

REVISTA DE OBRAS PUBLICAS

PUBLICACIÓN TÉCNICA 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.

FÁBRICA GENERADORA DE DALLAS

El Street Railway Journal describe la nueva fábrica generadora de la Dallas Electric Corporation, de Dallas (Tejas, Estados Unidos), que contiene únicamente turbinas de vapor.

Esta fábrica generadora está destinada a servir simultáneamente la red de tracción y la red de alumbrado de la ciudad de Dallas. Actualmente tiene dos turbinas lentas de 1.500 kilovatios, que ponen en movimiento alternadores difásicos.

La fábrica está establecida al Noroeste de la ciudad, entre las vías del *Missouri, Kansas and Texas Railroad* y la línea del *Cotton Belt and Roch Island Railroads*, a 800 metros próximamente de río Trinity.

Las calderas de la antigua fábrica estaban instaladas en dos departamentos: uno de ellos contenía cuatro generadores Altmann Taylor, de tubos de agua de 500 caballos; el otro contenía tres calderas del mismo tipo. Estas calderas han sido desmontadas y vueltas a montar de nuevo en un emplazamiento próximo. La nueva instalación contiene seis calderas Stirling, de tubos de agua, con recalentadores repartidos en tres baterías separadas; los recalentadores de agua y las bombas de alimentación están alojados entre dos de las baterías. Actualmente las calderas quemán aceite mineral; en breve plazo se instalarán cargadores automáticos para calentar las calderas por medio de carbón. En este último caso las cenizas y las escorias caerán en artesas metálicas colocadas en el subsuelo, para ser descargadas en vagones especiales colocados en vías dispuestas a lo largo del departamento de calderas.

El agua de condensación de las turbinas pasa a un depósito colocado en la proximidad de las bombas de alimentación. El agua suplementaria se toma, bien sea de la conducción general de la ciudad, ó bien de un pozo artesiano. Hay tres torres para el enfriamiento del agua que se utiliza para la condensación. Los conductos que sirven estas torres están dispuestos de modo que éstas pueden ser empleadas separada ó simultáneamente.

Los grupos turbo-alternadores Curtis son del modelo conocido y no ofrecen particularidad alguna. Producen corrientes difásicas a 60 períodos. El engrasado de las turbinas está asegurado por dos bombas de aceites Duplex que alimentan una canalización de aceite en presión. La excitación está asegurada, al ponerse en marcha la fábrica, por una excitatriz de 80 kilovatios movida por una máquina de vapor vertical. En servicio normal, dos grupos motores generadores de 35 y de 85 kilovatios suministran la corriente de excitación. Dos grupos motores generadores de 500 kilovatios convierten las corrientes polifásicas en corriente continua.—H.

PRESA DE SAN ROQUE

POR

DON DANIEL E. GAVIER

Ingeniero civil.

(CONTINUACIÓN)

En la página 132, obra citada, continúa: «El estudio que acabamos de hacer; muestra que la determinación de un perfil de dique es una cuestión muy delicada, y que no es sino poco a poco y solamente en estos últimos años, que se ha llegado a una forma irreprochable. Hoy día (1896) parece que puede considerarse como definitiva la teoría que ha sido consagrada por los diques de la Mouche (salvo en éste, la forma recta) y de Chartrain. Cita en seguida la resolución siguiente del V Congreso Interior de Navegación. «Conviene llamar la atención de los Ingenieros sobre las medidas que debe tomarse para evitar las filtraciones de las mamposterías, y para atenuar sus efectos durante la explotación.»

El mismo Ingeniero Dumas, hablando de la ruptura del dique de Bouzey, dice: «La resistencia que hubiera podido impedir la formación de una hendidura horizontal, no es la resistencia de las piedras ó del mortero a la extensión, sino simplemente la adherencia entre las mamposterías hechas en épocas distintas».

Clamant, en su obra *Resistance des Matériaux*, pág. 75, cita las experiencias hechas por M. Souleyre y de las que resulta que la resistencia a la tracción de los hormigones y mamposterías hechas con cal hidráulica, no pasa la $\frac{1}{10}$ ó $\frac{1}{20}$ de la resistencia a la compresión».

Y agrega: «Estos resultados justifican los usos de la práctica, donde no se tiene en cuenta habitualmente las resistencias que las mamposterías presentan a los esfuerzos de extensión».

Y en la pág. 96 dice el mismo: «Hay circunstancias en que se debe evitar de una manera absoluta el hacer soportar esfuerzos de extensión a las mamposterías, por mínimos que ellos sean, por ejemplo, cuando ellas deban resistir al empuje del agua. En este caso debe uno concretarse a hacer pasar la resultante en el interior del tercio medio».

En la pág. 109 agrega, hablando de los diques: «Es muy importante en los muros de esta especie, que las mamposterías no trabajen jamás a un esfuerzo de tracción; podría suceder que este esfuerzo provoque rajaduras en las que penetre el agua que se trate de retener; la presión ejerciéndose de abajo arriba en el interior de estas hendiduras, provocaría la caída de la parte del muro situada arriba.»

El Ingeniero Levy Salvador en su obra «Hidraulique Agricole» T. H. dice estudiando la *La ley del trapecio*: «Cuando la resultante sale del tercio medio, la junta en su extremidad mojada sufre esfuerzos de extensión, á las cuales las mamposterías no pueden resistir sino por la adherencia del mortero; pero es esta una resistencia sobre la cual no es prudente contar.»

«Se está de acuerdo hoy día en reconocer la *necesidad absoluta* de que ninguna parte de las mamposterías trabaje á la extensión. En consecuencia, *nosotros sentaremos como principio* que el macizo debe tener dimensiones tales, que el punto de paso de la resultante de los pesos y presiones del agua no salga del núcleo central.»

En la pág. 300, enumera las condiciones de estabilidad según el Ingeniero Levy, entre las que figura la imprescindible de que las mamposterías no han de trabajar á la tracción.

En la pág. 315, recomienda los perfiles tipos propuestos por el Ingeniero americano Mr. Wegman, quien al establecerlos se impone como primera condición de estabilidad, la de que «las líneas de presiones, depósito vacío y lleno, deben quedar constantemente en el tercio medio del perfil.»

El mismo Levy Salvador, en la obra citada, acepta de conformidad con la conclusión del V. C. I. de N. la cifra de 12 kilogramos por cm^2 como carga de seguridad á la compresión (calculada según la fórmula de Bouvier); y muestra que esta cantidad es de $\frac{1}{12}$, más ó menos, de la carga que produce el aplastamiento inmediato de los ladrillejos de cal hidráulica (mortero) estimada en 140 kilogramos.

Hablando luego de la resistencia de las mamposterías á la tracción, hace notar el peligro de la formación de una rajadura producida por la disgregación del mortero sometida á esta clase de esfuerzo de tracción. «De aquí la necesidad de suprimirlo, lo que se obtiene como es sabido, haciendo pasar la resultante dentro del tercio medio. Esta es una condición indispensable de llenar, y sobre la necesidad de la cual no se insistirá nunca demasiado.»

El Ingeniero italiano Turazza, en las páginas 135 y 136 de su obra «Costruzione Idrauliche», ocupándose del dique de Furens, hace también ver los peligros é inconvenientes de la extensión. En consecuencia, establece que los diques no deben sufrir esfuerzos de esta clase.

De paso debo hacer notar aquí, que este mismo autor, al ocuparse del perfil Krantz, recuerda la opinión del notable Ingeniero G. Colombo emitida en su *Manual del Ingeniero* (10.^a edición, página 165) en que advierte que sólo se adoptará este perfil cuando se disponga de materiales de óptima clase y que la obra de mano sea irreprochable (en la traducción española de este *Manual* no figuran ya los perfiles Krantz).

El profesor G. Torricelli, pág. 41, en su obra «Hidráulica Teórica y Práctica», hablando de las condiciones de estabilidad de estas obras dice: «d) No se debe permitir que haya extensión en el paramento mojado, condición de la que no se puede prescindir sin grave peligro para la obra.....»

Otros autores, como Bechman, t. I, pág. 196; A. Durand Clave (H. Agrícola, páginas 339 y 438), Marvá y Mayer y muchos otros que podría citar, establecen todos la necesidad de evitar el trabajo á la extensión en los diques.

Debo hacer notar antes de concluir este capítulo (citando otra vez á A. Dumas, págs. 98 y 99), que todo lo que precede, en la parte referente á la resistencia que ofrecen las mamposterías de los diques á los esfuerzos de tracción, es en el supuesto de que el muro esté constantemente sometido á un empuje invariable. Es fácil ver que su situación sería singularmente agravada, si, como es el caso general, el nivel del agua en el depósito sufre variaciones de altura. «Toda la parte sombreada, que Mr. Clavenad llama la *superficie de ruptura*, encontrándose alternativamente sometida á esfuerzos de extensión y de compresión, sufre una acción disgregante, que, á la larga, acaba por producir rajaduras en esa zona, y esto aun en el supuesto de que las mam-

posterías fueran capaces de sufrir esfuerzos de tracción más ó menos grandes.»

»En efecto, las célebres experiencias de Woehler han demostrado que la carga de ruptura de los metales es mucho más débil cuando, en lugar de estar determinada por una carga estática permanente, ella es producida por una sucesión de esfuerzos alternativos. Así él ha constatado que una probeta (ó muestra) de hierro capaz de resistir á la tracción una carga permanente de 34 kilogramos por mm^2 podría romperse á raíz de esfuerzos alternativos variando de 28 kilogramos.

»La carga de ruptura de la misma muestra descendía á 22 kilogramos cuando se la sometía á esfuerzos variando de 0 á 22 kilogramos, y en fin, bajaba á 19 kilogramos cuando se sometía el metal alternativamente á esfuerzos de tensión y compresión de 12 kilogramos cada uno. Si para un cuerpo homogéneo como el hierro, la carga que produce la ruptura se reduce casi en un tercio cuando el esfuerzo en lugar de ser permanente se dirige alternativamente en sentido inverso, ¿no es lógico admitir que, en una mampostería puesta en las mismas condiciones, la carga de ruptura se reducirá en una proporción por lo menos tan considerable? Á nuestra manera de ver, la variación de los esfuerzos, y sobre todo la *inversión* del sentido en el cual ellos obran, tendrán una influencia destructora mucho más grande sobre las mamposterías que sobre un cuerpo homogéneo como el hierro, y nos parece incontestable que los esfuerzos alternativos deben ser considerados como muchísimo más temibles que los esfuerzos permanentes.»

En nuestro caso la inversión del sentido del esfuerzo tiene lugar cada vez que el plano de agua pasa ó baja de la cota 34,60 metros, es decir, del embalse con que principia el trabajo á la extensión.

De lo que llevo dicho, se deducen las siguientes conclusiones:

- 1) Que, en general, las mamposterías no son capaces de resistir esfuerzos de tracción.
- 2) Que esta resistencia, si existe, no la determina la resistencia á la tracción de los mampuestos que entran en las mamposterías, sino la *adherencia* de los mismos con las piedras.
- 3) Que consecuente con lo anterior y por el peligro que entraña, la práctica y la teoría moderna nos enseñan, que cuando se trata de mamposterías de diques, *debe proscribirse en absoluto que ellas trabajen á la extensión.*

Con esto queda plenamente justificada la afirmación que yo hiciera á la Cámara, en la sesión del 15 de Mayo, en que por el solo conocimiento de este hecho, respecto al dique de San Roque, aseguré sin temor de equivocarme, que él implicaba un peligro gravísimo para la estabilidad del mismo.

Como resultados accesorios hemos visto también:

- 1) Que las filtraciones, aun en forma de rezumos (exudaciones), son siempre peligrosas. (¿Qué serán cuando sean en forma de manantiales como muchas de las que se observan en el dique de San Roque? Ejemplos: en el interior de los desarenadores, estribos de los vertedores y paramentos).
- 2) Que el límite práctico á que se puede hacer trabajar á la compresión las mamposterías—de primera clase—no debe pasar de 12 kilogramos por cm^2 , ó sea el décimo (1 por 10) de la carga de ruptura del mortero empleado.

Veamos ahora cuáles han sido las causas de la ruptura de los diques del Habra y de Bouzey, y en ella encontraremos una confirmación plena de las conclusiones anteriores.

El dique del Habra (Argelia) fué construido en 1865-71. Su perfil fué determinado según el método de Delocre, lo mismo que el de San Roque.

Es recto, con una longitud de 330 metros. Tiene un vertedor independiente del dique, de 125 metros de largo.

La altura normal del embalse hasta el umbral del vertedor era de 32 metros, pero se admitía que durante las crecientes él podía subir la cota 33,60.

Volumen almacenado 30.000.000 de m^3 de agua.

En 1872 una lluvia excepcional que hizo subir 40 centímetros

más de lo previsto el nivel del agua, abrió una brecha de 50 metros en el vertedor, y á pesar de que salía por ella un volumen de 3.600 m³ no produjo más que una simple inundación, lo que hizo pensar que la ruptura del dique no produciría grandes daños «porque el lecho del río era muy ancho, los cultivos sin valor y la comarca despoblada». Desgraciadamente no sucedió así, cuando tuvo lugar verdaderamente la ruptura de la obra nueve años más tarde, es decir, en 1881.

Este accidente demostró que el vertedor era insuficiente y se debió ampliar, pero no se pudo, y él fué reconstruido con las dimensiones que tenía antes.

Esta situación fué causa de que en Diciembre de 1881 una lluvia aún mayor que la anterior hiciera subir el embalse 65 centímetros más arriba de lo previsto, lo que motivó la caída de la parte superior del dique, determinando una brecha de 16 metros de alto por 140 metros de largo.

Hablando de la extremada confianza que se tenía en esta obra, dice el Ingeniero A. Dumas (obra citada, pág. 149):

«Queda un sorprendido de esta confianza, cuando se piensa en las dificultades encontradas durante la construcción y los accidentes ocurridos desde la primera vez que se llenó el depósito. En efecto, las mamposterías no eran homogéneas, la arena muy fina dejaba mucho que desear, la cal fabricada en el mismo lugar no era sino débilmente hidráulica....»

»En el momento de llenar el depósito, abundantes rezumos se hicieron paso á través de las mamposterías y numerosas eflorescencias calcáreas tapizaron bien pronto el paramento seco, el empobrecimiento de los morteros. Además una vertiente imatendiendo así portante se declaró en la montaña de la margen derecha». (Se diría que estas palabras han sido escritas para el dique de San Roque.)

Este mismo autor, pág. 150, dice hablando de la causa de la destrucción de la obra:

«En seguida de la ruptura del dique, el Ministro de Agricultura nombró una Comisión para investigar las causas de la destrucción del mismo, pero el informe de esta Comisión no fué publicado, y no se llegó á señalar, en aquella época, el verdadero motivo.

»Si se estudia la repartición de las presiones en el muro, considerando diversas secciones oblicuas, las fórmulas de Mr. Bouvier nos muestran que las presiones soportadas en el paramento seco, en lugar de no ser superiores á 6 kilogramos como habían creído los constructores, alcanzan 6,55 kilogramos, 8,96 kilogramos, 10,0 kilogramos y hasta 11,02, según las profundidades.

Además, la curva de las presiones sale notablemente del *tercio medio* del perfil, de suerte que existe sobre el paramento mojado toda una zona, que está sometida á esfuerzos de extensión, cuyo máximo alcanza á 1,10 kilogramos. Si se recuerda lo que hemos dicho á propósito de las mamposterías que soportan esfuerzos de tracción, y de los peligros que presenta la formación de una rajadura sobre el paramento mojado, se comprende fácilmente cómo la parte superior de la obra ha sido llevada.» (Parecen también escritas estas palabras para el dique de San Roque.)

El dique de Bouzey (Francia) fué construido en 1878-1880. Es recto, de 520 m. de largo, y embalsaba 7.094.000 m³. Sufrió un primer accidente en 1884, debido á la mala clase del terreno de fundaciones.

Compuesto el dique con la adición de un macizo de mampostería, entró nuevamente en servicio en Noviembre de 1889, sin que volvieran á producirse accidentes análogos á los de 1884, lo que demostró el buen resultado de la compostura hecha.

Desde que fué nuevamente puesto en servicio hasta el momento de la ruptura, el embalse de este dique alcanzó muchas veces la altura máxima.

Dumas, pág. 113, obra citada, dice á este respecto lo siguiente.

«Los proyectistas de esta obra se preocuparon solamente de

las presiones máximas del paramento seco, que calcularon con las fórmulas de Mr. Bouvier, pero no pensaron en evitar que el paramento mojado estuviese sometido á esfuerzos de extensión, lo que fué causa de la ruptura el 27 de Abril de 1895.»

Y en la pág. 161 continúa: «La parte débil de esta obra es aquella en que se manifiestan los mayores esfuerzos de extensión. Si se nota que la ruptura del dique del Habra debía haber llamado la atención sobre los peligros que presentan los perfiles en que todas las partes no están sometidas á la compresión, sorprende que los Ingenieros que se ocuparon del accidente sucedido al dique de Bouzey, no hayan pensado en modificar este dique de manera á suprimir esta fuente de peligros.»

Y el mismo autor en *Le Genie Civil*, 1897, pág. 204, dice:

«En definitiva, lo que es menester conservar del desastre de Bouzey, es que, como lo dice el distinguido Ingeniero inglés, Sir Beardmore: «cuando se tiene el agua por enemigo, todas las precauciones son pocas, y es menester prevenirse contra todos los accidentes, aun las más inverosímiles.»

«Bajo el punto de vista teórico, la ruptura del dique de Bouzey muestra que es indispensable establecer el perfil de los diques de mamposterías, de manera que ninguna de sus partes esté expuesta á sufrir esfuerzos de extensión. Lo que hemos expuesto más arriba basta, creemos, para hacer resaltar esta necesidad. Esta manera de ver ha sido además *consagrada por una decisión ministerial, fecha 10 de Mayo de 1896*, prescribiendo reducir lo necesario la altura de agua de los embalses existentes, de modo que los diques que los determinan no estén sometidos á esfuerzos de extensión»

Luego me ocuparé de esta circular.

En el *Boletín Tecnológico* de la Sociedad de antiguos discípulos de las Escuelas Nacionales de Artes y Oficios, número de Diciembre de 1907—, encontramos las siguientes consideraciones sobre la ruptura del dique de Bouzey, hechas por el perito Léon Langlois—, pág. 1428: «La adherencia es inferior que la resistencia á la tracción del mortero.»

Página 1440. Tratando de los efectos de las *filtraciones* (rezumos). «En las mamposterías, un debilitamiento lento, pero progresivo, resultado del lavado del mortero, siendo esto también aplicable á la adherencia.»

«La causa de la catástrofe la atribuyo á que los morteros del paramento mojado *cedieron al esfuerzo de tracción.*»

Páginas 1459 y 1500.—«Debido á lo delgado del perfil de Bouzey, éste trabajaba á la extensión, cosa de que no se han preocupado, ni ocupado sus proyectistas ni los encargados de proyectar las restauraciones de 1888-89.

La curva de las presiones encontrada debió llamarles la atención sobre este punto, pues la teoría antigua del núcleo central (Véase *Bresse*, 2.^a edición, 1886) presenta como corolario el principio del *tercio medio*.» (Palabras perfectamente aplicables á los autores, informantes y encargados de la explotación del dique de San Roque.)

«El dique de Bouzey sufría entonces extensiones importantes en su paramento mojado, tensiones siempre peligrosas en una obra destinada á contener agua, y agravada en este caso por la calidad mediocre de los materiales y efectos de la dilatación.»

Páginas 1618-9.—Explicando la causa de la catástrofe, sigue:

«El paramento mojado se ha rajado horizontalmente (debido á la extensión) en la cota (361,50), unión de las mamposterías hechas en dos campañas distintas, y, según resulta de mis cálculos, las subpresiones desarrolladas hacen crecer rápidamente los coeficientes de tracción, compresión y corte al profundizar la rajadura inicial.

«El paramento mojado, por otra parte, era el más fatigado por el empuje del agua, y esto, por razón de la variación de intensidad y de sentido de los esfuerzos desarrollados. Sabemos, en efecto, que dicho paramento ora era tendido, ora era comprimido; para esto bastaba que el nivel subiera ó bajara de la cota 370 m.)»—(Máximo embalse, cota 371,50.)

En la pág. 1530.—Se leen las «Conclusiones» á que llega Mr. Langlois y en que se repite lo anteriormente dicho.

En la pág. 1553.—Se lee el fallo del *Tribunal de Epinal*, que, entre otros considerandos, dice:

«Que el perfil del dique de Bouzey fué calculado por los métodos de Delocre, Guillemain y Bouvier, los solos en uso en 1876. (El de San Roque, solamente por el de Delocre.) Que la catástrofe de Bouzey de 1895 ha guiado los hombres de ciencias á descubrir nuevas reglas más amplias que determinan con más seguridad los coeficientes de tracción y de resistencia.

Pero que los encargados de la explotación (Ingenieros Denys y Hausser) no conocían sino las antiguas, cuyo valor, incontestado hasta entonces, no debía llevar la duda á sus espíritus.»

Por estas y otras consideraciones, el Tribunal falla declarando que ninguno de los acusados ha cometido el delito de homicidio (86 víctimas) por imprudencia, etc.

Pregunto: ¿Cómo hubiera sido el fallo del Tribunal en caso de la ruptura de un dique como el de San Roque, en que no se ha tenido en cuenta los métodos de Bouvier ni de Guillemain para determinar su perfil y que con posterioridad á la catástrofe de Bouzey, ni siquiera se ha indicado los peligros que corría, ni mucho menos la necesidad de evitar por cualquier medio que el dique trabajara á la extensión?

Producida la ruptura del dique de Bouzey, el Ministro de Trabajos públicos nombra una Comisión para que dictamine sobre las causas de dicha ruptura.

El informe de esta Comisión, que encontramos en el número 1603 (11 de Noviembre de 1895) del *Diario de Sesiones* de la Cámara de Diputados francesa, expresa por unanimidad:

1.º Las mamposterías del dique de Bouzey estaban expuestas á esfuerzos de tracción que sobrepasaron su fuerza de resistencia, á causa del defecto de adherencia de las mamposterías ejecutadas en 1880 con las que habían sido hechas durante la campaña precedente.

Se produjo por consecuencia de este defecto de adherencia, bajo la acción de un esfuerzo de tracción de 0,565 kilogramos en media y de 1,13 kilogramos al máximo, una larga rajadura horizontal en el punto de unión de las mamposterías, y son las subpresiones determinadas por la rajadura oblicua del punto 243 que provenía del desplazamiento de 1884 y por esta larga rajadura horizontal, que produjeron la ruina de la obra.

2.º La catástrofe de Bouzey muestra que es necesario disponer los diques de embalse de tal manera que las mamposterías no estén expuestas á ningún esfuerzo de tracción.

3.º En el caso de que un accidente análogo al que ha sufrido el dique de Bouzey en 1884 se produjera en otra obra, no se deberá dudar en rehacer enteramente las proporciones de mamposterías en las cuales se suponga la presencia de rajaduras susceptibles de determinar subpresiones.

4.º Es necesario proceder á la verificación de las condiciones de estabilidad de los diques de mampostería existentes, y de reducir provisoriamente, llegado el caso, el nivel de los embalses que determinan, de manera de suprimir todo trabajo de tracción.»

Este informe viene firmado por los miembros de la Comisión, Fargue, Eyriaud de Vergnes, Mallez, Guinard y Brosselin, y fué aprobado por el Consejo general de Puentes y Calzadas, en su sesión del 31 de Julio de 1895.

En vista de este informe, el Ministro de Obras públicas pasó la circular de fecha 10 de Marzo de 1896 de que hablé antes y sobre la cual está calcada la circular del Ministro de Agricultura, M. Méline, de fecha 15 de Junio de 1897, dirigida á los Ingenieros encargados de la explotación de los embalses dependientes de dichos Ministerios—y que se encuentra esta última publicada en la revista *La Huille Blanche* correspondiente al mes de Enero de 1903—que paso á leer en su parte pertinente:

«Las mamposterías de los diques de embalse no deben estar expuestas á ningún trabajo á la extensión.

Me ha parecido necesario asegurarse que los diques actualmente en servicio, que dependen del Departamento de Agricul-

tura, satisfagan á esta condición esencial, y en caso en que no sea así, reducir, si se puede, la altura del embalse que contienen, sea á título definitivo ó provisorio, mientras se ejecutan los trabajos de consolidación necesarios para permitir el restablecimiento de este embalse.

Art. 15. Si se constata que un dique puede estar expuesto á sufrir esfuerzos á la extensión se determinará la cuota á la que el nivel normal del embalse deberá ser bajado para suprimir estos esfuerzos y obtener toda seguridad.

Se indicará los inconvenientes que este rebajamiento podrá presentar y las medidas que se debe tomar para evitar estos inconvenientes.

Se confeccionará ulteriormente, si hay lugar, el proyecto de los trabajos de consolidación necesarios para permitir el restablecimiento del embalse normal.

Art. 16. En caso de que se reconozca que un dique presenta otros puntos débiles, se deberá señalar y proponer las medidas que las circunstancias aconsejen.

El Presidente del Consejo, Ministro de Agricultura, J. Méline.»

El mejor resumen que puedo hacer en todo lo dicho anteriormente, es leer los siguientes párrafos de Mr. Pelletre, tomados de los *Annales des Ponts et Chaussées*, primer trimestre, 1897:

Páginas 105 á 109 inclusive.—«Los peligros que puede presentar hasta un dique *reputado* sin extensión, son debidos á estas dos causas:

1.ª Formación de una rajadura horizontal que dé lugar á las subpresiones, rajadura debida á una causa independiente de la forma del perfil.

2.ª Inexactitud de la hipótesis fundamental (hipótesis del plano).

La primera causa es poco probable, pero basta que haya sido indicada para tenerla en cuenta; en cuanto á la segunda, es casi segura, debido á que la deformación no es plana, lo que motiva una pequeña extensión en el paramento mojado, cuando la resultante pasa por el extremo del tercio medio de la junta. De esto no habria que preocuparse si no se tratara de un dique.

Pero en estas obras, al contrario, los esfuerzos cambian de sentido cuando baja el plano de agua.

En estas condiciones, es tan débil la resistencia de las mamposterías á la tracción, que, en todo perfil trabajando á la extensión, *se producirá una rajadura*: es el alambre que el niño acaba por romper, plegándolo en uno y otro sentido, un número suficiente de veces. Y esto sucederá, seguramente, si se ha pasado el límite de elasticidad de las mamposterías (Leyes de Wöhler)—que es muy débil—aun cuando se esté muy lejos de los esfuerzos de ruptura.

Concluyo entonces pensando que una rajadura horizontal es casi forzosa en un dique que sufre extensión y posible en los *reputados* sin extensión (en aquellos que la resultante llega al extremo del tercio medio).

Esta rajadura, capilar al principio, acaba por permitir las subpresiones; es decir, la introducción de una fuerza nueva. Fatalmente esta rajadura se propagará en el interior del dique, pues su extremidad mojada sufrirá siempre una extensión, y en un momento dado un aplastamiento local se producirá sobre la arista seca.

»Á partir de este instante, el accidente marchará rápidamente, pues se reduce la sección que resiste por este aplastamiento y por las extensiones crecientes de su arista mojada. El aplastamiento se comunicará rápidamente hasta que la sección sea insuficiente para resistir al esfuerzo cortante, y entonces de un golpe, el macizo superior será proyectado hacia aguas abajo.

»Si la rajadura inicial es debida á defectos del perfil (caso de San Roque), ella se formará en toda la extensión del muro á la misma altura y éste cederá en totalidad, salvo los extremos, que se mantendrán debido á los empotramientos laterales.»

Concluye manifestando la necesidad de reforzar hasta los perfiles *reputados* sin extensión.

En la pág. 177, sigue resumiendo:

«Sabemos que las mamposterías son casi incapaces de sufrir la más ligera extensión, y se puede añadir que lo son en absoluto cuando los esfuerzos á que están sometidas cambian de sentido, que es el caso de los diques. Alternativamente tendidos y comprimidos, los morteros acaban por disgregarse, y se debe sentar como principio que un dique en el cual preexistía la extensión, ó que ha concluido por establecerse, *es una obra perdida*; esto no es sino cuestión de tiempo.

»Esto está fuera de discusión, y creemos no habrá un Ingeniero que consintiese en presentar, actualmente, un perfil en que la curva de las presiones salga del núcleo central.»

Página 181. Los efectos de las filtraciones en los morteros de los diques son transformar, á la larga, una mampostería con mortero en una de piedra seca (se refiere á rezumarse, no á filtraciones).

Pero si esto no basta, aún hay más que hace resaltar los peligros de la extensión.

Mr. M. Lévy, en una Memoria presentada á la Academia de Ciencias (5 de Agosto de 1895—*La Huille Blanche* número de Abril de 1903), de la que ya me he ocupado, muestra la necesidad de adoptar una nueva condición de resistencia á lo largo del paramento mojado de los diques.

Esta condición sería que la presión en la extremidad mojada de una junta sea mayor que la presión del agua en ese mismo punto.

De modo que si se forma una rajadura horizontal por cualquier causa (efectos caloríficos ú otros) el agua no puede penetrar en las mamposterías.

Esto quiere decir que para Mr. Lévy no basta que la sección del dique sea un perfil de *tercio justo*.

Según también el mismo autor, puede impedirse los efectos de una rajadura haciendo que el agua no esté en contacto con el dique propiamente dicho, á cuyo efecto, propone la adopción de un muro de guarda (*garde*) separado por pozos y pilares rectangulares de 2 metros de costado, del resto de la obra.

Mr. Le Rond había propuesto ya un medio análogo en los *A. de P. y C.* de Julio de 1893.

En la Memoria ya citada de Mr. Pelletreau, éste desarrolla largamente estas nuevas teorías y propone su perfil triangular reforzado y sus diques en bóvedas con pilares intermedios.

J. Resal, dice hablando de los diques: «Para que estas construcciones ofrezcan garantía de seguridad suficiente, es menester....

»2.º Que el paramento mojado presente una impermeabilidad suficiente y que no esté dispuesto á romperse ó rajarse. Pues bien; esta condición no puede satisfacerse con toda seguridad sino en el caso de que las mamposterías no sufran tensiones, lo que se obtiene solamente haciendo que la presión en el extremo mojado de una junta no caiga nunca debajo de la presión hidrostática».

»Calculando una tal obra con la regla del triángulo (perfil de tercio justo según la expresión de Mr. Pelletreau) se iría derecho á una catástrofe.

»Esto equivaldría, en efecto, á suponer que la compresión puede ser nula sobre una parte del paramento mojado, hipótesis manifiestamente contradictoria con la realidad, puesto que la presión hidrostática se ejerce forzosamente en el interior de la mampostería, la que no es jamás absolutamente impermeable.»

Como se ve, las teorías anteriores *ya no aceptan los perfiles de tercio justo* (presión nula en el paramento seco), sino que imponen la condición de una presión igual, por lo menos, á la presión del agua ó que se evite que ésta esté en contacto con el muro propiamente dicho, ó, lo que es mejor, que se realicen estas dos condiciones.

Pero si se quiere aún más, diré que estas teorías han pasado ya al dominio de la práctica y que han sido aplicadas por primera vez al dique de Settons en 1899 construido en 1855, 56, al

que se le ha adaptado un muro de guarda (*garde*), perforado de pozos verticales en forma de herradura.

También han recibido las precedentes teorías una brillante aplicación en la construcción del dique Francisco José, construido en Bohemia (1900 á 1903), destinado á dar agua á la ciudad de Komatau, y que está también perforado por pequeñas galerías de sección circular, verticales y horizontales, destinadas á recoger el agua de las filtraciones que atraviesan el paramento mojado, evitando así que las mamposterías del dique sufran su acción perniciosa.

II

Creo haber dejado demostrado, y de una manera absoluta, que los diques no deben trabajar á la extensión. Vamos á ver ahora cuáles son los fenómenos á que está sometido el dique de San Roque bajo la acción de un embalse muy alto: por ejemplo, el de 35,28 metros que sufrió en el mes de Abril de 1903, que no solamente puede repetirse, sino llegar á una altura mucho mayor, como lo demostraré más adelante.

Debo hacer notar que esta obra fué calculada para embalse máximo de 35,0 metros, y que nunca se la debió dejar pasar de este nivel; pero entiendo que no se pudo evitar, por el temor de que abiertos los desarenadores, el agua se llevara el dique por debajo, lo que prueba lo defectuoso de esos evacuadores.

Con el embalse de 35,28 metros, el empuje horizontal del agua, que trata de derribar al dique, está representado por 623.045 kilogramos por metro corriente de muro. Los 500.000 caballos, que según la estadística hay en esta provincia, tirando simultáneamente, no son capaces de ejercer un esfuerzo equivalente al producido por el agua sobre el total del murallón.

Este colosal empuje, combinándose con el peso del dique, que es la única fuerza que lo contrarresta, determina en el macizo las acciones y fenómenos que voy á describir.

Mientras el embalse está debajo de la cota 34,56 metros, lo resultante de esas fuerzas corta una junta cualquiera en un punto de su tercio medio, y no hay trabajo á la extensión puesto que toda la masa del dique se encuentra comprimida aunque de un modo muy desigual, siendo para una misma junta horizontal el extremo correspondiente al paramento seco el más cargado, y el menos, el extremo correspondiente al paramento mojado.

Si el embalse principia á subir, este fenómeno se acentúa más y más. Un elemento horizontal adyacente al paramento mojado, recibe cada vez menos, la acción del peso de las mamposterías que hay sobre él. Por último, si el nivel del agua sigue subiendo hasta alcanzar la cota 34,56 m., tendremos que en este instante principia el fenómeno de la extensión, y si esta altura es sobrepasada, habrá una región en el paramento mojado, que no solamente no recibirá el peso (compresión) de la parte superior, sino, por el contrario, se encontrará sometida á un esfuerzo que tratará de elevar, de separar ó de desunir sus distintas partes; es decir, un esfuerzo de tracción (extensión) al que se expone solamente la adherencia de los morteros á las piedras, resistencia que, como hemos visto, debe considerarse nula, pues si hoy resiste, mañana no lo hará.

No siendo entonces esta fuerza capaz de resistir al esfuerzo de tracción soportado por las mamposterías, éstas se *cortarán*, por decirlo así, originando una rajadura, ya sea en una parte más débil por razón de un accidente cualquiera (mala calidad de materiales ú obra de mano), ó, lo que es más probable, en la parte que dicho esfuerzo de tracción sea máximo.

Formada esta primera rajadura, el agua penetrará en ella, y la subpresión que determina contribuirá á agrandarla rápidamente, haciéndola crecer en todo sentido.

Desde que el embalse pasa la cota 34,56 m., la resultante sale del tercio medio, aproximándose al paramento seco, que sufre una compresión cada vez mayor, y desde el momento que se produzca la rajadura de que hablamos antes, la compresión en

esté paramento crecerá tan rápidamente, que pronto alcanzará un valor tal que será capaz de producir un aplastamiento local.

Desde este instante el fenómeno marchará rápidamente, y entonces las mamposterías, abriéndose por un lado de una junta y aplastándose por el otro, lo que reduce su acción útil, no podrán resistir el empuje del agua y toda la parte superior del macizo será proyectada hacia atrás (Pelletreau) en un brevísimo espacio de tiempo y sin que nada hubiese indicado que iba a producirse un derrumbe.

Tal es el fenómeno que debe ocurrir alguna vez que el dique trabaje a la extensión y aunque para ello no sea necesario que el embalse llegue a la altura dicha, bastando solamente que él pase de la cota 34,56 m. Cada vez que esto suceda hay mayor peligro que en la anterior—y ya ha sucedido dos veces—; basta recordar las leyes de Wöehler para convencerse de ello.

La parte de la mampostería que ha trabajado a la extensión con el embalse de 1903 tiene un espesor máximo de 1,14 m. (según se indica en el plano), y está comprendida entre las cotas 9,90 m. y 22,50 m., es decir, 12,40 m. de alto.

Los esfuerzos soportados por las mamposterías han sido:

Según mis cálculos hechos sobre el perfil con que se construyó el dique y que corresponde al de 35 metros de embalse—y densidad de 2.300 kilogramos—dado por el Ingeniero Krantz (ver informe del Ingeniero Huergo), siendo de advertir que la muy pequeña diferencia que hay entre este perfil y el actual del dique es debida nada más que al revoque y al trazado poco prolijo del mismo.

Paramento mojado.		Paramento seco.	
Cotas.	Tracción por m ²	Compresión por m ²	
Metros.	Kgs.	Kilogramos.	
22,50	0		Según el método de monsieur Bouvier, y considerando solamente la parte comprimida de la junta.
20,30	3.640	73.540	
17,30	6.750	86.920	
14,30	5.730	92.970	
11,30	3.080	95.080	
9,90	0		
4,30	—	124.490	Según el método de monsieur Mauricio Lévy.
0,00	—	154.300	

Según los cálculos hechos sobre el perfil levantado por la Comisión y con densidad de 2.250 kilogramos:

Paramento mojado.		Paramento seco.	
Cotas.	Tracción por m ²	Compresión por m ²	
Metros.	Kgs.	Kilogramos.	
20,00	3.360	63.940	Según el método de monsieur Lévy y considerando toda la junta.
17,00	7.440	85.500	
15,40	5.730	93.880	
13,00	2.670	97.230	
9,00	—	100.370	
7,00	—	115.070	

La tensión máxima es de 7.440 kilogramos por m²; es decir, es igual a la que se produciría en la sección de arriba de un prisma construido con la misma mampostería que el dique, suspendido de su parte superior y con una altura de 3 m.

Pretender que este prisma estaría en buenas condiciones de estabilidad (y el caso del dique es mucho peor), «sería pretender que los edificios pueden colgarse de las cornisas», como lo ha dicho un distinguido Ingeniero.

Pretendiendo demostrar que el trabajo a la extensión no es un peligro para los diques, el Sr. García nos cita el caso del dique de Ternay.

No ha tenido suerte al elegir el ejemplo, y le contestaré con

el Ingeniero Langlois (obra citada), a quien se le hizo análoga observación:

«El dique de Ternay ha sido construido con materiales de primera calidad (no es tal, desgraciadamente, el caso del de San Roque).

»Además, el dique de Ternay es curvo, con una cuerda de 163 m. (el dique de San Roque es recto y tiene 157,50 m. de largo), y en estas condiciones él no se fatiga, como lo indica el cálculo, puesto que con los métodos actuales se considera la obra rectilínea. En lugar de tracción en el paramento mojado, el cálculo riguroso quizás indicaría compresión.»

Así y todo, el de Ternay tiene dos rajaduras, aunque de poca importancia (informe pericial de 1903 de los Ingenieros Aranda, Doynel y Girardet).

También se ha citado el dique de Almanza y de Le Bear Valley dam en California; pero estos diques no solamente están construidos en gargantas muy estrechas, sino que presentan en planta una forma curva muy acentuada, pues sus radios de curvatura son muy pequeños.

Lo dicho anteriormente al referirme al dique de Ternay les es aplicable entonces con mucha mayor razón.

En cuanto a diques rectos que trabajan a la extensión, voy a citar algunos, recordando al mismo tiempo las condiciones precarias en que se encuentran:

Diques de Chazilly y de Gros-Bois: han sufrido movimientos y rajaduras inquietantes. Hubo que proceder a consolidarlos con poderosos contrafuertes, en número de siete para el primero y de nueve para el segundo. A pesar de esto el de Chazilly se encuentra en muy mal estado.

En cuanto al de Gros-Bois, ha sido necesario construir un dique de tierra, aguas abajo, con 17 m. de alto, para evitar su ruina segura. (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1905).

El dique de Saint-Denis du Sig no pudo resistir al esfuerzo de extensión que determinó en sus mamposterías una creciente anormal debida a la ruptura del dique de Cheurfas, construido algunos kilómetros aguas arriba de aquél, y fué derribado por las aguas.

La ruptura del dique de Austin (17 de Abril de 1900), construido sobre el río (Colorado), es indudable que fué debida al esfuerzo de extensión que sufrían sus mamposterías.

Los diques del Habra y Bouzey ya hemos visto que fueron dos víctimas de la extensión.

En esta provincia, además del dique de San Roque, se citan otros dos que trabajan a la extensión:

El primero, construido sobre el arroyo de Santa María, es un pequeño dique de 9 metros de alto, con una longitud de 40,80 metros en su coronamiento. No conozco la longitud en la base ni en la sección transversal del valle en que está empotrado, elementos indispensables para formar un juicio definitivo de tal obra.

En 1893 tenía filtraciones y rezumos. No conozco su estado actual.

Una versión que tiene su origen en un señor senador, cuenta que este dique ha sido reconstruido cinco veces, pero como lo digo, esta es una referencia, que no me consta.

El segundo se encuentra en Rosario de Cosquín; tiene 118 metros de largo y 21 de alto.

Está construido con mejor material que el anterior, y su perfil es también más racional; sin embargo, esta obra, superior por todo concepto a aquélla, en 1893 tenía filtraciones y una *rajadura* que atravesaba el dique de parte a parte. (Informe pericial citado, pág. 136.)

En síntesis, puedo decir, imitando a Mr. Langlois, que la historia de los diques rectos que trabajan a la extensión, no es sino un largo martirologio y apenas es creíble que los resultados desastrosos, constatados en tan gran número, no hayan abierto los ojos a las personas que no creen que la extensión es un peligro.

Enfrente de estos diques que trabajan a la extensión, construidos casi siempre con carácter provisorio, en regiones des-

pobladas y en que han primado razones de economía, se pueden citar las moles colosales, de ignografía curva, de los diques de Vyrnwy (1881-1888), destinados á proveer de agua potable á la ciudad de Liverpool y el de la Gileppe (1870-75) construido con el mismo objeto respecto á la ciudad de Verviers.

Si se tiene en cuenta las terribles catástrofes que producirían las rupturas de estos diques que embalsan 55.000.000 el primero, y 14.000.000 de m³ el segundo, se encuentran quizás justificadas sus grandes dimensiones en estas palabras del célebre Ingeniero Mr. Bidaut, que, refiriéndose al gran volumen embalsado por el dique de la Gileppe y á su situación arriba de la ciudad de Verviers, dijo:

«Si estas circunstancias no aumentan las probabilidades de un accidente, harían, por lo menos, más funestas sus consecuencias.»

¿Qué hubiera dicho Mr. Bidaut en presencia de los 216.000.000 de m³ de nuestro dique de San Roque y de su situación con respecto á esta ciudad?

III

Voy á pasar á otros asuntos, que me ha sugerido la nota final del informe presentado por la Comisión de Ingenieros, y que dice:

«.... Al dejar así contestados los puntos consultados en la nota de S. S. el Sr. Ministro de H. C. y O. P., declaramos expresamente que los estudios realizados por cada uno de nosotros, respecto al dique de San Roque, se refieren única y exclusivamente á los puntos consultados, y que, en consecuencia, el presente informe no importa un juicio ni una opinión sobre las demás condiciones de estabilidad de la obra.»

Esas palabras, según informes que tengo, revelan que los Ingenieros de la Comisión han podido constatar varios otros defectos graves de esta obra, pero que se han concretado á contestar sólo los puntos consultados, entendiendo que al proceder en otra forma extralimitaban las instrucciones del Ministerio.

Pero creyendo de mi deber hacer conocer el verdadero estado actual del dique de San Roque, y no teniendo, por otra parte, que sujetarme á las limitadas instrucciones de la Comisión de Ingenieros, voy á estudiarlo bajo los distintos aspectos que paso á exponer, comenzando desde luego con la importante cuestión de las cales y morteros empleados en esta obra; advirtiéndole que los elementos de este estudio los tomo de las diferentes Memorias técnicas que se han producido en distintas ocasiones y con diversos motivos, que, á ser tales, dejan en el ánimo el convencimiento de que las mezclas empleadas en el dique de San Roque no reúnen la resistencia y demás condiciones á que debe satisfacer este importantísimo elemento de construcción en una obra de esta naturaleza, de cuya bondad depende por completo su estabilidad.

De la Memoria de los autores del proyecto primitivo, Ingenieros Dumesnil y Casaffousth, transcribo lo que sigue:

MEZCLAS.—La cuenca del Río Primero carece de cales que posean un grado de hidraulicidad suficiente y comprobada como para poder ser empleados como cales hidráulicas en la fabricación de mezclas destinadas á la construcción de obras llamadas á soportar casi inmediatamente después de su conclusión la acción de fuertes empujes de agua....

«Es preciso, pues, en el caso presente, llegar á dar á las mezclas de cal crasa que son las únicas que podemos emplear, un grado de hidraulicidad suficiente.

«Cuando practicamos el estudio del Río Primero y del valle San Roque nos preocupamos muy seriamente de buscar los materiales de construcción y particularmente la cal que se pretendía fuera hidráulica; pero del atento examen de esos calcáreos hemos deducido que era una cal algo menos crasa que la de Malagueño y de La Calera, pero sin contener los elementos que constituyen una buena cal hidráulica.»

En vista de esto, los Ingenieros Dumesnil y Casaffousth re-

solvieron adoptar para los morteros del dique, á falta de una buena cal hidráulica, una mezcla compuesta de cal crasa, arena del río y cemento romano (todo esto está consignado en la Memoria citada, páginas 40 á 45).

Sin embargo, dos años más tarde, en 1886, estos mismos señores firman un contrato á nombre del Gobierno, para la provisión de cales hidráulicas y cementos *fabricados en el país* (todos sabemos que se fabricaban con cales de la cuenca del Río Primero) destinados á la construcción del dique San Roque, etc. (Comp. de Leyes y Decretos, 1886.)

Yo no pienso que en este espacio de tiempo no fuera posible encontrar en la cuenca del Río Primero rocas calcáreas, cuya composición permitiera que con una competente y apropiada fabricación dieran un buen producto hidráulico; pero así y todo, ocurrirían muy fundadas dudas sobre la conveniencia de utilizar tales productos en la construcción de una obra de tal magnitud, á cuyo respecto yo no sabría expresar mejor mi pensamiento que transcribiendo aquí lo que los mismos Ingenieros Dumesnil y Casaffousth dicen en su Memoria, pág. 42:

«En todo caso, esta fabricación es delicada y costosa, y aun antes de aventurarse á emplear una cal hidráulica fabricada en tales condiciones, sería indispensable que se hubiera podido someter los productos obtenidos á largas experiencias que no dejaran duda alguna [sobre la segura resistencia que ofrecerían como parte integrante de una construcción semejante.]. A falta de estas experiencias, debió figurar en el contrato mencionado un pliego de especificaciones en que se establecieran con toda precisión, las condiciones de recepción que son de rigor en tales casos, ordenando los ensayos correspondientes y concretando con toda claridad los coeficientes de resistencia á que debían satisfacer los productos hidráulicos entregados.

Pero, que yo lo sepa, nada se estableció al respecto. Resultan así, sólo dudas muy fundadas sobre la bondad de los morteros del dique San Roque.

El Ingeniero Giagnoni, al dar su informe sobre el proyecto primitivo del dique, supone que éste se construirá con el mortero propuesto por los autores del proyecto, y se limita á indicar que, á su juicio, debe aumentarse la proporción de cemento romano en la construcción del tercio inferior de la obra, no encontrando nada, por consiguiente, en este informe, sobre lo que son los morteros actuales del dique.

En cambio, en el informe del Sr. Ingeniero Huergo, ya encontramos completos elementos de juicio sobre este asunto.

Así, consigna los siguientes ensayos de cales, indicados en el cuadro siguiente con los números (1) y (2), á los cuales agrego á fin de poder establecer comparaciones, los números (3) y (4):

Probetas sumergidas veintiocho días en el agua.

PROCEDENCIA DE LA CAL Y D AUTOR DEL ENSAYO	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN POR CM ² .	
	Cal pura. Kilogramos.	Mortero 1:3 Kilogramos.
(1) Ensayo Escuela Puentes y Calzadas (1887) sobre muestras de Saint-Yves—Promedia.....	—	2,57
(1) Ensayo J. Duclout—Cal hydr. de Cosquin	8,00	4,50
(2) Ensayo J. Duclout—Cal eminente-mente hydr. de Dcsquin	8,50	5,00
(2) Ensayo J. Duclout—Cal de Teil....	4,50?	3,17?
(3) Ensayo Bandiot (1906), obra cita, páginas 35 y 47—Cal de Teil ...	9,40	7,00
(3) Ensayo Bandiot, pág. 36—de Teil..	9,40	12,20
(4) Ensayo Escuela Puentes y Calzadas (1804), cales pesadas (promedio) (Debauve, tomo II atlas).....	9,60	7,30

Se explicó la poca resistencia del mortero del ensayo número (1), diciendo que las muestras de cal con que se confeccionó se habían *averiado* durante el viaje á Europa, lo que no deja de ser realmente extraño.

De los ensayos núm. 2, del Sr. J. Duclout, comparados entre sí, se ha pretendido establecer que las cales de Cosquin eran mejores que las de Teil; no resulta esto, sin embargo, si se comparan aquellos ensayos con los números (3) y (4).

Después de esto, el Ingeniero Huergo transcribe el resultado de los ensayos de resistencia de las clases hidráulicas de Cosquin, empleadas en el dique de San Roque, practicados por el doctor A. Doering, sobre morteros 1,3 (en peso) preparados cuidadosamente en el laboratorio, cuyos promedios, obtenidos de todos los ensayos, son los siguientes:

DESCRIPCIÓN	EDAD DEL MORTERO	Resistencia á la compresión por cm ² . — Kilogramos.
a) Mortero húmedo sumergido en el agua, <i>excluyendo completamente la acción del ácido carbónico y del aire</i>	3 meses..... 20 idem.....	10,13 21,90
b) Mortero secado al aire y expuesto alternativamente al aire y al agua. Resistencia en estado húmedo...	3 meses..... 20 idem.....	39,60 54,70
c) Mortero endurecido de una manera definitiva al contacto del aire, por la <i>absorción completa del ácido carbónico</i>	seco..... 2 y 1/2 años.. húmedo....	141,10 87,50

Estos ensayos son terminentes; muestran que el endurecimiento de estos morteros es debido, casi exclusivamente, al fenómeno físico de la *deseccación y á la absorción del ácido carbónico*. Como consecuencia lógica de este hecho, sucede que cuando ellos están sumergidos constantemente en el agua (ensayo a) endurecen muy débilmente, mientras que secado al aire, es decir, bajo la acción del ácido carbónico, dan una resistencia relativamente elevada (ensayo c), de la que pierden casi un 50 por 100 cuando se humedecen ó se mojan antes de someterlos al ensayo (según se ve en el mismo ensayo c).

Tenemos entonces que la cal empleada en los morteros del dique de San Roque es á lo sumo *débilmente hidráulica*, pues un mortero hecho con una buena cal hidráulica, confeccionado y ensayado en las condiciones del mortero a, debía dar una resistencia comprendida entre 120 y 300 kilogramos, según sean las cales, livianas ó pesadas (véase cuadro que sigue), y no 21,19 kilogramos (el décimo del promedio de las cifras anteriores), según resulta del mencionado ensayo a.

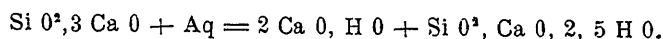
El eminente Vicat creía que las cales hidráulicas alcanzaban un mayor endurecimiento al aire que sumergidas en el agua ó en terrenos húmedos; esto que puede ser cierto para los productos débilmente hidráulicos ó de calidad muy inferior, se ha demostrado no ser exacto para las buenas cales, cuya resistencia después de un corto tiempo es mayor endurecidas dentro del agua que en el aire. (Debauve, tomo III, pág. 360, obra citada.)

Es teoría, y las experiencias modernas lo demuestran así, y para convencerse basta recordar las causas que producen el endurecimiento de los morteros.

Los morteros de cal grasa y débilmente hidráulica deben su endurecimiento, principalmente, al fenómeno de la *deseccación y á la absorción del ácido carbónico* que toman del aire, cuya acción muy limitada en las grandes masas de mampostería

puede, al contrario, ser muy eficaz en las pequeñas masas de mortero, como la de una probeta de ensayo.

Mientras que en los morteros de cal hidráulica y cementos, según resulta de los notables estudios de Mr. Le Chatelier, el elemento activo del endurecimiento es un silicato tricálcico de fórmula: Si O², 3 Ca O y la reacción fundamental del fenómeno sería la siguiente:



Accesoriamente se forman aluminatos de cal básicos en que la rapidez de su hidratación interviene en el fraguado más ó menos rápido de los diversos cementos y también otros compuestos de hierro que parecen tener influencia en los cementos de fraguado rápido; compuestos todos éstos, que, como se ve, llevan en sí los elementos que lo hacen endurecer sin necesitar para ello del ácido carbónico del aire.

Los siguientes ensayos mecánicos demuestran también que los morteros hidráulicos de buena calidad endurecen aún mejor en el agua que en el aire y ponen de manifiesto las verdaderas resistencias que deben tener estos morteros.

Resistencia á la compresión, en kg. por cm²

Procedencia de la cal hidráulica.— Ensayos sobre morteros 1: 3	3 meses	6 meses	1 año.	2 años.	3 años.	Observaciones.	
(T. Candlot, obra citada.)							
Cales pesadas:							
Pág. 38, cal de Teil...	90	103	142	158	120	Probetas conservadas en agua dulce.	
38, idem de Tournai	—	123	152	187	138		
471, idem de Teil..	80	132	152	155	148		
472, idem id.	42	—	118	Conservada en agua dulce.			
472, idem id.	32	—	78	Idem al aire.		Morteros amasados á la consistencia de cantera.	
Cales livianas:							
Pág. 472, cal de Beffec..	25	—	65	Idem en agua.			
472, idem id.	20	—	52	Idem al aire.			
472, idem de Tournai	22	—	41	Idem en agua.			
472, idem id.	17	—	39	Idem al aire.			
		3 meses.	1 año.	2 años.			
Ensayos Esc. Puentes y Calzadas, 1894. (Debauve, t. II, atlas)...	Cales pesadas.	85 á 193	161 á 259	176 á 300	Conservadas en agua dulce.		
		Idem livianas..	58 á 100	132 á 155		140 á 155	

La comparación de estas experiencias hechas en circunstancias análogas á las anteriormente citadas del doctor Doering permiten llegar á la conclusión de que los morteros del dique de San Roque están muy lejos de tener la resistencia de un buen producto hidráulico.

No se debe perder de vista que los morteros de las mamposterías de los diques, y especialmente los del de San Roque, á causa de los rezumos y filtraciones, deben considerarse siempre como sumergidos en el agua, lo mismo que fuera de la acción del ácido carbónico del aire. Por cuya causa, al practicar los ensayos de resistencia sobre estos morteros se les debe tener previamente sumergidos algunos días en agua, condición que no expresan haber satisfecho los distintos experimentadores que han ensayado los morteros tomados del cuerpo mismo del dique, obteniendo por esta circunstancia mayores resistencias que las que realmente tienen en la obra.

Resultan así confirmadas las dudas que manifestaba antes sobre la bondad de los morteros del dique de San Roque, sugeridas por el estudio de la Memoria de los Ingenieros Dumesnil y Casaffoult, y que se confirman aún más con la lectura del informe del doctor Kile, pasado al Director del Departamento de

Obras públicas de la Nación en 26 de Julio de 1892, en el que clasifica de *medianamente hidráulica* una muestra de cal de la empleada en la construcción del dique de San Roque, y quien hace notar especialmente la mala calidad de la arena de todos los morteros de esta obra que le habían sido remitidos para su análisis. Es de sentir que los análisis químicos practicados por este señor y de los que da cuenta en su informe, no hayan sido acompañados de los ensayos de resistencia.

Hasta ahora, en los informes estudiados no hemos encontrado nada referente a la resistencia de los morteros actuales del dique de San Roque y recién encontramos datos sobre este asunto en un informe del químico doctor A. Quiroga de análisis practicados por él, á petición y sobre muestras enviadas por los autores del *Informe pericial* de 1893, relativo al dique de San Roque, de distintos morteros hechos con cales de las empleadas en el dique y tomadas de diversas construcciones de las obras de riego.

Los resultados obtenidos por el doctor Quiroga sobre resistencia de los morteros son los que menciono á continuación, advirtiendo que la edad de éstos varía entre cuatro y siete años.

RÓTULOS CON QUE FUERON REMITIDAS LAS MUESTRAS	RESISTENCIA POR CM ²		OBSERVACIONES
	Tracción. Kgs.	Compresión. Kgs.	
Núm. 1.—Pedazo de mortero extraído de las mezclas volcadas como inútiles al pie del dique, expuestas al aire.....	3.827	20.540	Los resultados á la compresión son promedios de seis ensayos.
Núm. 2.—Desarenador Sur; mortero tomado del cuerpo del muro de un metro del intradós de la bóveda del mismo, en la parte rota por las aguas.....	4.413	12.163	
Núm. 3.—Mortero del vertedor Norte.....	—	20.900	
Núm. 4.—(Ensayo de un depósito calcáreo).....	—	—	
Núm. 5.—(Ensayo de revoque de cemento).....	—	63.100	
Núm. 6.—Mezcla del interior del bloque núm. 10 del acueducto de la cañada.....	—	3.860	

Advierte el doctor Quiroga que las muestras de los morteros que ha analizado, «no obstante las resistencias observadas en algunos de ellos, se encuentran en malas condiciones por estar evidentemente averiados, mayormente si se tiene en cuenta la cantidad que de ellos disuelve el agua».

Por su parte, á este respecto, los autores del informe dicen: «el resultado de los análisis que hemos pedido al Doctor Quiroga, sobre muestras averiadas de los morteros, se halla en el informe anexo»; deduciéndose de la lectura de los párrafos siguientes que las causas á que ellos atribuyen la avería de los morteros son: el haber estado á la intemperie y en contacto con el agua corriente antes de haber concluido su fragüe.

Como otras veces lo he manifestado, no puedo aceptar el que morteros de esta edad (de cuatro á siete años) no hubiesen fraguado á este tiempo; en cuanto á que hayan sido averiados, tampoco es admisible; pues si esto es fácil que ocurra á un aglomerante hidráulico por causa de los agentes exteriores, no sucede lo mismo con los morteros confeccionados con ellos y destinados por su resistencia y cualidades á contrarrestar precisamente la acción destructora del medio con que han de estar en contacto.

¿Cuáles serían las causas, entonces, que pudieran haber averiado los morteros remitidos para su análisis al doctor Quiroga? Y ¿cuáles los fundamentos de esta afirmación? Á mi manera de

ver, si esas muestras estaban averiadas, deberían estarlo todos los morteros del dique.

En efecto, las causas de avería ó de destrucción de los morteros están comprendidas en dos grupos: mala calidad del aglomerante ó acción de los agentes exteriores. Por primera causa, se encuentra en un tiempo muy corto, alterada toda la masa por la presencia en el mortero de *cal libre, no hidratada, de magnesia ó de sulfato de cal* en cantidades perjudiciales, y vemos que si ésta es la causa de la poca resistencia de las muestras ensayadas, ella es común á todos los morteros del dique, puesto que éstas se han tomado de tan diversos puntos.

Las influencias exteriores, que pueden deteriorar los morteros, son: *las heladas, las variaciones de temperatura y la naturaleza del agua* en contacto, no teniendo que considerar esta última en este caso, por tratarse de agua dulce; en cuanto á las otras dos, su acción es local y se produce siempre en el primer tiempo del endurecimiento del mortero, y de ningún modo su acción destructora ha podido afectar á morteros que estaban en el interior de las mamposterías y mucho menos si se tiene en cuenta que las muestras han sido tomadas de tan diversos puntos. Otras causas que podemos colocar entre las influencias exteriores de destrucción de los morteros, es la acción del agua que los atraviesa; pero es sabido que cuando se trata de aguas naturales, que siempre conservan ácido carbónico, esta acción no es perjudicial si el aglomerante es de buena calidad, pues en este caso no abandona sino pequeñas cantidades de cal, que se convierten en carbonato que forman depósitos adherentes en los vacíos del mortero, haciéndolo impermeable é impidiendo la continuación del fenómeno; pero, al contrario, si el aglomerante es de mala calidad y abandona rápidamente mucha cal, se produce una gran masa de carbonato, sin cohesión, que es arrastrada por el líquido, y el mortero se empobrece continuamente y puede llegar á ser completamente desagregado. Si esta es la causa de lo poco satisfactorio de los resultados de los ensayos del Dr. Quiroga, como parece desprenderse de la observación que éste hace respecto á la gran cantidad de esta cal que disuelve el agua, hago notar que esta causa de destrucción sería también común á todos los morteros del dique.

Finalmente, debo considerar el caso de que el mortero esté expuesto á una corriente de agua más ó menos violenta y á la cual los autores del informe pericial parecen atribuir el deterioro de los mismos, debiendo consignar á este respecto que, en todo caso, el deterioro sería superficial y sin influencia en el interior del mortero, y, por lo tanto, la parte que podía estar averiada, ha debido ser quitada forzosamente al preparar las probetas de ensayo, y así tampoco puede ser ésta la causa de la poca resistencia encontrada.

Por otra parte, con el análisis químico de un mortero no se puede demostrar que éste esté averiado, si no se dispone de la misma cal, de la misma arena y de la proporción exacta en que han sido mezclados.

Me parece así que no hay más fundamento para calificar de averiadas las muestras ensayadas, que el hecho de la poca resistencia encontrada, lo que encontraría más lógico y racional atribuirlo más bien, ó á la mala calidad de los morteros del dique, ó á que se trata de una cal *débilmente hidráulica*, pues noto que el promedio de los tres resultados más altos encontrados por el Dr. Quiroga (17,87 kilogramos) no puede considerarse bajo, si se tienen presentes los resultados ya citados del Dr. Doering encontrados sobre probetas preparadas en el laboratorio.

Mientras otros ensayos, para concluir este estudio, no vengán á demostrar una mayor resistencia en los morteros del dique de San Roque, creo dejar justificado lo que manifesté al principio: que con los elementos de juicio que proporcionan los diferentes informes, se concluye que la resistencia de los morteros del dique de San Roque de ninguna manera satisface á la que debe exigirse para obras de esta importancia, máxime si se tiene en cuenta los grandes esfuerzos á que están sometidos en el caso actual y de que antes he hecho mención.

IV

Paso á ocuparme ahora de la importante cuestión de la altura máxima posible, que puede alcanzar el agua embalsada por el dique de San Roque mientras permanezca en el estado actual, que es la verdadera altura que ha debido introducirse en los cálculos para verificar las condiciones de estabilidad del mismo.

Con motivo de esto, haré mención del propósito del P. E. manifestado á la H. Cámara, en la nota de remisión de los informes, de mantener en lo posible el embalse del dique con una altura no mayor de 30 metros, creyendo, con esta medida de prudencia haber eliminado cualquier peligro que pudiera ofrecer el dique; este propósito, muy plausible por una parte, es, por otra, perfectamente ilusorio é impracticable, aun contando con el buen funcionamiento de las compuertas de los desarenadores y con el volumen de agua que éstos pueden evacuar. Para demostrarlo, me bastará estudiar los embalses producidos por las crecientes de Abril de 1903, cuyas alturas respectivas fueron las siguientes:

Día 8 de Abril á las 7 a. m. altura del embalse, 26,80 m.
 Día 10 ídem íd. íd. 7 ídem. íd. íd., 28,40.
 Día 10 ídem íd. íd. 6 p. m. ídem íd. íd., 30,00.
 Día 11 ídem íd. íd. 10 a. m. ídem íd. íd., 37,07. (cota cresta vertedor año 1903).
 Día 11 ídem íd. íd. 2 p. m. ídem íd. íd., 34,75.
 Día 11 ídem íd. íd. 6 ídem íd. íd., 35,25.
 Día 11 ídem íd. íd. 7 y 30 p. m. ídem íd. íd., 35,28 (máximo).
 Día 11 ídem íd. íd. 11 p. m. ídem íd. íd., 35,24.
 Día 12 ídem íd. íd. 7 a. m. ídem íd. íd., 35,05.
 Día 12 ídem íd. íd. 7 p. m. ídem íd. íd., 34,75.
 Día 13 ídem íd. íd. 7 a. m. ídem íd. íd., 34,52.
 Día 13 ídem íd. íd. 11 ídem íd. íd., 34,40.

Según los cálculos que le dan menos, el volumen del lago, comprendido entre las cotas 30,00 y 35,28 m. es igual á 78.640.000 m³.

Los dos vertedores, cuya luz libre es de 49 68 m., y para una carga de 2,21 m., daban á las 7 y 30 p. m. del día 11. su gasto máximo de 280 m³ por segundo, siendo un gasto medio desde que comenzaron á verter (10 á m.), hasta alcanzar el máximo 2×280

$\frac{2 \times 280}{5}$, ó sean 112 m³, es decir, que durante nueve horas y treinta minutos dieron un volumen de 3.830.400 m³, que sumados con los 78.640.000 m³ anteriores, dan 82.470.400 m³, como cantidad de agua que entró al lago en veinticinco horas treinta minutos.

Este colosal volumen corresponde á un gasto medio de 893 metros cúbicos por segundo para los ríos de Cosquin y de San Roque juntos.

El máximo de esta creciente debió tener lugar entre las 10 a. m. y 2 p. m., y en ciertos momentos debe haber alcanzado y aun sobrepasado 2.000 m³ por segundo.

Supongamos ahora que se hubieran podido utilizar los desarenadores á objeto de tratar de evitar este embalse y que con la anticipación necesaria se hubiera mandado abrir sus compuertas (en la práctica esta operación exige dos días para cada una de éstas), de modo que los evacuadores se encontrasen listos á las 6 p. m. el día 10, en que la altura del embalse era precisamente de 60 metros.

Los dos desarenadores dan un gasto medio de 127,50 m³ para embalse comprendido entre 30 y 34,60 metros, y en el tiempo comprendido entre las 6 p. m. del día 10 y las 7 y 30 p. m. del día 11, ó sean veinticinco horas y media, habrán dado un volumen de 11.685.600 m³.

Si hacemos los cálculos correspondientes (teniendo presente que la superficie del lago es 1.448 hectáreas á la cota 32,30 metros que puedo tomar como media para el fin que me propongo), encontramos que el nivel del agua habría sobrepasado 1,58 metros el umbral de los vertederos que se encuentra actualmente á 33,12 metros (después de las reparaciones hechas el año próxi-

mo pasado), es decir, que el embalse habría alcanzado la cota 34,70 metros, en vez de 35,28 que alcanzó con los desarenadores cerrados.

Recordando que el dique comienza á trabajar á la extensión á los 34,61 m., vemos que aun en este supuesto no se hubiese evitado dicho trabajo.

Queda así demostrada la poca influencia que tienen los desarenadores, como reguladores eficaces del embalse del dique, pudiendo entonces concluir, que hasta una simple lluvia ordinaria puede malograr los propósitos del Gobierno á este respecto.

(En estos cálculos no he tomado en cuenta los gastos del tubo de evacuación continua, que supongo siempre abierto.)

Tenemos así que, como en el caso general, los arenadores no son los evacuadores destinados á evitar que el embalse pase de una altura dada. En efecto, esta operación no puede hacerse depender de las múltiples contingencias á que están sujetos, sobre todo en este caso especial, en que hoy mismo no se sabe si sus compuertas se podran abrir en su totalidad.

Desde luego, yo no creería prudente ordenar que se abran dichas compuertas por un tiempo ilimitado, como sería el necesario para atenuar los efectos de una creciente. ¿Acaso se ha olvidado ya la triste experiencia de 1891, en que funcionando estos aparatos se llevaron 229 m³ de mampostería (162 m³ del desarenador del Norte y 67 del Sur)? Mostrando este accidente, común á las dos galerías, que él fué debido, no á causas extrañas, sino á defectos también comunes: tales como su mala forma, lo impropio de los materiales (ladrillos) empleados en la construcción de sus bóvedas, aunque se debe notar que la destrucción comprendió no solamente éstas, sino también «los pies derechos y piso ó solera».

Es evidente que estas dos causas tuvieron parte en el accidente, y la volverán á tener en la primera ocasión que se presente.

Aquí es oportuno recordar que en el proyecto primitivo de Dumesnil y Casaffousth, todo el interior de estas galerías debía ser de piedras canteadas (Memoria, pág. 65) y también que el tubo de evacuación continua debía ser un caño de fundición (Memoria, pág. 71), siendo el actual un simple conducto de ladrillo (1), lo que es realmente sorprendente, si se tiene en cuenta que está destinado á soportar una presión interior de 3 $\frac{1}{2}$ atmósferas y que el agua lo recorre con una velocidad hasta de 25 metros por segundo. Independientemente de otra causa, esto bastaría para explicar más de una de las filtraciones que se observan en el dique, y con especialidad las que se notan en el interior de los desarenadores.

Basados en un error de apreciación, inducidos acaso por la deficiencia de los datos que tenían al respecto, los Ingenieros Dumesnil y Casaffousth, adoptaron para el cálculo de los desarenadores el dato de que las crecientes del río Primero duraban treinta y cinco horas, con un gasto de 550 m³ por segundo, para las primeras cinco y 180 m³ solamente para las treinta restantes.

Con estos elementos, aquellos Ingenieros, calcularon que los vertedores del dique primitivo, para 30 metros de embalse, debían tener una luz libre de 6 020 metros, y una altura útil de 3,40.

Resuelta posteriormente la elevación del dique para 35 metros de embalse, se proyecta los vertederos con 64 metros de luz libre (plano del informe del ingeniero Huergo), y se construyen, sin embargo, como están en el dique actual, de sólo 49,68 metros de abertura útil, reducción que en ninguna parte he encontrado justificada.

Si se tiene en cuenta lo que antes he dicho sobre los embalses de las crecientes de Abril de 1903, según los datos más exactos, la capacidad y superficie más probables del dique, son las siguientes:

Para el embalse de 10 mts.; capacidad =	2.250.000 m ³ ;	superficie	38 hectáreas.
20	42.900.000		775
30	142.750.000		1.225
35	216.200.000		1.732

Es fácil ver el error cometido por los autores del proyecto primitivo del dique, sobre el caudal de las crecientes máximas, y, como consecuencia, el de la escasa luz de los vertederos, errores que por sí solos pueden ser causa de la ruina de la obra, tal cual hoy se encuentra y aun en el supuesto de que sus condiciones de estabilidad, para 35 metros, fueran aceptables.

En efecto, supongamos que las crecientes del mes de Abril que nos ocupa, hubieran encontrado el embalse á la cota 31^m,80, es decir, 1^m,32 abajo de los vertederos (hago notar que no tomo el caso más desfavorable, que sería, por ejemplo, el nivel de éstos ú otro mayor), ó sea, tomando un embalse sólo 5 metros más alto que la cota 26^m,80 que tenía, cuando ella se inició el día 8 á las 7 a. m. Teniendo en cuenta, pues, la capacidad del lago para distintos embalses, encontraremos que el volumen entrado al mismo, desde esta fecha hasta las 7 a. m. del día 10, fueron 19.120.000 metros cúbicos, es decir, el volumen comprendido entre la cota 31^m,80, de que partimos, y la cota 33^m,12 (nivel de los umbrales de los vertederos), de modo que en este instante hubiera principiado el derrame por éstos.

Desde las 7 a. m. del día 10 hasta las 7,30 p. m. del día 11, el embalse creció, desde la cota 28^m,40 hasta alcanzar su máximo, ó sea la cota 35^m,28, lo que representa 100.150.000 metros cúbicos, que sumados con 3.830.000 metros cúbicos que salieron por los vertederos en 9 horas 30 minutos, dan como volumen total entrado al lago (en 36 horas 30 minutos) 103.980.000 metros cúbicos, correspondiendo así un gasto de 791,30 metros cúbicos, por segundo, para el Río Primero, y durante ese tiempo.

La superficie del lago para la cota 35 metros es 1.732 horas (Informe pericial, pág. 159), que tomaremos como superficie media.

Con estos datos, y teniendo en cuenta la cantidad de agua salida por los vertederos en el tiempo dicho (131.400 segundos), se encuentra—á verificarse esta hipótesis—, que el embalse hubiera sobrepasado de 3,89 metros el umbral de los vertederos, ó sea que habría llegado á la altura de 37,01 metros (!), altura que habría determinado esfuerzos tales, que no es creíble hubiesen podido ser resistidos por el dique aun cuando sus condiciones de estabilidad, para 35 metros, lo repito, fuesen aceptables y mucho menos cuando ellas están muy lejos de serlo.

(Estos esfuerzos alcanzarían, en la base, á 16 kilogramos más ó menos (Lévy), según datos del Informe pericial, y no sería seguramente la presión máxima que soportarían las mamposterías en esta cosa, la que debe encontrarse un poco más arriba de la mitad del dique.)

Es con esa altura el embalse (37,01 metros)—y esto como minimum, pues hay que tener en cuenta que me he colocado en un supuesto desfavorable, y también que dicha altura debía ser aumentada prudentemente, previniendo el caso de una creciente aún mayor—, que los comisionados del Sr. Ministro han debido hacer sus cálculos, pues ella es la única que racionalmente debe adoptarse para poder decir á ciencia cierta cuáles son los verdaderos esfuerzos que el dique tendrá que soportar fatalmente un día, si no se modifica el estado actual de cosas.

Llamo entonces especialmente la atención sobre la gravedad de este nuevo hecho que acabo de denunciar, y que puede producirse cualquier día—en el verano próximo, por ejemplo—, y cuyas consecuencias fatales, no pueden evitarse sino mandando dar—sin pérdida de tiempo—la sección necesaria á los vertederos, *única válvula de seguridad* que garantice la estabilidad de los diques.

Ha sido verdaderamente providencial que la creciente de Abril á que nos venimos refiriendo encontrase tan bajo el embalse, pues ella tuvo lugar en una época (fin de la estación de las lluvias) en que á toda costa y como es natural se pretende tener el mayor caudal posible de agua, del que depende pueda satisfacerse debidamente—en la estación seca—las necesidades del riego, etc.

Es ésta una lección que hace mucho debíamos haber aprovechado, y no estar esperando que la naturaleza, ciega en este caso, nos dé otra que cubriría de luto á la República entera.

Los cálculos anteriores han sido hechos, naturalmente, con los datos de que hoy se dispone referentes á las superficies y volúmenes embalsados por el dique de San Roque para diferentes profundidades, tomando los dados por los autores del proyecto, Ingenieros Dumesnil y Casaffousth, hasta el embalse de 30 metros y en adelante, hasta la cota 35 metros, los suministrados por el Ingeniero Soldano en sus «Consideraciones sobre la verdadera capacidad del embalse del dique de San Roque»—no tan sólo por creer que éstos son más probables, sino también porque son los más desfavorables á la tesis que sostengo. Si hubiera tomado los datos oficiales, por ejemplo, el que da 260 millones de metros cúbicos al embalse de 35 metros, en vez de 216.200.000 m³, que indica el Ingeniero Soldano para la misma cota, el resultado, es decir, la altura alcanzada por el embalse, habría sido mucho mayor.

He supuesto también en dichos cálculos—aunque sin derecho—que los vertederos no tenían puestas las compuertas, pues estoy seguro que después de todo lo que en esta ocasión se ha dicho respecto al dique, no habría quien, por extraviado que esté, se atreva á ordenar sean ellas nuevamente colocadas.

Creo indispensable entonces se proceda á estudiar esta cuestión de la verdadera capacidad del embalse del dique de San Roque, no tan sólo al objeto indicado, sino también para que sepamos de una vez lo que ya es imprescindible saber: cuáles son los verdaderos volúmenes de agua almacenados por el dique.

V

Podría extenderme en consideraciones sobre otros defectos del dique, como ser la forma de sus paramentos, vertederos y desarenadores, y principalmente sobre el defecto capital de la traza recta que afecta su planta; no lo haré, sin embargo, en obsequio á la brevedad, pues este estudio resultaría demasiado extenso, limitándome sobre este último punto á manifestar que él ha sido extensamente tratado ex profeso por el Sr. Ingeniero Julián Romero (*Revista técnica*, 1896-97), quien ha demostrado el error cometido al adoptarse la forma recta con preferencia á la curva para la planta del dique de San Roque y los graves inconvenientes que son la consecuencia inmediata de esta errada preferencia.

VI

No debo terminar sin ocuparme, siquiera sea ligeramente, de las consecuencias que tendría para esta ciudad la caída posible del dique de San Roque, estudio que hago, no porque yo desee despertar alarmas, que en todo caso más bien son un corolario lógico de todo lo que creo dejar demostrado, sino que este estudio conduciría de inmediato á traer la completa tranquilidad á los habitantes de esta ciudad, si de él resultara que no habría que temer los efectos de una inundación, ni consecuencias de mayor importancia con la caída del dique; pero, al contrario, si de este estudio resultara que las consecuencias pueden ser transcendentales, y que ellas afectarían, no sólo los intereses, sino la vida misma de los habitantes de Córdoba, entonces, él traería la convicción de que es necesario tomar todas las precauciones posibles y eliminar por todos los medios hasta la última causa, por inverosímil que parezca, que pudiera producir ó provocar su caída.

En este orden de ideas y convencido del peligro que entraña la posible caída del dique para esta ciudad, á fin de evidenciar sus consecuencias probables, voy á reseñar lo que otras veces ha sucedido en tales circunstancias.

Catastrofe de Grenoble: en Septiembre de 1219, se rompió un dique que hacia veintiocho años se había formado naturalmente sobre el río Romanche. Una verdadera tromba de agua se precipitó en el valle, arrasando todo lo que encontró á su paso. Llegó a Grenoble hacia las diez de la noche, y las aguas se elevaron en la ciudad hasta la llave de la bóveda de la puerta de

la Catedral, es decir, 8 metros arriba de la plaza de Notre Dame. Varios millares de personas encontraron la muerte en esta catástrofe.

La rotura del dique de Longpendu, de embalse muy pequeño, causó daños considerables y la muerte de cuatro personas. La del dique de Plessis, que embalsada 600.000 m³, que se vaciaron en cinco ó seis horas, produjo daños evaluados en 400.000 francos.

La del dique de Tabia, con una capacidad de 300.000 m³, causó pérdidas por valor de 400.000 francos, á pesar de no haber, aguas abajo, construcciones de importancia. En una hora las aguas recorrieron 8 kilómetros (velocidad: 2,50 metros), formando una ola de 4, 5 ó 6 metros de alto, según el ancho del valle.

La ruptura del dique de Sheffield, en 1864, determinó una creciente de 1.100 m³ por segundo, que corriendo con una velocidad de 8 metros hizo tabla rasa de las habitaciones y jardines que había sobre una superficie de más de 400 hectáreas. Cuando la tromba llegó á Sheffield á la media noche, y sin que hubiera tiempo de hacer llegar ningún aviso, arrastraba cadáveres por docenas. Un barrio entero, Molin Bridge, fué casi completamente destruido. En menos de media hora los 3.100.000 metros cúbicos que contenía el depósito salieron por la brecha. En algunas calles de la ciudad los arrastres amontonados alcanzaron hasta 2,50 metros de altura; 780 casas fueron totalmente destruidas y 4.354 inundadas, 238 personas encontraron la muerte en esta catástrofe que hacía mucho tiempo era temida. Había dudas sobre la solidez de la construcción; corrían rumores siniestros que no fueron tenidos en cuenta, y cuando se quisieron tomar medidas en los últimos momentos fué demasiado tarde.

La ruptura del dique de Puentes, en Abril de 1802, fué debido á defectos de las fundaciones. El volumen de agua que salía por la brecha era tan considerable que el depósito quedó vacía en una hora. Las aguas llegaron á la ciudad de Lorca, distante 11 kilómetros, antes que el mensajero que se había mandado para advertir el peligro. Este hombre, que salió media hora antes de la catástrofe, alcanzado por las aguas, tuvo, para salvarse, que refugiarse en las montañas. Ochenta y nueve casas fueron destruidas; los daños alcanzaron á 5.500.000 francos; en fin, 608 personas encontraron la muerte en este desastre.

La ruptura del dique del Habra (1881) produjo una creciente de 12.000 metros cúbicos por segundo, que se escapaba con una terrible fuerza de impulsión de un lago de 36.000.000 de metros cúbicos.

La ciudad de Perregaux, situada aguas abajo, fué enteramente arrasada; centenares de árboles de 0,40 metros á 0,60 metros de diámetro fueron arrancados; la estación del ferrocarril fué llevada y la vía cortada en 1.700 metros. Á pesar de que hubo tiempo de prevenir del peligro á los habitantes, 400 personas perecieron ahogadas.

La ruptura del dique de Bouzey, en Abril de 1885, se produjo un momento después que el guarda acababa de hacer su primera visita ordinaria de inspección, quien no notó nada de anormal en la obra, lo que demuestra que tales accidentes se producen cuando ni siquiera se sospecha: en el momento del derrumbe, dos obreros situados, uno en el coronamiento del dique y otro al pie del mismo, conversaban tranquilamente sin sospechar la catástrofe que debía producirse. Las villas de Uxegney, Domévre, Oucourt y muchas otras construcciones fueron devastadas. Estimáronse en 7.200.000 francos los perjuicios materiales y en 86 el número de víctimas.

La ruptura del dique de South-Fork (Estados Unidos) es, sin duda, el desastre más grande producido por la mano del hombre al ser causa de la destrucción de la floreciente ciudad de John-Town, en Mayo de 1889.

(Se continuará.)

Comparación entre las instalaciones de motores de gas y de máquinas de vapor.—M. Emmerson Donson ha hecho ensayos detallados sobre la economía de funcionamiento de los motores de gas y de las máquinas de vapor habiendo obtenido resultados muy ventajosos á favor de los primeros. De un modo general, se sabe que una buena máquina de gas puede consumir, próximamente, la mitad menos de combustible por caballo-hora que una máquina de vapor de la misma potencia. El autor ha hecho experimentos sobre dos instalaciones de 90 caballos y ha encontrado los resultados siguientes:

En la instalación de máquinas de vapor, de 1.120 calorías contenidas en el combustible, 224 se pierden por radiación, gases evacuados, cenizas, etc., y 896 calorías aparecen en el vapor producido; de estas 896 calorías, 112 se pierden por condensación en los tubos de conducción del vapor, 667 calorías se pierden en el escape y 17 calorías en los rozamientos; de modo que de las 1.120 calorías, en realidad sólo se utilizan 100 calorías, bajo forma de trabajo disponible en el árbol de las máquinas.

El mismo estudio, hecho en una instalación de motores de gas, demuestra que de sólo 525 calorías contenidas en el combustible, 100 se utilizan bajo forma de trabajo disponible en el árbol motor. Las pérdidas se limitan, en efecto, á 105 calorías por radiación, 126 calorías por la refrigeración, 177 calorías por el escape y 17 calorías por los rozamientos. Esta comparación viene á demostrar la existencia de una economía de un 53 por 100 á favor de las instalaciones de gas con relación á las instalaciones de vapor.

El autor estudió también dos instalaciones de 40 caballos, de gas y de vapor. En éstas encontró una economía de un 70 por 100 á favor del motor de gas. Por muy brillantes que sean estos resultados, es preciso hacer notar que las pérdidas de calor son todavía muy elevadas, habiendo motivo para buscar más perfeccionamientos, con el fin de reducir estas pérdidas.—H.

Pruebas de una turbina Parsons de 4.000 caballos.—El *Elektrotechnik und Maschinenbau* publica el resultado de las pruebas efectuadas con una turbina Parsons de 4.000 caballos, funcionando con vapor á 8 atmósferas y girando á razón de 1.500 vueltas por minuto. Esta turbina, que está provista de un condensador de superficie, pone en movimiento un alternador Brown-Boveri de 2.500 kilowatios, que produce corrientes trifásicas á 3.100 voltios y 50 periodos. Las corrientes trifásicas se utilizan para el funcionamiento de cuatro trenes de laminadores eléctricos, de diversos aparatos elevadores de una instalación de depuración de gas, y para la alimentación de la red de alumbrado de la fábrica. La carga del tubo alternador es muy variable y oscila entre 800 y 3.000 kilowatios. Los aparatos reguladores son lo suficientemente sensibles para que, á pesar de estas variaciones de carga, la velocidad de rotación no varíe más que en un 4 por 100, como máximo, entre cero y plena carga. Cuando á consecuencia de una fuerte carga, la velocidad de rotación de la turbina desciende en un 0,5 por 100, el regulador abre una válvula suplementaria que permite penetrar vapor á alta presión en la parte media de la turbina. El recalentado que se emplea es muy elevado; el vapor tiene una temperatura de 328° aproximadamente.

La cantidad de vapor consumida se ha determinado por medio de pesadas efectuadas con el agua de condensación, en recipientes medidos de antemano; estas medidas han sido hechas en vacío, á media carga y á plena carga. El consumo de vapor se elevó á 7,61 kilogramos por kilowatio-hora á media carga, lo que corresponde á 6,89 kilogramos con vapor á 300°; fué de 6,81 kilogramos por kilowatio-hora á plena carga, lo que corresponde á 6,13 kilogramos con vapor á 300°. Los consumos garantizados eran de 8,8 kilogramos á media carga y 7,3 kilogramos á plena carga con vapor á la temperatura de 300°.—H.