la situación verdaderamente crítica del Ingeniero que se vea en el caso de formular un proyecto de presa, pues no sólo ha de luchar con la dificultad propia del asunto, sino que en el caso de ocurrir en la obra proyectada un accidente semejante al de la rotura de la presa de Bouzey, puede verse acusado ante un tribunal de no haber seguido reglas basadas en teorías no admitidas ó desconocidas á la sazón, ó en apreciaciones no admitidas por la generalidad. Compréndese, con estos motivos, el interés con que deben estudiarse las disposiciones y precauciones propuestas para evitar que pueda ocurrir la rotura de una presa.

## XII

**Exposición del estudio de Mr. Le Rond.**

De cuantos estudios se han verificado últimamente á este propósito, considero los más importantes los del Ingeniero M. Le Rond, y del profundo matemático é Ingeniero M. Mauricio Levy, de los cuales, y principalmente del último, me propongo dar detallada cuenta, pues de ellos se deducen reglas nuevas que por lo razonables convendrá tener presente en el cálculo de las presas.

El estudio de M. Le Rond apareció en el cuaderno de Julio de los *Annales des Ponts et Chaussées* correspondiente al año 1895. La consideración más importante que en él aparece es la del efecto que en la estabilidad de una presa ejerce la presión del agua una vez introducida en las grietas que pueden existir en el paramento de aguas arriba.

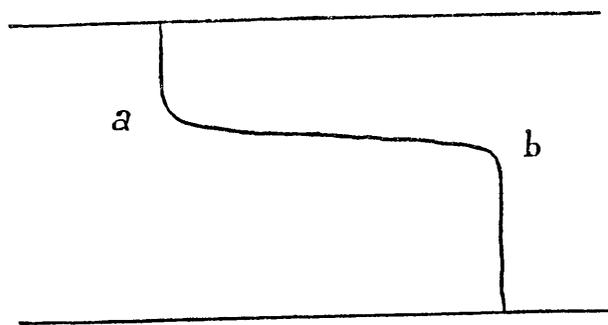
La importancia de esta consideración había escapado á los escritores que anteriormente habían tratado esta materia, ó al menos á los que he consultado, que constituyen la mayoría.

Para darse cuenta de ello basta fijarse en una grieta horizontal en el paramento de aguas arriba: cuando el embalse se halle lleno, el agua introduciéndose por ella ejercerá en todos sentidos una presión correspondiente á la situación de la grieta con relación al nivel del embalse y á la profundidad de la misma á partir del paramento interno. De consiguiente, si se considera

tan sólo la estabilidad del macizo hasta el plano horizontal que está á la altura de la grieta, habrá que tener en cuenta la presión que el agua ejercerá en la parte superior de la misma, la cual contrarrestará el peso de las mamposterías, dando lugar á que la resultante de las fuerzas corte la base en un punto situado más aguas abajo que lo hacía antes de haberse iniciado la grieta. Esto en muchos casos podrá ocasionar que la curva de presiones que se hallaba dentro salga luego del tercio central, produciéndose esfuerzos de tracción que tenderán á aumentar la grieta, aumentándose también la compresión en el paramento externo, que puede llegar á ser peligrosa, y originándose en otros casos la rotura por efecto del esfuerzo cortante al cual sea incapaz de resistir la parte horizontal que quede sin agrietar. Claro está que las grietas se producirán con mayor facilidad en el paramento interno de una presa que alternativamente esté sujeta á compresión con el embalse vacío y á tensión con el embalse lleno, y que la subpresión á que darán origen será tanto más peligrosa cuanto mayor sea la tensión referida, pues por una parte dará lugar á que la grieta siga progresando hasta un cierto límite ó indefinidamente, y por otra á que la compresión en el paramento externo aumente y la resistencia al esfuerzo cortante disminuya.

M. Le Rond considera posible que la producción de grietas horizontales en el paramento interno pueda tener lugar en un perfil no sometido á tensión, por el sólo efecto de la desigual dilatación de las distintas capas debida á las temperaturas desiguales á que las mismas se hallen sometidas. Esto, dice, es fácil de demostrar en los cuerpos malos conductores del calor; sumergiendo, por ejemplo, en aceite hirviendo un tubo de vidrio se le puede cortar al ras de la superficie del líquido. No obstante, la producción de grietas horizontales en las presas, debidas á las dilataciones y contracciones, no es tan fácil de concebir, y á mi juicio convendría para admitirla que se hubiese comprobado su existencia sin que pudiera ofrecer duda de que eran debidas á tal causa.

Por el contrario, no es dudoso que los cambios de temperatura producirán grietas verticales transversales que, dividiendo la presa en varias partes independientes, debilitarán extraordinariamente su resistencia; y aun cabe admitir que estas grietas no serán exactamente normales á los paramentos, pudiendo ocurrir, como ha indicado M. L. Durand-Claye, que afecten en planta la forma indicada en la figura 8.<sup>a</sup>

Fig.<sup>a</sup> 8.<sup>a</sup>

con lo cual el agua introducida en la grieta ejercerá presión en la parte *a b*, quedando la presa en malísimas condiciones. M. Le Rond admite, en resumen, tres clases de grietas en las presas de gran longitud:

- 1.<sup>o</sup> Grietas verticales transversales.
- 2.<sup>o</sup> Grietas verticales longitudinales.
- 3.<sup>o</sup> Grietas horizontales.

La producción de grietas en una presa monolítica parece inevitable; su existencia no sólo debilita la resistencia hasta el

punto de que en algunos casos puede llegar á comprometer su estabilidad, sino que también da lugar á filtraciones que deslavazan los morteros, y acaso también puede ser origen de que el agua que penetre en el interior de las fábricas se hiele y produzca la desagregación de las mismas.

Para oponerse á los efectos de la dilatación debida á las variaciones de la temperatura, conviene que la planta de las presas sea curva, pues además de que esta forma permitirá más fácilmente las dilataciones sin llegar á la rotura, en el caso en que ésta se haya presentado, ocurrirá probablemente según planos normales á los paramentos, quedando la presa dividida en grandes dovelas que la presión del agua tenderá á unir.

M. Le Rond indica los dos siguientes medios para oponerse á los efectos que tienen lugar cuando las grietas se forman:

1.º Dividir la presa en partes (*dovelas* si es curva) independientes, interponiendo entre las diversas secciones materias obturantes y elásticas, ó colocando un cubrejuntas delante de las juntas.

2.º Separar el *cuerpo* de la presa destinado á soportar los esfuerzos á que ha de resistir del *antecuerpo* constituido por una *pantalla* ó *tabique* que asegure la impermeabilidad ó que por lo menos no dé paso al agua á presión.

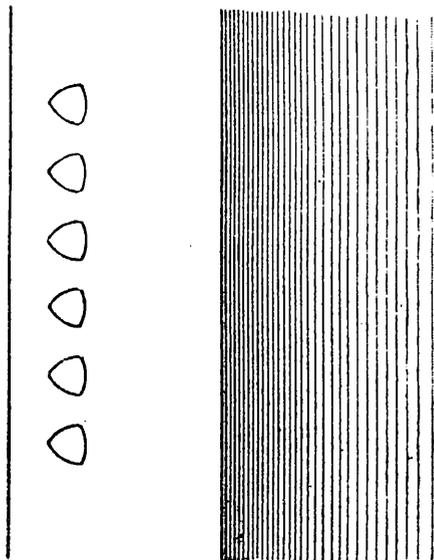
La pantalla ó tabique anterior puede ser de madera, hierro ó fábrica. Las presas llamadas en la América del Norte *rock fill dams*, que alcanzan las mayores alturas, están constituidas por pedraplenes á los que da impermeabilidad un revestimiento ó pantalla de madera, bastante delgado, recubierto de cartón embetunado.

También en la América del Norte se ha construido recientemente una presa constituida por un macizo de escollera de 45,72 metros de altura, en la que se consigue la impermeabilidad en gran parte de su altura (37,18 metros) por medio de un alma central, constituida por palastro de acero, empotrada en un macizo inferior de mampostería. Este mismo sistema aconseja el Ingeniero Torricelli (1), proponiendo que para evitar las filtraciones en las presas, se colocara en el paramento de aguas arriba una pantalla de palastro de un centímetro de espesor.

Los tabiques de mampostería son usados desde muy antiguo, principalmente por los Ingenieros ingleses, para dar á las presas de tierra la impermeabilidad necesaria. Su aplicación á las de fábrica no puede presentar gran dificultad. He aquí, en las figuras adjuntas, la disposición imaginada por M. Le Rond, quien da con razón la preferencia á los pozos sobre las galerías horizontales.

Fig. 9ª

Planta de una presa. Pozos verticales.

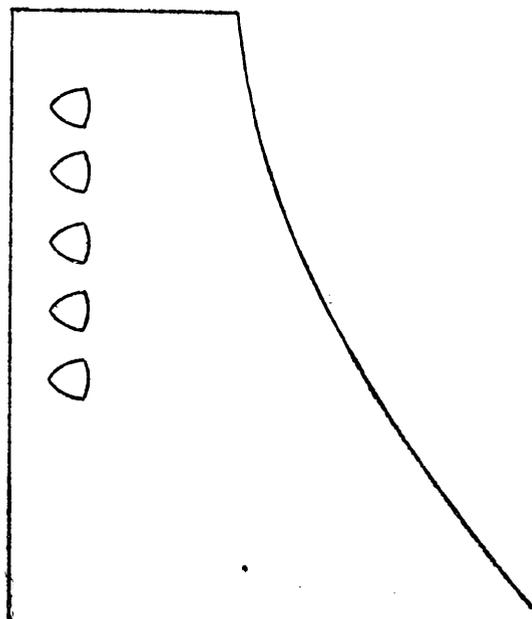


La colocación de drenes que pusieran en comunicación los pozos ó galerías con el paramento de aguas abajo, permitiría no sólo evacuar las aguas que podrían filtrarse á través del tabique *sin presión*, sino también conocer la existencia de tales grietas, así como su importancia. Aun en el caso probable de la rotura del tabique, ésta no alcanzaría más que una parte de la presa, la correspondiente á un pozo ó galería; pero aunque así no fuera, y prescindiendo de que el accidente podría haber sido advertido de antemano y acaso evitado, no dejaría á la presa en peores condiciones que las en que se hallaría si no tuviera tabique anterior ó pantalla.

(Se continuará).

Fig. 10ª

Corte de una presa: galerías horizontales.



PANTANO DE MEZALOCHA (2)

IV

Conservación de pantanos. — Galerías de limpia.

El carácter torrencial de nuestros ríos, la falta de vegetación en sus respectivas cuencas y el agua de las lluvias que, tan abundantemente y en tan corto espacio de tiempo cae sobre el suelo de nuestra Península en todas las estaciones, arrastrando consigo la tierra que encuentra al paso, atentan constantemente contra la duración de los pantanos, y hacen que la limpia de los mismos tenga una importancia verdaderamente excepcional.

Para llevar á cabo esta operación, se construyen en la parte

(1) G. Torricelli. — *I grandi bacini*.

(2) Véase el núm. 1.229.