

sión, resultando entonces que las tensiones principales de rotura son inferiores a las del caso de tracción o compresión sencilla.

Las experiencias cuyos resultados reunimos en las láminas adjuntas son:

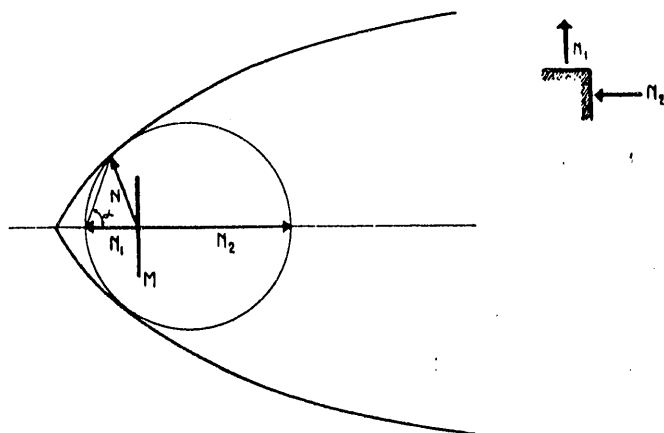


Fig. 3. Rotura por compresión y tracción

Estudio de una pieza acodada mediante fotoelasticimetría, en el Laboratorio de la Escuela de Ponts et Chaussées, de París, llevado a cabo por *Mesnager* y *Tesar*, en 1916 (lámina 1).

Estudio directo de pórticos sencillos por mediación directa de extensiones y deformaciones, por *Mi-*

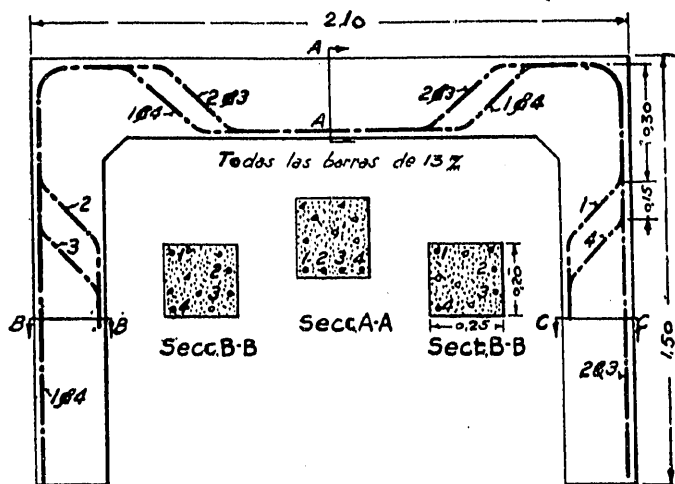


Fig. 4. Pórtico ensayado por Mikishi Abe en la Universidad de Illinois

kishi Abe, en el Laboratorio de la Universidad de Illinois, en 1918 (láminas 2 y 3 y figuras 4 y 5).

Estudio directo de pórticos de sección constante, por *Slater*, en el American Concrete Institute, en 1919.

Estudio directo de piezas acodadas, por *Beyer* y *Kretfeld*, en el Laboratorio de la Universidad de

Columbia, para la Bronx Parkway Commission, en 1922 (lámina 4).

Estudio por fotoelasticimetría de un codo en ángulo recto, por *Frost*, en el Laboratorio de Massachusetts Institute of Technology, en 1933 (lámina 4).

Estudio por el procedimiento *Beggs* de pórticos en modelo reducido, en el Laboratorio de la Universidad de Princeton, en 1932 (lámina 4).

Estudio directo de un modelo reducido de pórtico de hormigón armado, por la Wetchester County Park Commission, en 1932 (lámina 4).

La observación de las grietas después de los ensayos llevados a la rotura comprueba los puntos de vista del estudio teórico: vemos cómo en ningún caso la rotura se produce en el vértice interior del

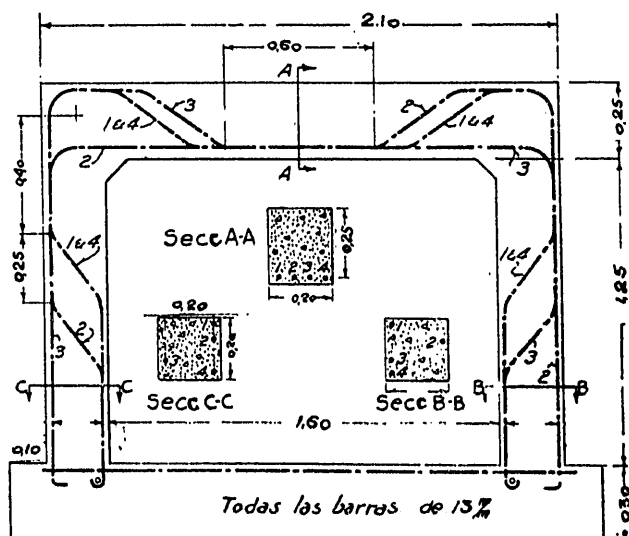


Fig. 5. Pórtico ensayado por Mikishi Abe en la Universidad de Illinois

codo, y, en cambio, la existencia de grietas en la unión del pilar y basamento. (Estos pórticos estaban proyectados de modo a obtener igual resistencia en pilar y dintel.)

En el trazado de isostáticas comprobamos que las tensiones de compresión son absorbidas por los hierros inferiores e interiores de las armaduras de tabique y dintel, respectivamente, no siendo preciso añadir hierros inclinados con este fin. En cuanto a las tensiones de tracción, vemos la eficacia de los hierros inclinados, sobre todo con abertura superior a 45°, y la de cortar el ángulo superior con hierros transversales que pasen por las zonas intermedias de máxima tracción.

También nos sirven las experiencias reunidas para asegurarnos de la validez de los métodos de cálculo corrientemente empleados para las estructuras reticulares.

Carlos FERNANDEZ CASADO
Ingeniero de Caminos

Estudios de Fillunger sobre las presas de gravedad

Los efectos de la presión intersticial en los macizos porosos han sido objeto de algunos estudios, tanto teóricos como experimentales, por parte de algunos especialistas. Entre estos estudios merecen ci-

tarse los del profesor Fillunger, de Viena, cuya divulgación es el objeto de este artículo.

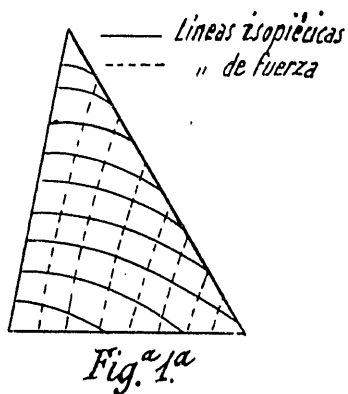
Recientemente el profesor de la Politécnica de Charlottenburgo (Berlín), N. Kelen, en su libro

Presas de gravedad, ha expuesto la teoría de Fillunger aplicándola a casos concretos y con ejemplos numéricos.

El presente trabajo es una traducción libre tomada de dicho libro, sin otro mérito —así lo creemos— que el de haber interpretado fielmente el pensamiento del autor y haber ampliado con alguna explicación puntos de detalle que desde luego no tienen la menor importancia.

Idea general del método de Fillunger

Fillunger supone que por los poros del paramento de aguas penetra, dentro del macizo, agua a presión, y que ésta circula dentro del mismo, pudiendo señalarse líneas de igual presión o isopiécicas que



arrancan del paramento de aguas y terminan en el paramento de valle o en la solera de la presa (figura 1).

Parece, a primera vista, que el efecto de la circulación de agua a presión ha de ser una disgregación del material que rebaje su resistencia. No hay nada de eso, y Fillunger ha comprobado experimentalmente, y deducido por cálculo, que el efecto se reduce a un empuje hacia arriba (no vertical), que debe componerse con el peso para obtener un "peso específico complementado" o "corregido", que es el que debe figurar en los cálculos estáticos.

Como se sabe, el equilibrio del macizo se establece entre el peso de la presa y el empuje del agua. En el método de Fillunger se corrigen ambos factores. En vez del peso específico entra el peso específico complementado con el empuje del agua a presión que circula a través del macizo, y en lugar del empuje exterior del agua, la fracción del mismo correspondiente a la superficie maciza del paramento de aguas, ya que la parte correspondiente a los poros se ha tenido en cuenta al valorar el otro factor.

La marcha general del procedimiento se reduce a la determinación del empuje interior que ha de componerse con el peso específico corriente. Ese empuje tiene dos componentes: una, debida a la presión; otra, al rozamiento.

* * *

Para facilitar la revisión de notaciones damos a continuación un resumen de ellas, antes de entrar en materia.

Datos geométricos:

- x, y : direcciones de los ejes coordenados.
 z : dirección de las líneas de fuerza.

φ : pendiente, respecto a la horizontal, de las líneas isopiécicas.

∇p o $\frac{dp}{dz}$: caída unitaria de presión, a lo largo de las z .

w : coeficiente de caída de presión en una hilada horizontal.

Constantes de macizo:

γ_0 : peso específico del agua.

γ_1 : peso específico del macizo en estado seco.

γ_n : peso específico del macizo saturado de agua,

$$\gamma'_n = \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

m_s : porosidad de los áridos,

$$\frac{V_{ps}}{V_s} = \frac{\text{poros de los áridos}}{\text{volumen de los áridos}}$$

m_t : porosidad de la pasta de cemento,

$$\frac{V_{pt}}{V_t} = \frac{\text{volumen poros de la pasta}}{\text{volumen aparente de la pasta}}$$

m : porosidad del macizo,

$$\frac{V_p}{V} = \frac{\text{volumen poros del macizo}}{\text{volumen del macizo}}$$

$$\alpha = \frac{V_s}{V} = \frac{\text{volumen de los áridos}}{\text{volumen del macizo}}$$

Empuje interior:

γ_a : empuje por unidad de volumen, debido a la presión.

γ_r : empuje por unidad de volumen, debido al rozamiento.

γ_p : resultante de los dos anteriores, deducido el peso del agua. Sus componentes, γ_{px} , γ_{py} .

γ : peso específico complementado. Sus componentes, γ_x , γ_y .

Datos de la presa:

h : altura de la presa.

b : base de la presa, $\beta = \frac{b}{h}$.

μ_p : talud de aguas.

v : talud de valle. Si el talud de aguas es vertical, $v = \beta$.

Determinación de γ_a , empuje por unidad de volumen del macizo, debido a la presión

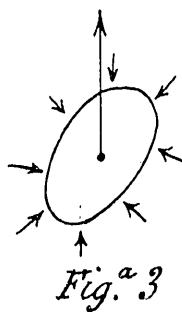
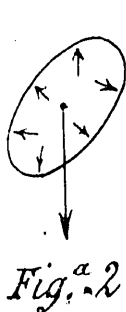
Consideremos un elemento de volumen dV . Supongámoslo limitado por una superficie resistente, y, en el interior, agua a presión. El peso propio del líquido hace que la presión no pueda repartirse uniformemente sobre las paredes; las presiones de la parte inferior son forzosamente superiores a las de la parte de arriba, y el exceso representa precisamente el peso del líquido y se traducirá por un empuje hacia abajo que se transmite a los apoyos (fig. 2).

Si, por el contrario, suponemos en el volumen hueco la presión del agua por el exterior, la dife-

rencia de las presiones en la parte superior e inferior, que es también igual al peso del volumen dV supuesto lleno de agua, se traducirá por un empuje dirigido hacia arriba (fig. 3).

Estos empujes valen $\gamma_a dV$, siendo γ_a el peso específico del agua, y, en el caso sencillísimo que estamos considerando, se equilibran exactamente.

No ocurre lo mismo en el interior del macizo de una presa, donde las líneas isopiécicas son inclinadas. La caída de presión no tiene lugar según la ver-



tical, sino según las líneas normales a las isopiécicas, y que llamaremos, para abreviar, líneas de fuerza. Al aplicar la fórmula anterior hemos de poner ∇p caída de presión unitaria a lo largo de las líneas de fuerza, en lugar de γ_a .

Además, hemos de tener en cuenta que la fábrica del macizo se compone de un aglomerante (pasta de cemento) que, como una película, envuelve o rodea a los elementos áridos (grava y arena). Se supone que el aglomerante, por estar distribuido en película, permite la circulación del agua a presión sin dar lugar a fenómenos de empuje por presión, apreciables en la masa del macizo. Hemos de fijarnos, pues, en los elementos de árido: para el empuje hacia abajo hemos de considerar no todo el volumen, sino el de los poros, y para el empuje hacia arriba tampoco todo el volumen, sino sólo el accesible a la presión exterior por los poros del aglomerante.

En una palabra, si m_s es la porosidad del árido, el volumen que habrá de considerarse para el empuje hacia abajo es $m_s \cdot dV$, y su magnitud será $\nabla p \times m_s \cdot dV$ en la dirección de las líneas de fuerza. Del mismo modo, si m_z es la porosidad superficial del aglomerante, el volumen que habrá de considerarse para el empuje hacia arriba es $m_z dV$, y su magnitud será $\nabla p \times m_z \cdot dV$, también en la dirección de las líneas de fuerza.

En suma, el empuje elemental resultante (poniendo signo $+$ al dirigido hacia arriba y $-$ al otro) vale

$$(m_s - m_z) \cdot \nabla p \cdot dV$$

y actúa en la dirección de las líneas de fuerza.

Consideremos, ahora, un volumen finito V de macizo donde los granos de arena y los trozos de grava están, como se ha dicho, envueltos en una película de aglomerante, y sea V_s el volumen total de áridos. El empuje total vale

$$(m_s - m_z) \nabla p \cdot \Sigma dV = (m_s - m_z) \nabla p \cdot V_s$$

y por unidad de volumen

$$(m_s - m_z) \nabla p \cdot \frac{V_s}{V}$$

Esta expresión es la que, en definitiva, nos da el valor que buscábamos.

Llamando α al cociente $\frac{V_s}{V}$, tenemos

$$\gamma_a = (m_s - m_z) \cdot \nabla p \cdot \alpha \quad (1)$$

valor del empuje por unidad de volumen, debido a la presión del agua sobre los áridos. Actúa en la dirección de las líneas de fuerza.

Determinación del empuje γ_r por unidad de volumen del macizo, debido al rozamiento

Si, dentro del macizo, el agua estuviese quieta, las líneas isopiécicas serían prolongación de las del embalse, es decir, horizontales, y, desde luego, todo lo dicho anteriormente respecto de la presión seguiría siendo válido. Pero es que, además, el agua se mueve dentro del macizo, aunque coartada por el rozamiento de capilaridad.

Para calcular esta fuerza de rozamiento consideremos una partícula de agua de volumen dv que se mueve a lo largo de una línea isopiécica desde el paramento de agua al de valle (fig. 4). Esta partícula está sometida a la acción de las tres fuerzas siguientes (se considera despreciable la fuerza viva debida a la velocidad):

- 1.^a El peso de la partícula $\gamma_a \cdot dv$, vertical y dirigida hacia abajo.
- 2.^a El empuje que la partícula experimenta por la presión del agua que la rodea, y que, como hemos determinado ya, valdrá $-\nabla p \cdot dv$, que actúa hacia arriba, en la dirección de las líneas de fuerza.
- 3.^a La fuerza de rozamiento debida a las pare-

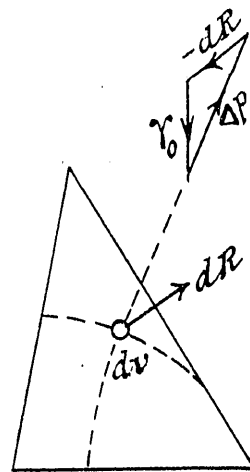


Fig. 4

des por efecto de la capilaridad, y que vamos a llamar $-dR$.

Estas tres fuerzas estarán en equilibrio, y su suma vectorial ha de ser nula. De aquí se deduce que el valor de la acción dR que la partícula de líquido ejerce sobre el macizo es

$$dR = \gamma_a dv - \nabla p \cdot dv = (\gamma_a - \nabla p) dv$$

Esta fuerza es un vector cuya dirección se deduce del diagrama de la figura 4, y será conocida cuando lo sea la de las líneas isopiécicas. Consideremos aho-

ra un volumen finito de macizo. La suma de sus poros V_p será precisamente igual a $\sum dv$, y si llamamos m al cociente $\frac{V_p}{V}$, la fuerza debida al rozamiento valdrá

$$\Sigma dR = (\gamma_o - \nabla p) \Sigma dv$$

y por unidad de volumen de macizo

$$\gamma_r = (\gamma_o - \nabla p)m \quad [2]$$

y actúa en la dirección que se deduce del diagrama.

Peso específico complementado

El volumen V del interior del macizo se halla sometido a los empujes que dan las fórmulas [1] y [2] y al peso específico propio γ_1 del macizo en estado seco, pues el peso del agua que lo rellena se ha tenido en cuenta al establecer la fórmula [2].

El peso específico complementado vale, pues,

$$\begin{aligned} \gamma &= (m_s - m_z) \cdot \nabla p \cdot \alpha + m(\gamma_o - \nabla p)m + \gamma_1 = \\ &= (m_s \cdot \alpha - m_z \cdot \alpha - m) \nabla p + m\gamma_o + \gamma_1 \end{aligned}$$

Los dos últimos términos representan el peso del macizo por unidad de volumen cuando está saturado de agua, pues $m\gamma_o$ es el peso del agua que rellena los poros; llamando, pues, γ_p al primer término y γ_n a la suma de los otros dos, tenemos

$$\gamma = \gamma_p + \gamma_n \quad [3]$$

siendo

$$\gamma_p = (m_s \alpha - m_z \alpha - m) \nabla p \quad \text{y} \quad \gamma_n = m\gamma_o + \gamma_1$$

Este peso específico complementado es el que hemos de sustituir en lugar del peso específico corriente al efectuar los cálculos estáticos. Como se ve, involucra no sólo el peso propio corriente, sino los efectos producidos por la circulación del agua en el interior del macizo; es decir, el empuje de la presión y el rozamiento. La resultante de estos pesos específicos corregidos pasa por el centro de gravedad; pero discrepa fundamentalmente del peso corriente no sólo en tamaño, sino en dirección.

Aplicación al perfil triangular de las presas de gravedad

I) En la figura 5 se ha representado el perfil triangular de una presa de gravedad de altura h , base b ($\beta = \frac{b}{h}$), talud de aguas μ , talud de valle ν .

Como primera simplificación vamos a suponer que las líneas isopiécicas son paralelas y rectilíneas. Consideremos la hilada horizontal DA . En el punto D tenemos la presión $\gamma_o \cdot y$, y esta presión decrece a lo largo de la hilada con arreglo a la ley lineal; en el punto A la presión será $n \cdot \gamma_o \cdot y$, siendo n una fracción. A lo largo de la isopiécica AB que pasa por A , la presión es constante; luego su extremo B será un punto donde la presión sea también $n\gamma_o y$; es decir, que estará situado a la profundidad ny . Llamando φ al ángulo de pendiente de las isopiécicas, tenemos

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{BC}{CA} = \frac{y - ny}{\mu ny + \nu y} = \frac{1 - n}{\mu n + \nu}$$

Si el paramento de aguas es vertical $\operatorname{tg} \varphi = \frac{1 - n}{\beta}$.

El valor de ∇p en este caso es constante, por ser uniforme la caída de presión a lo largo de las líneas de fuerza, y son fácilmente calculables las componentes ∇p_x , ∇p_y .

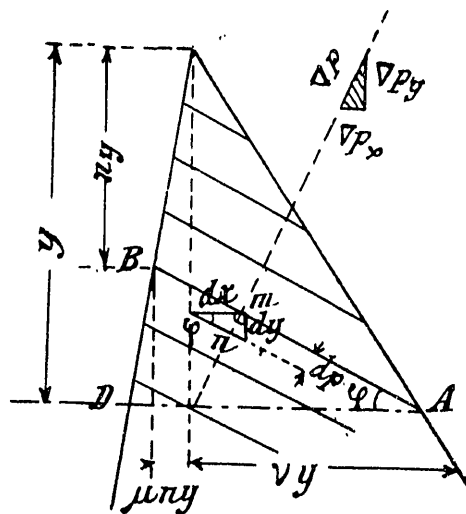


Fig. 5a

De la figura se deduce sencillamente

$$\nabla p_y = \nabla p \cdot \cos \varphi = \frac{dp}{dz} \cos \varphi = \frac{dp}{dy} = \gamma_o$$

luego

$$\nabla p = \frac{\nabla p_y}{\cos \varphi} = \frac{\gamma_o}{\cos \varphi}$$

$$\nabla p_x = \nabla p_y \cdot \operatorname{sen} \varphi = \gamma_o \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

II) Vamos ahora a introducir las siguientes simplificaciones y notaciones en las constantes del macizo.

m_s dijimos que era la porosidad de volumen de los

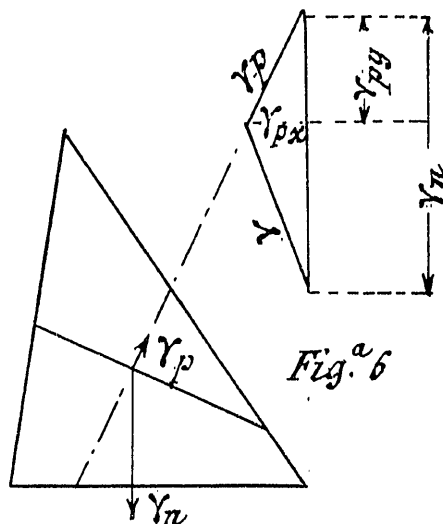


Fig. 6

áridos; eligiendo buenos materiales esa porosidad es prácticamente nula, $m_s = 0$.

m_z era la porosidad superficial de la pasta de cemento fraguada. Admitiendo porosidad uniforme, esa porosidad superficial puede igualarse a la de volumen. Luego llamando V_{pz} al volumen de los poros

en la pasta de cemento fraguada y V_p al volumen de la pasta, tenemos $m_z = \frac{V_{pz}}{V}$.

m era la porosidad del macizo $= \frac{V_p}{V} = \frac{V_{pz}}{V}$, pues suponemos que los áridos no tienen poros.

α era el cociente $\frac{V_s}{V}$, siendo V_s el volumen de los áridos.

III) La componente γ_p del valor de γ podrá calcularse así (fig. 6):

El paréntesis del valor de γ_p (fórmula 3) es

$$m_z \alpha + m = \frac{V_{pz}}{V_s} \frac{V_s}{V} + \frac{V_{pz}}{V} = \frac{V_{pz}}{V} \frac{(V_s + V_r)}{V_s} =$$

$$= \frac{V_{pz}}{V} \cdot \frac{V}{V_s} = \frac{V_{pz}}{V_s} = m_z$$

luego

$$\gamma_p = -m_z \cdot \frac{\gamma_o}{\cos \varphi}$$

y sus componentes serán

$$\gamma_{px} = -m_z \cdot \gamma_o \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \gamma_{py} = -m_z \cdot \gamma_o$$

Finalmente, el peso específico complementado $\gamma = \gamma_p + \gamma_n$ tendrá por componentes

$$\gamma_x = m_z \cdot \gamma_o \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \gamma_y = \gamma_n - m_z \gamma_o = (\gamma'_n - m_z) \gamma_o$$

llamando γ'_n al cociente $\frac{\gamma_n}{\gamma_o}$.

Suponiendo talud de aguas vertical, sustituyendo $\operatorname{tg} \varphi$ por su valor ya hallado, tenemos, finalmente,

$$\gamma_x = \frac{1-n}{\beta} m_z \gamma_o \quad \gamma_y = (\gamma'_n - m_z) \gamma_o$$

para componentes del peso específico complementado con el efecto del empuje del agua a presión.

IV) El equilibrio del macizo ha de establecerse entre las siguientes fuerzas:

$$G_1 = \text{Area del triángulo } x, \gamma_y =$$

$$= \frac{1}{2} \beta h^2 \cdot \gamma_y = \frac{1}{2} (\gamma'_n - m_z) \gamma_o \cdot \beta h^2$$

$$H_2 = \text{Area del triángulo } x, \gamma_x =$$

$$= \frac{1}{2} \beta h^2 \cdot \gamma_x = \frac{1}{2} (1-n) m_z \gamma_o h^2$$

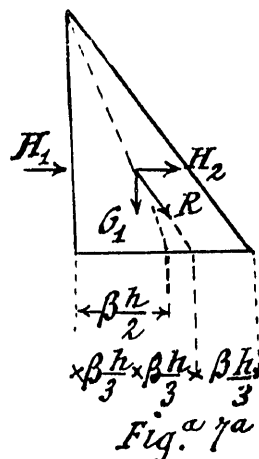
$$H_1 = \frac{1}{2} \gamma_o (1-m) h^2$$

Este valor de H_1 se deduce considerando que del empuje exterior del agua hemos de recoger solamente la fracción que corresponde a la superficie maciza del paramento de aguas, ya que la presión que actúa directamente sobre los poros se ha tenido ya en cuenta. Suponemos que los áridos están uniformemente repartidos en la masa y aceptamos que la porosidad superficial es igual a la de volumen. Por lo tanto, de la presión $\gamma_o \cdot h$ que reina a la profundidad h ya hemos tenido en cuenta la fracción $m \gamma h$, siendo m la porosidad del paramento; el resto corresponderá a

la superficie $(1-m)$. Tomando momentos respecto al extremo del núcleo central derecho obtenemos

$$\beta = \sqrt{\frac{(1-m) + (1-n)m_z}{\gamma'_n - m_z}}$$

que nos determina la base de la presa ($b = \beta h$) en función de las constantes del macizo y del paráme-



tro n , que ya vimos era el coeficiente de reducción de presión en el extremo de una hilada horizontal.

Ejemplo numérico de la determinación de las constantes de un macizo

De los ensayos de laboratorio realizados por el doctor Walz en la Escuela Politécnica de Stuttgart, toma Kelen el siguiente ejemplo:

Peso específico absoluto del cemento...	3,04 ton/m ³
Idem íd. de la arena.....	2,63 "
Idem íd. de la grava.....	2,61 "

Composición en peso de 1 m³ de hormigón:

178 kg de cemento.....	(0,0586 m ³)
1.068 » arena.....	(0,405 »)
232 » grava fina.....	(0,089 »)
600 » grava gruesa.....	(0,230 »)
192 » agua.....	(0,192 »)
2.270 kg = peso 1 m ³ hormigón.	

Los paréntesis dan los valores de los volúmenes absolutos de los componentes, y se han obtenido dividiendo los pesos por los pesos específicos antes anotados.

Para la hidratación del cemento son necesarias 13 unidades de peso de agua por cada 100 unidades de peso de cemento; en nuestro caso, $0,13 \times 178 = 23$ kilogramos. El agua sobrante es, pues, $192 - 23 = 169$ kg; luego el hormigón seco (poros con aire) pesaría $2\,270 - 169 = 2\,101$ kg/m³.

Por experiencias de laboratorio se sabe también que el volumen absoluto del cemento puro experimenta, al fraguar, un aumento del 48 por 100; en nuestro caso, la pasta de cemento empleada tendrá después de fraguada un volumen de $0,0586 \times 1,48 = 0,087$ m³.

El volumen absoluto total de áridos (que suponemos sin poros) es $0,405 + 0,089 + 0,230 = 0,724$ metros cúbicos.

Por tanto,

$$z = \text{volumen áridos} : \text{volumen macizo} = 0,724 : 1 = 0,724$$

El volumen absoluto total de cemento y áridos es $0,087 + 0,724 = 0,811 \text{ m}^3$.

El volumen de poros es, pues, $1 - 0,811 = 0,189$ metros cúbicos; luego

$$m = \text{poros del macizo} : \text{volumen del macizo} = 0,189 : 1 = 0,189$$

El peso específico del hormigón saturado de agua será

$$\gamma_n = 2,101 + 0,189 = 2,29 \text{ ton/m}^3$$

La porosidad de la pasta de cemento es

$$m_z = \frac{\text{volumen poros pasta}}{\text{volumen aparente pasta}} = \frac{\text{volumen poros macizo}}{\text{volumen pasta}} = \frac{0,189}{1 - 0,724} = 0,685$$

Ejemplo numérico de determinación del perfil triangular de una presa de gravedad

Siguiendo el cálculo que se acaba de indicar, Kellen ha deducido para la presa de Berberine los siguientes valores:

$$m = 0,142 \quad m_z = 0,596 \quad \gamma_n = 2,388 \text{ ton/m}^3$$

o sea,

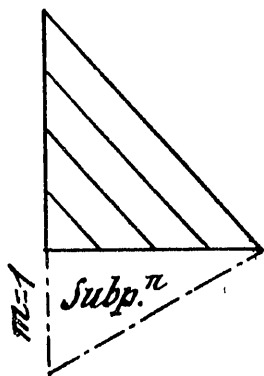
$$\gamma'_n = \frac{\gamma_n}{\gamma_o} = 2,388$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación que da β tenemos

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,142 + (1 - n)0,596}{2,388 - 0,596}} = \sqrt{\frac{0,858 + 0,596(1 - n)}{1,792}}$$

Hagamos las siguientes hipótesis:

1.^a Caída de presión n en una hilada horizontal,

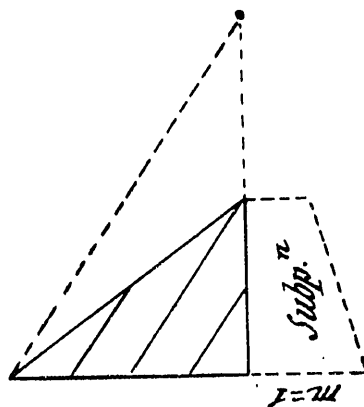


hasta cero en el paramento de valle. Si

$$n = 0 \quad \text{tg } \varphi = \frac{1}{\beta} = \frac{h}{b}$$

las líneas isopiecas son paralelas al paramento de valle, la subpresión es triangular y se cumple la condición Levy, sale $\beta = 0,90$.

2.^a Caída de presión n en una hilada horizontal



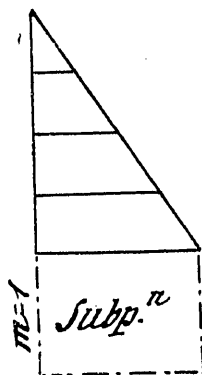
hasta 0,5 en los puntos del paramento de valle. Si

$$n = 0,5 \quad \text{tg } \varphi = \frac{1 - n}{\beta} = \frac{h}{2b'}$$

Se dibujan inmediatamente las isopiecas y sale $\beta = 0,80$.

La subpresión resulta trapezoidal y cumpliéndose la condición Levy.

3.^a Caída de presión n en una hilada horizontal nula, $n = 1$, $\text{tg } \varphi = 0$, las isopiecas son horizontales. Sale $\beta = 0,69$.



La subpresión resulta rectangular y también cumpliéndose la condición Levy.

Los cálculos de Levy aplicados a este caso dan con coeficiente de subpresión $m = 1$ el valor $\beta = 0,85$, que corresponde a un valor medio del que dan los cálculos de Fillunger para $n = 0$; $n = 0,5$.

Comentarios

Como acaba de verse, la teoría de Fillunger supone, en definitiva, que el macizo de la presa es un inmenso filtro lleno de agua a presión y con movimiento uniforme.

Las observaciones efectuadas en las presas construidas no sólo deniegan la existencia de ese flujo de agua, sino que con el transcurso del tiempo se colmatan los poros de la zona del paramento de aguas y el macizo llega a ser prácticamente impermeable.

Por otra parte, es sabido que al fabricar el hormigón siempre suele incorporarse más agua de la necesaria para el fraguado, y este agua que no entra en combinación puede quedar y queda, por lo menos en parte, retenida en poros cerrados, sin que tome parte en la circulación.

Por estas razones, las que pudiéramos llamar co-

rrecciones de Fillunger a los cálculos estáticos no deben tenerse en cuenta en los casos corrientes, por no darse en ellos las circunstancias que se suponen para punto de partida de las mismas.

Esto no amengua lo más mínimo el mérito y la importancia de la teoría de Fillunger, que es, sin duda, la más exacta y clara acerca de la cuestión, tan debatida en la literatura técnica, de la presión intersticial y sus efectos.

En primer lugar, la teoría es perfectamente aplicable al caso de los macizos porosos saturados de

agua a presión, bien porque hayan sido defectuosamente contruídos o por disgregación de la masa por efecto corrosivo del agua.

En segundo lugar, la teoría arroja nueva luz sobre la importancia excepcional que tiene la impermeabilidad, o sea la compacidad, de los hormigones, no sólo para evitar los empujes de la presión intersticial, sino los efectos de la subpresión, que en los macizos porosos se establece independientemente de las grietas, y en todos los casos con el coeficiente $m = 1$ de Levy.

R. DUBLANG
Ingeniero de Caminos

Los diques de abrigo de los puertos¹

II

ALGUNOS CASOS PRÁCTICOS

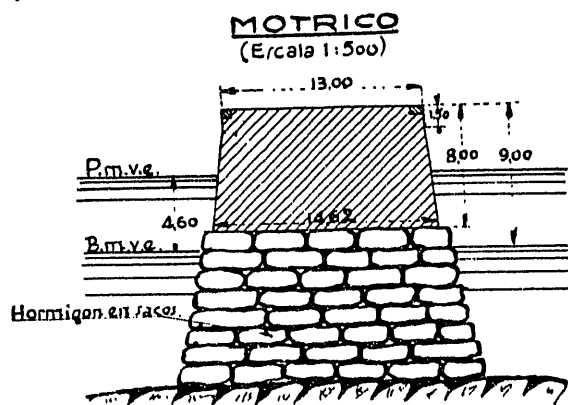
Se han recopilado algunos datos relacionados con los puertos de la costa cantábrica, cuya inspección se me tuvo encomendada, como demostración práctica de la diversidad de criterios consignada precedentemente.

Como puede observarse, por los perfiles tipos que se presentan y corresponden a diques de abrigo ejecutados en diversos puntos de Santander, Vizcaya y Guipúzcoa, la variabilidad de los adoptados es manifiesta, aunque haya coincidencias en algunos aspectos del criterio adoptado por los ingenieros que proyectaron y ejecutaron las obras correspondientes.

Se indicarán algunos detalles que se conocen en cuanto a los resultados conseguidos, siguiendo el orden de antigüedad.

Guipúzcoa

La obra más antigua de las que se indican es la del puerto de Motrico, según proyecto de D. Eva-



risto Churruca. Esta obra fué ejecutada por la Jefatura de Obras públicas de Vascongadas y Navarra, estando encargados de ella los ingenieros de Guipúzcoa residentes en San Sebastián. El perfil que se presenta corresponde a los morros de los diques llamados Norte y Sur, este último como contradique, ya comprendido en el primero de los proyectos redac-

tados, al propio tiempo que el denominado Rompeolas, ubicado 160 m más afuera, en dirección NE. hacia los bajos llamados "Burumendi"¹.

El dique Rompeolas se cimentó directamente sobre roca, sin que haya tenido una sola avería; pero, por causa de la desviación gradual de las marejadas, hubo de proyectarse otro paralelo, más al interior, que es el que se denomina dique Norte. Las obras resistieron muy bien los embates de las marejadas, y únicamente en el contradique Sur fueron arrancados parte de los sacos de hormigón y la infraestructura que se apoyaba en ellos, por causa de las resacas. Esta parte arrancada formó como dos bóvedas, y en los bajamares se veían dos ojos, como galerías, ya que la parte removida no llegó al cimientto, que era en roca franca, sino que afectó a la zona crítica de altura de marea, desde su nivel medio hasta poco más bajo del cero del puerto². Se hizo la reparación en cuanto se aprobó la consignación necesaria para ello, y puede decirse que ya no han ocurrido más averías. La conservación de estos diques de abrigo (lo que es corriente para los pequeños puertos de Guipúzcoa y Vizcaya) se limita, por lo general, al empleo de sacos de hormigón hidráulico, con cemento de Zumaya, o simplemente sacos de Zumaya en las fundaciones, después de haberse tomado en las bajamares vivas equinocciales de primavera y otoño los datos necesarios para reforzar los cimienttos en que se haya notado algún movimiento, que suele acusarse, cuando tiene alguna importancia, en el piso del dique y en el espaldón del mismo.

¹ En aquella época todavía no se habían podido apreciar los efectos de la acción salina del mar sobre el cemento de Portland, y el Sr. Churruca proyectó la infraestructura de las obras del puerto de Motrico a base de hormigón fabricado con cemento de Portland, sin adiciones de puzolana ni de Zumaya, en condiciones análogas a los hormigones, con los que se fabricaron todos los bloques empleados en las obras del puerto exterior del Abra, cuyos bloques, antes de su empleo, estuvieron sometidos a la acción del sol en los talleres de Axpe durante varios años, fraguando en un espesor suficiente, para que resultase después inatacable por las aguas del mar.

² Parece que por los efectos sucesivos, mecánico y químico, se produjeron las averías mencionadas. El mecánico, por la acción de las resacas, primero, y corrientes a través del macizo, después, en la zona crítica, desarticulando la unión de unos sacos con otros, y el químico, por haberse facilitado con esa primera desagregación la acción salina de las aguas del mar sobre el cemento de fraguado lento, que todavía no se aglutinó suficientemente con los áridos del hormigón empleado.

¹ Véase el número anterior, pág. 76.