Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: VI. Application du béton et du béton armé aux travaux hydrauliques (barrages, conduites, galeries sous pression, etc.)

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 22.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VI

Application du béton et du béton armé aux travaux hydrauliques (Barrages, conduites, galeries sous pression, etc.)

Beton und Eisenbeton im Wasserbau (Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen usw.)

Concrete and reinforced concrete in hydraulic engineering (Dams, pipe lines, pressure galleries etc.)

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 1

Le développement du calcul des barrages arqués.

Entwicklung der Berechnung von Bogen-Staumauern.

Development of the Analysis of Arch Dams.

Z. Bažant,
Professor de l'Ecole polytechnique tchèque, Prague.

Introduction.

Les barrages en maçonnerie étaient construits d'abord droits et calculés de telle sorte que l'on prenait un élément entre deux profils verticaux de la hauteur maximale comme une poutre en haut libre et en bas encastrée, chargée par son poids propre et par la pression de l'eau. Les deux charges produisent une sollicitation à la flexion et à la pression qui permet d'utiliser faiblement la résistance de la maçonnerie, notamment quand on néglige la résistance à la traction. Pour éliminer les effets dangereux de la variation de la température, on construisait les barrages un peu incurvés en plan; mais on calculait les efforts comme pour un barrage droit. On supposait que le barrage incurvé s'accommodait facilement aux variations de longueur, produites par les changements de température, en modifiant seulement sa courbure. L'encastrement du barrage dans les flancs de la vallée devait contribuer à la sécurité pour le poids propre et la pression de l'eau. L'examen statique détaillé a montré qu'avec les grandes épaisseurs exigées par le calcul usuel, une petite courbure du barrage n'a pas les conséquences favorable que l'on en attendait. Si l'on envisage le barrage comme un arc horizontal chargé par la pression de l'eau, le calcul donne, vue la petite courbure et la grande épaisseur de l'arc, des tractions considérables: aux appuis, à l'extrados et à la clé de l'arc à l'intrados, et ces tractions peuvent produire des fissures verticales dans la maçonnerie du barrage[1]. Quoique l'on s'efforce d'éliminer par une épaisseur plus grande les tractions aux joints horizontaux, néanmoins il peut se présenter des tractions aux joints verticaux; le renforcement du barrage par un surplus de la maçonnerie est seulement apparent, parce que la maçonnerie n'est pas placée d'une manière correcte.

Calcul du barrage arqué comme un système d'arcs horizontaux indépendants.

En comparaison d'une poutre, libre à une extrémité et encartrée à l'autre, l'arc est un élément de construction beaucoup plus approprié, puisqu'il permet, en supposant une disposition correcte, une répartition des tensions plus uniforme et une meilleure utilisation de la résistance de la maçonnerie. La première application intelligente date de 1800 au barrage Meer Allum près d'Hyderabad

aux Indes[2] qui possède 21 arcs horizontaux entre piliers verticaux, et de 1845 au barrage, bâti d'après le projet de *M. Zola*[2] à Aix-en-Provence dans une vallée étroite, en forme d'une seule voûte horizontale.

Les considérations suivantes supposent en général que la face d'amont du barrage est verticale.

Les barrages arqués furent calculés d'abord approximativement de telle sorte que l'on prenait des arcs horizontaux aux différentes hauteurs comme des arcs indépendants, chargés par la pression de l'eau totale distribuée uniformément sur toute la longueur de l'arc. Cette méthode néglige la connexion mutuelle dans la direction verticale; elle néglige par conséquent les efforts tangentiels aux plans horizontaux entre les arcs voisins qui sont la conséquence de divers déplacements horizontaux. Pour un réservoir vide, le poids des couches supérieures se transmet aux arcs inférieurs comme dans un barrage droit; pour un réservoir plein, cette méthode envisage des éléments horizontaux comme des voûtes indépendantes, dont chacune supporte toute sa pression d'eau. Si la face d'amont est inclinée, la composante verticale de la pression d'eau s'ajoute au poids propre du barrage.[3] *Delocre* qui est l'auteur du premier traité théorique concernant les barrages arqués,[4] supposait approximativement le centre de pression au sommet et aux appuis de l'arc pour un barrage chargé par la pression d'eau aux limites supérieures du noyau de la section. *Pelletreau*[5] prend pour une pression d'eau radiale et uniformément repartie la ligne moyenne circulaire de la voûte horizontale pour la ligne des pressions (comme pour des enveloppes minces cylindriques, chargées de la même manière); il suppose donc une pression uniforme dans toutes les sections de la voûte. Cette méthode fut usuelle dans la majorité des cas notamment en Amérique (le premier barrage arqué est le barrage Bear Valley en Californie, construit en 1886); de même les nombreux barrages arqués en Australie étaient calculés par cette méthode qui est défendue encore par *H. Hawgood.*[6] Les barrages calculés de la sorte ont prouvé avoir une très bonne sécurité. La transmission des forces extérieures par l'action des arcs a naturellement pour conséquence une beaucoup meilleure distribution des efforts et une très grande diminution de l'épaisseur en comparaison des barrages, opposant à la pression d'eau seulement le poids de la maçonnerie et agissant comme des poutres verticales, libres en haut et encastrées en bas, ce que est très désavantageux, en ce qui concerne la distribution des efforts et l'utilisation de la résistance de la maçonnerie.

R. Ruffieux[7] fut le premier qui calculait la voûte horizontale d'un barrage arqué comme un arc élastique sans articulations (d'après la théorie de *J. Résal*); il prenait aussi en considération l'effet de l'effort normal qui est ici assez essentiel, et il se servait de la théorie de *l'arc mince*. La même méthode de calcul fut employée ensuite par *E. Mörsch*[8], *H. Ritter*[9], *C. Guidi*[10], *W. Cain*[11], *R. Kelen*[12] et *G. Ippolito.*[13]

En calculant le barrage arqué comme un système d'arcs horizontaux indépendants, on supposait ordinairement, comme pour des couches cylindriques minces, que les tensions sont distribuées uniformément selon l'épaisseur t, c'est-à-dire que la ligne moyenne circulaire est la ligne funiculaire pour une charge radiale uniforme p_2 à l'extrados de l'arc, ayant le rayon r_2 (fig. 1). Cela donne dans chaque section de l'arc l'effort normal $N_o = -p_2 r_2$ ou la tension

$$\nu_0 = \frac{N_0}{A} = -\frac{p_2 r_2}{b t} \tag{1}$$

pour un arc d'une largeur b, ayant l'aire de la section $A = bt$; l'effort normal N et la tension ν sont positifs en cas de traction. Au lieu de la pression p_2 sur l'extrados, on peut prendre la pression p, distribuée uniformément sur la ligne moyenne de rayon r; on a alors

$$p = p_2 \frac{r_2}{r}. \tag{2}$$

Cette méthode correspondrait au calcul d'un arc élastique, si l'on négligeait l'effet de l'effort normal, car alors la ligne des pressions coinciderait avec la ligne moyenne. Mais un examen plus détaillé a montré que l'on ne peut pas négliger l'effet de l'effort normal, même pour des arcs hauts. L'effort normal raccourcit la ligne moyenne qui se transformerait en un arc circulaire de rayon plus petit si les appuis étaient libres; mais puisque la portée de l'arc encastré aux appuis ne change pas, l'arc ne peut pas rester circulaire et c'est pourquoi la ligne funiculaire actuelle doit s'écarter de la ligne moyenne. La ligne moyenne, déformée par l'effort normal N_0, en supposant les appuis libres, peut

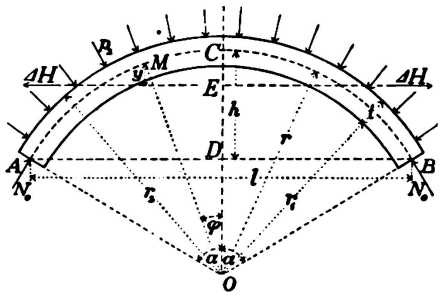


Fig. 1.

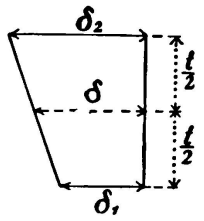


Fig. 2.

être amenée dans la position, où les appuis sont à leur emplacement original, en ajoutant une force horizontale ΔH au centre de gravité de la ligne moyenne comme une réaction additionnelle, agissant extérieurement aux deux appuis[8] (fig. 1); sa valeur est

$$\Delta H = \frac{N_0 \int \frac{\cos\varphi \, ds}{A}}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi \, ds}{A}} \tag{3}$$

pour une épaisseur constante

$$\Delta H = \frac{N_0 l}{\frac{A}{J}\int y^2 ds + \int \cos^2\varphi \, ds} = \frac{N_0 l}{\left(\frac{12r^2}{t^2} + 1\right)\left[\frac{l}{2r}(r-h) + \frac{s}{2}\right] - \frac{12 l^2 r^2}{s t^2}} \tag{3a}$$

où A = aire de la section, J = moment d'inertie et $s = 2r\alpha$ la longueur de la ligne moyenne.

La variation de la température, égale en tous points de l'arc, produit une force horizontale

$$H_t = \frac{\delta \varepsilon E I}{\frac{1}{J}\int y^2 ds + \frac{1}{A}\int \cos^2 \varphi \, ds} \tag{4}$$

où δ = variation de la température, ε = coefficient de l'expansion par température et E = module d'élasticité. Si le changement de la température varie linéairement de δ_1 à l'intrados à δ_2 à l'extrados (fig. 2) dans toutes les sections, elle produit aux appuis seulement le moment

$$M'_t = -(\delta_2 - \delta_1)\varepsilon E \frac{\int \frac{ds}{t}}{\int \frac{ds}{J}} \tag{5}$$

pour une épaisseur constante

$$M'_t = -(\delta_2 - \delta_1)\varepsilon E \frac{J}{t}. \tag{5a}$$

Un examen détaillé, fait déjà par *H. Ritter*[9] et plus tard d'après lui par *A. Stucky*,[14] montra que l'effort tranchant aussi peut avoir une influence, assez considérable pour les arcs bas. Pour la déterminer, on doit remplacer le dénominateur de la formule (3) pour ΔH par une valeur générale

$$\int \frac{yy' ds}{J} + \int \frac{\cos^2 \varphi \, ds}{A} + \beta \frac{E}{G} \int \frac{\sin^2 \varphi \, ds}{A},$$

où β = coefficient de réduction pour l'effort tranchant (pour une section rectangulaire $= \frac{6}{5}$), G = module d'élasticité au glissement, y' = ordonnée de l'antipole de l'axe de gravité de la ligne moyenne par rapport à l'ellipse d'élasticité de l'élément d'arc envisagé. Pour matières isotropes $E/G = 2{,}5$, alors $\beta E/G = 3$. Pour les arcs minces on a approximativement $y' = y$ et pour une épaisseur constante on peut écrire

$$\Delta H = -\frac{p r t^2}{C_1 r^2 + C_2 t^2}; \quad C_1 = 6\left(\cos\alpha + \frac{\alpha}{\sin\alpha} - \frac{2\sin\alpha}{\alpha}\right); \quad C_2 = \frac{2\alpha}{\sin\alpha} - \cos\alpha. \tag{3b}$$

H. Ritter[9] a calculé les tableaux pour C_1, C_2 ce qui facilite le calcul; ils sont aussi contenus dans le livre de *G. Ippolito*.[13] Une variation constante de la température donne une force horizontale

$$H_t = \frac{\delta \varepsilon E t^3}{C_1 r^2 + C_2 t^2} \tag{4a}$$

dans l'axe de gravité de la ligne moyenne, *Ritter* détermine l'influence de la variation de la température aussi dans le cas où la température varie dans la section d'après une courbe de zéro à l'extrados à une valeur maximale à l'intrados. Si la variation de la température est symétrique par rapport au centre de la section (réservoir à vide), elle produit la force horizontale H_t d'après la formule (4a), en désignant par δ la variation moyenne de la température dans la section.

Un examen très détaillé de l'arc chargé par une pression radiale fut donné dans le traité de *W. Cain*[11] et la discussion suivante, puis dans le traité de *F. A. Noetzli*[15] et la discussion de celui-ci. *W. Cain* publiait dans son traité et dans sa conclusion à la discussion[16] les formules finales pour le calcul des *arcs encastrés*, chargés par des pressions radiales uniformément reparties (fig. 3): La force horizontale H_c à la clé de l'arc est donnée par la formule

$$X = pr - H_c = \frac{pr}{\vartheta} \cdot 2\frac{i^2}{r^2}\alpha \sin\alpha, \tag{6}$$

où $$\vartheta = \left(1 + \frac{i^2}{r^2}\right)\alpha\left(\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha\right) - 2\sin^2\alpha + 2{,}88\,\frac{i^2}{r^2}\alpha\left(\alpha - \frac{1}{2}\sin 2\alpha\right); \tag{6a}$$

i = rayon d'inertie $\left(i^2 = \frac{t^2}{12}\right)$, le facteur numérique $2{,}88 = \beta E/G$ (avec $E/G = 2{,}4$ pour le béton au lieu de $E/G = 2{,}5$ pour des matières isotropes et $\beta = \frac{6}{5}$ pour section rectangulaire). Le membre au facteur 2,88 provient de l'effort tranchant, dont l'influence peut être négligée pour les angles centraux $90^0 < 2\alpha < 120^0$:

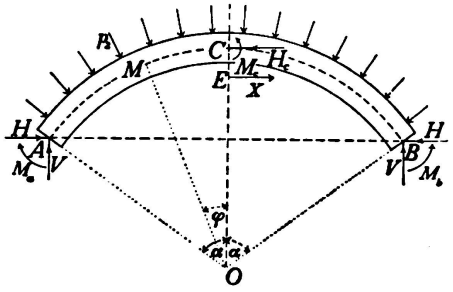


Fig. 3.

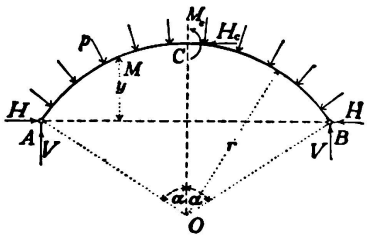


Fig. 4.

pour les angles plus petits et pour de grandes valeurs de t/r l'influence de l'effort tranchant peut être assez considérable. Au point M de l'arc, donné par l'angle φ de son rayon avec l'axe de symétrie, l'effort normal (positif pour la traction) est

$$N = X\cos\varphi - pr, \tag{7}$$

l'effort tranchant

$$T = X\sin\varphi \tag{8}$$

et le moment fléchissant (positif dans le sens de rotation des aiguilles d'une montre, s'il s'agit des forces à gauche)

$$M = -Xr\left(\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \cos\varphi\right); \tag{9}$$

c'est aussi le moment au point M de la force X, substituant le côté droit et agissant à droite au centre de gravité E de la ligne moyenne, ayant l'abscisse $\overline{OE} = \frac{r \cdot \sin\alpha}{\alpha}$. Ces résultats signifient que l'on doit ajouter dans chaque section à l'effort normal $N_o = -pr = -p_2 r_2$ la force X à l'axe de gravité de la ligne moyenne.

Les charges radiales uniformes produisent à la clé de l'arc un déplacement (positif dans la direction du centre de l'arc)

$$\eta = \omega \frac{p r^2}{E t}; \tag{10}$$

où $$\omega = \frac{\alpha}{\vartheta}(1 - \cos\alpha)\left[\left(1 + \frac{i^2}{r^2}\right)(\alpha - \sin\alpha) + 2{,}88\,\frac{i^2}{r^2}(\alpha + \sin\alpha)\right]. \tag{10a}$$

La variation de la température δ, égale en tous points de l'arc, donne une force horizontale

$$H_t = \delta\varepsilon \cdot \frac{EJ}{r^2} \cdot \frac{2\alpha\sin\alpha}{\vartheta} \tag{11}$$

passant par le centre de gravité de la ligne moyenne, et le déplacement de la clé de l'arc

$$\eta_t = -\ \omega \cdot \delta\varepsilon\, r; \tag{12}$$

ω est le coefficient donné par (10a). On a un bon contrôle des formules précédentes en ce sens qu'elles deviennent pour $\alpha = 0$, des formules pour une poutre droite encastrée aux deux extrémités; cela se fait en substituant à sin et cos des séries infinies et en admettant $\alpha = 0$.

S'il n'y a pas de jonction rigide entre l'arc et les fondations (ancrage des barres de l'armature), l'arc peut se fissurer aux appuis et il se rapproche alors de *l'arc à deux articulations*, spécialement lorsque l'arc est mince. On a alors (fig. 4), en négligeant l'influence de l'effort tranchant, ce qui est possible pour un arc mince,

$$X = p r - H_c = \frac{p r}{\vartheta'} \cdot 2\frac{i^2}{r^2}\sin\alpha, \tag{13}$$

$$\vartheta' = \alpha(2 + \cos 2\alpha) - \frac{3}{2}\sin 2\alpha + \frac{i^2}{r^2}\left(\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha\right), \tag{13a}$$

$$M = Xy. \tag{14}$$

N et T sont déterminés par les formules (7), (8). Le déplacement de la clé de l'arc est

$$\eta = \omega' \cdot \frac{p r^2}{E t} \tag{15}$$

avec $$\omega' = \frac{1 - \cos\alpha}{\vartheta'}\left[\sin\alpha + \alpha(1 - 2\cos\alpha) + \frac{i^2}{r^2}(\alpha - \sin\alpha)\right]. \tag{15a}$$

La variation de la température δ, égale en tous points de l'arc, produit aux appuis des réactions horizontales

un déplacement $$H_t = \delta\varepsilon \cdot \frac{EJ}{r^2} \cdot \frac{2\sin\alpha}{\vartheta'} \tag{16}$$

et de la clé:

$$\eta_t = -\ \omega' \cdot \delta\varepsilon\, r. \tag{17}$$

Cam. Guidi[10] transformait les équations valables pour *l'arc encastré*, en y introduisant des longueurs au lieu de fonctions trigonométriques. A l'effort

normal $N_o = - p_2 r_2 = - pr$, on doit ajouter en toutes les sections une réaction horizontale supplémentaire, passant par le centre de gravité de la ligne moyenne (voir fig. 1); sa valeur est

$$\Delta H = - \frac{pr}{\vartheta''} \cdot 2 \frac{i^2}{r^2}, \tag{18}$$

$$\vartheta'' = \frac{s}{l} + \frac{r-h}{r} - \frac{2l}{s} + 2\frac{i^2}{r^2}\left(2\frac{s}{l} - \frac{r-h}{r}\right). \tag{18a}$$

Le résultat représente les influences du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant avec $\beta E/G = 3$ (comme pour des matières isotropes). Une variation de la température δ, égale en tous points de l'arc, donne la force

$$H_t = \frac{\delta \varepsilon E t^3}{6 \vartheta'' r^2}, \tag{11a}$$

passant par le centre de gravité de la ligne moyenne. Une pression radiale uniforme p produit le déplacement du sommet de l'arc

$$\eta = \frac{pr}{Et} h \left\{1 + \frac{1}{\vartheta''}\left[2\frac{l}{s} - \frac{l^2}{4hr}\left(1 - 2\frac{i^2}{r^2}\right)\right]\right\}, \tag{10b}$$

d'où l'on peut calculer de déplacement produit par une variation de la température constante d'après la formule

$$\eta_t = \eta \cdot \frac{\delta \varepsilon E t}{pr}, \tag{12a}$$

ce qui concorde avec la formule (12) provenant de *W. Cain*. *Guidi* facilite le calcul à l'aide de tableaux donnant pour différentes valeurs de l'angle central 2α les valeurs des rapports $\frac{s}{r}$, $\frac{s}{l}$, $\frac{l}{s}$, $\frac{l}{2r}$, $\eta : \frac{pr}{E}$ etc. Il examine aussi le cas d'une pression de l'eau non uniforme qui se présente pour les axes inclinés des arcs aux barrages à arcs multiples, puis l'influence du poids propre pour des voûtes à axe incliné, les voûtes à épaisseur variables et les piliers d'un barrage à arcs multiples. Déjà *H. Ritter*[9] calcule une voûte de forme générale et d'épaisseur variable.

Pour un calcul rapide préliminaire on peut employer avantageusement les simples formules données par *F. A. Noetzli*.[17] Il a négligé l'influence de l'effort normal et de l'effort tranchant, remplace la ligne moyenne approximativement par une paraole et néglige la différence entre la longueur de l'arc et sa corde, en supposant un arc peu élevé; il a obtenu

$$\Delta H = - 0{,}94\, p_2 r_2 \frac{t^2}{h^2}. \tag{19}$$

Au lieu de 0,94 le coefficient suivant serait plus exact:

$$k_t = \frac{h^2 l}{t^3 \left(\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{ds}{A}\right)}; \tag{19a}$$

Noetzli apporte un nomogramme pour k_t, donnant les valeurs de ce coefficient pour divers angles centraux et divers rapports t/h. Le coefficient k_t n'est pas

encore exact, mais il tient compte de l'effort normal et de l'effort tranchant (approximativement, en prenant 1 au lieu de $\beta E/G = 3$): il donne des valeurs très proches des valeurs exactes, ce que *W. A. Miller*[18] a prouvé. *Noetzli* donne pour l'effet de la température la formule approximative

$$H_t = 0{,}94\,\delta\varepsilon E\frac{t^3}{h^2}, \tag{20}$$

ayant la même base que la formule (19); il prend la force H_t approximativement à la distance $\frac{h}{3}$ de la clé de la fibre moyenne. Le retrait du béton a la même influence qu'une variation de la température de -35^0 F ($= -20^0$ C); il donne dans la même ligne d'action, comme la variation de la température, la réaction horizontale

$$H_s = -0{,}94\frac{E\cdot\Delta s}{l}\cdot\frac{t^3}{h^2}, \tag{21}$$

si l'on désigne par Δs le raccourcissement de la fibre moyenne par le retrait du béton.

On peut calculer les tensions normales et les valeurs extrêmes de M, N par la formule

$$\nu_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{Me}{J} = \frac{N}{bt} \pm \frac{6M}{bt^2}, \tag{22}$$

où $e = \frac{t}{2}$ signifie la distance de l'intrados et de l'extrados à la ligne moyenne. Autrement, on ajoute à la tension primaire $\nu_0 = -\frac{p_2 r_2}{bt}$, constante pour tout l'arc, les tensions supplémentaires aux fibres extrêmes, produites par une force horizontale ΔH agissant dans l'axe de gravité de la fibre moyenne; cette force donne dans chaque section le moment M et l'effort normal N, desquels on calcule les valeurs extrêmes des tensions $\nu_{1,2}$ par la formule (22).

Guidi[10] donne pour un arc d'épaisseur constante aux formules pour les tensions extrêmes dans le joint de la clé et aux appuis une forme très simple et publie, pour faciliter le calcul, les tableaux des coefficients qui se trouvent dans les formules. La tension à la clé est:

à l'intrados

$$\nu_1 = -p\left(\frac{r}{t} - \mu_1\right) - \varepsilon E\left(\delta\frac{t}{r}\mu_1 - \frac{\delta_2 - \delta_1}{2}\right), \quad \mu_1 - \frac{1}{\vartheta''}\left(\frac{s-l}{s} + \frac{t}{6r}\right), \tag{23a}$$

à l'extrados

$$\nu_2 = -p\left(\frac{r}{t} + \mu_2\right) + \varepsilon E\left(\delta\frac{t}{r}\mu_2 - \frac{\delta_2 - \delta_1}{2}\right), \quad \mu_2 = \frac{1}{\vartheta''}\left(\frac{s-l}{s} - \frac{t}{6r}\right); \tag{23b}$$

la tension à l'appui:

à l'intrados

$$\nu'_1 = -p\left(\frac{r}{t} + \mu'_1\right) + \varepsilon E\left(\delta\frac{t}{r}\mu'_1 + \frac{\delta_2 - \delta_1}{2}\right), \quad \mu'_1 = \frac{1}{\vartheta''}\left[\frac{l}{s} - \frac{r-h}{r}\left(1 + \frac{t}{6r}\right)\right], \tag{24a}$$

à l'extrados (24b)

$$\nu'_2 = -p\left(\frac{r}{t} - \mu'_2\right) - \varepsilon E\left(\delta\frac{t}{r}\mu'_2 + \frac{\delta_2 - \delta_1}{2}\right), \quad \mu'_2 = \frac{1}{\vartheta''}\left[\frac{l}{s} - \frac{r-h}{r}\left(1 - \frac{t}{6r}\right)\right].$$

Les formules supposent le changement de la température variable dans la section d'après une ligne droite (fig. 2) avec la valeur δ_1 à l'intrados, δ_2 à l'extrados et δ à la fibre moyenne.

L'épaisseur des barrages arqués atteint des valeurs considérables dans les parties inférieures par rapport au rayon de courbure et à la longueur de l'arc. Alors la condition principale du calcul usuel des arcs disant que les dimensions des sections doivent être petites par rapport au rayon de courbure et à la longueur de l'arc, n'est pas satisfaite. Pour des *arcs épais* (à grande courbure) on a la théorie connue plus exacte qui mène à la loi hyperbolique pour les tensions normales, ce que *H. Bellet*[19] à déjà remarqué; il essaya aussi un calcul plus exact de l'influence de l'effort normal et de l'effort tranchant, mais il arriva pour les tensions normales à la formule (de Lamé) pour enveloppes cylindriques épaisses, parce qu'il supposait que l'angle de deux sections voisines n'était pas changé par la déformation, ce qui est vrai seulement pour les enveloppes cylindriques épaisses, chargées par des pressions radiales uniformes.

De l'hypothèse que les sections planes restent planes après la déformation, ce qui mène pour les arcs épais à la loi hyperbolique des tensions normales,

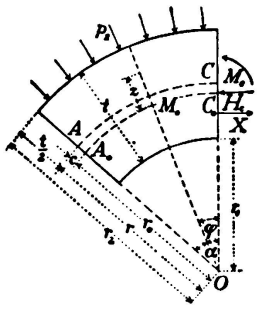


Fig. 5.

B. F. Jakobsen[20] déduisait une solution pour les arcs circulaires à section constante, chargés par des pressions radiales uniformes. *W. Cain*[21] dans sa contribution à la discussion sur le traité de *Jakobsen* donnait aux formules finales une forme plus convenable. Il obtient (fig. 5)

$$X = p_2 r_2 - H_c = \frac{p_2 r_2}{\vartheta_0} \cdot 2 \sin\alpha \frac{i^2}{r_0^2}. \tag{25}$$

$$\vartheta_0 = \left(\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha\right)\left(1 + \frac{i^2}{r_0^2}\right) - \frac{1 - \cos 2\alpha}{\alpha} + 2{,}88 \frac{r}{r_0} \cdot \frac{i^2}{r_0^2}\left(\alpha - \frac{1}{2}\sin 2\alpha\right), \tag{25a}$$

en désignant par r_0 le rayon de la fibre neutre qui diffère ici de la fibre moyenne; la différence est

$$r - r_0 = c = r - \frac{t}{\log\text{nat}\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}. \tag{26}$$

Les forces extérieures d'un côté de la section OM_0, formant l'angle φ avec l'axe de symétrie OC, donnent au point M_0 de la fibre neutre le moment

$$M = - X r_0 \left(\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \cos\varphi\right), \tag{27}$$

ce qui est le moment au point M_o de la force X, agissant à droite, s'il s'agit de l'action de la moitié droite de l'arc, à la distance $r_o \frac{\sin\alpha}{\alpha}$ du centre O, c'est-à-dire au centre de gravité de la fibre neutre. Dans la section OM_o on obtient aussi l'effort normal d'après la formule (7) $N = X\cos\varphi - p_2 r_2$
et l'effort tranchant d'après (8) $T = X\sin\varphi$;
cela signifie que l'on doit ajouter à l'effort normal $-p_2 r_2$, uniformément distribué dans la section, la force X agissant au centre de gravité de la fibre neutre perpendiculairement à l'axe de symétrie de l'arc.

Le moment M et l'effort normal N produisent à la distance z de la fibre neutre une tension normale

$$\nu = \frac{Nr_o}{(r_o+z)t} - \frac{M}{J}\cdot\frac{r_o z}{r_o+z}; \tag{28}$$

N est ν sont positifs en cas de traction, le moment M est positif, s'il agit dans le sens des aiguilles d'une montre pour les forces à gauche de la section, et z est positif au côté extérieur de la fibre neutre. La formule (28) détermine les tensions à l'extrados avec $z = \frac{t}{2} + c$, $r_o + z = r_2$ et à l'intrados avec $z = -\left(\frac{t}{2} - c\right)$, $r_o + z = r_1$.

La pression de l'eau produit un déplacement de la clé de l'arc (positif vers le centre O)

$$\eta = \omega_o \cdot \frac{p_2 r_2 r_o}{Et}, \tag{29}$$

où* $$\omega_o = \frac{1}{\vartheta_o}(1-\cos\alpha)\left[(\alpha-\sin\alpha)\left(1+\frac{i^2}{r_o^2}\right) + 2{,}88\,\frac{r}{r_o}\cdot\frac{i^2}{r_o^2}(\alpha+\sin\alpha)\right]. \tag{29a}$$

Par rapport aux formules pour un arc mince, les formules pour l'arc épais donnent une traction plus petite et une compression plus grande; l'influence d'une grande courbure de l'arc est alors favorable.

Une constante variation de la température donne une réaction horizontale

$$H_t = \delta\varepsilon Et\,\frac{i^2}{r_o^2}\cdot\frac{2\sin\alpha}{\vartheta_o}, \tag{30}$$

agissant à l'axe de gravité de la fibre neutre. Le déplacement de la clé de l'arc, provenant de la variation de la température, est

$$\eta_t = -\omega_o \cdot \delta\varepsilon r_o. \tag{31}$$

Le calcul d'après les formules de *Cain* est facilité par les nomogrammes que *F. H. Fowler*[22] construisait pour les tensions normales à l'intrados et à l'extrados du joint à la clé et aux appuis, pour les arcs minces et épais. Les résultats numériques montrent que l'on peut négliger l'effort tranchant pour $t/r = 0{,}02$ à $0{,}06$.

---

* Il y a une erreur d'impression dans le traité de Cain (Transact. A.S.C.E., vol. 90, p. 541, formule 109); la comparaison avec l'équation précédente le montre clairement.

Les formules indiquées pour les arcs épais donnent de bons résultats, si l'épaisseur de l'arc n'est pas trop considérable. Pour les dimensions très grandes que l'on rencontre quelquefois dans les parties inférieures des barrages arqués, même ce calcul est inexact. Le calcul correct des tensions doit être basé dans ce cas sur la théorie mathématique de l'élasticité; *R. Chambaud*[23] a prouvé que cela mène ici à des résultats très bons. Il part des relations mathématiques de la théorie de l'élasticité et n'introduit aucune autre hypothèse que la loi de *Hooke*. *Chambaud* donne la solution pour un arc à section rectangulaire; elle peut être appliquée à tous les arcs épais (barrages arqués, tunnels et conduites souterraines), ensuite aussi aux enveloppes cylindriques épaisses. Cette théorie donne naturellement des formules compliquées, mais de nombreux nomogrammes permettent une application rapide et simple. Les résultats satisfont très bien à toutes les conditions de surface, excepte pour une petite partie aux appuis; on peut les adapter pour une distribution quelconque des forces extérieures à l'intrados et l'extrados, et pour une distribution quelconque des dilatations à l'intérieur de l'arc, par conséquent, pour les retraits variés en divers endroits (causés par ex. par la méthode de construction) ou pour les variations de température irrégulières. Cette solution a surtout une grande importance, parce qu'elle donne en général des résultats beaucoup plus favorables que la theorie de l'arc épais, mentionnée auparavant. La théorie usuelle des arcs épais (et encore plus la théorie usuelle des arcs minces, basée sur la distribution linéaire des tensions dans les sections) mène d'ordinaire aux tractions considérables à la clé de l'intrados et spécialement aux appuis de l'extrados, où d'après cette théorie se trouve le point le plus faible de la construction. De grandes tractions causeraient des fissures dans une voûte sans armature et la conséquence serait que la maçonnerie intacte formerait une nouvelle voûte capable de résister avec sécurité aux forces extérieures; *J. Résal*[1] fut le premier qui l'a remarqué (il supposait la voûte «active» comme parabolique), après lui *M. Malterre*[24] (avec une voûte «active» circulaire d'épaisseur constante et variable) et *L. J. Mensch*.[25] Le calcul exact d'après la théorie de *Chambaud* montre que les tensions actuelles sont beaucoup plus favorables; notamment les tractions à l'extrados disparaissent (ce qui est surtout important pour l'imperméabilité de la maçonnerie), les tractions à l'intrados sont limitées à une petite partie à la clé. Le calcul exact donne en somme de petites différences par rapport à la théorie usuelle des arcs épais, en ce qui concerne l'influence des moments fléchissants; une différence considérable se manifeste dans l'influence de l'effort normal qui dépasse l'influence des moments fléchissants pour les arcs épais, si l'on calcule exactement. Les différences de tensions concernent principalement le voisinage de l'intrados. Outre cela, le calcul exact envisage d'une manière propre les efforts tranchants. La théorie usuelle des arcs épais ne donne pas de bons résultats pour une épaisseur trop grande, parce qu'elle est basée sur des hypothèses qui ne sont pas correctes: elle néglige les tensions normales dans la direction radiale et détermine les tensions normales aux sections, comme si les sections planes restaient planes après la déformation. Notamment la dernière hypothèse n'est pas correcte pour des pièces courbes (arcs), puisqu'ici la détermination de l'influence de l'effort normal et de l'effort tranchant ne peut se faire séparément, comme pour les pièces droites. La théorie exacte donne pour les tensions normales (v_1 dans la direction du rayon, v_2 dans

celle de la tangente à l'arc et v_3 dans celle de l'axe de la voûte) et pour les tensions tangentielles τ (perpendiculaires à l'axe de la voûte) dans la section radiale et dans la section cylindrique) en général des courbes; la fig. 6 montre ces courbes pour la section à la clé $C_1 C_2$ et pour la section d'appui $A_1 A_2$ pour un arc de rayon $r = t = \overline{C_1 C_2} = \overline{A_1 A_2}$. Chambaud faisait son calcul pour un arc sollicité par des forces extérieures et des tensions intérieures symétriques au plan de la fibre moyenne. L'application à d'autres cas donne naturellement des résultats approximatifs.

Le calcul d'un barrage arqué comme un système d'arcs horizontaux supportant indépendamment la pression d'eau et les effets de la variation de température, du retrait et des gonflement du béton, peut être très convenable, si par ex. par construction en couches la liaison des couches dans le sens vertical est détruite; on peut le remarquer aux brusques déviations des lignes élastiques des sections

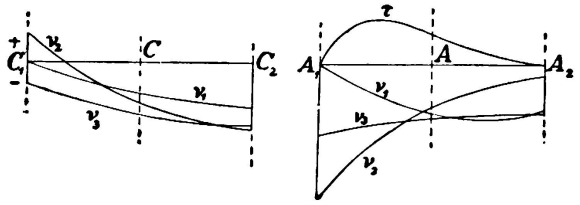


Fig. 6.

verticales.[15] Ce calcul serait exact, si le barrage était réellement divisé en arcs horizontaux indépendants avec les joints de dilatation horizontaux, remplis par ex. d'asphalte avec une tôle de cuivre pliée, pour obtenir l'imperméabilité; c'est la proposition de *A. Peña Boeuf.*[26] Autrement ce calcul est seulement approximatif.

Calcul du barrage arqué comme un système d'arcs horizontaux et des poutres verticales.

En réalité, les arcs horizontaux sont en connexion mutuelle dans le sens vertical et ne peuvent pas se déformer librement; cela provoque des réactions mutuelles entre les arcs horizontaux dans le sens verticale. Un calcul plus exact des barrages arqués considère le barrage divisé par sections horizontales en des arcs horizontaux et par sections radiales verticales en poutres verticales, en haut libres et en bas encastrées. Les forces extérieures sont divisées entre ces deux systèmes. Les conditions de leur distribution sont données par la déformation du barrage qui doit être la même en chaque point pour les deux systèmes. Si l'on considérait toutes les composantes de la déformation en chaque point (trois composantes de déplacement dans trois axes de coordonnées et trois composantes de rotation autour de ces axes), on aurait un calcul exact. Mais comme le calcul par cette méthode est pratiquement presque impossible, on le simplifie en négligeant toutes les rotations et les tensions dues à la torsion, en négligeant aussi la composante tangentielle du déplacement horizontal et les tensions respectives au glissement. On peut négliger aussi la composante verticale du déplacement, si l'on considère le barrage, après que la déformation par le poids propre est achevée. Il reste alors seulement la composante horizontale du déplacement,

perpendiculaire à la fibre moyenne de l'arc horizontal (déplacement radial), et par conséquence une seule condition pour chaque point, où la fibre moyenne de l'arc horizontal imaginé croise l'axe de la poutre verticale. Ainsi on substitue au barrage un système des poutres verticales et des arcs horizontaux qui s'appuient l'un sur l'autre simplement (sans encastrement[27]). Les tensions de torsion, négligées par cette méthode, diminuent en réalité un peu les tensions de flexion et augmentent la sécurité.

Le calcul correct par cette méthode serait difficile, puisque le déplacement d'un point quelconque de la poutre (ou de l'arc) dépend de toutes les charges agissant sur la poutre (sur l'arc). Les conditions d'un déplacement égal en tous points des arcs horizontaux et des poutres verticales mènent à des équations, dont chacune contient un grand nombre d'inconnues.

S. H. Woodard[28] simplifie le calcul en considérant la déformation du barrage seulement dans la section verticale, passant par les clés des arcs (où la hauteur du barrage est maximale); il suppose dans l'arc une simple compression, détermine la flèche de la clé comme pour un arc à deux articulations et admet la distribution de la pression d'eau entre le système des arcs horizontaux et des poutres verticales, calculée de la section des sommets, uniforme le long des arcs. *R. Shireffs*[29] cherchait à améliorer le calcul en déterminant la flèche de la clé de l'arc comme pour un arc encastré, employant autrement la même méthode de calcul; mais il a négligé l'influence de l'effort normal et sa formule est trop compliquée, et incorrecte, comme *W. Cain*[11] l'a montré. *H. Bellet*[19] détermine la distribution des pressions entre les arcs et les poutres en partant de la supposition incorrecte que la dilatation relative de la fibre moyenne de l'arc est en chaque point égale zéro.

H. Ritter[9] procédait dans un exemple numérique (publié en 1913) d'une façon approximative, en supposant sur chaque arc horizontal une charge radiale uniforme et en déterminant sa valeur par comparaison du déplacement de la clé de l'arc et de la poutre verticale dans la section passant par les sommets des arcs. D'une manière analogue *L. R. Jorgensen*[30] considère seulement la section verticale médiane, mais il calcule la distribution des pressions seulement avec une approximation grossière; *L. J. Mensch*[31] emploie pour le calcul de la distribution des pressions entre les arcs et les poutres la condition peu appropriée de l'égalité des travaux des forces intérieures. *J. Résal*[1] envisage aussi seulement la section médiane.

H. Ritter[32] a indiqué le principe d'un calcul plus exact de la distribution des charges entre les poutres verticales et les arcs horizontaux ainsi: La flèche au point quelconque M de la poutre verticale A B (fig. 7) peut être calculée à l'aide de sa ligne d'influence (c'est-à-dire la ligne élastique de la poutre A B chargée par P = 1 au point M); elle a une valeur

$$\eta_m = \Sigma P'_n \eta_{nm} \tag{32}$$

où P'_n désigne une charge agissant au point N sur la poutre. Cette flèche égale la flèche de l'arc horizontal au même point pour les charges $P''_n = P_n - P'_n$; P_n est la charge totale au point N. On obtient de la sorte autant d'équations que l'on a d'éléments horizontaux, en supposant la charge des arcs horizontaux uniforme et l'on a alors pour chaque arc horizontal une seule inconnue P''_n à cal-

culer avec ces équations. On pourrait procéder de même pour une section verticale quelconque du barrage et on trouverait pour différentes sections verticales des charges différentes pour les arcs horizontaux; la distribution des charges sur les arcs n'est par conséquent pas uniforme.

A. Stucky[14] fut le premier qui considérait en réalité (dans le calcul du barrage de la Jogne, fait en collaboration de *A. Rohn* au bureau de *H. E. Gruner* à Bâle) toutes les poutres verticales et tous les arcs horizontaux (les deux à section variable) et tenait compte non seulement des portées et hauteurs différentes des arcs, mais aussi des hauteurs différentes des sections verticales qui ont une influence essentielle sur leur rigidité et par conséquent sur la distribution de la pression d'eau entre les poutres verticales et les arcs horizontaux. La solution des équations résultantes peut être facilitée, en résolvant séparément le système des équations concernant chaque poutre verticale et en envisageant seulement les charges agissant sur une seule poutre. Les valeurs approximatives calculées de la sorte peuvent être corrigées des équations originales par itération. Mais parce qu'un accomplissement exact des hypothèses du calcul ne peut être garanti pour les barrages en maçonnerie en vue de leur construction et du matériau employé, on doit considérer chaque calcul du barrage comme approximatif; c'est pour

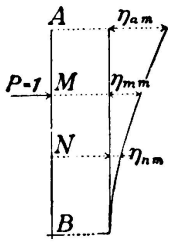


Fig. 7.

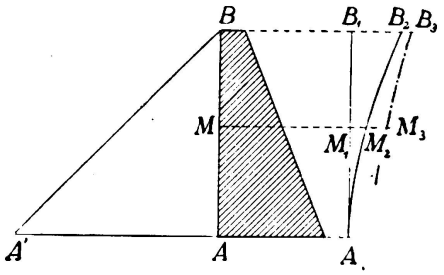


Fig. 8.

cela que les résultats du premier calcul approximatif sont souvent suffisants. On peut contrôler les résultats, en calculant les déplacements des poutres verticales et des arcs horizontaux pour la distribution des charges calculées; il suffit, si les deux déplacements en un même point ne diffèrent pas de plus de 10 %.

Une *méthode d'essai* pratique fut donnée par *F. A. Noetzli*[17] et complétée par *W. Cain*[33]. On doit avant tout s'informer, si les arcs horizontaux ont une action statique. A cette fin on détermine la ligne élastique $A_1M_2B_2$ (fig. 8) de la poutre verticale entre deux sections verticales radiales au milieu du barrage pour la pression d'eau totale AA'B. On calcule aussi les déplacements des arcs horizontaux, en supposant qu'ils supportent toute la pression d'eau. Si les déplacements des poutres verticales sont partout plus petits que ceux des arcs (ligne B_3M_3), les poutres verticales supportent toute la charge; les arcs pourraient être sollicités seulement, si la température s'élève et diminue leur déplacement. Ce cas se présente, si l'épaisseur du barrage est calculée, en négligeant l'influence des arcs (comme pour un barrage droit).

Dans un barrage d'épaisseur plus petite, une partie de la pression d'eau est supportée par les poutres verticales, l'autre partie par les arcs horizontaux. Les poutres verticales supportent à leur base toute la pression d'eau, parce que leur déplacement est là très petit (plus petit que le déplacement de l'arc pour toute la

pression d'eau). De la base à la couronne du barrage la charge des arcs croît approximativement d'après une ligne droite AB′ (fig. 9); dans la partie supérieure du barrage, les arcs, assez rigides, empêchent le déplacement de la poutre verticales (ils se déplacent moins que la poutre, de sorte qu'ils la soutiennent), et agissent par conséquent sur la poutre verticale avec des réactions opposées à la pression d'eau. Du diagramme de la pression d'eau AA′B, les arcs supportent la partie AB′B, les poutres verticales la partie AA′BB′ (AA′C′ est positif, C′B′B négatif). On envisage ici la section verticale la plus haute et l'on suppose sur les arcs approximativement une charge uniforme. Du diagramme de la charge pour la poutre verticale on obtient aisément (au mieux par calcul) les moments fléchissants et l'on détermine la ligne élastique de la poutre verticale comme un polygone funiculaire au diagramme des charges, ayant des ordonnées $M\frac{J_o}{J}$; J_o est un moment d'inertie constant, J est le moment d'inertie de la section. Dans un point C choisi arbitrairement, toute la charge est supportée par l'arc. On détermine en C le déplacement du sommet de l'arc

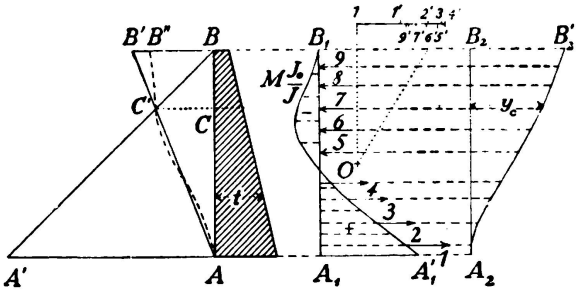


Fig. 9.

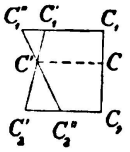


Fig. 10.

pour toute la pression d'eau. Si la poutre verticale possède en C un déplacement y_c plus grand que l'arc, il est nécessaire de choisir le point C plus en bas et de répéter le calcul. La position exacte de C est déterminée par une interpolation linéaire entre les deux points C_1, C_2, choisis auparavant (d'après la fig. 10, où $\overline{C_1C'_1}$, $\overline{C_2C'_2}$ sont les déplacements des arcs et $\overline{C_1C''_1}$, $\overline{C_2C''_2}$ les déplacements des poutres). Le point C connu, on compare les déplacements de la poutre et ceux des arcs sur toute la hauteur du barrage. D'ordinaire on n'arrivera pas à une concordance absolue. Pour avoir non seulement en C, mais aussi à la couronne des déplacements égaux, on doit changer le diagramme des charges pour les arcs horizontaux, en substituant la ligne droite C′B″ à C′B′; les arcs supportent alors la charge donnée par le diagramme AC′B″B et la poutre a une charge donnée par le diagramme AC′B″BA′ (AC′A′ est positif, C′B″B négatif). On change le point B″, jusqu'à ce que l'on obtient en C et B des déplacements égaux pour les arcs et la poutre. En d'autres points les déplacements ne doivent pas être les mêmes, car en réalité on devrait avoir une courbe au lieu de la ligne brisée AC′B″. On peut déterminer cette courbe, en prenant pour les arcs une charge plus petite (plus grande), où le déplacement calculé de l'arc soit plus grand (plus petit) que celui de la poutre.

La pression d'eau produit dans les poutres les plus grandes tensions au joint de base, où des tractions considérables pourraient se présenter sur la face d'amont. S'il n'y a pas là une armature, il peut se produire des fissures horizontales sur

la face d'amont, à la base du barrage. En ce cas, la poutre verticale ne se comporte pas comme une poutre parfaitement encastrée, mais seulement comme une poutre partiellement encastrée ou articulée à sa base. On peut alors trouver la solution correcte par essai, en choisissant la tangente à la ligne élastique à la base de la poutre; on fait ensuite le calcul indiqué auparavant et on constate si les déplacement de la poutre sont partout en accord avec ceux des arcs.

R. Chambaud[23] a indiqué aussi une méthode pour trouver la division des charges entre les arcs horizontaux et les poutres verticales. Il partait d'une loi quelconque (approximative) pour la part de la pression d'eau supportée par les arcs, supposait sur chaque arc horizontal approximativement une charge uniforme et calculait les déplacements des clés des arcs et les déplacements de la poutre verticale par les charges qui leur correspondent. Pour un second calcul, il introduit la demi-somme de ces déplacements, détermine d'elle la distribution des charges entre les arcs et les poutres, et répète le calcul. De cette manière il se rapproche des valeurs exactes. Il envisage aussi approximativement les tensions normales aux sections horizontales, avec leur valeur moyenne.

A. Rohn[34] recommande pour la premier calcul cette *méthode approximative:* On attribue à la poutre verticale une part du diagramme des charges AA'B

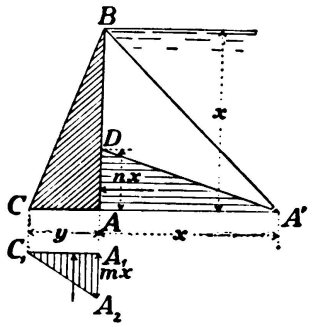


Fig. 11.

(fig. 11) de la pression d'eau totale, part triangulaire AA'D avec la base $\overline{AA'} = x$ = hauteur du barrage, et $\overline{AD} = n \cdot x$, où $n = \frac{1}{5}$ à $\frac{1}{2}$ pour b/h = 1,1 à 1,8; b est la longueur du barrage à la couronne, h = hauteur. Le reste de la pression d'eau agit sur les arcs horizontaux. Il recommande aussi de considérer toujours la *sous-pression d'eau* avec un diagramme de charge triangulaire $A_1 C_1 A_2$ (comme pour un barrage droit), où $\overline{A_1 A_2} = m \cdot x$ pour $m \leqq 1$; à la partie supérieure du barrage il suffit de prendre m = 0,8. Pour un profil triangulaire du barrage, l'épaisseur nécessaire à la base est

$$y = n \cdot x \sqrt{\frac{1}{\gamma - m}}; \tag{33}$$

γ = poids spécifique de la maçonnerie. Pour $m = 1$, $n = \frac{1}{4}$, $\gamma = 2{,}3$ (t/m^3) on aurait $y = 0{,}22\ x$.

La distribution uniforme des pressions radiales sur les arcs horizontaux, supposée dans la majorité des méthodes approximatives de calcul, n'est pas

suffisamment exacte. La distribution de la pression d'eau entre les arcs horizontaux et les poutres verticales dépend très essentiellement de la forme du profil de la vallée. Il est alors néccessaire pour un calcul exact, d'envisager non seulement une (la plus haute) poutre, mais un nombre plus grand de poutres verticales et d'arcs horizontaux; *A. Stucky*[14] procédait déjà de la sorte. Une autre méthode d'essai a été donnée par *C. H. Howell* et *A. C. Jaquith*[35] qui choisissaient pour les arcs une charge non uniforme, déterminaient pour cette charge les déplacements des arcs et pour le reste de la charge les déplacements des poutres, et variaient successivement la charge des arcs, jusqu'à ce qu'ils obtenaient en tous points les déplacements des arcs et des poutres pratiquement égaux. Il est naturellement nécessaire de faire plusieurs essais, pour obtenir une coincidence satisfaisante. De la charge résultante on peut calculer les tensions dans les arcs et dans les poutres. *Howell* et *Jaquith* suppriment dans leur calcul les parties inactives (tendues) des arcs et des poutres, et ils limitent le calcul final du barrage (sans armatures) seulement aux parties travaillant à la compression; ils obtiennent

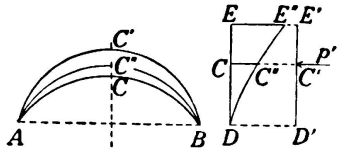


Fig. 12.

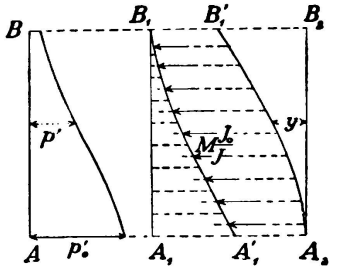


Fig. 13.

toujours des arcs d'une épaisseur variable et ils négligent l'influence de l'effort tranchant.

La comparaison de plusieurs cas montra que le calcul du barrage arqué comme un système d'arcs horizontaux indépendants n'est pas exact et qu'il exige aussi plus de maçonnerie, notamment si l'on calcule avec une approximation grossière les arcs comme couches cylindriques minces, comme cela se faisait autrefois. On ne devrait pas négliger dans les projets des barrages arqués l'influence des poutres verticales qui apparait en réalité toujours et change la charge et les tensions des arcs horizontaux. La dernière méthode de calcul peut être appliquée pour un profil quelconque de la vallée, aussi pour un profil dissymétrique.

L'influence des *changements de la température* qui peut produire des tensions plus grandes que la pression d'eau, peut être calculée par la même méthode que la pression d'eau. On peut même la remplacer (*Ritter*[9]) par une pression d'eau qui produirait les mêmes déplacements des arcs horizontaux que le changement de la température; cette pression d'eau équivalente se divise entre les poutres verticales et les arcs horizontaux de même que la pression d'eau réelle.

Une solution par essai de l'influence du changement de la température fut donnée par *F. A. Noetzli*[17] et améliorée par *W. Cain.*[21] On suppose encore le barrage divisé en poutres verticales et en arcs horizontaux. La fibre moyenne de l'arc ACB (fig. 12), fixé aux extrémités et autrement libre, adopterait par

le changement de la température la forme AC'B; le déplacement de la clé serait d'après la formule (31) pour arcs épais

$$\eta_t = \overline{CC'} = -\omega_o \cdot \delta\varepsilon\, r_o.$$

Ce déplacement est empêché par les réactions p' de la poutre verticale DCE; en les supposant constantes sur toute la longueur de l'arc, on a d'après (29) le déplacement

$$\eta' = \overline{C''C'} = \omega_o \cdot \frac{p' r_2 r_o}{Et}.$$

Le déplacement résultant est

$$y = \overline{CC''} = \omega_o r_o \left(\frac{p' r_2}{Et} - \delta\varepsilon\right). \tag{34}$$

La ligne élastique résultante de la poutre verticale est DC''E''. On détermine la charge p' par le calcul du barrage. A la base du barrage il y a

$$y = \omega_o r_o \left(\frac{p'_o r_2}{Et} - \delta\varepsilon\right) = 0, \text{ alors } p'_o = \frac{\delta\varepsilon Et}{r_2}.$$

On choisit à la couronne une petite pression spécifique (fig. 13) et dans la section verticale une courbe pour la distribution des pressions p' (au premier essai on peut choisir une ligne droite). Pour les charges choisies on détermine dans la poutre verticale les moments fléchissants M et les valeurs $M\frac{J_o}{J}$; J est le moment d'inertie de la section de la poutre, J_o un moment d'inertie constant. La ligne $M\frac{J_o}{J}$ représente la ligne de charge dont le polygone funiculaire donne la ligne élastique. Le calcul est correct, si les déplacements y des poutres verticales concordent avec les déplacements des arcs, calculés par la formule (34); les arcs ont la même charge p' que les poutres verticales, mais en sens opposé. S'il n'y a pas concordance, on doit corriger le calcul en changeant la ligne courbe de p'.

La diminution de la température peut être combinée avec le *retrait du béton;* si ε' représente le retrait par unité de longueur, le déplacement résultant du déplacement de la clé de l'arc est

$$y = \overline{CC''} = \omega_o r_o \left(\varepsilon' - \delta\varepsilon - \frac{p' r_2}{Et}\right); \tag{34a}$$

le changement δ de la température ici est négatif, la réaction p' des poutres verticales (l'équation contient sa valeur absolue) agit vers l'extérieur de l'arc. Le retrait du béton a la même influence qu'une diminution de température qui causerait le même raccourcissement que le retrait.

Une élévation de la température produit le déplacement du barrage en amont pour un réservoir vide; ce déplacement des poutres verticales a pour conséquence des tractions sur la face aval de la partie inférieure du barrage. Dans les arcs il y a par contre des tractions à la clé à la face amont; sans armature, des

fissures peuvent se produire ici. Pour un réservoir plein et avec une diminution de la température, le barrage se déplace vers l'aval; des tractions peuvent se présenter éventuellement dans les poutres à la partie inférieure de la face amont, dans les arcs à la clé à la face aval. On devrait disposer une armature convenable partout où il peut y avoir des tractions; autrement des fissures verticales pourraient se former successivement sur les deux faces aux sommets des arcs et pourraient influencer très défavorablement la sécurité du barrage. Si l'on néglige la distribution des charges entre les arcs horizontaux et les poutres verticales (en tenant compte seulement de la résistance des arcs), une construction malpropre peut avoir aisément pour conséquence des fissures horizontales, ce que semblent montrer les résultats des mesures effectuées à quelques barrages.[17]

Quant à l'étendue des changements de la température, *F. A. Noetzli*[17] recommande pour les hauts barrages qui ont à la base une épaisseur plus grande, de prendre à la couronne le changement de la température maximale (à peu près $\pm$ 14° C), à la base un changement nul et entre deux les changements variant d'après une ligne droite; pour un calcul exact il n'y a pas encore assez de résultats de mesures effectives. Au barrage *Arrow-Rock*[36] l'oscillation annuelle de la température à la couronne fut trouvée de 27° F, à la base 6,5° F seulement. Il peut y avoir aussi diverses combinations du changement de la température à la face amont et aval; il est surtout nécessaire de considérer pour un réservoir vide les mêmes diminutions maximales de la température sur les deux faces, et pour réservoir plein diverses diminutions de la température à la face amont (jusqu'à la température la plus basse de l'eau) et à la face aval (jusqu'à la température la plus basse de l'air).

Dans les barrages épais, les variations de la température ne pénètrent pas de la même manière dans tout le barrage; *A. Stucky*[14] a fait un examen détaillé de cela. *G. Ippolito*[13] suivit en détail la pénétration des variations de la température de l'air dans la maçonnerie et déduit des formules simples pour la distribution de la température dans la maçonnerie; on peut s'en servir pour une construction quelconque en maçnnerie dans le calcul des changements journaliers et annuels de la température. Le même auteur examine aussi l'influence de l'élévation de la température pendant la prise du béton et donne des résultats de la mesure des températures à plusieurs barrages; il y en a peu et ils ne permettent pas d'arriver à des conclusions sûres. Les calculs donnent d'ordinaire pour les changements de la température des tensions trop grandes, lorsqu'on prend le changement de la température constant ou linéairement variable à travers l'épaisseur du barrage, ce qui ne répond pas à la réalité. Les déformations causées par les changements de la température peuvent avoir aussi une influence assez favorable sur la grandeur des tensions, s'il y a des déformations plastiques aux appuis ou à l'intérieur du barrage.

Une simple formule pour la pénétration des changements de la température dans l'intérieur d'une maçonnerie épaisse, dérivée des mesures américaines, est donnée par *H. Ritter*[9]

$$\delta = \frac{\delta_1}{\sqrt[3]{x}}, \tag{35a}$$

où δ est le changement de la température dans la maçonnerie à une distacne x de la surface, δ_1 le changement de la température de l'air. *G. Paaswell*[37] donne pour ce cas la formule

$$\delta = \delta_1 e^{-kx} \cos kx; \tag{35b}$$

k est une constante dépendant du matériau et du temps: pour le béton et la période d'un jour $k = 0{,}079$, pour le béton et la période d'une année $k = 0{,}00413$.

On peut éliminer les influences trop grandes des changements de la température et du retrait du béton par les *joints de dilatation*. Pour un barrage calculé comme une poutre en haut libre et en bas encastrée, ces joints sont au point de vue statique inoffensifs. Pour un barrage arqué, un trop grand nombre de joints de dilatation est désavantageux par rapport à la stabilité.

Calcul du barrage arqué comme une couche mince.

Le barrage arqué est en réalité une couche libre à la couronne et appuyée ou encastrée aux flancs et au fond de la vallée. Le calcul du barrage arqué comme une couche mince est très difficile. On doit partir des équations d'équilibre et de déformation d'un élément infiniment petit (comme dans le calcul des plaques) et satisfaire aux conditions données par les appuis aux flancs et au fond de la vallée et par la surface libre à la couronne. L'idée de ce calcul fut formulée dans son principe par *G. Pigeaud*.[3]

B. A. Smith[38] fut le premier qui essaya de calculer le barrage arqué comme une couche mince. Il simplifia le calcul, en considérant seulement la partie la plus

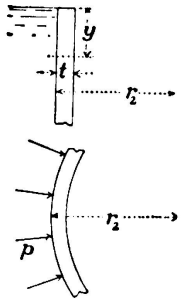


Fig. 14.

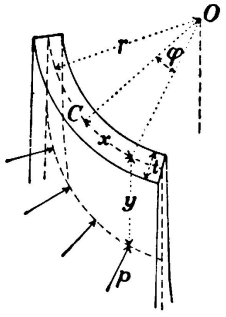


Fig. 15.

haute du barrage et en supposant, dans la direction horizontale, dans toute l'étendue du barrage les mêmes conditions que dans la section la plus haute: il élimina de la sorte la variabilité dans la direction horizontale (dépendance de l'angle φ). Il considère les conditions aux bords seulement pour la couronne et la base de la section verticale: cela concorde en réalité avec le calcul d'une enveloppe cylindrique de réservoir. La connexion des éléments dans le sens horizontal est envisagée, en ce qui corcerne les tensions, mais pas pour les déformations: il est seulement montré avec une approximation grossière que pour les angles centraux plus petits que 120°, le déplacement du sommet d'un arc horizontal peut être calculé comme un arc en demi-cercle, si l'on substitue pour le module d'élasticité E_o de l'arc la valeur $\frac{2}{3} E_o$. *Smith* envisage aussi les efforts tranchants dans les plans horizontaux et des conditions d'équilibre des forces agissant sur l'élément

t. ds. dy (entre deux plans horizontaux, deux plans radiaux verticaux et les deux faces du barrage), de la déformation de la poutre verticale, produite par le moment fléchissant, et celle de l'arc horizontal provenant de l'effort normal (en négligeant les moments fléchissants dans les arcs) arrive à l'équation fondamentale

$$\frac{d^2}{dy^2}\left(C_1 \frac{d^2 z}{dy^2}\right) + \frac{E_o}{r_2^2} t z = p ; \qquad (36)$$

r_2 est le rayon de la face amont (fig. 14), p la pression extérieure (d'eau) uniformément repartie le long de l'arc horizontal, t = épaisseur du barrage, $C_1 = E_1 J = \frac{1}{12} E_1 t^3$ est la rigidité en flexion (pour un élément vertical de largeur égale à l'unité de longueur), E_1 le module d'élasticité pour la poutre verticale (il peut différer du module E_o pour l'arc horizontal, s'il y a une autre armature dans les deux sens), z = déplacement radial et y = profondeur mesurée verticalement de la surface de l'eau (à la hauteur de la couronne du barrage). Le calcul présente le défaut que la poutre verticale, enlevée du barrage, est envisagée comme une poutre indépendante, sans connexion avec les autres poutres; alors le coefficient de *Poisson* ne rentre pas dans les équations.

Smith faisait le calcul pour un barrage d'épaisseur constante et pour un barrage, dont l'épaisseur varie linéairement, donc la section verticale est trapézoïdale. Dans le premier cas la solution est analogue à la solution connue pour l'enveloppe cylindrique du réservoir; seulement la constante de *Poisson* ne se trouve pas dans les résultats. Pour une épaisseur linéairement variable *Smith* donne une solution par séries sous forme des *fonctions* spéciales de *Michell;* le traité contient des tableaux numériques de ces fonctions, facilitant le calcul, et déduit la connexion de ces fonctions avec les fonctions complexes de *Bessel.*

W. Cain[33] montra dans un exemple numérique que les méthodes de *Smith* et *Noetzli* donnent des résultats absolument identiques, quoique *Noetzli* négligeait les efforts tranchants, ce qui est alors admissible. L'accord des deux méthodes est assez naturel, parce que leur fondement est en réalité le même: les deux envisagent la poutre verticale au centre du barrage et négligent la variation des valeurs dans la direction horizontale. La seule différence est que *Smith* intègre une équation différentielle, se sert alors d'éléments infiniment petits, tandis que *Noetzli* prend des éléments finis, mais cela n'a pas d'influence essentielle sur les résultats, si le nombre des éléments de la section verticale n'est pas trop petit.

G. Paaswell[37] déduit des relations fondamentales de la déformation et du travail de déformation l'équation différentielle générale pour la flexion d'une couche élastique:

$$p = \frac{EJ}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial^4 z}{\partial y^4} + \frac{2}{r^2}\frac{\partial^4 z}{\partial y^2 \partial \varphi^2} + \frac{1}{r^4}\frac{\partial^4 z}{\partial \varphi^4} + \frac{2^2}{r^2}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \frac{2}{r^4}\frac{\partial^2 z}{\partial \varphi^2} + \frac{z}{r^4}\right); \qquad (37)$$

z = déplacement de la couche, y = distance verticale de la surface de l'eau (fig. 15), φ = angle mesuré dans un plan horizontal du plan de symétrie, r = rayon de la surface moyenne cylindrique, p = pression extérieure radiale (pression de l'eau), et μ = constante de *Poisson.* Pour $r = \infty$ (et $r\, d\varphi = dx$) l'équation (37) se transforme en équation fondamentale des plaques. *Paaswell* ne

détermine pas l'intégrale générale de l'équation (37); il donne seulement une solution particulière et déduit d'elle le rapport des moments fléchissants dans la poutre et dans l'arc. Il montre que les moments fléchissants de la poutre sont à la base du barrage beaucoup plus grands que les moments de l'arc, et que les moments des arcs à la partie inférieure du barrage changent de signe.

Dans la publication excellente «Report on Arch Dam Investigation, Vol. I.»[2] *H. M. Westergaard* s'occupe de la théorie du barrage arqué comme une couche mince; il considère pour les sections radiales et horizontales les efforts normaux et deux composantes de l'effort tranchant (dans la direction radiale et perpendiculaire), ensuite les moments fléchissants pour les sections verticales et pour les arcs horizontaux, et les moments de torsion; il suppose la même distribution des tensions comme dans les plaques: les tensions normales et tangentielles variables linéairement à travers l'épaisseur du barrage, en supposant un barrage de petite épaisseur. Il arrive, en partant de l'équilibre et de la déformation d'un élément pris dans toute l'épaisseur du barrage limité par deux sections horizontales infiniment proches et par deux sections radiales, à l'équation différentielle de la flexion du barrage

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 z}{\partial y^4}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\frac{\mu}{r^2}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}+K\left(\frac{\partial^3 z}{\partial y^3}+\frac{\partial^3 z}{\partial x^2\,\partial y}+\frac{\mu}{r^2}\frac{\partial z}{\partial y}\right)$$
$$+k\left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\frac{\mu}{r^2}z\right)-\frac{1}{N}\left(p-\frac{P_x}{r}+P_y r''+\gamma t r'\right)=0 \tag{38}$$

et l'équation différentielle des forces intérieures

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 F}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 F}{\partial y^4}-\frac{Et}{r}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}=0. \tag{39}$$

Dans ces équations, z est le déplacement, r = rayon du cylindre de référence (fig. 15), x = distance mesurée sur ce cylindre dans la direction horizontale du plan vertical de symétrie (passant par l'axe de symétrie OC à la couronne), y = distance verticale de la couronne du barrage, t = épaisseur du barrage; ensuite $r'=\frac{dr_y}{dy}$, $r''=\frac{d^2 r_y}{dy^2}$, r_y = rayon de la surface médiane (dépendant seulement de y), E = module d'élasticité de la maçonnerie, μ = constante de *Poisson* (= 0,15 pour le béton), $N=\frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$ = rigidité du barrage en flexion, $K=\frac{2N'}{N}$, $k=\frac{N''}{N}$, $N'=\frac{dN}{dy}$, $N''=\frac{d^2N}{dy^2}$, p = pression d'eau sur l'unité de surface du cylindre de rayon r, γ = poids spécifique de la maçonnerie. P_x = effort normal par unité de longueur d'une section verticale radiale. P_y = effort normal par unité de longueur d'une section horizontale. Enfin, F désigne une fonction des tensions qui détermine les forces P_x, P_y, P_{xy} à l'aide des équations

$$\frac{\partial^2 F}{\partial y^2}=P_x,\quad \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}+\gamma\int_0^y t\,dy=P_y,\quad P_{xy}=-\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}; \tag{40}$$

P_{xy} est l'effort tranchant vertical par unité de longueur dans la section radiale.

Dans la même publication, *W. Slater* déduit de l'équation différentielle pour une plaque, une équation différentielle plus simple pour la flexion du barrage arqué

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} - \frac{A}{J r}(\lambda_x + \mu\lambda_y) = p \cdot \frac{1-\mu^2}{EJ}; \qquad (41)$$

A = aire de l'élément dans la section verticale radiale, J = son moment d'inertie, λ_x et λ_y sont les dilatations relatives dans les directions x et y.

Pour un calcul exact du barrage il serait nécessaire de résondre les équations différentielles (38), (39), en considérant les conditions de surface à la couronne, où le barrage est libre, et aux appuis. Cette solution fut donnée par *H. M. Westergaard*. En calculant le barrage, on peut envisager d'après *Fred. Vogt*[39] la déformation du sol de fondation (roc). Fred Vogt[40] déduisait les formules et calculait numériquement l'influence d'un *déplacement de la fondation rocheuse* du barrage en arc. Il arriva au résultat que le déplacement de la fondation rocheuse peut être très approximativement calculé, en prolongeant le barrage (jusqu'à une fondation fixe imaginaire, à une distance 0,45 t de la base. Le déplacement de la fondation change naturellement les tensions et les déformations d'un barrage arqué. Pour des épaisseurs petites, ce déplacement n'a aucune influence essentielle. Pour de grandes épaisseur (dans les parties inférieures des hauts barrages) le déplacement des fondations diminue le moment fléchissant à l'appui de l'arc et alors diminue aussi la traction à l'extrados de l'arc; par contre le moment fléchissant à la clé de l'arc et la traction à l'intrados croissent. Les tensions produites par le changement de la température, le retrait et le gonflement du béton deviennent en règle plus petites par suite du déplacement, le déplacement de la clé croît considérablement (jusqu'à une valeur double).

La résolution des équations différentielles fondamentales (38), (39) pour un barrage arqué est très compliquée et difficile. Pour des cas pratiques ordinaires cette méthode est trop laborieux.

Forme des barrages arqués.

On construisait d'abord les barrages arqués en général avec la face amont verticale et un rayon de courbure constant dans toutes les sections horizontales, ou même avec un rayon croissant vers la base. Une telle forme couvient pour une largeur constante dans toutes les sections horizontales, donc pour un arc entre piliers verticaux, quoique même là il soit préférable d'employer dans les parties inférieures avec épaisser plus grande un rayon plus petit, en vue d'obtenir des arcs plus flexibles. Si le barrage se trouve dans une vallée dont la largeur diminue vers la base, les arcs sont fortement surbaissés dans la pertie inférieure. En calculant le barrage comme un système de poutres verticales et d'arcs horizontaux (ce qui est admis dans les cas suivants), on obtient sur les arcs une petite partie de la pression d'eau, la plus grande partie étant supportée par les poutres verticales; par suite de la flexion dans les poutres verticales, cela exige beaucoup de maçonnerie. Il est pourtant mieux de diminuer le rayon de courbure de la couronne vers le bas; cela transmet la plus grande partie de la charge aux arcs, où

les tensions sont plus uniformes et la résistance du béton utilisée d'une façon meilleure *(Stucky*[14]*)*. *L. R. Jorgensen*[30] projette pour cette raison les barrages avec angle central constant dans tous les plans horizontaux; de tels barrages ont été construits très souvent en Amérique en de grandes dimensions. Mais la constance de l'angle central n'est pas nécessaire et l'on ne peut l'atteindre exactement en pratique.

L'idée de l'angle central constant fut exprimée déjà en 1879 par *Pelletreau*[5] qui détermina aussi le premier la meilleure valeur de l'angle central, en négligeant l'influence de l'effort normal, par la valeur approximative 134°, donnant le volume de l'arc minimal. Si l'on envisage l'influence de l'effort normal, d'après Ritter[9] le meilleur angle central se trouve entre 120° et 180°; dans cet intervalle le volume de la maçonnerie nécessaire ne change que peu. Pour éliminer les tractions dans un arc mince, chargé par des pressions radiales uniformes, on doit employer un angle central plus grand que 158°, si l'épaisseur de l'arc est constante; pour un angle central plus petit on peut éliminer les tractions à l'extrados des naissances, en augmentant l'épaisseur de l'arc aux naissances, si l'angle central est plus grand que 115°. Par rapport à l'influence des changements de la température, *Ritter*[9] montre qu'un arc semi-circulaire est le meilleur.

Les conditions de la plus grande économie possible sont examinées en détail par *Ippolito*[13] sur la base de la théorie d'un arc élastique d'épaisseur relativement petite; il envisage le barrage comme un système d'arcs horizontaux indépendants. Il montre que pour un arc d'épaisseur constante, le meilleur angle central est entre 133° et 180°, et qu'il dépend de la profondeur de l'eau; dans le cas d'une profondeur en mètres égale à la limite permise des tensions k en kg/cm^2, le meilleur angle est approximativement 180°. Il détermine ensuite pour un arc de largeur constante (donc pour un arc entre piliers verticaux) le meilleur angle central, pour lequel le volume de tout le barrage est minimum. Pour un barrage arqué dans une vallée dont la largeur diminue de haut en bas, il construisit des nomogrammes qui permettent, pour un angle central donné à la couronne, de déterminer le volume des arcs en diverses hauteurs (en cas de rayon constant de la surface médiane ou de la face amont), ensuite par addition, le volume de tout le barrage et, par une comparaison des résultats pour angles centraux différents, le meilleur angle central à la couronne, menant à un volume minimum de tout le barrage.

Pour une pression radiale uniforme, la meilleure forme de la fibre moyenne est un cercle, ce qui est aussi avantageux pour la construction. En réalité, la pression sur les arcs n'est pas uniforme, parce que par suite d'une résistance différente des poutres verticales de hauteur inégale (si l'on calcule le barrage comme un système d'arcs horizontaux et de poutres verticales) les arcs ont à supporter en divers points des portions différentes de toute la pression d'eau. Il serait naturellement possible d'adapter la forme du barrage à cette circonstance, en choisissant pour la fibre moyenne dans chaque section horizontale une ligne funiculaire pour les charges calculées, agissant sur l'arc *(Stucky)*[14]. L'économie éventuelle du béton serait probablement surpassée par les inconvénients rencontrés pendant la construction pour laquelle les arcs circulaires qui permettent aussi le calcul le plus simple sont les meilleurs.[41] En outre, le calcul de la

distribution des pressions à l'arc est assez compliqué et l'on ne peut pas le faire avec une exactitude absolue; si l'on adapte la forme de l'arc à la distribution des pressions calculée, il se peut qu'en réalité la distribution réelle des pressions soit différente et ne réponde pas à la forme déterminée de l'arc, et alors les tensions réelles pourraient excéder les valeurs extrêmes calculées.

Un profil triangulaire de la section verticale, convenable pour un barrage droit ou à petite courbure, où l'on peut négliger l'effet des arcs, ne convient pas pour les barrages arqués. Par rapport aux tensions, il y a avantage à faire le barrage mince et à agrandir son épaisseur vers les appuis aux flancs et au fond de la vallée *(Stucky)*,[14] spécialement pour les barrages de hauteur modeste (jusqu'à 30 m), où l'on ne peut pas atteindre la résistance considérable des charges échoit aux poutres verticales. Un grand nombre d'inconnues dans le calcul de la distribution des charges entre le système de poutres verticales et d'arcs horizontaux a pour conséquence que le barrage arqué est très sensible aux variations des dimensions; avec des variations convenables de l'épaisseur, on peut toujours améliorer l'utilisation de la résistance du matériau ou diminuer le volume de la maçonnerie, parce que ces variations peuvent changer essentiellement la souplesse des arcs horizontaux et des poutres verticales, et par conséquence la distribution des forces extérieures entre les deux systèmes, ce qui fut montré aussi par *Howell* et *Jacquith*[35].

Même pour les barrages arqués de grande hauteur, le renforcement aux appuis est avantageux, et dans des vallées plus larges aussi, une face amont verticale donne aux poutres verticales une rigidité plus grande.[35] L'effet de la *sous-pression* est beaucoup moins dangereux pour les barrages arqués que pour les barrages droits, puisque seuls les appuis aux flancs empêchent le renversement du barrage. Mais il est utile d'envisager la sous-pression surtout là où la plus grande partie des charges agit sur les poutres verticales.

Une précaution spéciale est nécessaire pour déterminer les dimensions du barrage aux endroits où la largeur de la vallée change brusquement. En ces endroits aussi la portée des arcs horizontaux adjacents change brusquement et ces arcs doivent avoir des déformations très différentes. Pour éviter les tensions tangentielles (au glissement) trop grandes, il convient d'établir en ces endroits des piliers puissants, donnant avec les flancs et le fond de la vallée une forme plus régulière à la circonférence du barrage arqué et permettant d'utiliser complètement la résistance de la maçonnerie, en évitant les tensions trop grandes *(Résal)*.[1]

G. S. Williams[42] a projeté pour le barrage Six-Mile Creek près Ithaka en USA. une forme singulière, avec l'intention d'éliminer l'action des poutres verticales et de porter toute la charge sur les arcs horizontaux. Le bas du barrage a la forme d'un coupole retournée qui fournit au barrage même à la base des appuis sûres; la pression d'eau sur la coupole compense en partie le poids du barrage.

Les coupoles de grandes dimensions furent employées dans le barrage Coolidge sur Gila River (Arizona)[43]. Le barrage d'une hauteur de 67,1 m, contient, entre deux piliers verticaux distants de 55 m et les flancs de la vallée, trois coupoles de forme ovale. Le barrage fut calculé comme un système d'arcs indépendants

que l'on a obtenus de chaque coupole par des sections planes, perpendiculaires aux droites inclinées des appuis.

La distribution des forces extérieures horizontales entre le système de poutres verticales et d'arcs horizontaux dépend du rapport de la hauteur à la longueur totale du barrage. Avec la longueur du barrage arqué croît la longueur des arcs horizontaux et leur souplesse, mais les poutres verticales restent également rigides. C'est pour cela que la grande partie des charges horizontales agit sur les poutres verticales et le barrage se rapproche successivement dans son action statique d'un barrage droit à hauteur constante, où toute la charge est supporté par des poutres verticales, sollicitées à la flexion et à la compression. Au contraire, dans les barrages plus courts la grande partie des charges horizontales échoit aux arcs horizontaux; avec la diminution de la longueur, l'action des poutres verticales diminue et celle des arcs horizantaux grandit. D'après les barrages construits et calculés, *Résal*[1] et *Stucky*[14] montrent que *l'action des arcs a une valeur remarquable seulement dans les barrages, pour lesquels le rapport de la longueur en couronne t à la hauteur h est* $l/h \leqq 2{,}5$. Les barrages à longueur $l > 2{,}5\,h$, dont l'épaisseur est considérable, sont à calculer comme les barrages droits (à gravité). On peut négliger en ce cas l'action des arcs qui est insignifiante; elle est aussi utile à la stabilité du barrage, parce qu'elle soulage un peu, surtout dans la partie supérieure, les poutres verticales. Pour les barrages relativement minces, même plus longs, l'action des arcs horizontaux peut être considérable[35].

Les barrages arqués ont naturellement besoin de solides appuis aux flancs de la vallée; on peut les construire seulement si les flancs sont constitués d'une roche solide. Les arcs devraient être, aux naissances, approximativement perpendiculaires aux lignes horizontales du terrain, pour avoir des appuis sûres.

Si l'on calcule le barrage arqué d'une manière plus exacte, si l'on s'efforce de déterminer les tensions plus en détail et si l'on considère aussi l'influence de la température, on peut admettre des limites plus grandes des tensions (par analogie des constructions de ponts) par rapport au calcul superficiel usuel. *Stucky*[14] recommande en ce cas pour le béton la limite de compression jusqu'à 35 kg/cm² et la limite de traction jusqu'à 10 kg/cm². *Juillard*[41] objecte que l'on ne devrait pas dépasser les limites appliqués jusqu'à présent, tant qu'une expérience plus longue ne prouve pas la sûreté des nouvelles méthodes de calcul.

Les fatigues réelles dans un barrage arqué peuvent dépendre essentiellement du mode de construction[44]. Pour que l'action des arcs se fasse valoir, il est nécessaire que le barrage forme dans la direction verticale et horizontale un monolithe; toutes les considérations précédentes sur les tensions dans les barrages arqués supposent donc que toutes les couches sont bien jointes entre elles pendant la construction ou liées par des grandes pierres. S'il y a des joints de dilatation verticaux, l'action des arcs peut être considérablement réduite, ou même éliminée par les joints ouverts. Si les joints de dilatation étroits sont remplies plus tard dans toute leur étendue, alors les forces horizontales transversales (en arcs horizontaux) peuvent agir; le frottement dans les joints de dilatation, produit par la compression agissant sur eux, aide à cela. On peut alors calculer avec l'action des arcs (du moins en partie).

Confirmation de la théorie par les mesures et expériences.

On peut déterminer les tensions dans un barrage, en partant des déplacements mesurés, comme l'a montré *F. A. Noetzli*[15]. Soit Δs le raccourcissement de la fibre moyenne de l'arc (valeur absolue), la force horizontale, produite seulement par Δs, est

$$H = - k_f \cdot \frac{E t^3}{h^2 l} \cdot \Delta s, \tag{42}$$

où*

$$k_f = \frac{h^2 s}{t^3 \left(\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{\cos^2 \varphi \, ds}{t} + 3 \int \frac{\sin^2 \varphi \, ds}{t} \right)}; \tag{42a}$$

il s'agit ici d'un arc à une largeur $b = 1$; la signification des autres quantités est la même qu'auparavant (v. fig. 1). Les valeurs du coefficient k_f pour divers angles centraux 2α et divers rapports t/h sont contenues dans un nomogramme, établi par Noetzli. Approximativement, pour un arc parabolique, en tenant compte seulement des moments fléchissants, $k_f = 0{,}94$; l'influence des efforts normaux et tranchants y comprise, $k_f = 0{,}75$. Le raccourcissement de la fibre moyenne Δs donne approximativement, en supposant la fibre moyenne déformé circulaire (comme pour un arc à deux articulations), le déplacement du sommet de l'arc (positif dans le sens vers le centre de l'arc)

$$\eta \doteq \frac{3}{16} \cdot \frac{s}{h} \cdot \Delta s.$$

En introduisant Δs de cette équation dans (42), on obtient

$$H = - \frac{16}{3} k_f \cdot \frac{E t^3}{h s^2} \cdot \eta. \tag{43}$$

Les valeurs approchées $k_f = 0{,}75$, $\frac{s^2}{h} = 8{,}3\, r$ donnent

$$H \doteq - 0{,}48 \frac{E t^3}{h^2 r} \cdot \eta; \tag{43a}$$

r est le rayon de la fibre moyenne. La force H passe par le centre de gravité de la fibre moyenne, donc approximativement à la distance $\frac{h}{3}$ de la clé de l'arc; on peut alors calculer facilement les tensions a la clé et aux naissances de l'arc.

Les formules de *Noetzli* peuvent donner, d'après *W. Cain*[45], des résultats suffisamment bons pour les angles centraux 0—30° et pour les arcs minces; pour les angles centraux plus grands et pour les arcs épais, les résultats peuvent différer considérablement de ceux du calcul exact.

En considérant la pression d'eau p (à la face amond) et la charge radiale uniforme p′ (positive vers le centre de l'arc), provenant du changement de la

* Le numérateur de k_f devrait être $\frac{h^2 l^2}{s}$ au de lieu $h^2 s$, ce qui resulte de la déduction de la formule.

température et du retrait du béton, on obtient pour le déplacement de la clé de l'arc d'après *W. Cain*[21] une formule plus exacte

$$y = \omega_0 r_0 \left[\varepsilon' - \delta\varepsilon + \frac{(p + p')\, r_2}{E t}\right] \tag{44}$$

avec les mêmes signes que peux l'équation (34a); pour une diminution de la température, δ et p' seraient négatifs. On peut calculer de (44) la valeur $(p_t p')$, cest-à-dire la charge radiale totale de l'arc (uniforme, comme on suppose), si l'on mesure le déplacement réel y et les autres quantités de la formule. Les relations (44), de même que (34, 34a) sont valables seulement, si tout l'arc considéré dans le calcul est en action, dons s'il n'y a pas de fissures produites par le retrait du béton ou par des tractions trop grandes.

S'il y a dans le barrage des fissures verticales qui altèrent l'action des arcs horizontaux (en changeant leurs sections), la mesure des déplacements et de la température devrait être faite à une époque, où les fissures sont fermées; de deux observations en divers moments on peut déduire, de la différence des valeurs observées, le déplacement y et le changement de la température δ que l'on doit introduire dans la formule. On doit aussi faire attention que l'on élimine les effets défavorables d'un module d'élasticité inégal (hétérogénité du béton) et d'une distribution non uniforme de la température. On parvient à cela, en mesurant les déplacements et la température dans une période de plusieurs jours, pendant laquelle la température de l'air ne change pas. Si le calcul, partant des valeurs observées, donne une pression p à peu près égale à la pression d'eau en bas du barrage ou même plus grande, cela prouve qu'il y avait des fissures verticales dans le barrage ou que la distribution de la pression d'eau était trop inégale; on ne peut alors pas employer les résultats de telles mesures.

Du déplacement radial mesuré η à la clé de l'arc horizontal, on peut calculer le moment fléchissant à la clé par la formule

$$M_0 = -a \cdot \frac{E t^3}{h r} \cdot \eta, \tag{45}$$

qui peut être appliquée aussi bien pour le déplacement produit par la pression d'eau que pour le déplacement engendré par la température. Le coefficient a possède la valeur: pour un arc encastré[21], si l'on considère l'influence de l'effort tranchant,

$$a = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sin\alpha \left(1 - \dfrac{\sin\alpha}{\alpha}\right)}{(\alpha - \sin\alpha)\left(1 + \dfrac{i^2}{r_0^2}\right) + 2{,}88 \dfrac{r}{r_0} \cdot \dfrac{i^2}{r_0^2} (\alpha + \sin 2\alpha)}, \tag{45a}$$

et pour un arc à deux articulations[16], en négligeant l'influence de l'effort tranchant,

$$a = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sin\alpha\,(1 - \cos\alpha)}{\sin\alpha + \alpha(1 - 2\cos\alpha) + \dfrac{i^2}{r^2}(\alpha - \sin\alpha)}. \tag{45b}$$

Le coefficient a dépend seulement de l'angle central 2α et du rapport $\frac{i}{r}$; on peut

alors calculer a d'avance pour divers angles α et divers rapports $\frac{i}{r}$. On peut alors prendre a directement d'un tableau numérique établi de la sorte et déterminer M_o par substitution de a dans (45). De cela résulté la force $X = pr - H_c$, parce que M_o représente le moment de cette force X, agissant au centre de gravité de la fibre neutre, pour un arc encastré (dans la droite de jonction de deux articulations pour un arc à deux articulations); on calcule ensuite H_c et, de cette

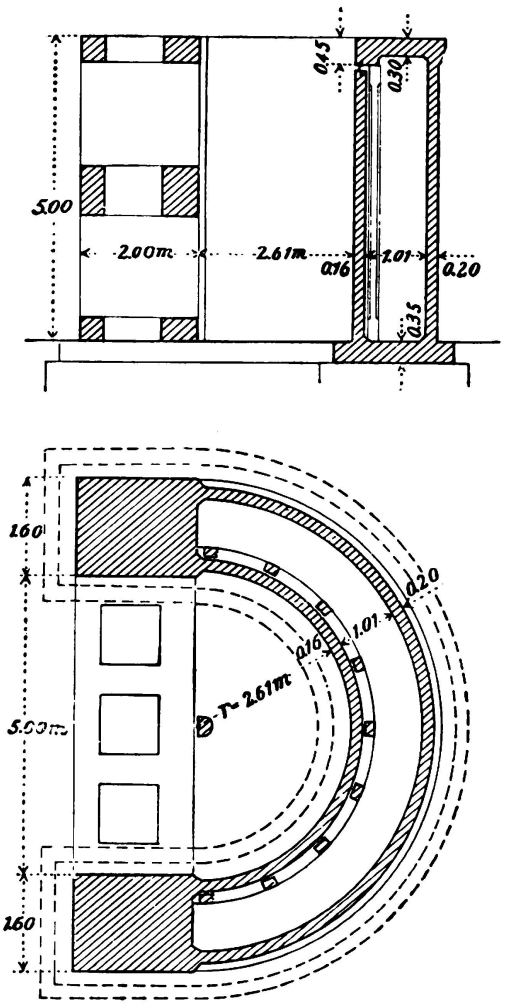


Fig. 16.

force et du moment M_o, les tensions dans la section de la clé de l'arc. En se servant des formules mentionnées auparavant, on peut déterminer de M_o et H_c le moment fléchissant et l'effort normal à la section à la naissance et les tensions à la naissance de l'arc.

Si l'action complète de l'arc est assurée dans tous cas de charge et de changements de la température, c'est-à-dire si le barrage arqué est tellement armé et fixé au roc sur les flancs de la vallée, que des fissures verticales ne peuvent se présenter, on peut calculer à l'aide de mesures exactes du déplacement et de la température le module d'élastacité E. Il est nécessaire pour cela de déterminer par le calcul (d'après *Smith* ou *Noetzli*) la charge radiale p' de l'arc horizontal;

E est alors donné par l'équation (34). Il est mieux d'éliminer le changement de la température, en employant les mesures des déplacements à diverses profondeurs de l'eau et pour une température égale.

Le calcul peut être contrôlé par mesures effectuées dans quelques cas sur des barrages actuels[46]; on peut aussi confirmer la théorie par des expériences systématiques sur modèles. Cam. Guidi[47] faisait des essais avec un modèle de barrage arqué en forme d'une voûte semi-circulaire de rayon 2,61 m, d'épaisseur constante de 16 cm et de hauteur de 5 m; il chargeait la voûte par la pression d'eau contenue entre cette voûte et une plus grande à même axe, distante de 1,01 m, d'épaisseur de 20 cm (fig. 16). Les deux voûtes étaient fixées aux fond et à deux grands piliers latéraux; la voûte extérieure étant aussi fixée à une dalle en béton en haut, mais la voûte intérieure finissait au-dessous de cette dalle et était jointe à la dalle d'une façon élastique, pour rendre possibles les épreuves de l'arc sous pression produite par des presses hydrauliques. Les essais ont montré que la ligne élastique de l'arc horizontal ne correspond pas à une pression d'eau uniforme, mais qu'elle est en bon accord avec une charge, comportant à la clé $^3/_4$ de la pression d'eau et croissant continuellement vers les appuis jusqu'à une pression d'eau complète; c'est ce que *Guidi* recommandait déjà dans son livre sur la statique des barrages[10].

Pour les essais sur modèles, *A. Mesnager* et *J. Veyrier*[48] proposaient en 1926 une très bonne méthode, permettant d'obtenir au modèle à échelle réduite les mêmes tensions que dans la construction réelle. En employant au lieu de l'eau un liquide à poids spécifique n-fois plus grand (par. ex. mercure avec le poids spécifique $n = 13{,}6$), on obtient dans le modèle, construit du même matériau que le barrage réel, et réduit à une échelle $1 : n$, en chaque point les mêmes pressions extérieures et en conséquence les mêmes tensions qu'au point correspondant du barrage réel; la déformation sera proportionnelle. En employant pour le modèle un matériau à résistance m-fois plus petite et pour la charge un liquide de poids spécifique n, on obtient les mêmes résultats par rapport à la rupture avec un modèle à l'échelle $1 : m\,n$. De telle manière, *Mesnager* et *Veyrier* essayaient le modèle d'un barrage à charge fractionnée* qu'ils projettaient pour une hauteur totale de 70 m (5 gradins de 14 m) sur la Dordogne à Marège[48]. Ils employaient pour la charge le mercure avec le poids spécifique 13,6 et fabriquaient le modèle en plâtre, préparé de telle façon que sa résistance était 7,33-fois plus petite que celle du béton; alors ils pouvaient employer un modèle à l'échelle $1 : m\,n = 1 : 13{,}6 \times 7{,}35 = 1 : 100$. Ils chargeaient le modèle jusqu'à la rupture et fixaient que le coefficient de sécurité de chaque arc dans la construction réelle serait de 3 à 5 d'après leur projet. Ils avaient trouvé aussi que les formules et les tableaux de Guidi sont bons et sûrs en pratique.

Les essais avec les barrages arqués furent faits à grande échelle aux Etats-Unis d'Amérique, où sur l'impulsion de *F. A. Noetzli* un barrage d'essai arqué fut construit en 1926 sur le Stevenson Creek en Californie; les essais furent décrits dans une publication spéciale[2]. Ces essais américains sont de la plus grande importence pour la confirmation des diverses théories, par leur grande

* Le premier barrage à charge fractionnée fut projetté par *Boulé* en 1894 pour le barrage sur le Nil à Assouan, ensuite en 1912 par *Rutenberg* en Italie.

étendue et par l'analyse soigneuse des résultats. Ils donnaient des resultats intéressants et montraient clairement quelles théories employées jusqu'ici sont correctes.

Sécurité des barrages.

Les barrages droits ont d'ordinaire un coefficient de sécurité petit, en règle à peine plus grande que 1,5. Cela est prouvé par les accidents qui se sont produits sur barrages droits. Au barrage de Bonzey, un réhaussement de 80 cm du niveau supposé de l'eau suffisait à produire la rupture[49]; le coefficient de sécurité n'était ici qu'un peu plus grand que 1. Beaucoup d'autres accidents étaient aussi causés par un réhaussement du niveau d'eau au-dessus du niveau extrême considéré dans le projet (à cause de l'insuffisance des déversoirs) et par l'inondation du barrage. La sécurité du barrage croît considérablement sans une modification du profil, par une courbure du barrage en plan; cela peut aussi essentiellement améliorer les effets défavorables des changements de température et du retrait du béton, qui peuvent être éliminés dans un barrage droit par des joints de dilatation.

Le coefficient de sécurité d'un barrage arqué est au contraire considérablement plus grand que celui du barrage droit. Cela est démontré aussi par le fait que les accidents aux barrages arqués sont très rares et causés pour la plupart par l'insuffisance des fondations les barrages (*Moyie River*[50], *Lake Lanier*[50] et *Gleno*[51] en Italie). Des barrages arqué bien construits ont une sécurité considérable, beaucoup plus grande que les barrages droits. Le barrage droit oppose à la pression d'eau seulement le poids de la maçonnerie. Si la pression d'eau croît seulement un peu (par un réhaussement non prévu du niveau d'eau), la compression maximale à l'extrémité aval du joint de base peut croître considérablement; la charge de rupture est souvent à la charge supposée dans le projet du barrage dans un rapport (coefficient de sécurité) dépassant de peu 1. La courbure du barrage agrandit considérablement sa sécurité; un barrage courbé est par sa forme seule assuré contre le renversement. Les essais de *M. Mesnager* ont montré que la charge supportée avec sécurité par le barrage, peut être élevée plusieurs fois avant la rupture; le coefficient de sécurité, donné par le rapport de la charge de rupture à la charge réelle, est ici semblable au coefficient de sécurité des autres constructions civiles.

Littérature:

[1] *J. Résal:* «Formes et dimensions de grands barrages en maçonnerie» (Annales des Ponts et Chaussées 1919, II, p. 165—221).

[2] „Report on Arch Dam Investigation, vol. I" (Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Mai 1928).

[3] *G. Pigeaud:* «Notes sur le calcul des barrages en voûte» (Génie civil 1922, vol. 81,p. 106).

[4] *Delocre:* «Sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie des réservoirs» (Annales des Ponts et Chaussées 1866, II, p. 212).

[5] *Pelletreau:* «Barrages cintrés en forme de voûte» (Annales des Ponts et Chaussées 1879, I, p. 198—218).

[6] *H. Hawgood:* „Huacal Dam, Sonora, Mexico" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1915, vol. 78, p. 564).

[7] *R. Ruffieux:* «Etude sur la résistance des barrages en maçonnerie» (Annales des Ponts et Chaussées 1901, I. p. 197—234).

[8] *E. Mörsch:* „Berechnung kreisförmiger Gewölbe gegen Wasserdruck" (Schweizerische Bauzeitung 1908, vol. 51, p. 233—235).

[9] *H. Ritter:* „Die Berechnung von bogenförmigen Staumauern", Karlsruhe 1913.

[10] *Cam. Guidi:* „Statica delle dighe per laghi artificiali" 1[e] ed. 1921, 3[e] ed. Torino 1928).

[11] *W. Cain:* „The Circular Arch under Normal Loads" (Proceedings of the Amer. Society of Civil Engineers 1921, vol. 47, p. 285—300).

[12] *R. Kelen:* „Die Staumauern", Berlin 1926.

[13] *G. Ippolito:* (trad. par. *J. Boudet:*) «Nouvelle contribution à l'étude des barrages en arc», Paris 1927.

[14] *A. Stucky:* «Etude sur les barrages arqués», Lausanne 1922 (Bulletin technique de la Suisse romande).

[15] *F. A. Noetzli:* „The Relation between Deflections and Stresses in Arch Dams" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1922, vol. 85, p. 284—307).

[16] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1922, vol. 85, p. 264—283.

[17] *F. A. Noetzli:* „Gravity and Arch Action in Curved Dams" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1921, vol. 84, p. 1—60).

[18] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1922, vol. 85, p. 334.

[19] *H. Bellet:* «Barrages en maçonnerie et murs de réservoirs» Paris 1907.

[20] *B. F. Jakobsen:* „Stresses in Thick Arches of Dams" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1927, vol. 90, p. 475—521.

[21] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1927, vol. 90, p. 522—547.

[22] *F. H. Fowler:* „A Graphic method for Determining the Stresses in Circular Arches under Normal Loads by the Cain Formulas" (Proceedings of the Amer. Society of Civil Engineers 1927, vol. 53, p. 1893—1917).

[23] *R. Chambaud:* «Le problème élastique des voûtes épaisses et des pièces à forte courbure», Paris 1926 (Génie civil).

[24] *M. Malterre:* «Calcul des grands barrages de réservoirs en forme de voûtes» (Annales des Ponts et Chaussées 1922, II, p. 223).

[25] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1902, vol. 85, p. 249.

[26] Annales des Travaux Publics de Belgique 1928, p. 142.

[27] *H. Juillard:* «Influence de l'encastrement latéral dans les grands barrages» (Schweizerische Bauzeitung 1921, vol. 78, p. 271).

[28] *S. H. Woodard:* „Analysis of Stresses in Lake Cheesman Dam" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1904, vol. 53, p. 108).

[29] In the discussion to „Lake Cheesman Dam and Reservoir" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1904, vol. 53, p. 155).

[30] *L. R. Jorgensen:* „The Constant Angle Arch Dam" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1915, vol. 78, p. 685).

[31] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers, 1915, vol. 78, p. 610.

[32] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers, 1921, vol. 84, p. 124.

[33] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers, 1921, vol. 84, p. 71—91.

[34] *A. Rohn:* „Beitrag zur Berechnung massiver Staumauern" Schweizerische Bauzeitung 1922, vol. 79, p. 126).

[35] *C. H. Howell* and *A. C. Jaquith:* „Analysis of Arch Dams by the Trial Load Method" (Proceedings of the Amer. Society of Civil Engineers 1928, vol. 54, p. 61—95).

[36] *A. J. Wiley:* in Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1921, vol. 81, p. 109.

[37] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1927, vol. 90, p. 567.

[38] *B. A. Smith:* „Arched Dams" (Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1919—1920, vol. 83, p. 2027—2093).

[39] Fred. Vogt: „Über die Berechnung der Fundamentdeformation", Oslo 1925.

[40] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1927, vol. 90, p. 554—567.

[41] *H. Juillard:* «Calcul des barrages arqués» (Schweizerische Bauzeitung 1923, vol. 81, p. 11).

[42] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1904, vol. 53, p. 182.

[43] Engineering News-Record 1926, vol. 96, p. 865.

[44] *D. C. Henny:* in Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1915, vol. 78, p. 685.

[45] Transactions of the Amer. Society of Civil Engineers 1922, vol. 85, p. 310—320.

[46] Schweizerische Bauzeitung 1923, vol. 81, p. 21.

[47] *Cam. Guidi:* «Etudes expérimentales sur les constructions en béton armé» (Traduit par A. Paris, Lausanne 1927, Bulletin technique de la Suisse romande).

[48] *A. Mesnager* et *J. Veyrier:* «Les barrages-réservoirs à voûtes et à charge fractionnée» (Annales des Travaux Publics de Belgique, 1928, p. 219—257).

[49] A. Mesnager: «Les barrages hydrauliques», Paris 1928.

[50] Engineering News-Record 1926, vol. 97, p. 616.

[51] Der Bauingenieur 1924, p. 382.

Résumé.

La construction des barrages arqués a passé jusqu'à ce jour par une longue période d'évolution. Aussi la théorie de ces barrages commencée par un traité publié en 1866, a évoluée des commencements très simples jusqu'à la perfection d'aujourd'hui. Les barrages arqués sont employés de plus en plus et leurs dimensions croissent toujours; ils garantissent la sécurité de la région située en aval. Il est intéressant de suivre l'évolution de leur théorie qui montre clairement, comment la pensée humaine pénètre le vrai sens et l'action de cette importante construction civile.

Au commencement, le barrage arqué était envisagé comme un *système d'arcs horizontaux indépendants,* résistant à la pression de l'eau et éventuellement à l'influence des changements de température et du retrait du béton. Le fondement de la théorie est ici le même que pour les arcs ordinaires, sollicités par des charges verticales. Toutefois, les charges radiales exigent une théorie un peu différente et spécialement plus complète que la théorie ordinaire des arcs verticaux. La théorie des arcs horizontaux fut successivement perfectionnée, en tenant compte de l'effort tranchant, en plus des moments fléchissants et de l'effort normal. Ensuite, la théorie des arcs minces fut remplacée par la théorie des arcs épais, au début approximative, puis exacte, basée sur la théorie mathématique de l'élasticité.

Les hauteurs toujours plus grandes des barrages ont conduit à la nécessité de considérer la liaison des arcs horizontaux dans le sens vertical. On est parvenu à cela en considérant le barrage arqué comme un *système d'arcs horizontaux et de poutres verticales.* La répartition des charges sur les deux systèmes fut calculée d'abord approximativement, en supposant une répartition uniforme des charges sur les arcs. La théorie fut perfectionée peu à peu et aujourd'hui on est capable de calculer exactement la répartition des charges sur les arcs horizontaux et les poutres verticales, pour les barrages symètriques ou assymétriques.

La dernière étape de la théorie du barrage arqué est la théorie de la *couche mince,* élaborée en pratique pour la première fois aux Etats Unis d'Amérique et perfectionnée dans ce pays.

Les ingénieurs américains, travaillant à la théorie des barrages arqués, ont aussi le grand mérite d'avoir exécuté à une grande échelle des *expériences* avec un barrage arqué de grandes dimensions et d'avoir comparé les résultats de ces épreuves avec les essais sur modèles. Ces expériences ont élucidé beaucoup de questions concernant la théorie des barrages arqués et promettent de montrer clairement la voie correcte pour la théorie et la construction de ces barrages.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 2

Remarques sur l'emploi du béton dans la construction des barrages massifs.

Über die Verwendung von Beton beim Bau massiver Staumauern.

The Use of Concrete in the Construction of Solid Dams.

M. Coyne,
Ingénieur en Chef, Paris.

CHAPITRE Ier

L'âge du béton

Le béton, faisait remarquer Rabut dès 1910, est «une maçonnerie formée de matériaux assez petits pour réduire la main-d'oeuvre de façonnement, de bardage et d'emploi à sa plus simple expression».[1] Et comparant les anciens procédés de construction au nouveau venu, le béton et surtout le béton armé, évoquant «les solutions déconcertantes par leur simplicité qu'il fournit aux problèmes si variés de notre métier, les formes innombrables et souvent imprévues qu'il revêt pour satisfaire à de nouveaux besoins», il en concluait que sa génération assistait «à la plus importante révolution qui se soit produite dans l'art de bâtir».[1]

L'expérience des vingt-cinq dernières années a confirmé ces vues et la révolution annoncée par Rabut s'est accomplie sous nos yeux.

Le béton, invention romaine, est devenu «la forme moderne et la plus économique de la maçonnerie»[1]. N'exigeant ni matériaux rares, ni main-d'oeuvre longuement préparée à sa tâche, s'adaptant avec une souplesse merveilleuse aux exigences de la conception ou de l'exécution, et plus durable que le bois ou l'acier, il s'est imposé dans tous les domaines de la construction, aussi bien pour les constructions à terre que pour les travaux hydrauliques ou maritimes. Le «matériau démocratique» comme l'appelait encore familièrement Rabut, pour marquer sans doute que son développement était lié à l'évolution sociale du monde et à la disparition progressive des tailleurs de pierre — fortune d'un autre âge — le matériau démocratique est devenu monarque. Non pas incontesté, car l'acier lui dispute encore la suprématie, notamment pour les grands ponts. Mais dans le domaine des travaux hydrauliques, il a conquis un véritable monopole, et nous serions tous fort embarrassés, auteurs de projets ou constructeurs d'ouvrages, s'il fallait aujourd'hui nous en passer. A cet égard, notre âge est bien, sans conteste, l'âge du béton.

Pas un barrage, de nos jours, n'est fait autrement (à de très rares exceptions

[1] Rabut — Introduction au Cours de Construction en béton armé 1910—1911.

près, dont la plus remarquable est celle des barrages italiens faits en maçonnerie ordinaire, grâce à l'excellence de la main-d'oeuvre: les célèbres maçons de l'Alpe). C'est l'emploi du béton qui a permis d'atteindre les dimensions colossales de certains barrages construits de nos jours, et qui sont les plus grands ouvrages en maçonnerie jamais faits de main d'homme. Boulder dam, le grand barrage du Colorado, contient en effet à lui seul 2.500.000 mètres cubes de béton, un peu plus que la grande pyramide d'Egypte.

Bien que les conditions de son emploi évoluent constamment, même de nos jours, l'occasion nous est propice pour faire un rapide tour d'horizon et montrer tout ce que l'expérience nous a enseigné à ce sujet.

Les qualités à demander à un béton de barrage sont à première vue: la résistance à la rupture, l'étanchéité, la résistance à l'action des eaux et du climat.

CHAPITRE II

Résistances du béton à la rupture

Les ciments —

Les résistances à la rupture par compression exigées, en France, des bétons de barrages n'ont en général rien d'extraordinaire; et même, pour les barrages poids, elles pourraient descendre à des taux relativement bas, moins de 100 Kgs par cm^2 à 90 jours (8 à 10 fois les fatigues calculées qui n'ont, comme on sait, qu'un rapport très lointain avec les fatigues réelles). Pour les voûtes, elles sont en général comprises entre 200 et 250 Kgs par cm^2 à 90 jours, soit 4 fois les fatigues calculées.

Il faut remarquer que la résistance du béton à 90 jours (et à fortiori la résistance à 28 jours) est très rarement mise à l'épreuve dans un barrage. Comme il faut plusieurs années pour le construire, les bétons ont commencé à durcir longtemps avant la mise en eau. Encore faut-il observer que les plus jeunes sont en général les bétons situés en haut de l'ouvrage, et qui fatiguent le moins. Il en résulte que les ciments à durcissement rapide, dont le développement a pris un si grand essor pour satisfaire aux besoins de la construction en béton armé, n'ont aucune raison d'être pour les barrages. Leur résistance n'importe guère qu'à partir de six mois ou même d'un an. Bien au contraire, ils ont l'inconvénient de provoquer de forts échauffements dans les premières semaines qui suivent la prise, et de créer ainsi des fatigues parasites, à l'extension notamment, dont les praticiens se passeraient bien volontiers.

Aussi s'est on orienté, dans divers pays, notamment en Suède et aux Etats-Unis d'Amérique, vers la fabrication de ciments spéciaux pour barrages, à durcissement lent et à faible dégagement de chaleur, (low heat cement). Ces ciments se distinguent, en général, des autres parce qu'ils contiennent moins de silicate et aluminate tricalciques, qui sont les facteurs de la grande rapidité de durcissement et par suite des échauffements excessifs. Ils présentent l'avantage subsidiaire d'avoir moins de retrait que les ciments à durcissements rapide, et de dégager moins de chaux libre, ce qui les rend moins solubles dans l'eau. Si leurs résistances initiales sont plus faibles que celles des ciments ordinaires, à un an elles leur sont parfaitement comparables et quelquefois supérieures.

On emploie couramment en France les ciments de laitier ou les ciments métallurgiques pour les barrages poids. Les faibles résistances nécessaires dans ce dernier cas autorisent l'emploi de ces liants spéciaux, très supérieurs au ciment Portland au point de vue des échauffements intempestifs et de la résistance aux eaux pures. Ils ont seulement l'inconvénient que leur résistance est relativement peu élevée et que leur durcissement est fortement ralenti par temps froid.

Influence du $\frac{C}{E}$ —

Considérons une pâte de ciment pur contenant un poids C de ciment pour un poids d'eau E. Sa résistance est une fonction croissante du rapport $\frac{C}{E}$ (qui mesure en définitive, à peu de chose près, le rapport du ciment aux vides de la pâte pure), et l'expérience a montré qu'elle en dépend par une relation linéaire:

$$R = \alpha \left(\frac{C}{E} + \beta\right)$$

Ajoutons y du sable, en évitant d'une part de modifier le rapport $\frac{C}{E}$ caractéristique de la résistance de la pâte liante, et en prenant soin d'autre part de bien garnir de pâte tous les interstices des grains de sable sans y introduire d'air.

On soupçonne à priori que la résistance ne sera pas changée, la rupture devant se produire par la pâte pure beaucoup moins résistante, en général, que le sable.

C'est bien ce que montre l'expérience, comme en témoignent les résultats des essais ci-après:

On a exécuté:

1º) — Une pâte pure très fluide, pouvant se mélanger très facilement au sable.

2º) — Trois mortiers, obtenus en ajoutant respectivement à 5 volumes de cette pâte, 3, 6 et 9 volumes de sable. La fluidité de ces mortiers est allé évidemment en diminuant avec l'augmentation du sable incorporé, mais l'on s'est efforcé de les obtenir aussi compacts que possible. Chaque mélange a comporté l'exécution de 6 cubes de 5 cm d'arête et de 6 cubes de 7 cm, à écraser: la moitié à 7 jours et la moitié à 28 jours.

Dans le premier des deux tableaux qui suivent, on donne un résumé des caractéristiques de ces différents mortiers au moment de leur fabrication, et dans l'autre, les résistances obtenues à 7 et à 28 jours.

(On a désigné conventionnellement les mortiers par le *rapport* du volume de *sable* au volume de la *pâte pure.)*

Ajoutons maintenant des pierres à notre mortier, en prenant toujours soin de ne pas modifier la quantité d'eau incorporée à la pâte pure, et d'éliminer par une mise en moule soignée, tous les vides supplémentaires créés par l'apport des pierres. On conçoit que la résistance de notre béton puisse demeurer la même que celle de la pâte pure initiale. C'est bien aussi ce que nous avons pu vérifier en opérant comme suit:

On a exécuté, à raison de 6 cubes de 22 cm d'arête par béton ou mortier (3 pour écraser à 28 jours et 3 pour écraser à 90 jours):

Désignation	Quantités incorporées par m³				t = Vol. pâte / Vides sable	Compacité γ	C / 1−γ
	Ciment (C) (kgs)	Sable (S) (lit.)	Poids total matières sèches	Eau			
Pâte pure	1365,2	0	1365,2	573,4	—	0,427	0.745
Mortier 3/5	990,5	435,7	1724,7	415,9	4,50	0,584	0,745
Mortier 6/5	775,8	682,6	1926,0	325,7	2,25	0,673	0,741
Mortier 9/5	636,7	840,3	2052,7	267,4	1.50	0.728	0,732

Le rapport $\frac{C}{E}$ est resté constamment égal à 2,38 (en poids) ou à 0,744 (en volume).

Résistances observées

	Cubes de 5 cm d'arête				Cubes de 7 cm d'arête			
	7 jours		28 jours		7 jours		28 jours	
Pâte pure	233,3 243,7 317,7	264.9	379,2 362,8 395,3	379,1	213,2 309,2 237,5	253,3	282,0 365,7 376,7	341.5
Mortier 3/5	274,5 260,1 233,3	256,0	416,0 399,6 354,6	390,1	301,5 231,1 299,3	277,3	383,3 336,9 380.0	366.7
Mortier 6/5	221,0 245,7 276,6	247,8	297,8 359,7 377,3	344,9	202,8 275,7 223,7	234,1	321,2 294,8 303.3	306,4
Mortier 9/5	247,8 233,3 233,3	238,1	366,9 338,2 325,9	343,7	218,5 292,7 2 6,1	259,1	309,2 347,9 380,8	346,0

1º) — Un *mortier M* très fluide (ou béton limite) dont la proportion d'eau a été de 19 %;

2º) — 8 bétons obtenus en ajoutant au premier mortier fabriqué respectivement 30, 60, 90, 120, 135, 150, 165 et 180 % de pierre (par rapport au poids total de matières sèches du mortier), et qui ont été mis en moules simplement à la

truelle ou avec un très léger damage.[1] (La fluidité de ces bétons est allée évidemment en diminuant au fur et à mesure que la proportion de pierre a augmenté.)

3°) — 6 bétons absolument identiques à 6 des bétons précités, mais pilonnés ou vibrés lors de la mise en moules.[2] Ces bétons contenaient respectivement 60, 120, 135, 150, 165 et 180 % de pierre par rapport aux autres matières sèches. Leur pilonnage a été d'autant plus vigoureux que la fluidité s'est trouvée plus faible.

Les résistances à 28 jours sont indiquées au tableau ci-après.

Qu'il s'agisse de pâte pure, de mortier ou de béton la résistance de nos divers échantillons est donc, aux erreurs d'expérience près, uniquement fonction de $\frac{C}{E}$ et peut donc se représenter par la formule:

$$R = \alpha\left(\frac{C}{E} + \beta\right)$$

ou α et β ne dépendent que du ciment, du mode et de la durée de durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes.

La résistance d'un béton *compact*, c'est-à-dire ne comportant pas d'autres vides que ceux de la pâte pure, n'est donc pas autre chose que la résistance de cette pâte pure.

On remarquera que le dosage du ciment a varié au cours de nos essais, de

100 % (pâte pure) à 9 %

de poids des matières sèches, et la compacité de 0,427 à 0,839, sans que la résistance en soit affectée.

Au contraire, elle a tendance à croître à partir d'un certain pourcentage de pierres, du fait que la pâte pure est alors réduite à une mince pellicule occupant le peu de place disponible entre les pierres, imbriquées les unes dans les autres.

A la limite, on reconstituerait une maçonnerie de pierres sèches, douée de résistance bien qu'elle ne contienne pas la moindre trace de liant.

De sorte que la conclusion à tirer de ces essais serait, à première vue, qu'on réalise un béton d'autant plus dur qu'on y met moins de ciment, façon élégante et inattendue de concilier la sécurité et l'économie.

Considérations pratiques —

Ces conclusions paradoxales méritent d'être interprétées. Il est bien clair que les plus compacts de nos bétons, et surtout le dernier de la liste, correspondent à un rangement idéal des matériaux, les plus grosses pierres venant au contact les unes des autres, et leurs vides étant remplis au plus juste avec du mortier.

Un tel béton n'a jamais vu le jour sur aucun chantier. C'est une oeuvre d'art, semblable à une assiette cassée ou à un puzzle dont les morceaux seraient soigneusement rangés à la main par un habile exécutant, de façon à reconstituer l'assiette et à réduire au minimum les vides de la structure. Il n'y a aucune raison pour que ces morceaux introduits dans une bétonnière, et secoués

[1] Dans le tableau qui suit, ces bétons sont désignés sous le titre «normal».

[2] Il ne s'agit pas de vibration mécanique, mais de simples secousses imprimées au moule, a la main.

	Bétons exécutés	Quantités incorporées par m³ de béton								Densités des bétons frais	Fluidités mesurées à la table à secousses	Vol. mortier / Vides pierre = t	Compacités γ du béton		C réel / 1 − γ réel	γ réel / γ théorique	C/E (en volumes)	Résistances obtenues à 28 jours	
		Ciment C (kilogs)	Sable S		Pierre P		Poids total des matières sèches	Eau E					réelles	théoriques				sur 3 cubes de 22×22 cm par mortier ou béton	Moyennes
			Poids (kilogs)	Volumes (litres)	Poids (kilogs)	Volumes (litres)		% du poids des matières sèches	Volumes (litres)										
1	Mortier M *normal*	461,0	1362,5	856,2	—	—	1828,5	19,0	346,5	2,170	non déterminée supérieure à 2,20	—	0,654	0,654	0,416	1	0,416	225,9 — 228,8 — 188,5	207K,7
2	M + 30% pierre *normal*	381,9	1128,6	709,8	453,2	306,6	1963,7	14,62	287,0	2,251	non déterminée supérieure à 2,20	6,14	0,713	0,713	0,416	1	0,416	187,0 — 202,5 — 208,8	199,4
3	M + 60% pierre *normal*	325,4	961,8	604,9	772,3	522,5	2059,5	11,88	244,6	2,305	— id —	3,07	0,753	0,755	0,414	0,997	— id —	219,7 — 221,2 — 183,8	208,2
4	id *vibré*	325,9	963,3	605,9	773,5	523,2	2062,7	11,88	245,0	2,308	— id —	(1)	0,755	—	0,416	—	— id —	171,4 — 183,8 — 174,5	176,6
5	M + 90% pierre *normal*	284,0	839,2	527,7	1011,0	684,0	2135,2	10,0	213,5	2,349	2,20	2,05	0,784	0,786	0,413	0,997	— id —	180,7 — 211,9 — 194,8	195,8
6	M + 120% pierre *normal*	250,8	741,3	466,2	1190,6	805,5	2182,7	8,63	188,5	2,371	2,05	1,53	0,807	0,811	0,406	0,995	0,416	202,5 — 188,5 — 177,6	189,5
7	— id — *damé*	252,1	745,1	468,6	1196,5	809,5	2193,7	8,63	189,3	2,383	2,05	(1)	0,811	—	0,416	—	— id —	183,8 — 187,0 — 199,4	190,1
8	M + 135% pierre *normal*	236,6	699,3	439,6	1263,4	854,8	2199,3	8,09	177,9	2,377	1,92	1,36	0,814	0,821	0,397	0,991	— id —	187,0 — 194,8 — 190,1	190,6
9	— id — *damé*	238,6	705,4	443,6	1274,2	862,1	2218,2	8,09	179,5	2,398	1,92	(1)	0,821	—	0,416	—	— id —	171,4 — 180,7 — 194,8	182,3
10	M + 150% pierre *normal*	223,8	661,4	416,0	1327,8	898,4	2213,0	7,60	168,2	2,381	1,80	1,23	0,820	0,830	0,388	0,988	— id —	205,7 — 187,0 — 194,8	195,8
11	— id — *damé*	225,3	665,8	418,7	1336,7	904,3	2227,8	7,60	169,3	2,397	1,80	(1)	0,826	—	0,405	—	— id —	215,0 — 187,0 — 194,8	198,9
12	M + 165% pierre *normal*	212,1	627,0	394,8	1384,5	936,7	2223,6	7,17	159,4	2,383	1,72	1,11	0,825	0,839	0,379	0,983	— id —	201,0 — 191,6 — 185,4	192,7
13	— id — *damé*	213,6	631,4	397,1	1394,3	943,4	2239,3	7,17	160,6	2,400	1,72	(1)	0,831	—	0,395	—	— id —	216,6 — 199,4 — 193,2	203,1
14	M + 180% pierre *normal*	201,5	595,5	374,5	1434,6	970,6	2231,6	6,78	151,3	2,383	1,65	1,02	0,829	0,846	0,368	0,980	— id —	202,5 — 191,6 — —	197,1
15	— id — *damé*	203,9	602,6	379,0	1451,8	982,3	2258,3	6,78	153,2	2,412	1,65	(1)	0,839	—	0,395	—	— id —	202,5 — 205,7 — 218,1	208,8

(1) *Ce rapport a pu varier après damage dans les moules, et n'a pu être verifie.*

Nota I. Le volume de mortier est la somme des volumes absolus des matières sèches, plus l'eau. Il diffère d'environ 0,5% du volume réel, par déraut.

Nota II. La compacité est le rapport du volume absolu des matières sèches au volume total. On n'a pas tenu compte par conséquent, de l'eau chimiquement fixée au ciment.

pendant aussi longtemps qu'on le voudra, retrouvent automatiquement la place qui leur avait été assignée par la main de l'artisan. A supposer qu'ils y réussissent, l'assiette a toutes les chances de se défaire en cours de route, entre la bétonnière et le lieu d'emploi, et la résistance n'est plus fonction de $\frac{C}{E}$, mais de $\frac{C}{E+V}$, V étant les vides.

Or, il est très curieux d'observer que la plupart des expérimentateurs qui ont prétendu donner les règles à suivre pour obtenir le béton le plus compact n'ont pas pris garde au fait que leurs bétons n'étaient, pas plus que notre assiette reconstituée, transportables sans risques de rupture du laboratoire sur le chantier, et que les conclusions de leurs essais de laboratoire elles mêmes dépendaient de règles de jeu subtiles et essentiellement variables, ne serait-ce qu'avec l'habileté de l'opérateur.

L'exemple qui précède suffirait à le prouver:

On considère comme de règle que la compacité maximum d'un béton s'obtient, même en laboratoire, en majorant de 30 à 35 % le volume de mortier strictement nécessaire pour combler les vides des cailloux.

Or, le plus compact de nos bétons est celui dont les pièces se touchent et le rapport t du mortier au vide des pierres y est à peine supérieur à 1, ce que laissait prévoir la théorie.

Une première conclusion s'impose donc: c'est que toutes les expériences de laboratoire, sans exception, sur la compacité des bétons sont à accepter sous toutes réserves, car elles n'on qu'un très lointain rapport avec les conditions réelles de rangement des matériaux sur le chantier.

Le cas est, à cet égard, fort différent de celui des mortiers dont la mise en oeuvre demeure comparable entre le laboratoire et le chantier.

La maniabilité —

Le meilleur béton correspondant à un emploi donné ne pourra donc être défini qu'au moment même de cet emploi, ou bien au cours d'une expérience d'échelle assez ample pour se retrouver dans les conditions exactes de la pratique. C'est Bolomey le premier qui, à notre connaissance, a donné aux praticiens des conseils vraiment utiles parce qu'ils étaient dictés par l'expérience du chantier. Il se trouve d'ailleurs que ces conseils vont précisément à l'encontre des conclusions qu'on serait tenté de tirer des essais de laboratoire, de sorte que c'est en prenant le contrepied de ces dernières qu'on est assuré de faire du bon travail.

Pour qu'un béton soit compact en oeuvre, surtout sur un barrage où le rôle de la main-d'oeuvre est, à cause des cadences rapides d'emploi, forcément très limité, il faut *avant tout qu'il soit maniable.*

C'est-à-dire qu'il comporte, par rapport au meilleur béton de laboratoire, à notre puzzle idéal pris comme terme de comparaison, un excès d'eau, un excès de sable et un excès de sable fin.

Toutes choses qui vont à l'encontre, au moins apparemment, de la résistance.

L'excès d'eau est chargée de véhiculer et de lubrifier les matériaux pour faciliter leur rangement, l'excès de sable agit dans le même sens et sert aussi à parer aux déficiences locales qui ne manqueraient pas de se produire si la

quantité de sable était juste ce qu'il faut pour remplir les vides des cailloux. Ces deux précautions ne suffiraient d'ailleurs pas à obtenir un béton compact en oeuvre, car l'eau a tendance, au cours des transports, à se séparer du béton et à entraîner avec elle une partie du ciment. Pour la fixer, il est nécessaire d'introduire dans le mélange une quantité suffisante de fine poussière, ciment ou sable fin, fixant l'eau par action capillaire et empêchant la ségrégation. On forme ainsi une pâte liante, onctueuse, sorte d'emulsion dans laquelle flottent les pierres et qui ne se rompt lentement qu'une fois le béton en place, en expulsant une partie de son excès d'eau sous l'effet de la pression exercée par les couches successives de la coulée.

Telles sont les remarques judicieuses qui ont permis à Bolomey de proposer la courbe de granulométrie qui porte son nom, et au sujet de laquelle nous ne ferons, pour notre part, que quelques réflexions de détail.

Comme il s'agit de problèmes de pratique pure auxquels il est impossible de donner une solution générale, la courbe de Bolomey ne convient à son tour que pour certaines catégories de matériaux et certains modes de mise en oeuvre. En général, pour des matériaux concassés, elle demande à être rectifiée par accroissement du sable et du sable fin, comme il est figuré ci-après (fig. 1).

Mais il arrive qu'on soit obligé de s'en écarter beaucoup pour des matériaux de forme spéciale, tels que les porphyres, les diorites et les quartzites concassés.

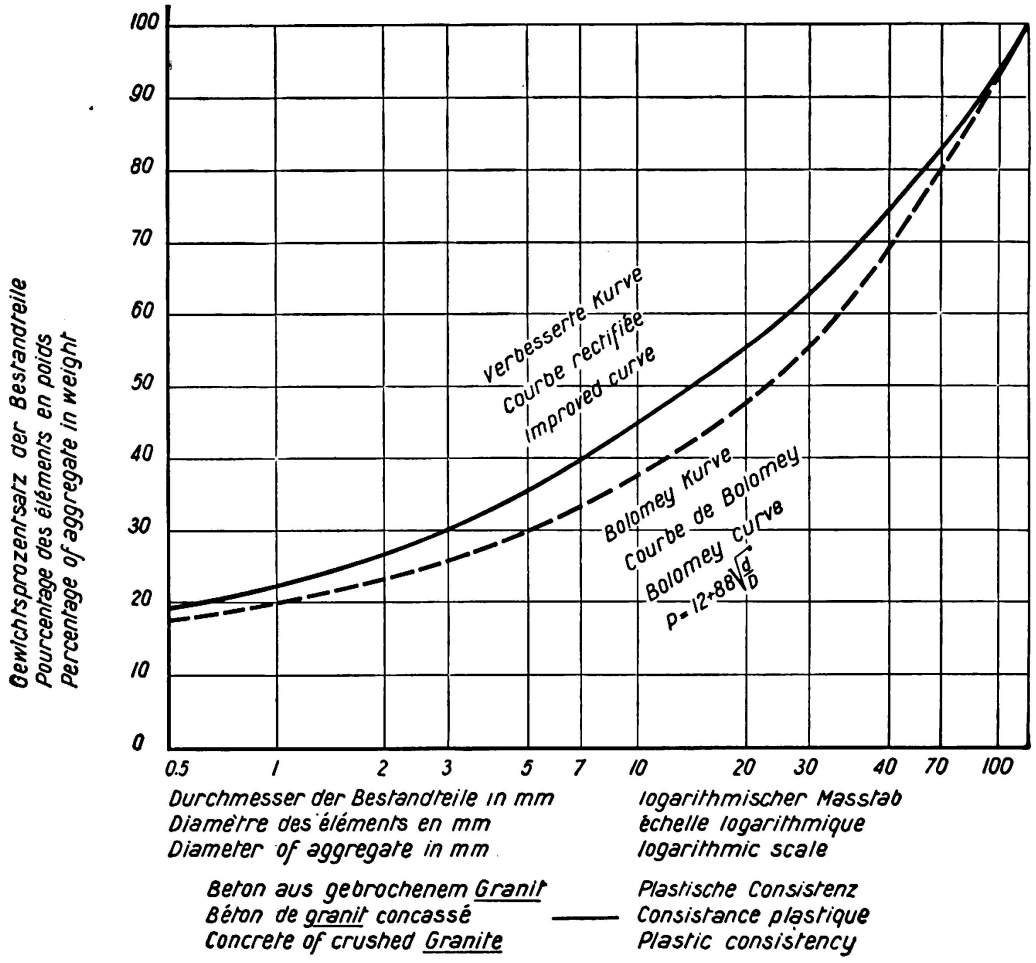


Fig. 1.

Ces pierres très «froides» se cassent en plaquettes, à tous les étages de granulation, et comportent entre elles de très grands vides qu'il est nécessaire de combler avec de forts excès de sable.

Le sable d'appoint —

L'emploi de sable d'appoint rond, de dune ou de rivière, est alors en général indispensable, parce qu'il agit par sa forme comme un lubrifiant pour permettre aux matériaux concassés de se ranger et éviter qu'ils s'arcboutent les uns contre les autres.

Il nous est arrivé d'employer des compositions granulométriques comparables à celle qui suit (fig. 2), avec des bétons riches destinés à être mis en oeuvre dans un barrage voûte mince (dosage 350 kgs de ciment par m^3 en oeuvre, diamètre maximum de la pierre 70 m/m).

L'emploi de grosses pierres (supérieures à 10—12 cm) diminue la maniabilité, et il est vraisemblable que dans ce dernier cas il faut s'écarter aussi des normes empiriques données par Bolomey.

De toutes façons, il ne faut pas perdre de vue que de larges tolérances sont nécessaires, pour parer aux écarts inévitables dans l'approvisionnement des

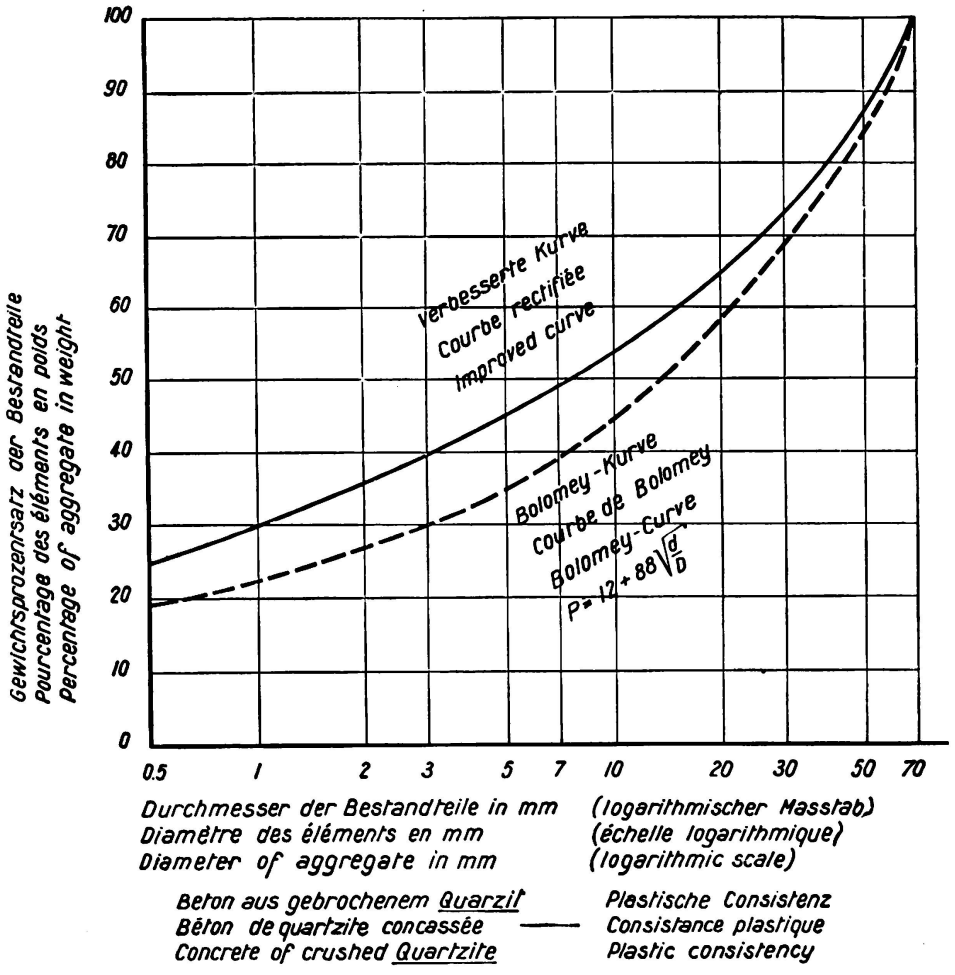


Fig. 2.

matériaux (la recherche de la perfection dans ce domaine étant rapidement prohibitive).

On voit à quel point des questions de mise en oeuvre sur un grand chantier sont délicates et dépendent de circonstances d'espèce que le maître de l'oeuvre doit s'employer à dépister.

Ce qui importe avant tout, c'est que, grâce à une fluidité et une granulométrie appropriées, le béton ait une tendance naturelle et automatique à se mettre correctement en place et à acquérir de lui-même l'homogénéité et la compacité désirables, le rôle de la main-d'oeuvre étant forcément très limité, au train dont va le chantier, et réduit à quelques corrections de détail.

Il faut pour cela qu'il n'ait pas tendance à se désunir, ce qui dépend du mode de mise en oeuvre, et que ses frottements internes soient réduits au minimum.

Le respect de cette double condition entraîne la maniabilité, qui n'est jusqu'ici l'apanage que des bétons *mous*. Certains produits l'améliorent: le Kieselguhr notamment, ou des sels métalliques incorporés à l'eau de gâchage.

Il faut noter qu'à fluidité égale, un béton maniable sera plus facile à malaxer qu'un autre. Il y a une façon très simple de s'en rendre compte, c'est de mesurer le couple moteur sur l'arbre de la bétonnière, procédé usité, croyons nous, en Amérique.

La vibration —

La vibration étant un moyen de tassement artificiel, qui a d'ailleurs tendance à se répandre, à juste titre, sur tous les chantiers, il est certain que pour les raisons données plus haut elle doit exiger un béton spécial, différent du béton mis en oeuvre par les moyens habituels. Déjà pour les pièces de faible dimension en béton ou en béton armé, on peut se rendre compte que la granulométrie optimum du béton vibré est très différente de celle du béton ordinaire. Il n'est pas impossible de réaliser de cette façon des bétons très denses, très chargés en cailloux, ressemblant à notre assiette cassée ou au puzzle idéal qui nous a servi de terme de comparaison. Les bétons secs, notamment à granulométrie discontinue et comportant un minimum de sable, donnent une fois vibrés des résistances très fortes pour un faible dosage[4].

On constate sur le tableau ci-dessus que le béton N° 4, fluide et vibré dans le moule d'essai, est moins résistant que le même béton, non vibré.

Malheureusement, les choses se passent très différemment sur un chantier de barrage.

Le tout, en effet, est de vibrer réellement le béton, et de le vibrer partout.

Or, la cadence de marche est encore ici une très grande gêne, parce que la puissance exigée par les vibrateurs est grande, leur rayon d'action relativement faible et qu'on est très vite limité par le nombre des appareils à mettre en jeu. Cette puissance est d'autant plus grande et le rayon d'action d'autant plus petit, que le béton est moins maniable.

---

[4] A l'inverse, les bétons ordinaires, et surtout le béton coulé, se désunissent sous l'action prolongée du vibrateur qui, en favorisant le tassement et la décantation du béton, fait refluer l'excès de mortier et les laitances en surface, divisant la masse en couches alternées de béton très dur et de mortier délavé.

Si, fondant sur l'efficacité des vibrateurs des espoirs exagérés, on s'avise de fabriquer un béton sec et «cru»,[2] on s'expose donc à de très graves mécomptes notamment du côté de l'étanchéité, comme l'expérience l'a révélé un peu partout.

Dans l'état actuel des choses, la vibration ne peut donc constituer sur un chantier de barrage qu'un simple appoint ayant pour effet de tasser et désaérer le béton, notamment dans la zone amont pour renforcer son étanchéité. La granulométrie du béton sera conforme, à peu de choses près, à celle qu'on emploie d'ordinaire pour du béton non vibré. On pourra néanmoins se permettre de diminuer légèrement la quantité d'eau.

Il faudra, dans ces conditions, s'abstenir de vibrer à fond, sous peine de désorganiser la masse et de faire refluer les laitances à la surface de chaque couche vibrée.

Les meilleurs vibrateurs sont les vibrateurs internes, et leur rayon d'action est d'autant plus grand qu'à puissance égale leur fréquence est plus grande. Les plus efficaces des vibrateurs existant actuellement sont ceux qui tournent à la vitesse de 8.000 tours par minute.

Il n'est pas impossible qu'on fasse prochainement des progrès dans l'emploi de la vibration pour la construction des barrages, mais, à notre avis, il sera toujours prudent de ne pas se fier exclusivement aux vibrateurs et de compter sur un certain automatisme dans la mise en oeuvre, ne serait-ce que pour parer aux défaillances du personnel.

CHAPITRE III

Contrôle technique.

Essais préliminaires —

Il résulte de ce qui précède que les essais préliminaires n'ont que la valeur d'une première approximation et qu'il faut bien se garder de s'y fier pour définir à l'avance la courbe de granulométrie applicable sur le chantier.

Contrôle au moment de l'emploi —

La maniabilité du béton en particulier, élément essentiel de la compacité, ne pourra être jugée qu'au moment de l'emploi, et en général, à vue.

Aucune machine ne remplace à cet égard, en effet, un oeil exercé.

Les appareils de mesure des quantités de matériaux de diverses catégories (en général 2 de sable et 2 ou 3 de gravier) introduites dans chaque gâchée doivent être précis et surtout fidèles. Les doseurs volumétriques à secousses, employés généralement pour le dosage des matériaux, exigent une surveillance attentive, les bascules automatiques, dont l'emploi n'est pas encore généralisé en Europe pour les gros matériaux, mais qui sont déjà employées en Amérique, sont de beaucoup préférables.

Une fois les installations bien réglées, le contrôle doit s'exercer surtout aux bétonnières où il est facile.

---

[2] C'est-à-dire peu maniable ou raide.

Pour contrôler la qualité de béton réellement obtenue, le procédé le plus pratique et le plus rapide consiste à mesurer la *densité* du béton frais, ce qui est facile à l'aide d'une caisse de volume connu et d'une simple balance Romaine en l'air. On constate en général un parallélisme quasi rigoureux entre les variations de la densité du béton frais et les variations de la résistance à la compression. Ce procédé simple permet de compléter l'observation de l'aspect du béton et de déceler immédiatement tout défaut de composition.

Essais sur mortiers —

Comme l'a noté Bolomey, il est possible de contrôler la résistance du béton par des essais sur cubes de mortier extraits de la gâchée.

On trouve en général que la résistance est de 10 à 20 % plus forte sur les mortiers (cubes de 7 cm) que sur les bétons (cubes de 30 cm). Cette particularité, qui parait en contradiction avec les conclusions du chapitre précédent, tient tout simplement au fait qu'une partie de l'eau du béton est retenue par les grosses pierres au moment de l'extraction du mortier.

Le $\frac{C}{E}$ du mortier est dans ces conditions plus élevé que celui du béton, ce qui explique le surcroît de résistance observé.

Essais sur bétons —

Ces essais sur mortier très pratiques (notamment pour contrôler la constance de qualité du ciment) et qu'on peut multiplier sans frais excessifs, ne dispensent pas de faire des essais sur le béton lui-même (compacité et résistances). La plus petite dimension linéaire des cubes ou cylindres de béton employés devra être au moins deux fois et demi celle des plus grosses pierres. Il semble que les résistances unitaires augmentent légèrement en même temps que la dimension des éprouvettes (à $\frac{C}{E}$ égal bien entendu) ce qui tient sans doute au meilleur tassement des matériaux, sous l'effet de leur poids.

Il faut veiller à mesurer non seulement la résistance de rupture à la compression du béton, mais aussi la résistance à l'extension, dont l'intérêt est primordial pour éviter les fissures. Le meilleur moyen pour faire la mesure est l'essai de flexion sous moment constant.

Les sables de concassage longtemps décriés à cause de leur peu de maniabilité donnent des résistances à l'extension supérieures à celles qu'on obtient avec les sables roulés (de 10 à 20 %). Pour peu que ces derniers soient légèrement argileux, la résistance à l'extension devient très faible, ce qui démontre l'intérêt du lavage soigné des matériaux d'alluvions.

Le rapport $\frac{\text{résistance à la compression}}{\text{résistance à l'extension}}$, qui mesure la fragilité, varie de 8 à 12 suivant l'âge et la dureté du béton, il est d'autant plus fort que le béton est plus vieux et plus dur.

Contrôle en oeuvre —

On se gardera bien d'ailleurs de se fier à tous ces essais de laboratoire pour juger des réelles qualités du béton en oeuvre. Pour s'en faire une idée précise, il est indispensable de faire des prélèvements répétés dans la masse elle-même du barrage, extraits à la sondeuse longtemps même après la prise.

Avec le béton coulé, on constate de façon systématique que les résistances en oeuvre sont très supérieures aux résistances des cubes d'essai. Nous avons vu l'exemple de béton coulé dont la résistance d'essai était de l'ordre de 100 Kgs par cm^2 et qui en oeuvre donnait plus du double, au même âge.

Le phénomène est général et tient au fait que les énormes excès d'eau du béton coulé ne peuvent parvenir à s'éliminer, avant la prise, dans l'éprouvette d'essai. Sur le chantier, au contraire, une décantation s'opère dans les premières heures de la mise en oeuvre, d'autant plus puissante que l'épaisseur de la couche, et par conséquent l'importance des tassements sous l'effet des pressions hydrostatiques en jeu, est plus grande.

On a trouvé au barrage de l'Oued Foddah que du béton gâché à la bétonnière avec 210 litres d'eau par mètre avait une compacité réelle en oeuvre de 0,84, ce qui correspondait à 160 litres d'eau au maximum, par conséquent à une expulsion de 40 ou 50 litres d'eau, soit 25 % de la quantité admise à la bétonnière.

Or, gâché avec 160 litres d'eau, le béton était, à peu de choses près, à la bonne consistance plastique, compatible avec une mise en oeuvre exigeant beaucoup de soin. Ainsi l'excès ajouté à la bétonnière servait à faciliter le transport et la mise en oeuvre sans nuire, bien au contraire, aux qualités, definitives du béton.

Influence du $\frac{C}{E}$ avec le temps —

Il faut d'ailleurs remarquer que l'influence des excès d'eau s'atténue avec le temps.

Voici quelques chiffres à ce sujet:

Dosages	$\frac{C}{E}$	Résistances à la compression				Observations
		7j.	28j.	90j.	1 an	
ciment		165,1	225,1	248,3	291,6	
250 K.	1,504	167,2	226,2	261,6	299,0	Béton plastique
eau		—	—	—	—	
166,2		166,2	225,6	254,9	295,3	Résistance moyenne
ciment		103,1	146,0	176,9	227,3	
250 K.	1,160	108,6	167,2	183,3	237,2	Béton coulé
eau		—	—	—	—	
215,5		105,8	156,6	180,1	232,3	Résistance moyenne

Les résistances du béton coulé croissent plus rapidement que celles du béton plastique.

Si l'on considère le rapport $\rho = \frac{\text{Résistance béton plastique}}{\text{Résistance béton coulé}}$ pour les différentes échéances d'écrasement, on obtient les chiffres suivants:

$$\rho \ 7 \text{ jours} = 157\ \%$$
$$\rho \ 28 \text{ jours} = 144\ \%$$
$$\rho \ 90 \text{ jours} = 141\ \%$$
$$\rho \ 1 \text{ an} = 127\ \%$$

Pour le béton plastique, même vibré, la différence entre éprouvettes d'essai et béton en oeuvre parait bien moindre et, pour peu qu'il ne soit pas très mou, il n'est pas du tout certain que sa résistance en oeuvre dépasse celle des cubes d'essai prélevés dans la gâchée.

Néanmoins, la résistance de rupture à la compression sera en général très supérieure à ce qu'exige le respect des coëfficients de sécurité couramment admis dans les barrages poids, ce qui autoriserait des réductions du dosage en ciment.

Or, il y a un très grave danger, comme on le verra plus loin, à réduire le dosage surtout en parement, à cause des attaques de l'eau et des agents atmosphériques.

Les hautes températures auxquelles est maintenu le béton d'un barrage, après la prise, ont un effet certain sur le durcissement. Elles l'accélèrent dans les premières semaines. Il n'est pas dit qu'elles ne le ralentissent pas au-delà.

Les points faibles: joints de reprise et fissures —

Les reprises sont des points faibles dans un barrage, au double point de vue de la résistance au cisaillement et de l'étanchéité. Ce sont les lieux d'élection des nids de cailloux, et c'est souvent par les joints de reprise horizontaux que cheminent les infiltrations à travers la masse.

Deux précautions sont couramment employées: la première consiste à repiquer la surface du joint de reprise de façon à éliminer la couche de laitance souvent très épaisse pour le béton coulé et à faire apparaître le hérisson de cailloux: la deuxième consiste à répandre systématiquement une couche de mortier ou de béton fin de quelques centimètres d'épaisseur sur le joint au moment de la reprise.

Cette dernière précaution est, à notre avis, indispensable pour éviter les fuites. A la première on peut substituer, à la rigueur, et lorsqu'il n'y a pas accumulation de laitances en surface, un simple lavage au jet mixte d'eau et d'air comprimé quelques heures après la coulée, alors que le béton est encore assez mou pour se laisser légèrement dégrader.

Le retrait des massifs de barrage est relativement faible. Nous avons eu l'occasion de constater qu'un massif de quelque importance, même plusieurs mois après la coulée, contenait toujours une forte proportion d'eau libre, et qu'il était dans un état voisin de la saturation. Cette eau maintient le béton dans un état d'imbibition permanente, qui annule pratiquement le retrait de dessiccation, ou le réduit à des chiffres extrêmement faibles, 1/10.000^{e} au plus. Il

faut simplement veiller à éviter, au début du durcissement, le dessèchement des parements.

Le retrait des barrages est donc presque uniquement un phénomène de contraction thermique. On sait les mesures prises à cet effet qui consistent à découper l'ouvrage en voussoirs ou blocs séparés, qui ne doivent pas dépasser 15 m de longueur, comme l'expérience l'a montré un peu partout. Malheureusement ces précautions ne suffisent pas à éviter les fissures longitudinales qui ont tendance à se produire dans les barrages poids et qui sont les plus dangereuses.

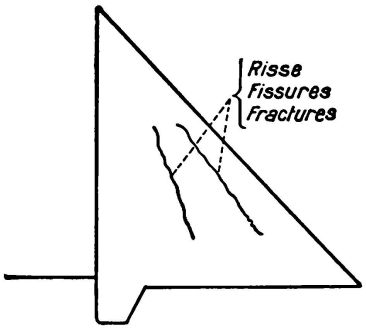


Fig. 3.

Enfin, il arrive très souvent que les parements des blocs en cours de construction sont sujets à des fissurations en tous sens, comme conséquence de la différence de température entre le noyau et la surface.

Pendant la construction du barrage de l'Oued Foddah, par suite d'un arrêt des chantiers, un gros bloc de béton de 35 m × 35 m à la base et de 12 m de hauteur est resté pendant un an et demi à l'air. Au bout de 6 mois, on constata que le bloc était coupé non seulement par deux fissures verticales en croix, mais encore par une fissure horizontale régnant sur tout son pourtour à mi-hauteur. Ce phénomène s'explique aisément. Le retrait s'est fait plus rapidement vers la surface; le noyau central ne subissant pas la même contraction a mis l'extérieur en tension et l'a fait claquer.

On voit l'intérêt des mesures adoptées à Boulder Dam pour refroidir les blocs et créer artificiellement un état d'équilibre thermique qui ne pourrait se réaliser qu'au bout de plusieurs centaines d'années. Cet état étant créé, il faut, bien entendu, injecter les fissures de contraction produites dans la masse, et même, à notre avis, se donner la possibilité de les réinjecter à deux ou trois reprises différentes.

On voit à quel point on aurait tort de considérer la masse d'un grand barrage comme un monolithe et avec quelle prudence le praticien est obligé de se fier aux calculs en usage qui font état de l'homogénéité de la masse.

CHAPITRE IV

Etanchéité et Résistance à l'action des eaux

Etanchéité —

C'est un fait d'expérience que le béton coulé est de beaucoup le plus étanche des matériaux qu'on puisse employer pour la construction d'un barrage. Le

contraire se produit en Laboratoire, où le béton sec est le plus étanche et où le béton coulé ne vaut rien. Cette contradiction met en lumière une fois de plus l'importance fondamentale des conditions de mise en oeuvre.

Comme on l'a vu précédemment, on peut compter pour le béton coulé employé en grandes masses, sur l'expulsion automatique de 40 à 50 litres d'eau par m^3 qui n'ont servi que de véhicule et de lubrifiant au béton et qui l'ont garanti contre toutes déficiences locales.

Avec le béton plastique et à fortiori avec le béton sec c'est l'inverse qui se produit. En oeuvre ils contiennent fréquemment, surtout aux joints de reprise, des nids de cailloux qui forment chemins d'eau.

Mais l'étanchéité des bétons, mis en oeuvre avec un excès d'eau tient à une autre cause qui a été récemment mise en lumière par *M. Mary*, Ingénieur des Ponts et Chaussées, au Laboratoire de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, à Paris.[3] Si l'on soumet en effet une éprouvette de béton à un essai de filtration sous pression constante, on constate que le débit filtré diminue très rapidement avec le temps, même s'il s'agit d'eau distillée.

C'est le gonflement du béton dans l'eau qui en est la cause, chose que confirme la très faible perméabilité des bétons conservés sous l'eau.

Dissolution de la chaux —

De plus, la même quantité d'eau filtrée entraîne beaucoup moins de chaux pour des bétons conservés sous l'eau que pour des bétons conservés à l'air. On voit l'intérêt qui s'attache à ce que les bétons de barrage soient maintenus en état d'imbibition permanente, ce qui justifie dans une certaine mesure les excès d'eau à la coulée: ils sont moins perméables, et à perméabilité égale, moins solubles.

Colmatage calcaire —

Avec les eaux calcaires, il se produit un colmatage superficiel en carbonate de chaux, très efficace pour réduire le débit d'eau filtrée, qui sort néanmoins chargée en chaux. Après avoir déposé son calcaire sur le parement, elle s'est attaquée de nouveau à la chaux du ciment qu'elle a dissous.

Le phénomène cesse au bout d'un certain temps.

Avec l'eau pure, au contraire, il se poursuit et l'on constate même en laboratoire qu'il s'aggrave avec le temps, par augmentation progressive du débit filtré, ce qui témoigne d'une dissolution et destruction lente de la structure du béton.

Colmatages végétaux —

Fort heureusement interviennent, sur les ouvrages eux-mêmes, des phénomènes de colmatage naturels dûs soit aux matières en suspension dans l'eau, soit à la prolifération d'algues sur les parements et jusque dans les fissures du béton.

---

[3] Voir Annales des Ponts et Chaussées Mai-Juin 1933 et Novembre-Décembre 1934.

Dosage minimum —

Si ce dernier est assez dosé (250 à 300 Kgs au moins en parement, suivant la dimension des pierres) il est beaucoup moins vulnérable. S'il est maigre, on peut craindre les pires décompositions. C'est donc un très grave danger de réduire d'une façon excessive les dosages, surtout sur le parement amont.

Comme on l'a vu précédemment, les ciments de laitier et ciments métallurgiques sont beaucoup moins solubles que le ciment Portland.

Granulométrie du sable fin —

La granulométrie du sable fin ($\leqslant$ 0,5 mm) a une grande importance pour l'étanchéité, qu'on augmente beaucoup en forçant la proportion de sable très fin, ou ce qui vaut mieux, le dosage en ciment.[4] Au-dessus de 0,5 mm, la granulométrie n'a d'influence sur l'étanchéité des ouvrages que dans la mesure où elle rend le béton maniable.

Le kieselguhr, aux dosages habituellement employés (2 à 3 % du poids du ciment) n'a de la même façon qu'un intérêt indirect, celui de rendre le béton maniable et compact.

Résistance à l'érosion —

Au point de vue des résistances à l'érosion, le béton est capable de supporter, sans avaries, le contact et même le choc d'une eau animée de très grandes vitesses, jusqu'à 25 m/seconde, à condition qu'il soit riche en ciment compact, que sa surface soit parfaitement dressée et sans fissures. On a même constaté qu'il était capable de supporter une vitesse beaucoup plus grande (justqu'à 50 m/sec) pourvu que la direction des filets d'eau soit parallèle à la surface du béton, et que cette dernière soit très bien dressée et très lisse. Il sera alors prudent de l'armer. Les galeries de vidange au barrage de Marèges sont conçues de la façon suivante: un tuyau d'acier, formant élément étanche et résistant, traverse le barrage. Mais pour éviter sa corrosion, il est peint avec un enduit de mortier projeté au canon à ciment, et dont l'adhérence a été renforcée au moyen d'une légère armature soudée à la conduite.

Les derniers centimètres de l'enduit sont en mortier de carborandum pour mieux résister à l'érosion et armés par un grillage. La vitesse est de l'ordre de 20 m/seconde.

Résistance à l'action du climat —

On a constaté de divers côtés de très sérieuses dégradations aux parements des barrages causées par le climat. Les alternances de chaleur et de froid, et notamment le gel, exerçant leur influence sur les parements ont déterminé des avaries profondes qui ont, un temps, ému les particiens. A la longue, on a fini par s'apercevoir que l'on constatait aussi des dégradations sur des ouvrages qui bénéficiaient de climats très doux. De sorte qu'on en a conclu que ce n'est pas la rigueur du climat qui est la cause unique de ces incidents, mais aussi les malfaçons.

[4] A cet égard le sand cement, ou ciment additionné de sables très finement moulus, aurait donné quelques déboires — décompositions par l'eau ou attaque par les agents atmosphériques.

Par malfaçon, il faut entendre le défaut d'homogénéité et de compacité du béton (accumulation des laitances aux joints de reprise dans le béton coulé, nids de cailloux, et surtout insuffisance de dosage). Sous prétexte d'économie, on est quelquefois descendu à des dosages de 125 et même 100 Kgs par mètre cube pour le corps des ouvrages, et l'on a péniblement atteint 150 à 200 Kgs par mètre cube en oeuvre sur les parements.

L'expérience prouve que de tels bétons sont très attaquables par l'atmosphère et essentiellement gélifs. Le meilleur remède à ce mal consiste surtout sous un climat rigoureux à doser davantage les parements. Il ne faudra pas craindre alors d'employer jusqu'à 300 et même 350 Kgs de ciment par mètre cube en oeuvre, pour être sûr d'échapper à tout incident de ce genre.

Chose curieuse, les avaries signalées l'ont toutes été sur des barrages poids. Les barrages en béton armé (à l'exception du barrage de Gem Lake, dont le béton était mal fait) donnent en général d'excellents résultats, même celui de Suorva qui est situé en Suède dans le cercle polaire, et dont l'épaisseur en parement n'est que de l'ordre de quelque décimètres. Ceci est bien la preuve que c'est avant tout le défaut de dosage qu'il faut incriminer.

Résumé.

En l'état actuel de la technique, la première des qualités à exiger du béton, pour construire sans risque d'insuccès graves un barrage massif, est la maniabilité, permettant d'obtenir l'automatisme à peu près intégral de la mise en oeuvre, ce qui entraîne l'adoption de bétons *mous*.

Les quantités d'eau de gâchage, de sable et de sable fin étant dès lors imposées pour satisfaire à cette première condition (suivant les matériaux dont on dispose et le mode de mise en oeuvre), le dosage en résulte.

Mais le dosage exigible pour la résistance étant en général assez faible, il faut s'imposer un dosage plus élevé sur les parements pour garantir l'ouvrage contre les risques de filtration, de décomposition par les eaux et d'attaque par les agents atmosphériques. Ce dosage sera de 250 à 300 Kgs de ciment par mètre cube en oeuvre, au moins, sur le parement amont. On ira jusqu'à 300 ou 350 Kgs sur les 2 parements si le climat est rigoureux.

Pour éviter les échauffements excessifs, la fabrication d'un ciment spécial pour barrages massifs s'impose, et pour les très gros massifs le refroidissement artificiel.

La vibration, en l'etat actuel de la technique, ne permet pas de se dispenser de la maniabilité. C'est néanmoins un adjuvant précieux de la mise en oeuvre, surtout destiné à renforcer l'étanchéité de la zone amont. Il est souhaitable que son usage se généralise, sous forme de vibration interne à grande puissance et à haute fréquence.

Des précautions spéciales sont à prendre aux joints de reprise horizontaux (repiquage soigné et répandage d'une couche de mortier ou béton de gravillon au moment de la reprise).

Le seul contrôle fidèle, aussi bien pour la résistance que pour l'étanchéité, est le contrôle du béton en oeuvre, sur échantillons extraits de la masse même du barrage.

VI 3

Le comportement des pieux de béton armé lors du battage.

Das Verhalten von Eisenbeton-Pfählen während des Rammens.

Reinforced Concrete Piles During Driving.

W. H. Glanville,*
D. Sc., Ph. D., M. Inst. C. E., M. I. Struct. E.
and
G. Grime, M. Sc.,
Garston.

Introduction.

Dans Londres même et dans la région de Londres, se trouvent de nombreux emplacements de construction dont les terrains sont constitués par un sol d'origine alluviale dont la capacité portante est très faible, sur une profondeur allant de 3 à 9 mètres à partir de la surface du sol. Au-dessous, on rencontre une couche de gravier dur et compact dont l'épaisseur peut varier de 30 à 60 cm jusqu'à 6 mètres, de telles variations pouvant se manifester sur un seul et même emplacement. Au-dessous de cette couche de gravier se trouve une couche de sol comparativement tendre, présentant une faible capacité portante; enfin, à une profondeur plus grande, on trouve une argile compacte et dure. Dans l'étude des constructions qui doivent être élevées sur ces sols, et par suite des incertitudes au sujet de l'épaisseur effective de la couche de gravier, les ingénieurs ont dans de nombreux cas jugé plus prudent de pousser les fondations au-dessous du gravier, jusqu'à rencontrer la couche d'argile compacte. Le travail dans la couche de gravier est toutefois très dur et on a parfois rencontré de grandes difficultés pour le fonçage des pieux préparés à l'avance et présentant une capacité portante suffisante pour résister aux conditions sévères qui devaient leur être imposées. Les fig. 1 et 2 représentent des cas typiques de ruptures.

Avant le commencement des recherches, on ne disposait que de fort peu d'informations en ce qui concerne l'influence des conditions du fonçage sur le comportement des pieux et il n'existait aucune méthode satisfaisante pour la détermination du poids convenable du mouton, de la hauteur de chute appropriée ou de l'importance du bourrage en tête pour un pieu donné. Les règles grossières fournies par l'expérience conduisaient à des résultats qui ne donnaient pas satisfaction et il était impossible, à partir des faibles connaissances dont on disposait, de prévoir si l'on aurait probablement des difficultés ou non. Pour les ingénieurs et pour les entrepreneurs, cet état de choses était fort gênant. La «Building Research Station» fut ainsi sollicitée par la «Federation of Civil Engineering Contractors» et entreprit des investigations au sujet du comportement des pieux en béton armé, avec la collaboration de cette fédération.

* Pour le vocabulaire des expressions contenues dans les figures, voir à la fin de ce travail.

Le problème principal qui s'offrait aux recherches était par conséquent de mettre au point des méthodes permettant d'estimer le fonçage qu'un pieu donné serait susceptible de supporter sans être endommagé. Ceci comprenait 1° un examen à la fois analytique et expérimental de la nature et de l'amplitude des

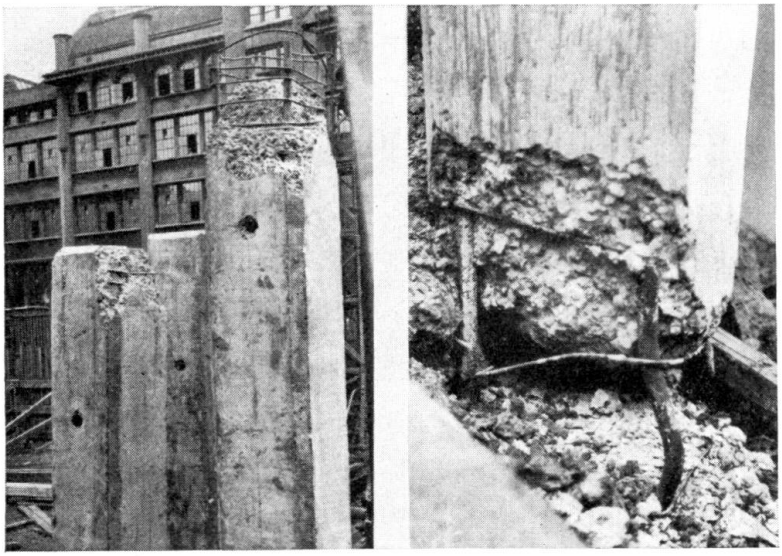


Fig. 1.
Exemples de détérioration de pieux en béton armé.

efforts produits dans les pieux par le choc des moutons, 2° une étude de l'influence des méthodes employées pour la conception et la construction des pieux, sur leur résistance à l'impact, 3° la mise au point de méthodes permettant de mettre en évidence les conditions dangereuses au cours du fonçage. Un compte-rendu complet des investigations faites sera publié sous une forme officielle par la «Building Research Station.» Un compte-rendu abrégé, plutôt d'ailleurs plus complet que celui que donne le présent rapport, a déjà été publié dans le journal de l'«Institution of Civil Engineers.»[1]

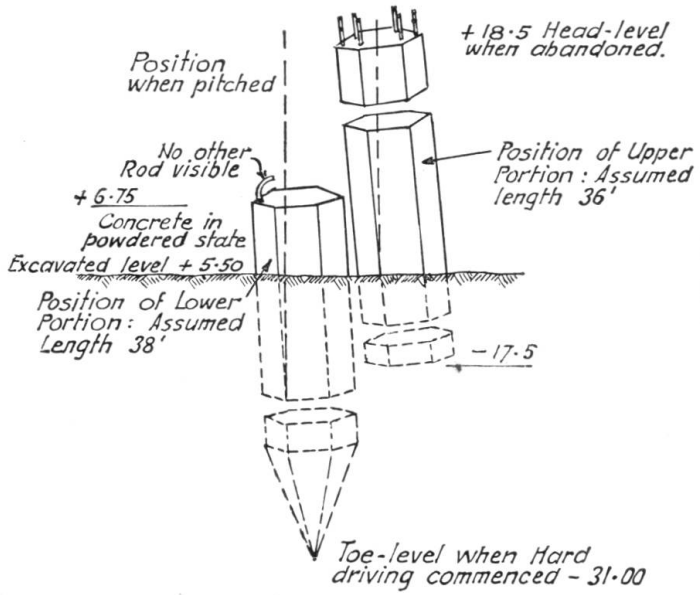


Fig. 2.
Détérioration au milieu d'un pieu.

[1] „The Behaviour of Reinforced-Concrete Piles During Driving", par *William Henry Glanville*, D. Sc., Ph. D., M. Inst. C. E., *Geoffrey Grime*, M. Sc. et *William Whitridge Davies*, B. Sc. (Ing.), Assoc. M. Inst. C. M. (J. Inst. Civ. Eng., décembre 1935).

Considérations théoriques.

Généralités.

Il est impossible, dans le cadre du présent rapport, de tenter de reproduire dans leur intégralité les études mathématiques qui ont accompagné ces investigations; pour un exposé plus complet à ce sujet, nous renverrons au journal de l'«Institution of Civil Engineers» et à la publication de la «Building Research Station.»[1]

Dès le début de l'étude de ce problème, on a compris que l'on ne pourrait aboutir à une représentation effective des conditions du fonçage des pieux que sur la base de la théorie des ondes de la propagation des efforts dans les barres élastiques. Pour faciliter l'analyse, on a fait les hypothèses suivantes:

a) Le pieu n'est pas endommagé après son fonçage.
b) Le pieu se comporte comme une barre linéairement élastique.
c) Les ondes d'efforts dans le mouton peuvent être négligées.
d) L'avant-pieu, le chapeau et le garnissage sont équivalents à un ressort qui sera désigné par la suite sous le nom de matelas et par l'intermédiaire duquel la compression est propagée instantanément.
e) La résistance au pied est élastique, la pression au pied étant proportionnelle au mouvement de descente du pied. La méthode permettant de rapporter les matelas tels qu'ils sont prévus en pratique, ainsi que les résistances au pied, à ces conditions idéales sera indiquée plus loin.

L'équation généralement applicable aux mouvements ondulatoires dans une barre mince de grande longueur, linéairement élastique, a une solution générale de la forme

$$\xi = f\left(t - \frac{x}{a}\right) + F\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

où l'on désigne par

ξ le déplacement de la section droite à partir de sa position initiale,

t le temps (après le commencement de l'impact dans le cas présent),

x la coordonnée de toute section droite mesurée à partir d'une extrémité (la tête du pieu),

a la vitesse des ondes longitudinales dans la barre.

Cette équation indique que le déplacement de toute section droite est obtenu en additionnant deux fonctions dont la première représente une onde se déplaçant vers le bas, $f\left(t - \frac{x}{a}\right)$, et la seconde représente une onde se déplaçant vers le haut du pieu, $F\left(t - \frac{x}{a}\right)$.

Il n'y a pas d'onde se déplaçant dans la direction de bas en haut avant le moment $\frac{l}{a}$ (où l désigne la longueur du pieu), c'est-à-dire avant que la réflexion ne se produise au pied du pieu et cette onde ainsi réfléchie n'atteindra la tête du pieu qu'au bout d'un temps $t = \frac{2l}{a}$.

L'équation qui définit le mouvement du mouton au cours de la période initiale $0 \leqslant t < \frac{2l}{a}$ avant que l'onde réfléchie ne parvienne à la tête du pieu, admet une solution simple à partir de laquelle, à l'aide des conditions initialement indiquées, on peut déterminer la fonction f de déplacement, représentant l'onde descendante pour cet intervalle de temps. La fonction F, qui représente l'onde réfléchie remontant vers la tête du pieu, peut alors, étant donné l'hypothèse concernant la nature de la résistance en pied, être exprimée en termes de la fonction f pour une période $\frac{2l}{a}$ entérieure. Par suite, étant donné que f est connue pour l'intervalle de temps $0 \leqslant t < \frac{2l}{a}$, F sera également connue pour l'intervalle de temps $\frac{2l}{a} \leqslant t < \frac{4l}{a}$. Ce procédé permet, par application à des intervalles successifs de temps égaux à $\frac{2l}{a}$, de définir toutes les ondes qui se déplacent de bas en haut et de haut en bas du pieu à un moment choisi quelconque. En combinant les ondes en un point donné, on peut déterminer à tout instant donné t le déplacement de la section et par suite les contraintes correspondantes.

La théorie permet d'aboutir aux conclusions suivantes:

1° La distribution des efforts le long d'un pieu à un moment particulier n'est en général pas uniforme.

2° L'effort maximum en tout point du pieu augmente lorsque la rigidité du matelas augmente elle-même.

3° L'effort maximum à la tête du pieu est proportionnel à la racine carrée de la hauteur de chute du mouton.

4° Dans le cas des pieux de grande longueur ou bien dans le cas des pieux de courte longueur avec moutons légers et matelas rigides, l'effort maximum en tête du pieu dépend seulement des conditions à la tête et est le même pour tous les enfoncements. La condition nécessaire pour cela est que la valeur maximum de l'effort ondulatoire descendant le long du pieu soit atteinte avant que l'onde réfléchie n'arrive du pied.

5° L'effort maximum au pied du pieu dépend de la résistance du sol; il est nul si le pieu ne rencontre aucune résistance, ou bien il atteint une valeur égale à deux fois celle qui se manifeste à la tête du pieu si tout mouvement du pieu est entièrement empêché. Dans le premier cas, il y a réflexion à partir du pied du pieu, d'une onde de traction et dans le second cas, il y a réflexion d'une onde de compression.

Matelas de tête.

La grande influence qu'exerce le matelas de tête (avant-pieu, chapeau et garnissage), en ce qui concerne les valeurs que prennent les efforts dans le pieu, a été mise en évidence dès le début des investigations. S'il n'y avait pas de matelas entre le mouton et la tête du pieu, les efforts à la tête s'élèveraient presque instantanément jusqu'à un maximum. Le matelas de la tête du pieu diminue à la fois l'allure d'accroissement des efforts et leurs valeurs maxima. Les efforts dans la longueur du pieu subissent une influence du même ordre.

La rigidité du matelas de tête, désignée par k/A, est un facteur dont il sera

fait mention fréquemment par la suite. Si l'on considère un matelas hypothétique dans lequel les efforts et les déformations sont proportionnels, k désigne alors la constante de rigidité habituelle telle qu'elle est appliquée à des ressorts et est égal à la force nécessaire pour produire une compression égale à l'unité, c'est-à-dire que l'on a $k = E' A' / l'$, expression dans laquelle E' désigne le module de Young de l'avant-pieu, A' sa section droite et l' sa longeur. Si l'on désigne par A la section de la tête du pieu, k/A représente donc l'effort sur la tête du pieu qui est nécessaire pour produire une compression égale à l'unité et est égal au module de Young divisé par la longueur ou l'épaisseur considérée, si le matelas admet la même section que le pieu lui-même. Il varie dans le sens inverse de l'épaisseur et est indépendant de l'effort mis en jeu. La constante de rigidité pour un avant-pieu en bois dur avec un module de Young sensiblement constant peut être obtenue avec une précision suffisante à partir de cette expression. Les chapeaux et les garnissages présentent toutefois une relation non linéaire entre l'effort et la compression et la valeur convenable de k/A dépend de l'amplitude de l'effort appliqué. Il est donc alors nécessaire de spécifier k/A par rapport à un certain nombre de kg par cm².

Si l'avant-pieu et le garnissage ont des constantes effectives k_1/A et k_2/A, le k/A de l'ensemble sera donné par la relation:

$$\frac{A}{k} = \frac{A}{k_1} + \frac{A}{k_2} + \ldots + \frac{A}{k_n}$$

L'effet de matelas est principalement dû au garnissage qui se trouve au-dessous du chapeau. L'effet produit par l'avant-pieu est faible, excepté dans les cas où le garnissage a été renforcé dans des conditions telles que sa rigidité est devenue très élevée, ou bien lorsque l'avant-pieu a perdu sa dureté à l'usage. Les constantes de rigidité k/A de différents types de garnissages de tête de pieu ont été déduites des efforts enregistrés au cours du fonçage de pieux d'essai et les résultats obtenus montrent que la valeur de k/A pour les garnissages couramment utilisés dans la pratique peut être considérée comme comprise entre 28 et 1400 kg par cm² et par cm. Les valeurs aussi basses que 28 kg par cm² par cm ne s'appliquent toutefois qu'aux premiers coups frappés avec un garnissage neuf et dans la pratique, on peut appliquer les valeurs maxima et minima de 280 et de 1400 kg par cm² et par cm. L'influence de l'avant-pieu est de réduire ces valeurs à environ 265 et 1250 kg par cm² et par cm respectivement. Au cours des investigations, on n'a pas rencontré de forme de garnissage qui réponde intégralement aux exigences théoriques. Ces exigences sont les suivantes:

1° Faible rigidité, telle qu'elle est représentée par le facteur k/A.

2° Aucune augmentation de la rigidité au cours du fonçage.

3° Faible prix par rapport à la durée effective.

Conditions au pied.

Il a été indiqué que l'on avait admis du point de vue théorique que la résistance au pied était élastique. En pratique, on ne réalise la condition d'élasticité que lorsque l'enfoncement, tel qu'il est mesuré ordinairement, est nul. Dans tous

les autres cas, l'enfoncement réalisé peut être divisé en deux parties: l'enfoncement tel qu'il est mesuré ordinairement et qui sera désigné sous le nom d'«enfoncement plastique» et le mouvement élastique du sol, qui sera désigné sous le nom d'«enfoncement élastique». L'hypothèse suivant laquelle le travail effectué au pied, pour le même effort maximum, est indépendant des proportions relatives de l'enfoncement plastique et de l'enfoncement élastique, est implicite. Cette hypothèse a été contrôlée théoriquement en évaluant différents cas particuliers sur la base d'un pied purement plastique et en comparant les résultats ainsi obtenus avec ceux qui ont été obtenus dans le cas d'un pied purement élastique donnant un enfoncement égal à deux fois l'enfoncement obtenu dans le cas du pied plastique. Les résultats de la comparaison concordent convenablement.

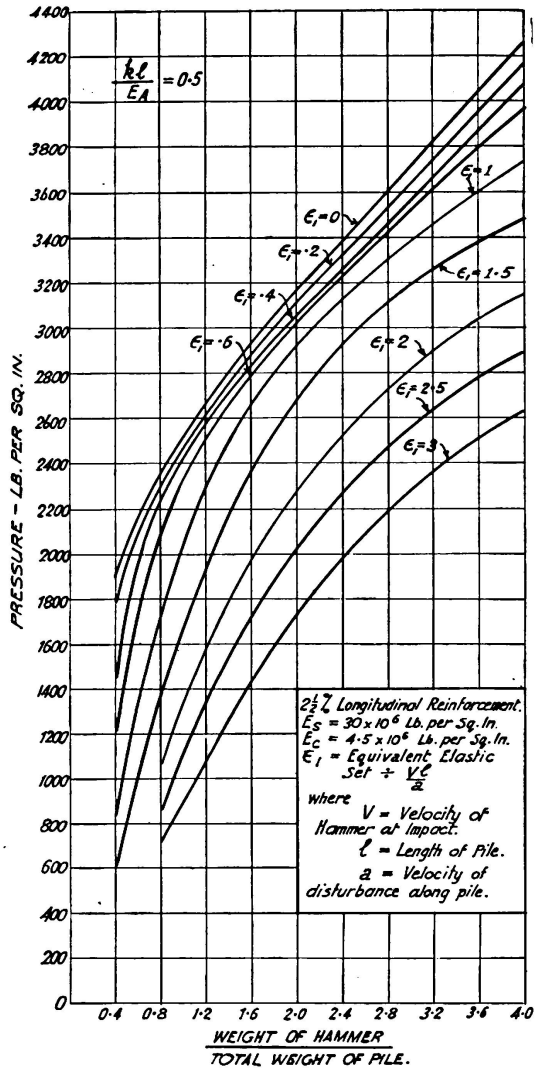


Fig. 3.
Tension maxima à la pointe du pieu pour une hauteur de chute de un pied.
(Pour une hauteur de chute de h pieds on multiplie par $\sqrt{h}$.)

La fig. 3 constitue un exemple caractéristique d'estimation des efforts maxima au pied. La série complète des chiffres ici considérés couvre une gamme de valeurs de $\frac{kl}{EA}$ allant de 0,1 à 2. Ces chiffres fournissent une limite supérieure des efforts au pied dans le cas du fonçage en terrain dur.

Description générales des appareils.

Enregistreur piézo-électrique de déformations.

L'exigence principale à laquelle doit satisfaire un appareil enregistreur, étant donné la courte durée des impulsions qui entrent en ligne de compte dans le fonçage des pieux, est que toutes les pièces mobiles possèdent une période propre

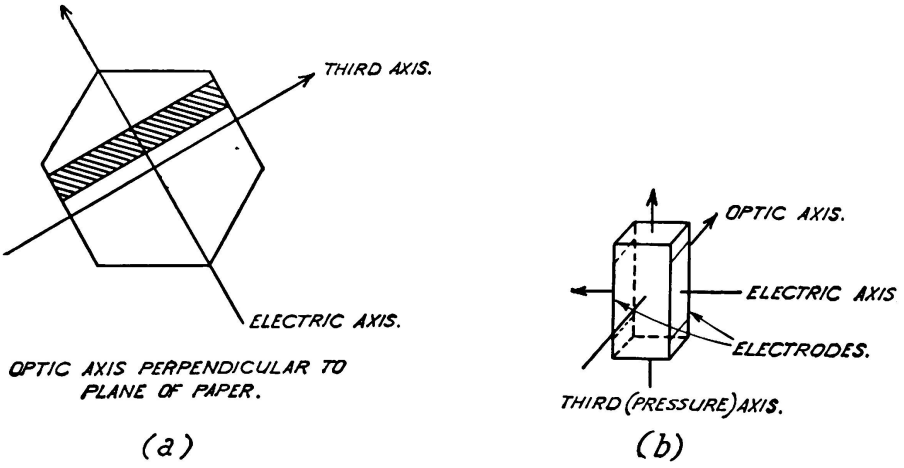


Fig. 4a et b.
Position des axes dans des cristaux de quartz.

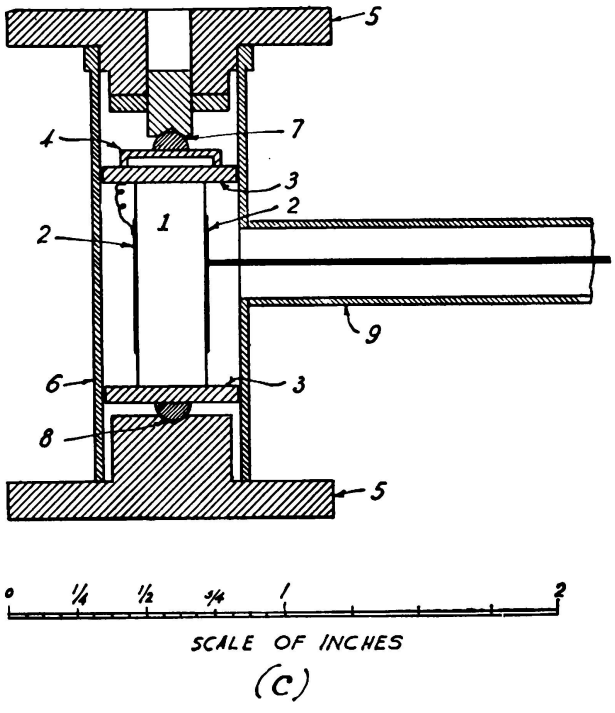


Fig. 4c.
Section à travers la cellule de mesurage.

de vibration très élevée, de manière à suivre avec exactitude et sans retard le mouvement à étudier. Cette exigence a conduit à choisir le dispositif piézo-électrique combiné avec un oscillographe à rayons cathodiques.

Le fonctionnement de l'appareil est basé sur la propriété piézo-électrique du quartz qui, de même que certains autres cristaux, met en jeu des charges électriques proportionelles à l'effort appliqué lorsqu'il est soumis à une com-

pression ou à un allongement suivant la direction de l'un de ses axes hémiédriques, dans certaines parties du cristal. Des cristaux ayant la forme de prismes rectangulaires très allongés sont ainsi découpés dans le quartz brut suivant la direction indiquée sur les fig. 4a et 4b. Les prismes sont ensuite montés dans de petites chambres étanches pour constituer les jauges que l'on enrobe dans le pieu à des endroits convenablement choisis. Lorsqu'ils sont en service effectif, les cristaux sont soumis à une pression le long du troisième axe et des charges électriques qui sont proportionnelles à l'effort ainsi appliqué, sont libérées sur des électrodes solidaires des faces perpendiculaires à l'axe électrique. Les connexions avec le dispositif enregistreur sont réalisées à l'aide de fils conducteurs à haut isolement. La fig. 4c représente une coupe de la jauge. Les chiffres de cette figure désignent: 1° le cristal de quartz, 2° les électrodes, 3° des plaques en acier, 4° un ressort très rigide, 5° des semelles circulaires très épaisses, 6° un cylindre en laiton à parois minces, 7° et 8° des sièges de forme conique et 9° le tube contenant le conducteur isolé.

Lorsque la jauge est assemblée, on soumet le cristal de quartz à une charge initiale en vissant le siège réglable 7; il peut ainsi répondre à des tractions aussi bien qu'à des compressions. Afin que la jauge elle-même soit bien soumise aux mêmes déformations que le béton qui l'entoure, ses dimensions sont choisies de telle sorte que sa rigidité soit sensiblement égale à celle du bloc de béton auquel elle se substitue.

La disposition adoptée pour l'appareil enregistreur des efforts est représentée schématiquement sur la fig. 5.

Enregistreur des enfoncements.

Les enfoncements ont été enregistrés suivant la méthode que représente la fig. 6 et qui a donné des résultats très satisfaisants. Une planchette portant une feuille de papier est solidement fixée sur la partie antérieure du pieu à l'aide d'un dispositif de serrage. Une règle droite, sur laquelle se déplace un crayon qui enregistre l'enfoncement sur le papier, est elle-même fixée sur une pièce de bois massive reposant sur le sol par l'intermédiaire de fortes cales en bois. Le bois forme une base effectivement très stable pour les mesures, car ses vibrations n'apparaissent sur l'enregistrement que lorsque l'enfoncement a été complètement enregistré; même à ce moment, elles sont d'une très faible amplitude. Sur l'enregistrement, on peut obtenir d'une part l'enfoncement permanent ou plastique, d'autre part, l'enfoncement élastique ou réversible, ou mouvement du sol lui-même.

Indicateur des valeurs de pointe des efforts.

Une méthode simple pour mesurer les valeurs maxima des efforts à la tête d'un pieu consiste à utiliser un dispositif qui indique les moments où la retardation maximum du mouton dépasse une certaine valeur choisie à l'avance. En effet, si l'hypothèse suivant laquelle la masse du chapeau peut être considérée comme négligeable et le garnissage à la tête peut être considéré comme constituant un ressort simple (non nécessairement linéaire), est approximativement exacte, la mesure du retardement maximum du mouton permettra de calculer d'une manière très simple l'effort maximum à la tête du poteau, car l'effort exercé par le mouton sur la tête du pieu à tout instant donné est égal

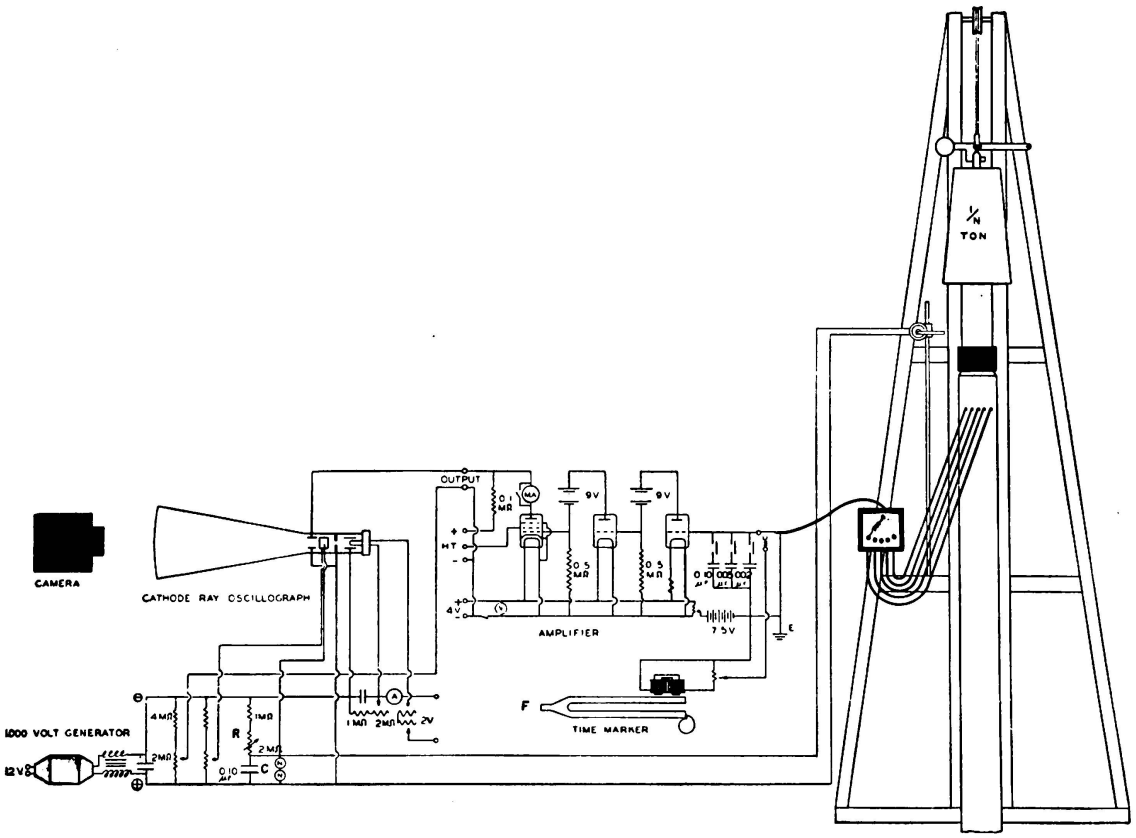


Fig. 5.

Dispositif des conduites électriques de l'appareil enregistrant les contraintes.

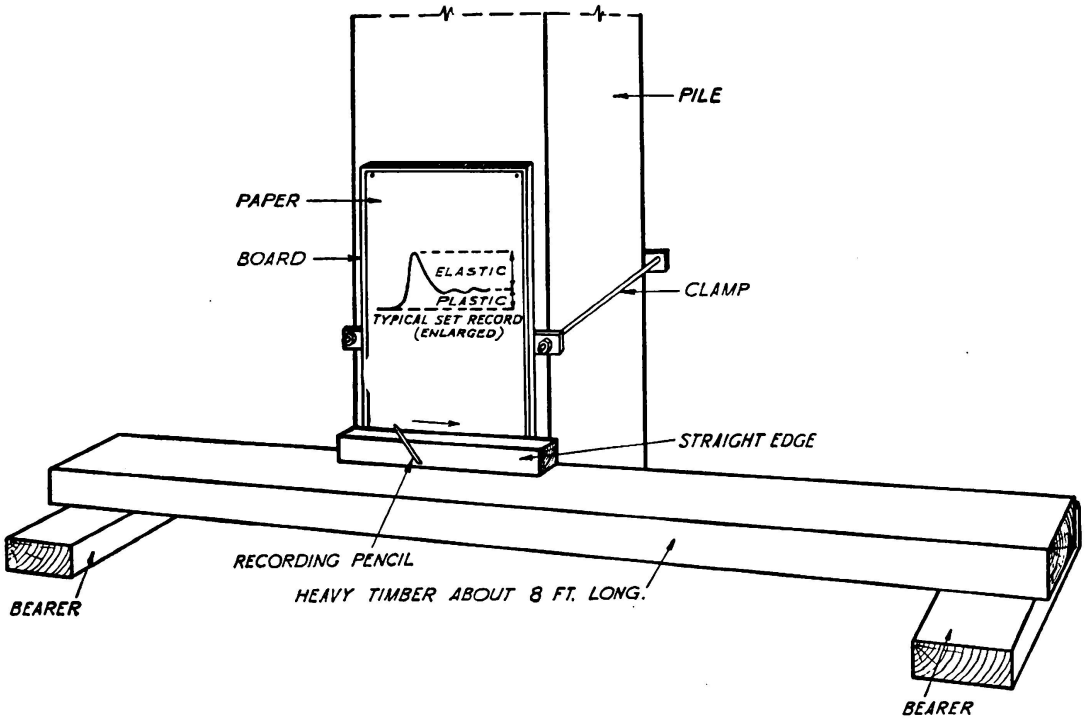


Fig. 6.

Instruments de mesure des enfoncements.

à M · F, expression dans laquelle M désigne la masse du mouton et F sa retardation.

Les indicateurs d'accélération maximum ont déjà été antérieurement utilisés pour indiquer les valeurs de pointe de l'accélération à la surface de routes soumises à des vibrations au cours du trafic.[2] L'instrument employé ici constitue une réalisation quelque peu différente et est utilisé suivant une méthode nouvelle en ce qui concerne l'indication visuelle. Une masse M (fig. 7) est maintenue appliquée en contact avec un goujon isolé I par un ressort S dont la compression peut être modifiée à l'aide d'une vis calibrée C. Des ressorts plats F permettent d'assuter le parallélisme entre tout déplacement de la masse M et la direction des montants P. L'ensemble est monté à la partie supérieure du mouton, l'axe du ressort S étant disposé verticalement. Le contact entre le goujon isolé I et la masse M ferme un circuit électrique, de telle sorte que lorsque la masse M se trouve séparée du goujon I par l'effet de l'inertie, ce circuit se trouve coupé. Le circuit indicateur qui est extrêmement simple est également représenté sur la fig. 7. Une batterie de piles sèches d'environ 150 volts est montée sur trois

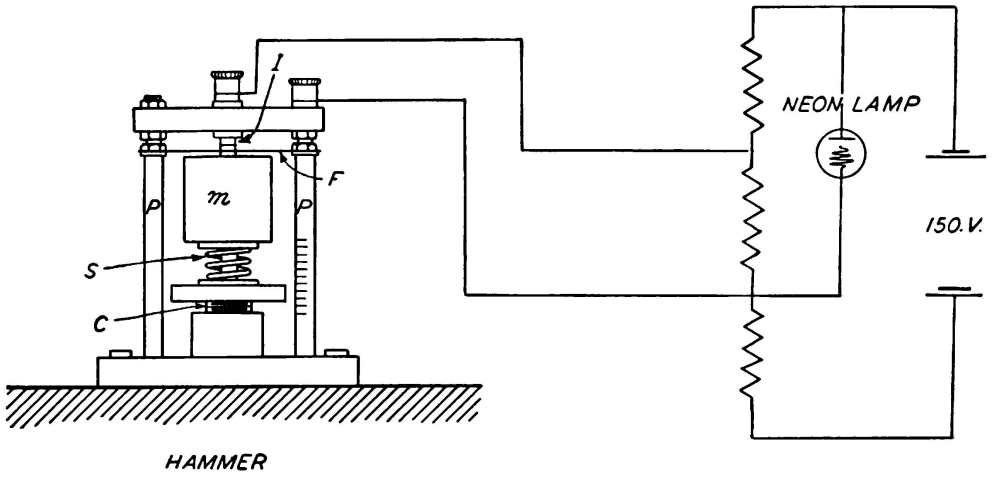


Fig. 7.

Appareil de mesure des pointes de tensions.

résistances disposées en série. Deux de ces résistances sont shuntées par une petite lampé-témoin au néon et l'une de ces deux dernières résistances est normalement court-circuitée par le contact entre la masse M et le goujon isolé I. Lorsque les contacts sont fermés, la tension aux bornes de la lampe au néon a une valeur intermédiaire entre les tensions d'amorçage et d'extinction, de telle sorte qu'il n'y passe aucun courant. Lorsque le contact est coupé entre la masse M et le goujon I, la tension aux bornes de la lampe, c'est-à-dire la tension qui correspond à la chute de potentiel à travers les deux résistances, dépasse la tension d'amorçage et la lampe au néon s'allume, restant encore allumée après la fermeture du contact, car la tension se trouve encore à une valeur plus élevée que celle qui est nécessaire pour l'extinction. Ce circuit électrique constitue un très sensible détecteur de la rupture du contact et peut être utilisé pour fonctionner efficacement

[2] Rapport de l'Association Permanente Internationale des Congrès de la Route, 7ème congrès, Munich, 1934 (2ème section: trafic).

à partir de ruptures d'une durée de 0,0002 seconde. Les essais effectués jusqu'à maintenant ont montré que ce dispositif indicateur permettait de déceler les efforts en tête des pieux avec une erreur possible de l'ordre de 15 %.

Recherches expérimentales.

Mesures des efforts.

A la suite d'essais préliminaires qui confirmèrent les déductions générales faites sur la théorie ondulatoire, des essais ont été effectués sur des pieux foncés dans le sol, dans des conditions de difficulté tout à fait caractérisées. Les détails

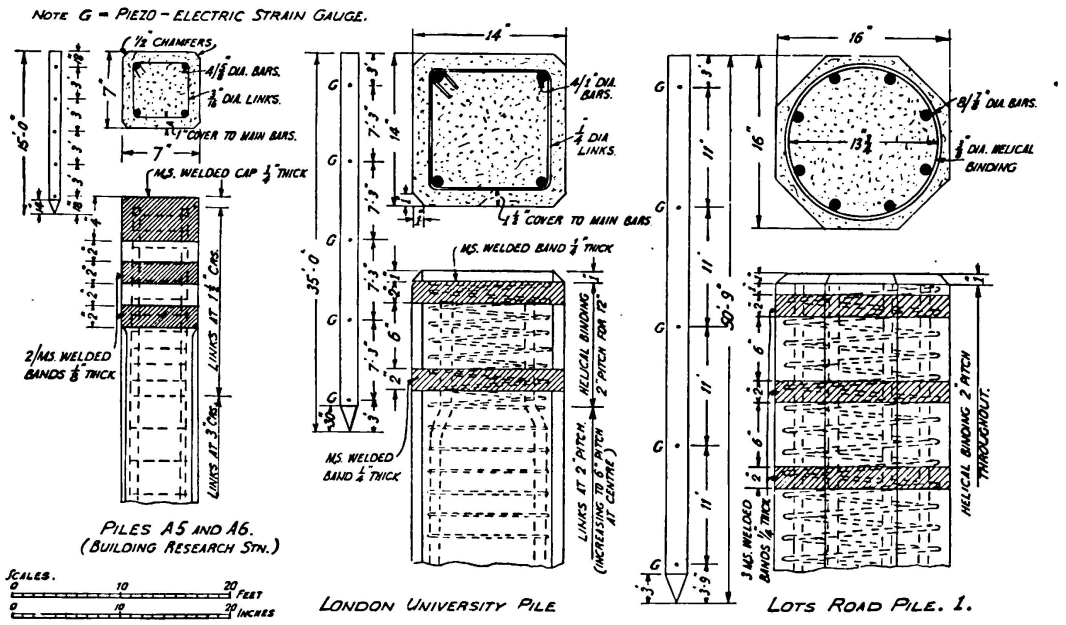


Fig. 8.

Particularités des pieux (détails de la tête du pieu).

Pieux A5 et A6.

Poids du mouton 480, 980 et 2000 livres avec déclenchement de chute, couche intermédiaire (coussinet) 4,12 et 24 couches de carton bitumé, chacune primitivement 1/4 pouce d'épaisseur.

Pieux de l'Université de Londres.

Sonnette à vapeur simple de 3 tonnes, faux pieu 10 x 14 x 14 pouces en bois de Pynkadon, casque de percussion 10 cwt., garniture 3 1/2 pouces en sapin et 4 couches de sacs.

Pieux du chantier Lots Road.

Mouton de 3,3 tonnes actionné par treuil; faux pieu en bois d'Hickory, 15 pouces de diamètre. Casque de percussion 8 cwt. Garniture avec 2 couches de cordes Manila et 8 couches de sacs.

des pieux sont représentés sur la fig. 8. Les conditions du sol sont indiquées sur la fig. 9, sur laquelle sont marquées les pénétrations auxquelles les enregistrements ont été pris.

L'équipement d'enregistrement piézo-électrique, monté sur une remarque, était installé à une distance d'environ 6 mètres du cadre de fonçage des pieux. Les connexions aux jauges étaient réalisées à l'aide de conducteurs sous plomb de 15 à 30 mètres de longueur.

La marche des essais a été essentiellement la suivante pour tous les pieux foncés dans le sol:

1° Enregistrement de l'enfoncement permanent, avec détermination des valeurs moyennes pour un certain nombre de coups, d'un bout à l'autre du fonçage.

2° Enregistrement des efforts pour plusieurs hauteurs de chute du mouton à quatre ou cinq degrés différents de pénétration, dont les positions effectives ont été déterminées d'après les conditions du sol (voir fig. 9).

3° Chaque groupe de mesures d'efforts a été accompagné des enregistrements correspondants des enfoncements plastiques et élastiques.

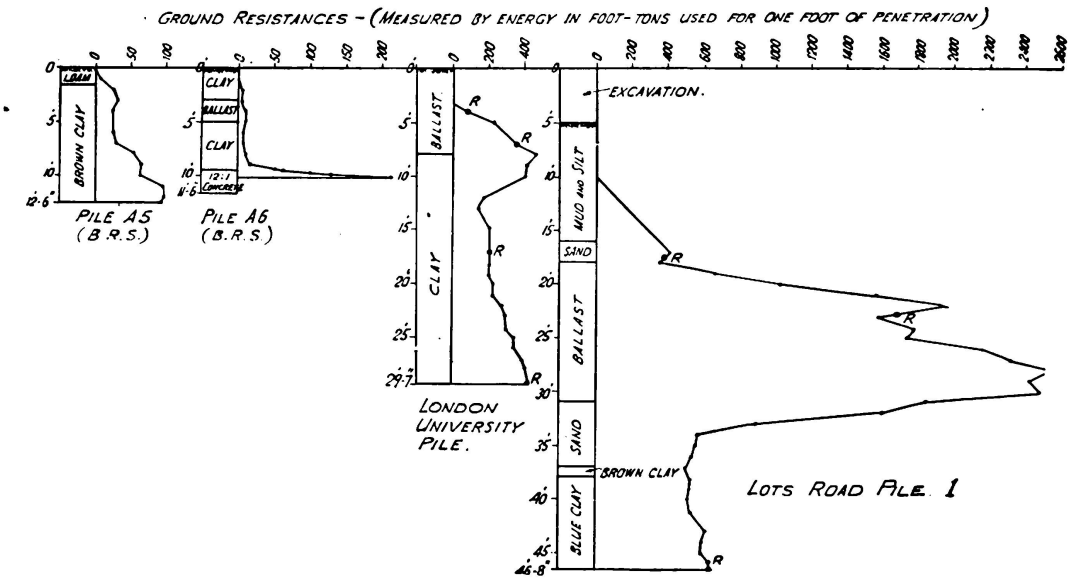


Fig. 9.

Conformation du sol.

Différentes modifications de mise au point des garnissages ont dû être effectuées au cours des fonçages, suivant les nécessités du moment.

Les fig. 10, 11, 12 et 13 représentent des enregistrements caractéristiques effectués avec la jauge piézo-électrique. Dans leur allure d'ensemble, ces enregistrements concordent avec les résultats qu'avait fait prévoir la théorie. La forme de la courbe des efforts en fonction du temps et la valeur maximum des efforts varient sur la longueur du pieu, dans des conditions qui dépendent de l'état du sol. La durée de l'enregistrement à la tête des pieux est généralement de l'ordre de 0,01 seconde; au pied, cette durée peut être plus importante. Les vibrations prolongées qui se manifestent au milieu du pieu suivant la fig. 10 indiquent que, dans certaines conditions, le pieu peut être appelé à exécuter des vibrations longitudinales suivant sa fréquence propre.

Influence des conditions du fonçage sur les efforts mis en jeu dans les pieux.

Dans la majorité des cas, les efforts de compression les plus élevés qui se trouvent mis en jeu pendant le fonçage se manifestent à la tête des pieux. Ce n'est que lorsque les pieux sont foncés dans des couches exceptionnellement dures que cet effort maximum porte sur le pied. Ce fait est mis en évidence sur les fig. 14 et 15. En se basant sur des considérations théoriques, on peut montrer que la

plus forte valeur du maximum de l'effort de compression doit être atteinte soit à la tête soit au pied, quoique dans certains cas il puisse se manifester des valeurs d'efforts seulement légèrement plus faibles en d'autres régions des pieux. Au milieu d'un pieu, on a enregistré des efforts égaux et même occasionnellement

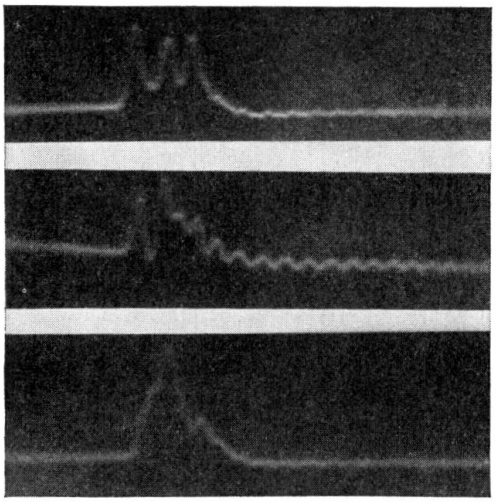


Fig. 10.

Reproduction des vibration longitudinales dans un pieu de 15 pieds de longueur. Fréquence des vibrations: 455 à la seconde.

plus élevés que ceux qui se sont manifestés au pied, mais ces constatations peuvent être considérées comme rentrant dans le cadre des erreurs expérimentales des mesures d'efforts. La fig. 16 établit une comparaison entre quelques valeurs calculées et enregistrées pour les efforts en tête.

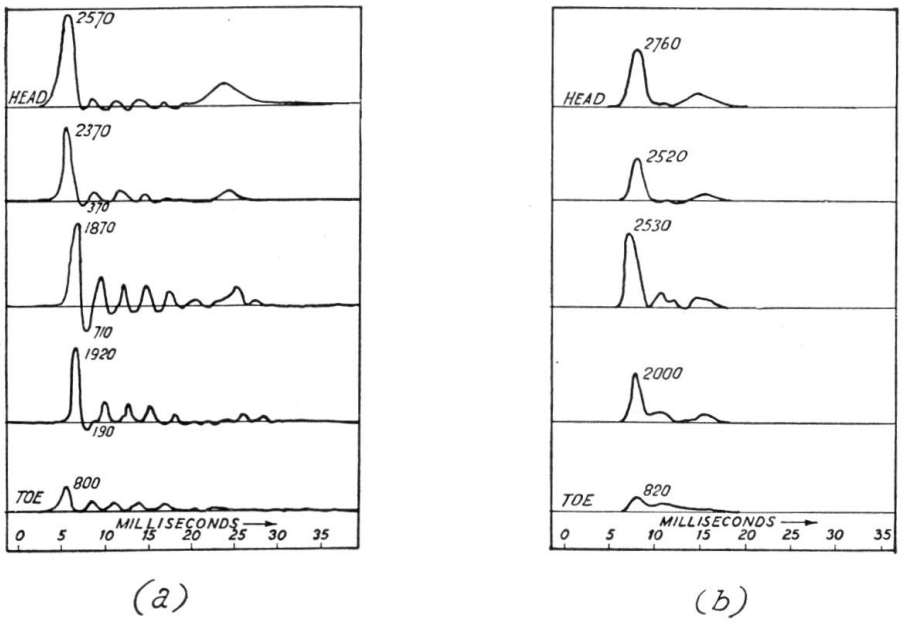


Fig. 11.

Reproduction d'un pieu de 15 pieds de long, enfoncé dans de l'argile compact, à l'Institut de recherches pour constructions civiles

Condition de battage: quatre couches de carton bitumé de 1/4 pouce à la tête; poids du mouton 980 livres; 24 pouces de hauteur de chute. Pénétration: (a) 4 pieds 3 pouces; (b) 10 pieds: enfoncements correspondants (a) 0,55 pouce (b) 0,08 pouce.

(Les figures indiquent les pointes de tensions en livres par pouce carré.

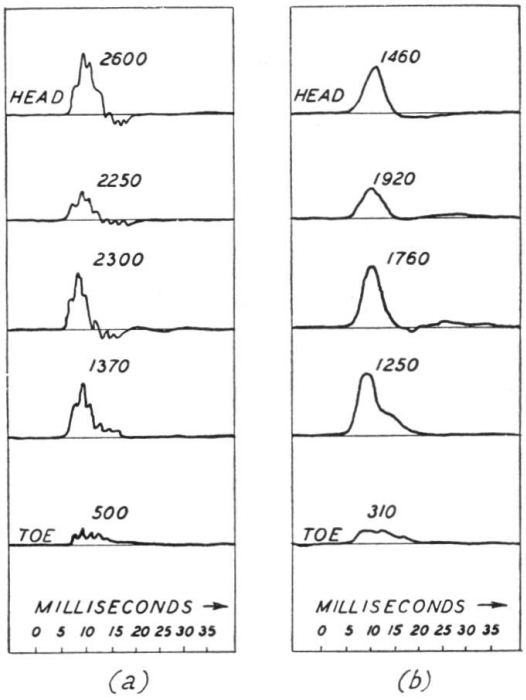


Fig. 12.

Pieux de l'Université de Londres. Résultats caractéristiques.

Conditions de battage: poids du mouton 3 tonnes. Hauteur de chute 24 pouces. Pénétration 29 pied 6 pouces. (a) Garniture de l'entrepreneur, (b) 12 couches de carton bitumé sans casque de percussion. Enfoncement: (a) 0,07 pouce, (b) 0,04 pouce.

(Les figures représentent les pointes de tensions en livres par pouce carré. La petite valeur pour la tête en (b) provient de la contre-pression au mouton.)

En se basant sur des considérations élémentaires, il apparaît comme évident que le maximum de l'effort en tête, pour une série de conditions par ailleurs déterminées, augmente avec le poids du mouton. Cette augmentation est toutefois plus faible proportionnellement que l'augmentation effective du poids du mouton (voir fig. 16).

Dans l'exposé mathématique sommaire de la théorie, il a été mentionné que par suite de la vitesse finie avec laquelle se déplace la variation d'effort, la valeur maximum de l'effort à la tête du pieu est dans la majorité des cas indépendante des conditions du sol et est uniquement déterminée par les conditions en tête

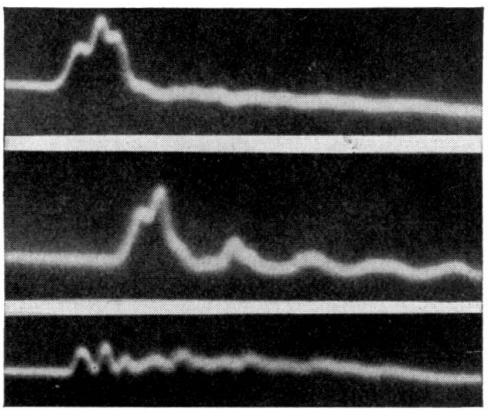


Fig. 13 a.

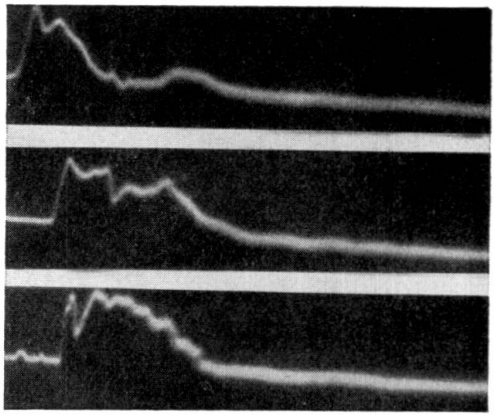


Fig. 13 b.

Chantier Lots Road, pieu Nr. 2. Reproduction typique pour un battage léger (a) et dur (b).

Conditions de battage: garniture d'entrepreneur dans un casque de percussion de 8 cwt; mouton de 3,3 tonnes; hauteur de chute (a) 14 pieds, (b) 25 pieds. Tension de rupture maxima: (a) tête 1590, milieu 1400, pointe 520 livres par pouce carré; (b) tête 1930, milieu 2170, pointe 2760 livres par pouce carré.

Enfoncement (a) 0,94 pouce, (b) 0,06 pouce. Durée du coup: (a) 0,010 seconde, (b) 0,009 seconde.

du pieu, c'est-à-dire par le poids du mouton, par la hauteur de chute, par la surface qu'offre la tête du pieu, par les constantes physiques de ce pieu et par la rigidité du matelas. Ce point de vue est confirmé par les résultats expérimentaux obtenus.

Il est intéressant de déduire de ce qui précède que si le garnissage présente initialement une constante de rigidité élevée, les efforts en tête du pieu au début du fonçage ou dans les périodes de fonçage facile peuvent être presque aussi élevés qu'au cours du fonçage ultérieur, plus difficile.

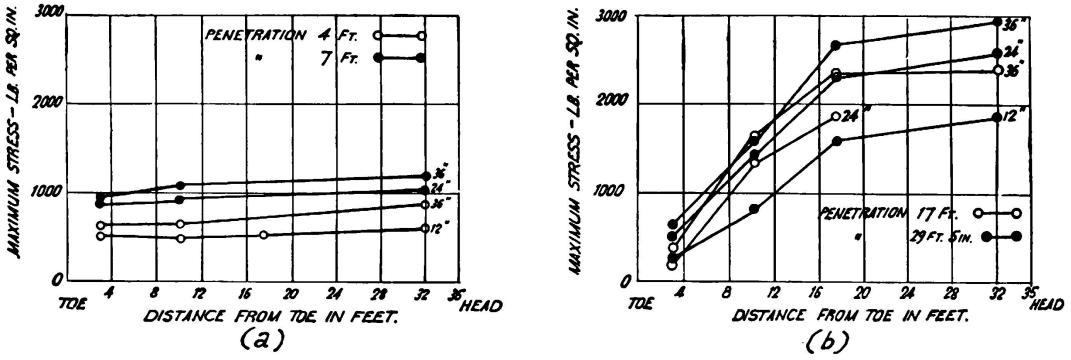


Fig. 14a et b.

Pieux de l'Université de Londres.

Répartition des compressions maxima le long du pieu pour un enfoncement de 29 pieds 5 pouces, avec garniture d'entrepreneur et des hauteurs de chute de 12,24 et 36 pouces.

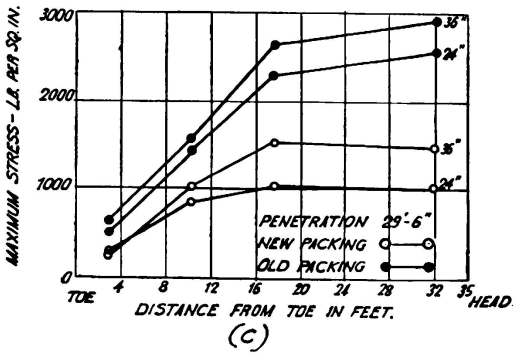


Fig. 14c.

Comparaison entre une garniture d'entrepreneur neuve et usagée, pour une hauteur de chute de 24 et 36 pouces.

Les avantages que présente une constante de rigidité k/A faible seront discutés lorsque nous examinerons l'influence des conditions du fonçage sur les enfoncements. L'influence importante d'une augmentation de la rigidité au cours du fonçage a été mise en évidence d'une manière on ne peut plus nette au cours de l'un des essais qui ont été effectués sur place à l'Université de Londres, le garnissage en bois tendre ayant manifesté une augmentation de rigidité qui a eu pour résultat une augmentation des efforts en tête du pieu de 100 % (fig. 14c).

Si le garnissage n'est pas disposé d'une manière bien uniforme et régulière sur la tête du pieu, il peut en résulter des concentrations locales dangereuses des efforts. On en a rencontré un exemple au cours du fonçage du premier pieu de la Lots Road; la tête du pieu, qui avait résisté à des milliers de coups sans accuser aucune détérioration, a cédé immédiatement après l'insertion d'un garnissage neuf. La rupture a pu être nettement attribuée à une inégale distribution du garnissage, qui avait glissé vers l'arrière du pieu.

Il est mis en évidence expérimentalement (fig. 12) qu'en montant seulement un garnissage à la tête des pieux, les courbes des efforts en fonction du temps particulièrement à la tête ont une forme régulière; avec un chapeau, la forme de l'enregistrement à la tête est celle d'une vibration à haute fréquence, se superposant à une courbe régulière. Le chapeau peut être considéré comme constituant une masse supportée entre deux éléments élastiques, l'avant-pieu au-dessus et le garnissage au-dessous. L'oscillation à haute fréquence qui apparaît dans

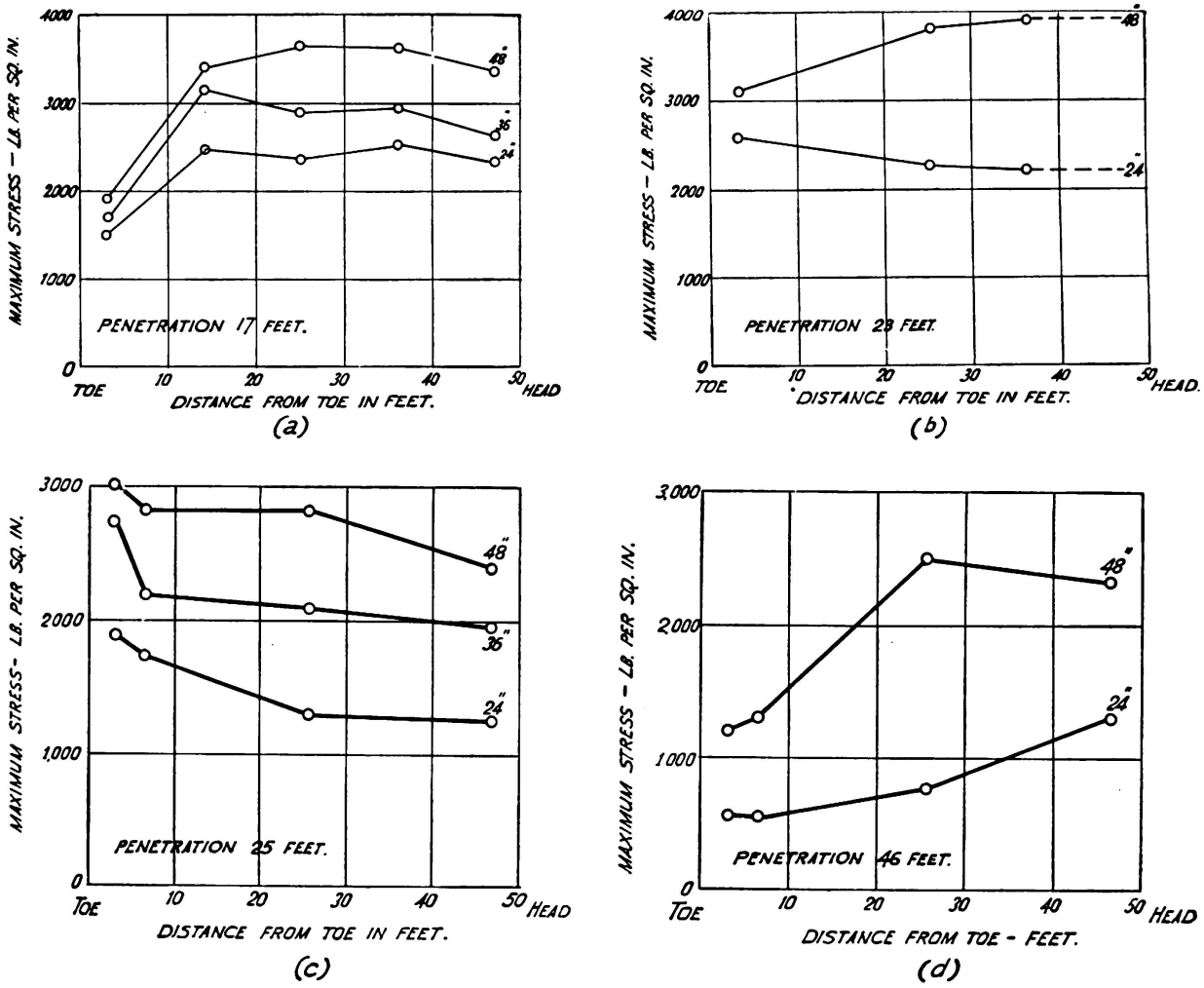


Fig. 15.

Pieux du chantier Lots Road.

Répartition des compressions maxima le long du pieu pour enfoncement de 25 pieds, avec garniture d'entrepreneur et des hauteurs de chute de 24,36 et 48 pouces.
(a) et (b) pour le pieu 1; (c) et (d) pour le pieu 2.

l'enregistrement correspond aux vibrations de cette masse entre ses supports élastiques. L'amplitude de l'effort maximum se trouve dans la plupart des cas assez peu affectée par ces oscillations qui sont très rapidement amorties.

Une portion considérable de la longueur du pieu à partir de la tête peut être soumise à un effort maximum presque aussi grand que celui de la tête. Ceci se produit lorsqu'il n'y a pas interférence de la part de l'onde réfléchie, la seule

diminution que subit l'effort maximum pouvant alors être uniquement attribuée à la dissipation de l'énergie par frottements interne et superficiel. Les pieux de 15 mètres de la Lots Road constituent des exemples qui montrent que l'effort maximum le long de la moitié supérieure de la longueur du pieu peut être approximativement constant (fig. 15). En pareil cas, la rupture par compression peut s'amorcer à une certaine distance au-dessous de la tête du pieu, s'il existe là un point faible dû à une détérioration en cours de transport, à un renforcement transversal peu judicieux ou à une mauvaise qualité du béton.

Les efforts en pied dépendent dans une large mesure des valeurs des enfoncements, de petits enfoncements mettant en jeu de grands efforts et réciproquement. Les efforts en pied ne deviennent importants que dans des conditions

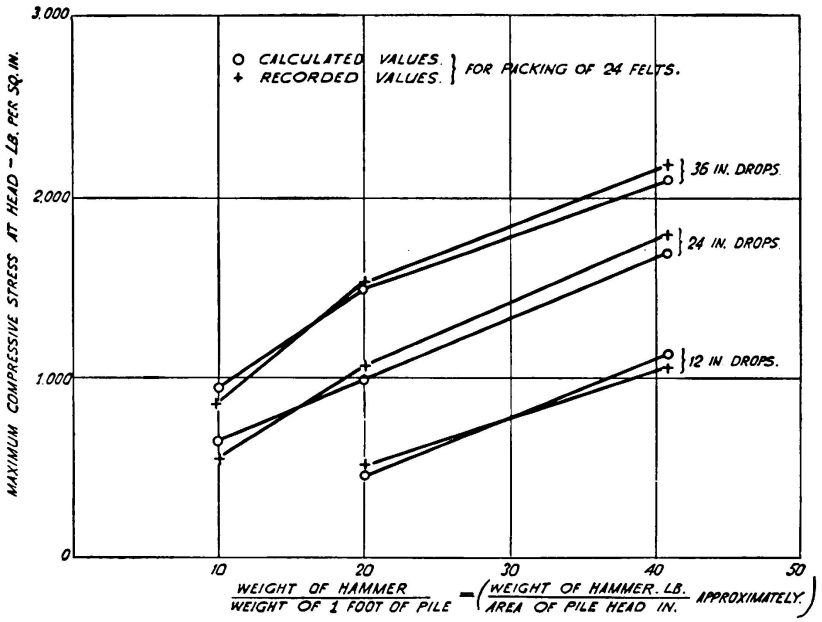


Fig. 16.

Tensions calculées et mesurées à la tête d'un pieu long de 15 pieds.

telles que leur valeur maximum ait quelque chance de dépasser ou d'égaler la valeur de l'effort en tête, en supposant que la tête et le pied aient la même résistance.

Les efforts enregistrés au cours du fonçage des pieux d'essai dans les conditions de la pratique ont montré que les efforts en tête n'étaient dépassés que dans le cas d'un seul emplacement pour lequel le fonçage était particulièrement dur (voir fig. 15c). La résistance ici rencontrée au pied était due à la présence d'une couche de blocaille de 4 mètres d'épaisseur et elle était telle qu'il a fallu de 600 à 1200 coups de mouton par mètre de pénétration.

Les valeurs calculées et enregistrées des efforts en pied font l'objet du tableau 1; dans chaque cas, les chiffres calculés sont plus élevés de 20 à 30 % que les chiffres enregistrés. Il semble donc probable que l'influence du frottement superficiel et des pertes à la propagation n'est pas négligeable, même dans les cas extrêmes d'une forte résistance en pied.

Tableau 1.

Comparaison entre les efforts au pied calculés et enregistrés.

Pieu	Poids du mouton en kg	Hauteur de la chute en cm	Garnissage	Enfoncement élastique équivalent en cm	Effort maximum au pied en kg par cm² calculé	enregistré
Building	450	30,5	12 feutres	0,44	120	92
Research		61	„	0,99	137	117
Station		91,5	„	1,07	197	140
4.50 m	900	30,5	„	0,46	171	124
		61	„	1,35	197	156
Lots Road	3250	61	de l'entre-	0,66	231	183
no 1			preneur			
		122	„	1,14	280	217
no 2		61	„	5,84	187	133
		91,5	„	8,64	231	194
		122	„	1,04	276	213

Les efforts de traction de courte durée, mais d'amplitude considérable qui se produisent dans la partie médiane des pieux, peuvent s'expliquer du point de vue théorique. On a reconnu ce fait dès le début des investigations et on a considéré que cela pouvait être l'une des causes les plus importantes de rupture au-dessous du niveau du sol. Les résultats des mesures des efforts sur des pieux foncés dans des conditions correspondant à la pratique n'ont toutefois pas confirmé ce point de vue.

Les résultats obtenus montrent que pour que de grands efforts de traction soient mis en jeu, il faut que le pieu soit libre de vibrer suivant son régime fondamental propre, avec ventres, c'est-à-dire avec points d'amplitude maximum et d'effort minimum, à ses extrémités. Pour que ces conditions soient remplies, il faut que la résistance du sol soit faible et que les conditions en tête du pieu soient telles que le mouton rebondisse très rapidement et laisse la tête du pieu libre; c'est-à-dire qu'il faut adopter un garnissage dur et un mouton léger. Dans l'état actuel de nos connaissances expérimentales, il ne semble pas qu'il puisse se manifester d'efforts de traction dans les conditions pratiques du fonçage des pieux; il est intéressant de noter qu'aucun indice de fracture sous traction n'a été observé pendant le fonçage des pieux d'essai de 4,50 mètres de longueur à la Building Research Station, quoique l'on ait enregistré des efforts de traction supérieurs à la résistance à la traction du béton.

Une série de graphiques que reproduisent les figures 17, 18 et 19 permettent de se rendre compte de toutes les conditions particulières du fonçage des pieux, afin de déterminer si les efforts maxima de 210 kg par cm² ou de 140 kg par cm² ont quelque probabilité d'être dépassés au cours du fonçage. Trois conditions concernant le matelas de tête ont été prévues, à savoir le matelas doux, le matelas demi-dur et le matelas dur. Pour tous les types de garnissages étudiés, on a constaté que l'état dur se manifestait après environ 1000 coups.

A partir de la fig. 17, on obtient tout d'abord le rapport entre le poids du

mouton et du chapeau et le poids d'une longueur d'un pied du pieu (1 pied = 0,305 m). A partir de la figure 18a ou 18b, suivant que l'on choisit comme maximum pour les conditions effectives de service l'effort de 2000 livres par pouce carré (140 kg par cm²) ou l'effort de 3000 livres par pouce carré (210 kg par cm²), on obtient la hauteur effective de chute pour les conditions particulières de matelassage en tête nécessaires. Cette hauteur effective de chute est alors convertie en hauteur de chute libre à l'aide de la fig. 19. Toute hauteur de chute plus grande mettra en jeu un effort en tête de pieu qui sera supérieur à la valeur prévue.

Les fig. 18a et 18b permettent également de déterminer l'enfoncement élastique équivalent qui produit un effort semblable au pied, c'est-à-dire soit 2000, soit 3000 livres par pouce carré (ou 140 ou 210 kg par cm²). Les enfoncements élastiques équivalents plus faibles et tombant au-dessous de la courbe produiront des efforts plus élevés. Pour les efforts en pied, une tolérance de 30 % a été admise pour tenir compte du frottement.

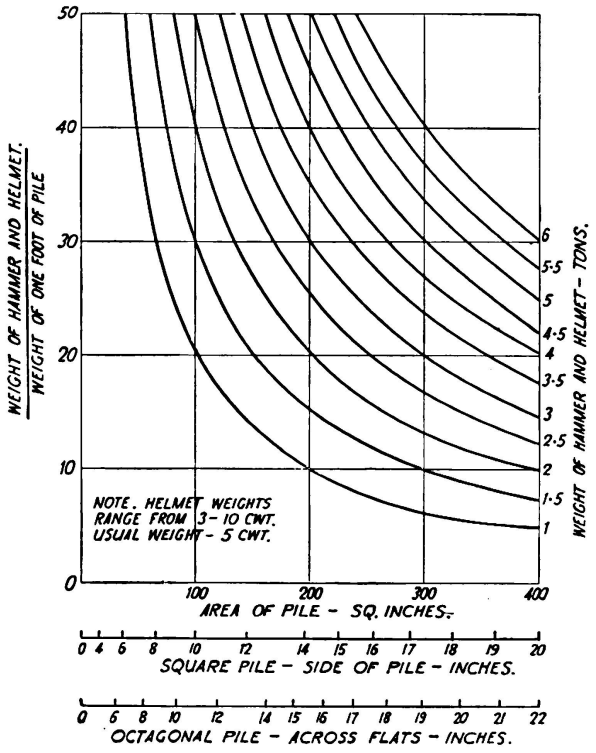


Fig. 17.

Table pour le rapport $\frac{\text{poids du mouton et du casque}}{\text{poids d'un pied courant de pieu}}$
(poids du béton armé égal 160 livres par pied cubique.)

Influence des conditions du fonçage sur l'enfoncement du pieu.

Au cours de ces investigations, des renseignements très nombreux ont pu être obtenus sur l'influence de conditions du fonçage sur l'enfoncement des pieux. On admet généralement que le rendement en énergie de l'opération de fonçage augmente avec le poids du mouton employé. Les résultats des essais confirment entièrement cette conception. Ils montrent également que cette influence est moins marquée pour le fonçage aisé que pour le fonçage dur.

L'emploi d'un mouton lourd présente un autre avantage tout au moins aussi important que celui du bon rendement en énergie. La théorie et l'expérience montrent que lorsque les hauteurs de chute sont réglées de manière à fournir le même effort maximum en tête du pieu, l'enfoncement diminue en même temps que le poids du mouton.

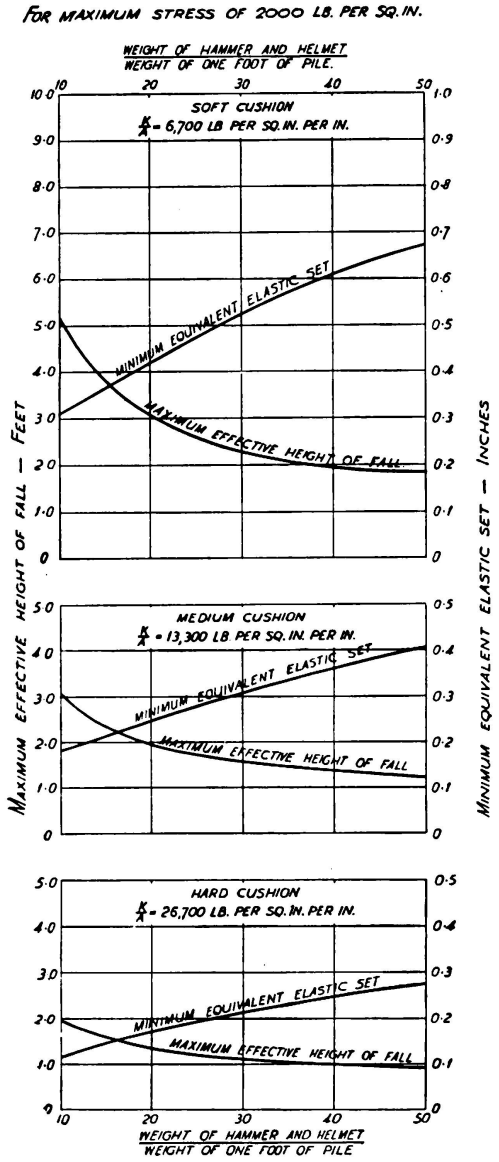


Fig. 18a.

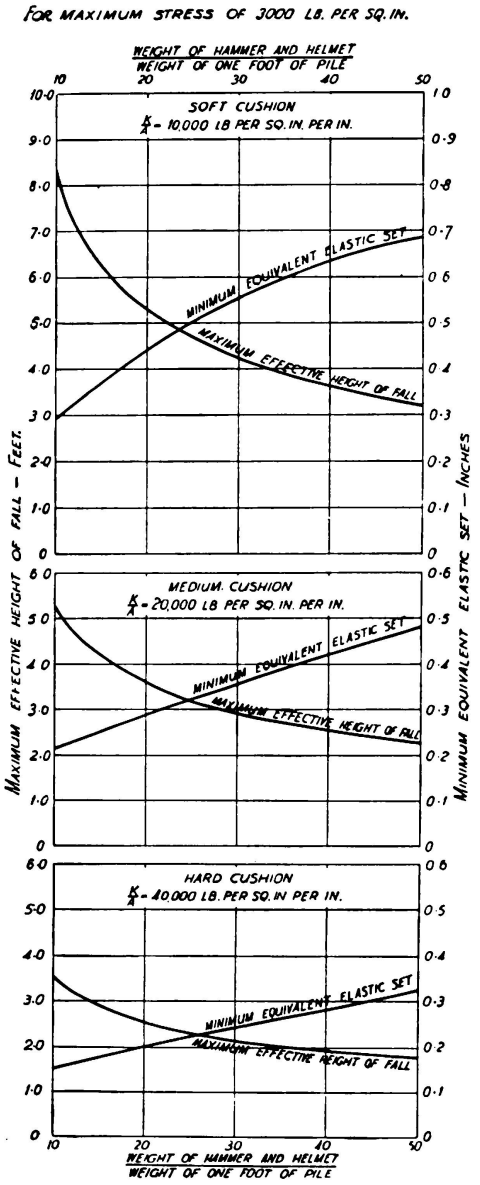


Fig. 18b.

Rapport entre les relations: $\frac{\text{poids du mouton et du casque}}{\text{poids du pied courant de pieu}}$ et la hauteur de chute réelle et la plus petite valeur équivalente de l'enfoncement élastique pour une tension maxima de 3'000 livres par pouce carré ($2^1/_2$ °/o d'armature longitudinale du pieu, module d'élasticité pour le béton: $4{,}5 \times 10^6$ livres par pouce carré.

La rigidité du matelas de tête s'est comme on l'a vu révélée comme exerçant une importante influence sur les efforts; cette influence sur les enfoncements est également considérable, avec cette différence toutefois que l'influence exercée sur les enfoncements dépend beaucoup plus largement des conditions du sol.

Dans les limites des investigations effectuées, le rendement en énergie d'un mouton a été constaté comme étant maximum lorsque l'on emploie le garnissage le plus rigide, le gain en rendement augmentant d'ailleurs avec la dureté du fonçage. Par exemple, les rendements en énergie de deux moutons de 220 kg et de 440 kg qui ont été employés pour le fonçage d'un pieu de 4,50 mètres à travers une argile tendre n'ont pas été pratiquement influencés par le remplacement d'un garnissage à quatre feutres de 6 mm par un garnissage à 24 feutres. Par contre, dans le cas d'un fonçage moyennement dur, une réduction de la constante de rigidité du matelassage a été accompagnée d'une diminution appréciable du rendement en énergie. On a également observé qu'au cours des dernières phases du fonçage des pieux de 15 mètres de la Lots Road et en effectuant des coups d'essai avec des épaisseurs de garrnissage de 12 et de 24 feutres,

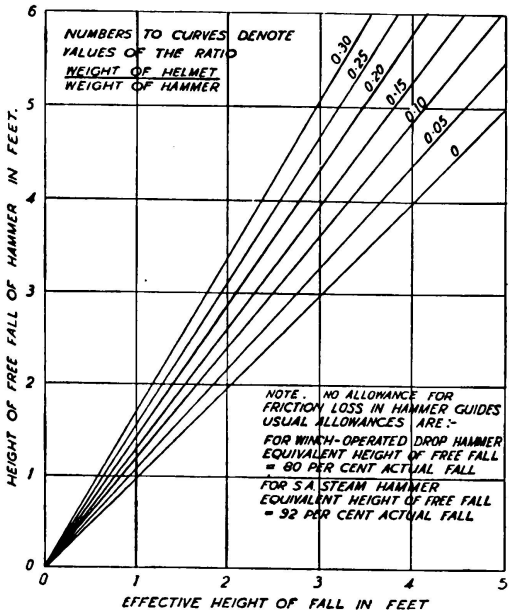


Fig. 19.

Transformation de la hauteur de chute effective en hauteur de chute libre du mouton.

Les indices des courbes signifient les rapports: $\frac{\text{poids du casque}}{\text{poids du mouton}}$

Remarque: Sans considération des pertes dues au frottement dans le collier de guidage du mouton
On considère généralement:
Pour moutons actionnés par treuil: Equivalent de la chute libre = 80 % de la hauteur de chute réelle.
Pour sonnette à vapeur simple: Equivalent de la chute libre = 92 % de la chute réelle.

les enfoncements pour une hauteur de chute déterminée étaient dans tous les cas plus grands avec 12 qu'avec 24 feutres.

Cette influence est importante du point de vue de l'exactitude probable des prévisions de capacité portante d'un pieu sur la base des coups de mouton d'épreuve. Il est généralement admis qu'il ne faut pas compter pouvoir appliquer d'une manière tout à fait générale une formule de capacité portante quelle qu'elle soit et que le succès avec lequel une formule déterminée peut être employée dépend largement de l'habileté avec laquelle celui qui l'utilise fait intervenir les conditions effectives du sol et du fonçage lui-même. Il est évi-

demment de tout intérêt de réduire le nombre de facteurs dont il y a ainsi lieu de tenir compte; et étant donné que le rendement en énergie d'un coup diminue lorsque l'on réduit la valeur de k/A dans tous les cas de fonçage autres qu'un fonçage en terrain facile, il est de la plus grande importance que le garnissage employé pour les épreuves soit conforme aux conditions courantes, dans toute la mesure du possible. L'emploi d'un modèle de garnissage standardisé permettrait certainement à ce sujet de se placer dans des conditions idéales; toutefois, dans l'état actuel de la question, il est difficile de faire suggestion d'une forme de garnissage se prêtant judicieusement à une standardisation. A défaut il semble que la meilleure méthode consiste à employer un garnissage déjà bien tassé plutôt qu'un garnissage neuf. Un garnissage déjà bien tassé assure en effet le maximum d'enfoncement pour une hauteur de chute donnée et permet d'obtenir des résultats qui dépendent d'ailleurs moins largement de la matière utilisée, que dans le cas d'un garnissage neuf.

On obtient le plus grand enfoncement pour un effort maximum donné en tête du pieu en employant un garnissage présentant le minimum de rigidité. Il est évident qu'il doit bien en être ainsi lorsqu'il s'agit d'un fonçage facile, puisque le rendement en énergie n'est pratiquement pas affecté par la rigidité du garnissage tandis que l'effort maximum en tête en dépend. La fig. 20 traduit les conditions qui correspondent à un fonçage de difficulté moyenne; enfin, quoique l'on le dispose d'aucune donnée expérimentale en ce qui concerne les fonçages durs, la théorie indique que dans ce cas également, l'enfoncement maximum est obtenu, pour un effet maximum en tête déterminé, en employant le garnissage présentant la plus faible valeur pour k/A.

Il est également très important d'observer que le rendement du fonçage, particulièrement dans le cas des fonçages durs, augmente en même temps que l'effort maximum en tête que l'on atteint; en fait dans le cas des fonçages durs, des chutes inférieures à une certaine hauteur ne donnent aucun enfoncement permanent. Au cours du fonçage d'un pieu de 15 mètres à la Lots Road et à la profondeur de 12,70 mètres, les enfoncements permanents pour des hauteurs de chute de 6,10 de 9,15 et de 12,20 mètres ont été respectivement de 1 mm, de 2,5 mm et de 4,8 mm respectivement.

Il est donc particulièrement important, dans le cas des fonçages durs, et si l'on veut obtenir de bons rendements en enfoncements, que la tête du pieu ne subisse aucune détérioration, car l'effort maximum qu'il est possible d'appliquer sur la tête d'un pieu, déjà endommagée, sans risquer une dislocation progressive, est toujours beaucoup plus faible que l'effort que l'on peut appliquer sur une tête saine.

Conditions optima de fonçage.

Les conditions les plus favorables pour le fonçage des pieux peuvent s'exprimer sous les deux formes suivantes: ces conditions peuvent être celles qui produisent les plus grands enfoncements pour la plus faible dépense en énergie, sans préjuger des efforts mis en jeu dans le pieu, ou bien celles qui produisent les plus grands enfoncements pour les plus faibles efforts dans le pieu, sans préjuger de l'énergie dépensée. Toutefois, comme dans la majorité des cas, la considération essentielle est d'assurer la protection des pieux contre la rupture et que

la quantité d'énergie dépensée est de moindre importance, pourvu qu'elle reste dans des limites raisonnables, on admettra que les conditions les plus favorables au fonçage sont celles qui assurent la réduction au minimum des efforts mis en jeu dans les pieux.

Dans le cadre des conditions qui ont fait l'objet des investigations considérées, on a pu montrer que les conditions les plus favorables au fonçage, représentées par la valeur du facteur $\frac{\text{enfoncement}}{\text{effort maximum en tête}}$, se manifestaient sans exception en employant le mouton le plus lourd conjointement avec le matelas de tête de rigidité minimum; il y a tout lieu de supposer que cette règle peut être appliquée d'une manière générale et qu'elle est virtuellement indépendante du type de sol dans lequel le pieu est foncé.

Dans certaines conditions de fonçage moyennement dur et dur, l'emploi d'un matelas de tête de faible rigidité implique une diminution du rendement en

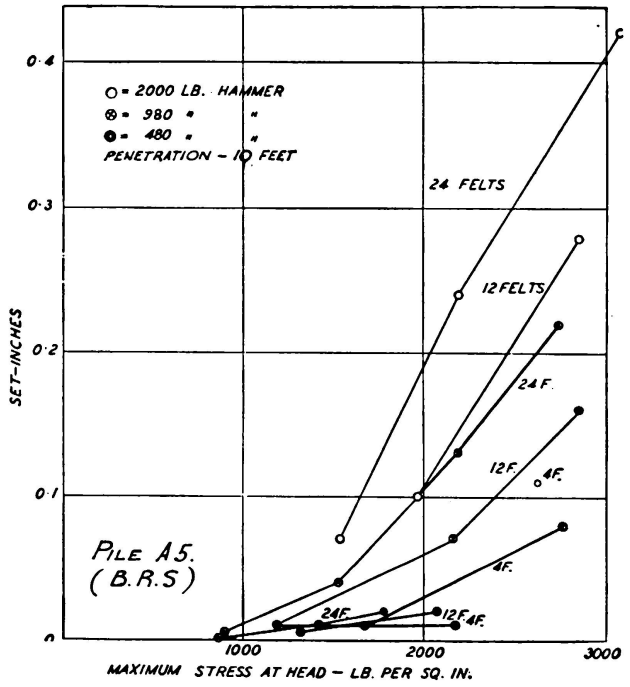


Fig. 20.

Variation de l'enfoncement permanent en fonction des compressions maxima à la tête pour un pieu de 15 pieds de lengueur.

énergie. Dans quelques cas, toutefois, cette perte peut être suffisamment importante pour justifier l'adoption d'un matelas plus dur, car avec la plupart des pieux, la marge de résistance dont on dispose ne serait pas suffisante pour permettre une augmentation appréciable des efforts mis en jeu au cours du fonçage. Il semble donc que les modifications à apporter à l'équipement de fonçage pour réaliser de meilleures conditions pratiques devraient tendre à augmenter la durée des coups et à réduire la valeur maximum de l'effort mis en jeu.

Indicateur des valeurs maxima des efforts.

L'instrument peut être utilisé à deux fins, d'une part pour mesurer l'effort maximum sur la tête du pieu au cours d'une phase particulière du fonçage et

d'autre part pour indiquer, par l'allumage d'une lampe-témoin au néon, le dépassement des efforts en tête au-delà d'une valeur déterminée. A partir de la valeur de l'effort maximum en tête, il es possible de déterminer: 1° la constante k/A du garnissage et 2° une valeur approximative de la résistance du béton à l'impact, en mesurant l'effort maximum en tête du pieu pour la plus grande hauteur de chute qu'il soit possible d'adopter sans rupture de la tête.

Il est évident que lorsqu'il est monté pour indiquer le dépassement d'une valeur prédéterminée des efforts en tête, l'instrument se comporte comme un signal d'alarme par rapport aux efforts en tête, puisqu'il avertit lorsque la hauteur du coup doit être réduite ou qu'il faut remplacer le garnissage.

Essais de destruction.

Outre les essais ci-dessus décrits, un grand nombre de pieux de 4,50 mètres ont été soumis à des essais de destruction. A cet effet, les pieux ont été foncés sur un gros bloc de béton, en employant à la base des pieux des garnissages judicieusement prévus pour réaliser toute condition voulue de résistance au pied du pieu. Les pieux avaient une section carrée de 178 mm de côté; on a utilisé un mouton de 440 kg. Les facteurs qui ont été étudiés sont les suivants:

1° Importance et disposition des armatures.
2° Type et âge du ciment à l'essai.
3° Teneur en ciment.
4° Traitement superficiel.
5° Nature des aggrégats.

On trouvera une description détaillée de ces essais dans les publications auxquelles il a déjà été renvoyé plus haut. Les conclusions sont exposées dans la suite du présent rapport.

Résumé des conclusions.

1° *Considérations concernant les efforts.* Les recherches effectuées tant théoriquement qu'expérimentalement ont montré que la théorie ondulatoire de la propagation des efforts s'appliquait au fonçage des pieux en béton armé. La compression produite par le coup se propage de haut en bas à partir de la tête du pieu et est réfléchie par le pied sous forme de compression lorsqu'il s'agit d'un fonçage dur et sous forme de traction lorsqu'il agit d'un fonçage facile. L'effort en un point quelconque du pieu est égal à la somme des efforts correspondants aux ondes montante et descendante. Dans les fonçages durs, les efforts de compresssion mis en jeu peuvent dépasser 210 kg par cm^2.

Le matelas qui se trouve à la tête du pieu et qui est constitué par l'avant-pieu et par le garnissage dans le chapeau, joue un rôle très important dans la détermination des efforts; plus il est doux, plus l'effort maximum est lui-même faible. Pour un matelas présentant un diagramme linéaire effort-déformation, la constante de rigidité k/A représente l'effort à la tête du pieu qui est susceptible de produire une compression égale à l'unité. Le diagramme de déformation des matelas n'est toutefois pas généralement linéaire et par suite la valeur de k/A doit être définie pour un certain nombre de kg par cm^2. Pour 210 kg

par cm², les valeurs de k/A atteignent en pratique de 280 à 1100 kg par cm² et par cm et pour 140 kg par cm², elles atteignent de 185 à 740 kg par cm² et par cm, k/A étant approximativement proportionnel aux efforts. La plupart des types de garnissage durcissent au cours du fonçage. Avec des pieux dont la longueur dépasse 9 mètres, l'effort maximum en tête est généralement indépendant des conditions qui régnent au pied du pieu.

Dans le cas des fonçages très faciles, c'est-à-dire de ceux dans lesquels on réalise de grands enfoncements, les efforts de compression au pied sont très faibles et l'onde est ainsi réfléchie sous forme de traction; il en résulte, par suite de la combinaison avec l'onde de compression qui descend de la tête du pieu, des efforts effectifs de traction qui augmentent depuis zéro au pied jusqu'à un maximum qui se manifeste au milieu du pieu. On n'a observé aucune rupture qui soit due à ces efforts de traction. Lorsque la résistance au pied augmente, l'effort de compression augmente également et peut théoriquement atteindre deux fois la valeur de l'effort maximum en tête. On a tout au moins observé des valeurs supérieures de 50 % à l'effort en tête.

L'effort au pied dépend du mouvement «total» du pied, c'est-à-dire de l'enfoncement tel qu'il est ordinairement mesuré et du mouvement élastique du sol au pied du pieu. Pour l'évaluation des efforts, on a donné à l'enfoncement ordinaire ou permanent la désignation d'«enfoncement plastique» et au mouvement du sol la désignation d'«enfoncement élastique». La combinaison de ces enfoncements dans les conditions qui sont indiquées ci-après donne ce qui a été désigné sous le nom d'«enfoncement élastique équivalent».

L'enfoncement élastique équivalent = deux fois l'enfoncement plastique (ou enfoncement permanent tel qu'il est habituellement mesuré) + l'enfoncement élastique (ou mouvement du sol).

Les plus mauvaises conditions en pied sont réalisées lorsque la totalité de la résistance à la pénétration est localisée en ce point. Le frottement sur les parois du pieu n'a qu'une faible influence sur les efforts en tête, mais peut exercer une influence importante en ce qui concerne la réduction des efforts au-dessous du sol.

Une méthode simple pour la mesure des enfoncements donne des résultats satisfaisants (voir fig. 6). Il est nécessaire de corriger l'enfoncement élastique pour tenir compte de la compression élastique dans le pieu lui-même. Cette compression est de 0,33 mm par mètre de pieu foncé lorsque l'effort maximum en tête est de 210 kg par cm² et de 0,25 mm par mètre pour un effort maximum en tête de 140 kg par cm². Il est nécessaire de poursuivre les investigations au sujet de l'ordre de grandeur des enfoncements plastique et élastique.

Des graphiques ont été établis pour permettre de déterminer les efforts dans une large gamme de conditions pratiques.

Les meilleures conditions de fonçage sont réalisées lorsque l'on emploie un mouton aussi lourd que possible, avec un matelas en tête aussi peu dur que possible (rigidité k/A minimum), la hauteur de chute étant réglée de manière à donner des coups sans risque de dommages à la tête du pieu. On suggère que l'on pourrait admettre pour le rapport entre le poids du mouton et le poids du pied de longueur du pieu, une valeur minimum raisonnable de 30 (1 pied = 0,305 m). On arrive ainsi pour des pieux de 305, 355, 406 et

457 mm de côté de section carrée, à des poids respectifs de moutons de $2^1/_4$, 3, $3^1/_4$ et $4^3/_4$ tonnes (voir fig. 17).

Dans presque tous les cas, l'enfoncement élastique équivalent augmente pratiquement en proportion du poids du mouton et l'expérience montre que l'enfoncement plastique augmente à une allure plus rapide.

L'effort en tête du pieu peut être déterminé à l'aide de l'indicateur des valeurs de pointe des efforts qui est fixé au mouton et qui mesure sa retardation. De même, l'instrument peut être utilisé pour déceler tout dépassement d'une valeur prédéterminée. La mesure des enfoncements élastique et plastique permet d'utiliser les valeurs des efforts ainsi déterminées pour obtenir les efforts au pied. Les fig. 17, 18 et 19 peuvent être employées à cet effet, l'indicateur étant réglé à 140 ou à 210 kg par cm^2.

2° *Considérations pratiques.* Pour placer le fonçage des pieux sur une base scientifique convenable, il est nécessaire de disposer d'un type de matelas de tête possédant des qualités de permanence suffisante et de rigidité faible et constante. Aucun garnissage absolument satisfaisant n'a encore été trouvé et il est possible qu'un dispositif mécanique soit appelé à prendre la place de l'avant-pieu, du chapeau et du garnissage actuels, fournissant ainsi la meilleurs solution.

La marge de sécurité dont on dispose dans le fonçage des pieux en béton armé est fréquemment si faible que la plus légère négligence dans la fabrication et dans le fonçage peut être suffisante pour provoquer une rupture. La tête du pieu doit être soigneusement formée; toutes les surfaces qui se trouvent à l'intérieur du chapeau doivent être parfaitement planes et orientées à angle droit par rapport à l'axe du pieu. Il est extrêmement important que le garnissage soit disposé d'une manière absolument uniforme et régulière sur la tête du pieu et que la couche qui se trouve en contact immédiat avec la tête du pieu soit constituée par une matière peu dure recouvrant bien toute la surface. La chute du mouton doit se faire bien parallèlement par rapport à l'axe du pieu et le coup doit être aussi bien centré que possible.

La résistance du béton à l'impact doit être de l'ordre de 50 % de sa résistance à l'écrasement. Pour un effort de travail de 210 kg par cm^2, il est donc nécessaire d'employer un béton dont la résistance à l'écrasement n'est pas inférieure à 420 kg par cm^2; pour 140 kg par cm^2, on devra disposer d'un béton dont la résistance à l'écrasement ne sera pas inférieure à 280 kg par cm^2.

Pour obtenir des résistances supérieures à 420 kg par cm^2, il faut adopter des proportions de mélange qui ne soient pas plus maigres que $1 : 1^1/_2 : 3$ (nominal) c'est-à-dire 50 kg de ciment pour 0,53 m^3 de sable et 0,1 m^3 de gros aggrégats. Il faudra veiller avec le plus grand soin au choix des aggrégats, au contrôle de la teneur en eau et au traitement superficiel. (Il est intéressant de noter que la résistance à l'écrasement de 230 kg/cm^2 est exigée pour le mélange $1 : 1^1/_2 : 3$ suivant le «Code of Practice».) Pour des fonçages faciles, lorsque la résistance à l'écrasement peut être plus faible, on peut adopter le mélange 1 : 2 : 4.

Les conditions de traitement des pieux exercent une influence très marquée sur leur résistance à l'impact; les pieux doivent être conservés ainsi longtemps que possible à l'humidité. Sauf dans le cas des fonçages faciles, il est recommandé de prévoir pour cette conservation à l'humidité une période d'au moins 14 jours.

De plus amples informations sont nécessaires en ce qui concerne la résistance à l'impact et les facteurs qui agissent sur cette caractéristique.

Les armatures longitudinales n'exercent pas une influence considérable sur la résistance à l'impact. Par contre, l'importance des armatures transversales affecte profondément la résistance d'un pieu à l'impact, particulièrement à la tête et au pied. Sur une longueur à partir des extrémités du pieu égale à $2^1/_2$ à 3 fois le diamètre extérieur du pieu, il est à recommander d'adopter pour le renforcement latéral un volume d'au moins 1 % du volume total de la longueur correspondante du pieu. Le diamètre des fers transversaux doit correspondre à la pratique courante en matière de béton armé et ne doit pas être inférieur à 5 mm ou au quart du diamètre des armatures principales, si ce quart est supérieur à 5 mm. L'écartement minimum entre les attaches ou fers transversaux en tête et en pied doit être tel qu'il permette un remplissage facile du béton. On a observé par ailleurs que les résultats obtenus avec pieux armés avec fers hélicoïdaux ($2^1/_4$ %) étaient particulièrement bons et quoique le béton ait sauté par places superficiellement, il n'en est résulté aucune diminution des possibilités de fonçage ultérieur des pieux ainsi armés.

Des bandes extérieures de renforcement disposées à l'intérieur des moules avant la coulée du béton améliorent considérablement la résistance de la tête.

La dépendance qui se manifeste entre l'enfoncement obtenu et la nature effective du garnissage explique l'importance de la spécification de cet élément, en vue de l'estimation de la capacité portante. Faute de disposer d'une spécification normalisée, il faut tout au moins spécifier que le garnissage doit être bien compact, ce qui permet d'obtenir à chaque coup l'enfoncement maximum. Jusqu'à maintenant, les investigations n'ont pas encore porté sur l'influence de ce facteur sur la capacité portante des pieux.

Vocabulaire pour les textes des figures.

Anglais	Français
A	
across flats	entre deux côtés parallèles
amplifier	amplificateur
approximately	environ
area of pile	section du pieu
area of pile head	section de la tête du pieu
B	
ballast	ballast
bearer	support
blue clay	argile bleue
board	planche
brown clay	argile brune
building Research Stn.	Institut de recherches du génie civil
C	
calculated values for packing of 24 felts	valeurs calculées pour une garniture de 24 couches de feutre
camera	appareil photographique
cathode ray oscillograph	oscillographe à rayons cathodiques

clamp	étaux
chamfers	chanfrein
clay	terre glaise
concrete in powdered state	béton à l'état pulvérulent
cover to main bars	recouvrement de l'armature principale
D	
dia. bars	diamètre des fers
dia. helical binding	diamètre des frettes hélicoïdales
dia stirrups	diamètre des étriers
distance from toe in feet	distance de la pointe, en pieds
drops	hauteurs de chute
E	
effective height of fall in feet	hauteur de chute effective, en pieds
elastic	élastique
electric axis	axe électrique
electrodes	électrodes
equivalent elastic set	équivalent du tassement élastique
Excavation	fouille
F	
feet	pieds
felts	feutres
G	
ground resistances (measured by energy in foot-tons used for one foot of penetration	résistance du sol, mesurée par l'énergie en pieds tonnes, absorbée pour la pénétration d'un pied
H	
hammer	mouton
hard cushion	coussinet dur
head	tête
head-level when abandoned	cote de la tête après le battage
heavy timber about 8 ft. long	madrier d'environ 8 pieds
helical binding 2" pitch	frettes espacées de 2 pouces
height of free fall of hammer in feet	hauteur de chute libre en pieds
helmet weights range from 3—10 cwt.	poids des casques de 3—10 cwt.
I	
Inches	pouce
L	
lb. per sq. in.	livre par pouce carré
length of pile	longueur du pieu
links at 2" pitch	frettes espacées de 2 pouces
loam	limon
London University pile	pieu de l'Université de Londres
longitudinal reinforcement	armature longitudinale
Lots Road pile	pieu du chantier Lots Road
M	
maximum compressive stress at head	effort de compression maximum à la tête
maximum effective height of fall	maximum de la hauteur de chute effective
maximum stress	tension maximale
maximum stress at head	tension maximale à la tête
medium cushion	coussinet de dureté moyenne
milliseconds	$^1/_{000}$ de seconde
minimum equivalent elastic set	equivalent minimum du tassement élastique
m. s. welded band ... thick	cercle d'acier doux soudé, épaisseur ...
m. s. welded cap ... thick	capuchon d'acier doux soudé, épaisseur ...

N	
neon lamp	lampe au néon
no other rod visible	aucun autre fer visible
new packing	nouvelle garniture
O	
octagonal pile	pieu octogonal
old packing	ancienne garniture
optic axis	axe optique
optic axis perpendicular to plane of paper	axe optique perpendiculaire au plan de la figure
output	puissance
P	
paper	papier
penetration	pénétration (enfoncement)
piezo-electric strain gauge	piézomètre électrique
pile	pieu
plastic	plastique
position of upper portion: assumed length	position de la partie supérieure: longueur admise
position of lower portion: assumed length	position de la partie inférieure: longueur admise
position when pitched	position primitive
pressure-lb. per sq. in.	pression. livre par pouce carré
R	
recording pencil	crayon enregistreur
recorded values for packing of 24 felts	valeurs mesurées pour une garniture de 24 feutres
S	
sand	sable
scales	echelles
scale of inches	echelle des pouces
set	enfoncement
side of pile	pan du pieu
soft cushion	coussinet mou
straight edge	equerre
square pile	pieu carré
T	
time marker	chronographe
third axis	troisième axe
third (pressure) axis	troisième axe de compression
toe	pointe
toe-level when hard driving commenced	position de la pointe du pieu au début du battage
ton	tonne
total weight of pile	poids total du pieu
throughout	continu
typical set record (enlarged)	mesure typique d'en foncement (agrandie)
U	
usual weight 5 cwt.	poids courant 5 cwt.
V	
velocity of hammer at impact	vitesse du mouton au moment du choc
velocity of disturbance along pile	vitesse de l'onde de perturbation le long du pieu
volt generator	générateur électrique
W	
weight of hammer and helmet	poids du mouton et du casque
weight of 1 foot of pile	poids du pieu par pieds courant
where	où

Résumé.

Les entrepreneurs de travaux publics ont souvent rencontré de grandes difficultés pour satisfaire aux spécifications impliquant que les pieux en béton armé devraient être foncés à travers une couche dure jusqu'à atteindre un certain enfoncement dans une couche inférieure et c'est dans ces conditions qu'il s'est produit de nombreuses ruptures tant au-dessus qu'au-dessous du sol. Le présent rapport a pour but d'exposer d'une manière sommaire les résultats des recherches effectuées à la Building Research Station dans le but primordial de mettre au point des moyens permettant d'estimer si les conditions du fonçage sont susceptibles de provoquer la destruction des pieux. Les travaux ont été effectués avec la collaboration et avec l'assistance de la Federation of Civil Engineering Contractors.

Les investigations ont porté sur la mesure, par la méthode piézo-électrique, des déformations qui se manifestent dans les pieux au cours du fonçage. Le dispositif piézo-électrique enregistreur employé est décrit. On a constaté que les déformations étaient profondément influencées non seulement par les conditions effectives du sol, mais aussi par les conditions de la tête du pieu et tout particulièrement par des variations dans l'importance et dans l'état du garnissage de tête.

L'auteur expose une théorie mathématique qui permet d'estimer les efforts, dans certaines conditions pour le garnissage. et l'enfoncement du pieu. Il est montré que cette théorie s'accorde convenablement avec les résultats des mesures qui ont été effectuées, non seulement à échelle réduite, mais également dans des conditions de fonçage dur sur des sols difficiles. On a constaté que les plus grands efforts se manifestaient à la tête et au pied des pieux; les graphiques qui sont présentés permettent de déterminer les efforts à ces endroits.

On trouvera également dans ce rapport les conclusions d'essais effectués sur des pieux de $4{,}50 \times 0{,}178 \times 0{,}178$ m; l'auteur donne des conseils pratiques pour la construction et le traitement des pieux avant fonçage.

VI 4

Nouvelles cales sèches dans les ports de Gênes et Naples.

Neue Trockendocks in den Häfen von Genua und Neapel.

New Dry-Docks in the Harbours of Genoa and Naples.

Professor Ing. G. Krall und Dipl. Ing. H. Straub,
Rom.

Le projet des deux nouvelles grandes cales sèches dans les ports de Gênes et de Naples, qu'entre temps l'on a commencé à construire, et qui appartiennent aux ouvrages les plus grands et les plus audacieux de leur genre, a soulevé quelques problèmes statiques qui sont d'un intérêt général.

Les deux ouvrages possèdent les mêmes dimensions:

ouverture entre les parois longitudinales: 40,0 m;
profondeur de la cale 14 m au dessous du niveau moyen des eaux;
épaisseur des parois longitudinales: 9,0 m (cf. fig. 1—3).

Le comportement statique des deux ouvrages est cependant foncièrement différent en ce sens que la cale de Gênes est fondée sur le rocher, tandis que celle de Naples repose sur un terrain sablonneux.

A. Cale sèche de Gênes.

Les travaux exécutés avec emploi de l'air comprimé furent limités par le procédé de construction choisi: on a d'abord établi les parois longitudinales et la paroi frontale, ainsi que la corniche de la porte extérieure. Après la mise en place de la porte flottante, la cale est fermée de tous les côtés et l'on peut en pomper l'eau de telle sorte que le bétonnage de la base et l'exécution des murs de revêtement peuvent se faire à sec. Cette méthode de construction possède cependant un inconvénient, en ce sens qu'avant l'exécution de la base, les parois longitudinales doivent transmettre toute la pression extérieure de l'eau directement sur le rocher, car durant cette période de la construction la base qui renforce les deux parois longitudinales lorsque l'ouvrage est terminé n'existe pas encore. Comme dans le cas de la nouvelle cale sèche de Gènes, le rocher se trouve en moyenne de 5—6 m au dessous de la base définitive, la sollicitation des parois longitudinales durant cette période de la construction est plus défavorable que dans l'ouvrage terminé. Fait qui nous a obligé à utiliser la méthode de calcul représentée dans la suite.

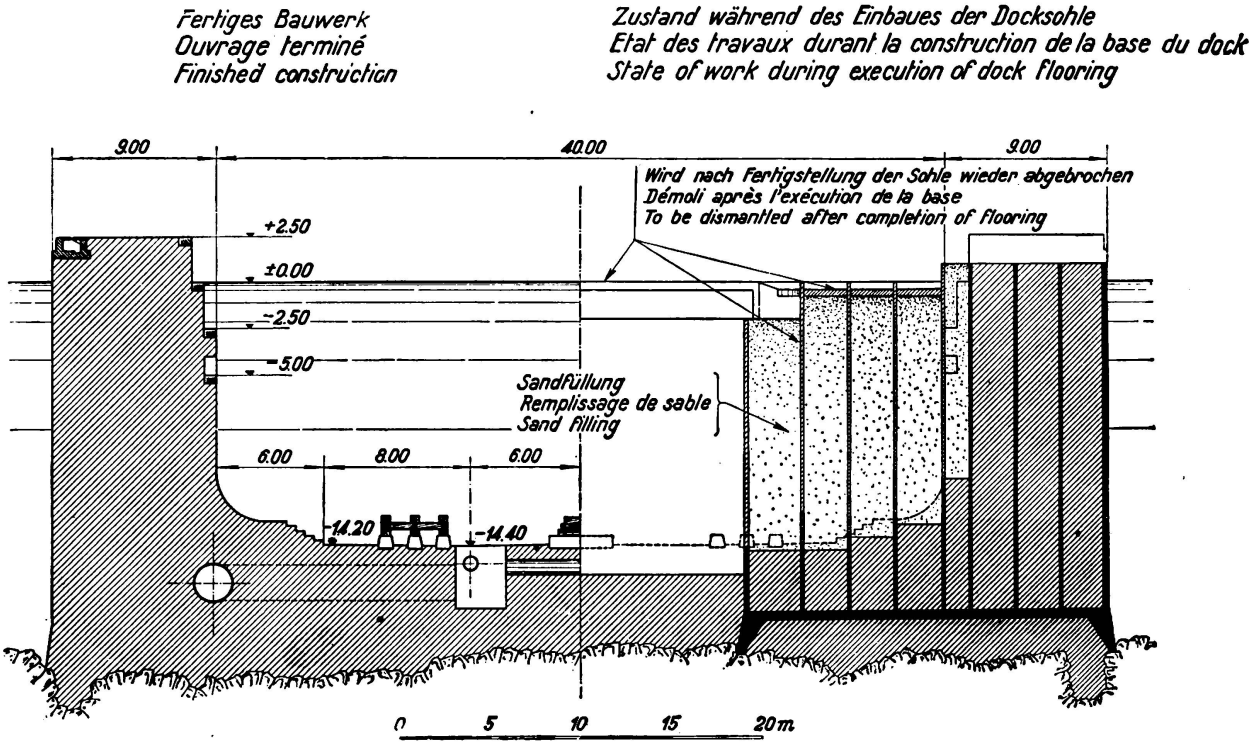


Fig. 1.

Coupe à travers la cale sèche de Gênes.

La paroi frontale et les parois longitudinales sont constituées par des caissons de béton armé qui furent abaissés au moyen de l'air comprimé jusque sur le rocher résistant et imperméable. Pour les raisons que nous avons indiquées ci-dessus, nous avons choisi la disposition des caissons représentée aux figures 4 et 5. Les différents caissons sont disposés d'une façon alternative, longitudinalement et transversalement, de telle sorte qu'ils forment dans leur ensemble une paroi de retenue non continue. Dans les caissons longitudinaux les parois intermédiaires sont disposées de telle sorte que l'on obtient un arc vertical par

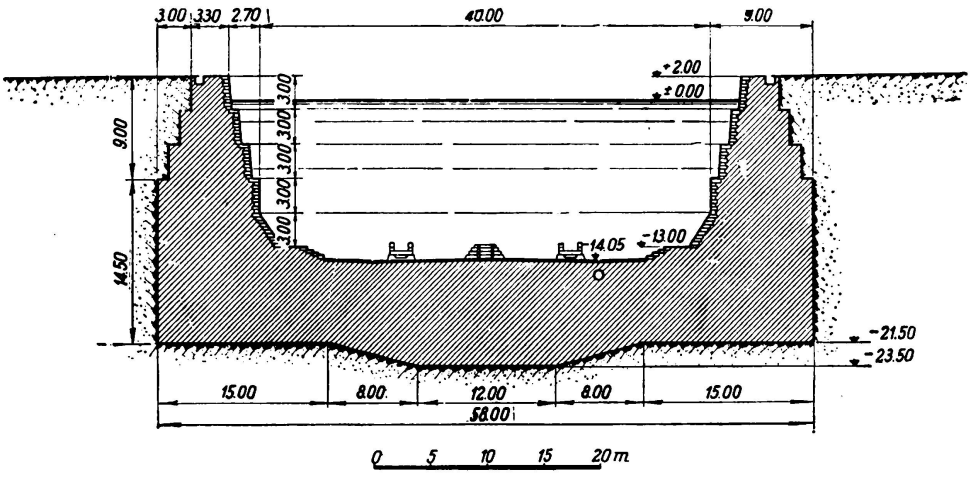


Fig. 2.

Coupe à travers la cale sèche de Naples.

remplissage d'un nombre de cellules par du béton résistant; les caisons transversaux agissent comme des piles. Deux piles placées l'une en face de l'autre sont en outre reliées en-haut par une membrure de compression. Après l'exécution de la base de la cale, on démolit les membrures de compression et les parties des piles qui dépassent à l'intérieur de la cale.

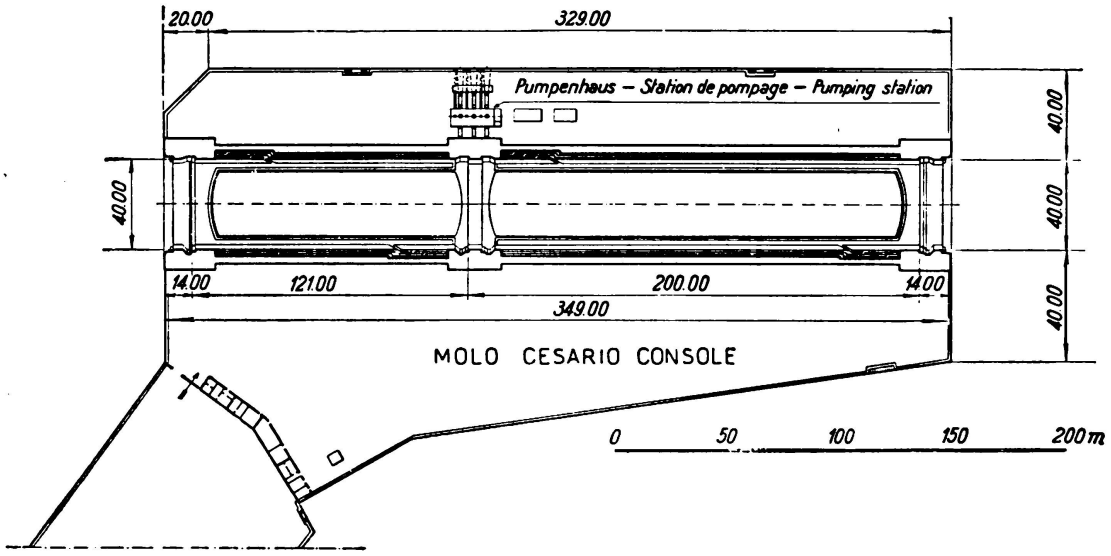


Fig. 3.

Plan de la cale sèche de la Naples.

Durant la période de construction que nous venons d'esquisser, la pression de l'eau est en partie supportée par la paroi longitudinale encastrée dans le rocher, mais en partie aussi transmise dans les piles par les voûtes. Pour déterminer la stabilité il est nécessaire de connaître la façon dont la pression se répartit sur les deux systèmes[1].

Si l'on désigne par p_o la pression maximale de l'eau qui se produit à l'encastrement, on peut écrire pour la fraction directement transmise de la paroi

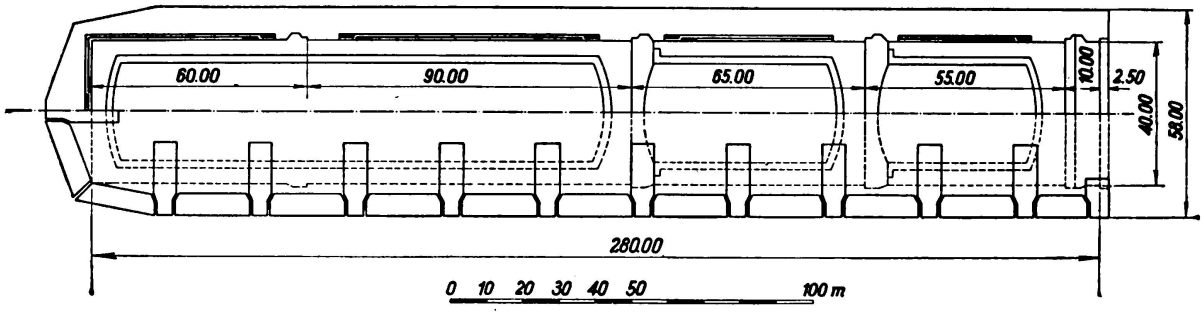


Fig. 4.

Plan de la cale sèche de Gênes.

[1] cf. *G. Krall:* Problemi inerenti alla costruzione del nuovo Bacino di Carenaggio a Genova: Annali dei Lavori Publici 1935. — Fasc. II Roma —.

longitudinale sur le rocher l'expression

$$p'(x, y) = p_o \left(\frac{x}{h}\right)^m \cdot \frac{1 - \frac{\cos 2\pi}{l} \cdot y}{2} \qquad \text{(cf. fig. 6)} \qquad (1)$$

L'allure à peu près sinusoïdale des surfaces p' dans le sens horizontal peut s'obtenir directement de la méthode de travail esquissée pour la paroi de retenue; un petit écart éventuel n'a d'ailleurs aucune influence sur le résultat final.

L'hypothèse d'une allure parabolique dans le sens vertical donne la possibilité de concevoir le problème mathématiquement. Le mode de répartition déterminant pour la stabilité, entre la paroi et les piles s'exprime complètement dans la grandeur de l'exposant m.

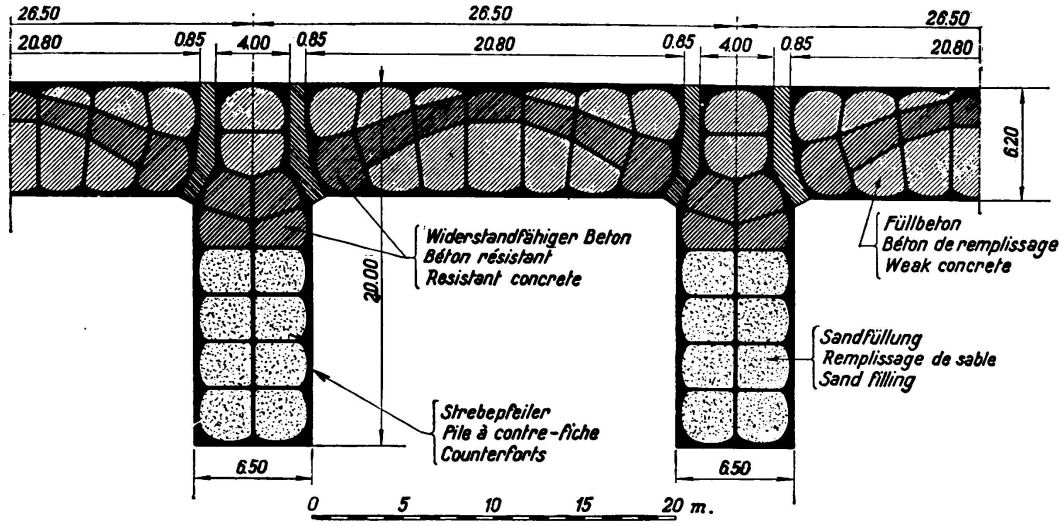


Fig. 5.

Cale sèche de Gênes: Disposition des caissons.

La solution se fait comme d'habitude en égalant les déplacements des deux systèmes élastiques, dans la forme:

$$\varphi(m) = \psi\ [X(m);\ m] \qquad (2)$$

ou X représente la force dans la membrure supérieure de compression, et il faut établir les conditions indiquant que le système est en équilibre:

1° entre le demi-raccourcissement de la membrure de compression et le déplacement du bord supérieur de la pile et,

2° entre le fléchissement de la paroi médiane encastrée en bas et le déplacement de la clef de l'arc appuyé sur les piles. Cette dernière égalité doit exister pour un point situé à la demi-hauteur; un contrôle postérieur montre que l'égalité existe à peu près sur toute la hauteur.

Pour résoudre mathématiquement le problème nous avons établi d'abord pour les différents fléchissements et les lignes élastiques des expressions et nous avons déterminé séparément:

1° la ligne élastique de la bande de la paroi élastiquement encastrée au pieds sous la surcharge $p_o\left(\frac{x}{h}\right)^m$

2° le déplacement de la clef de la voûte sous la surcharge variable $p_o \cdot \frac{x}{h} - p'(x,y)$ pour des culées supposées invariables;

3° la ligne élastique du pilier encastré à son pieds et dont la charge se compose des réactions d'appui de l'arc qui doit supporter toute la pression de l'eau sur la largeur de la pile et de la réaction X dans la membrure de compression. Nous avons d'abord supposé que la pile est complètement encastrée au pieds;

4° la rotation additionnelle de la pile par suite de l'élasticité de la section d'encastrement;

5° le raccourcissement de la membrure de compression sous la charge X.

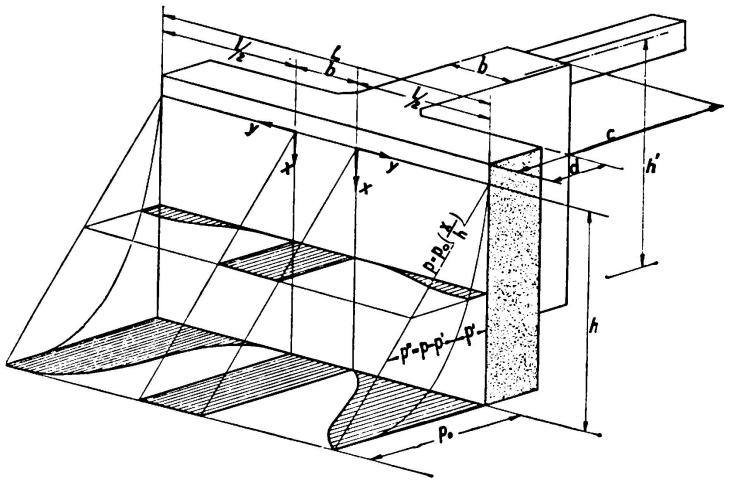


Fig. 6.

Cale sèche de Gênes: Répartition de la pression extérieure de l'eau sur la paroi longitudinale et sur la pile.

Dans ces expressions les fléchissements apparaissent comme fonctions des grandeurs m, de la force dans la membrure de compression X et, lorsqu'il s'agit des lignes élastiques des ordonnées x. Outre les dimensions des différents éléments de construction, le module d'élasticité des matériaux et la constante du sol C (coefficient de tassement), sont des constantes.

Si l'on désigne les différents déplacements suivant la succession ci-dessus par $w_1, \ldots, w_5$ les conditions prennent la forme suivante:

$$\frac{1}{2} w_5 = w_3 (x = h') + w_4 (x = h') \tag{3}$$

et

$$w_1 (x) = w_2 (x) + w_3 (x) + w_4 (x) \tag{4}$$

Si l'on pose dans l'équation (4), ainsi que nous l'avons déjà exposé, $x = \frac{1}{2} h$. ces deux équations ne contiennent plus que les inconnues m et X et la solution fournit la relation déjà connue (2):

$$\varphi (m) = \psi [X (m); m]$$

où

$$\varphi(m) = \frac{h^4}{E_m i}\left\{\frac{\left[\frac{m}{2}+1+\left(\frac{1}{2}\right)^{m+4}\right]}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} + \frac{E_m}{2Ch}\frac{1}{(m+1)(m+2)}\right\}$$

$$\Psi[X(m);m] = \frac{l^4\left[1+\left(\frac{f}{a}\right)^2\right]}{64 f^2 E_a \cdot s}\left[1-0{,}6\left(\frac{1}{2}\right)^{m-1}\right]$$

$$+\frac{h^4 L}{120 E_m I}\left\{1{,}50+\left(\frac{1}{2}\right)^4 - \frac{l}{2L}\frac{120\left[\frac{m}{2}+1+\left(\frac{1}{2}\right)^{m+4}\right]}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)}\right.$$

$$\left. -\frac{X}{Lh}\left[60\frac{E_m}{Ch}\cdot\frac{h'}{h}+40\left(1-\frac{3}{2}\left(\frac{x'}{h'}\right)+\frac{1}{2}\left(\frac{x'}{h'}\right)^3\right]\right\}+\frac{10 E_m}{Ch}\left(1-\frac{l}{2L}\frac{6}{(m+1)(m+2)}\right)$$

$$X(m) = \frac{1}{30}\left(\frac{h}{h'}\right)^2\frac{Ch}{E_m}(L\cdot h)\left\{\frac{1-\frac{l}{2L}\frac{30\left[(m+3)-(m+4)\frac{h-h'}{h}\right]}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)}}{1+\frac{I}{F_p h'^2}-\frac{DC}{2E_p}+\frac{Ch'}{3E_m}}\right.$$

$$\left. +\frac{\frac{5E_m}{Ch}\frac{h'}{h}\left(\frac{l}{2L}\frac{6}{(m+1)(m+2)}\right)}{1+\frac{I}{F_p h_1^2}-\frac{DC}{2E_p}+\frac{Ch'}{3E_m}}\right\}$$

Dans ces équations:

E_m = module d'élasticité des caissons + le béton de remplissage (valeur moyenne)
E_a = module d'élasticité de l'arc vertical
E_p = module d'élasticité de la membrure de compression
I = le moment d'inertie de la section agissante de la pile
i = le moment d'inertie de la bande de la paroi de longueur 1 ; $i = \frac{d^3}{12}$
F_p = section de la membrure de compression
s = épaisseur de la voûte à la clef
f = flèche de l'arc vertical
$a = \frac{1}{2}$
D = longueur de la membrure de compression
h' = hauteur de l'axe de la membrure de compression au-dessus de la section d'encastrement de la pile
$x' = x + (h' - h)$

Le calcul numérique se fit en calculant pour une série de valeurs de m (m = 2, 3, 4 .....) d'abord la réaction X puis les fonctions φ et ψ. Si l'on désigne dans un système de coordonnées les courbes φ (m) et ψ (m), leur point d'intersection donne la valeur m cherchée.

Dans le cas concret de la cale sèche de Gênes on a trouvé m = ~ 6 où l'on a calculé d'une façon correspondante à l'exécution et au différentes qualités de béton employé avec les constantes suivantes:

module d'élasticité:

pour la paroi encastrée à son pieds . . . $E_m = 1{,}2 \cdot 10^6$ t/m²
pour l'arc . . . . . $E_a = 1{,}8 \cdot 10^6$ t/m²
pour la membrure de compression . . . $E_p = 2{,}2 \cdot 10^6$ t/m²

Pour la constante du sol C nous avons choisi, par précaution, une valeur sensiblement au-dessous de celle qu'on peut attendre en réalité, à savoir $C = 15$ kg · cm^{-3} $= 1{,}5 \cdot 10^4$ tm^{-3}. Pour des surfaces de surcharge aussi grandes que celle qui se présentent dans notre cas (~ 6,6 · 20,0 m) il n'existe aucune valeur d'essais pour C. Si l'on admet que C est inversément proportionnel au diamètre de la surface chargée, ce qui est certes suffisamment exact[2], la valeur admise C = 15 correspond à une valeur d'environ 300 kg/cm³ pour une surface telle que celles que l'on admet dans les essais. (~ 1,00 · 0,30 m).

Exécution de la construction.

Pour l'exécution de l'ouvrage on a prévu la durée relativement courte d'environ $3^1/_2$ ans. Il était très important pour l'exécution du programme de construction

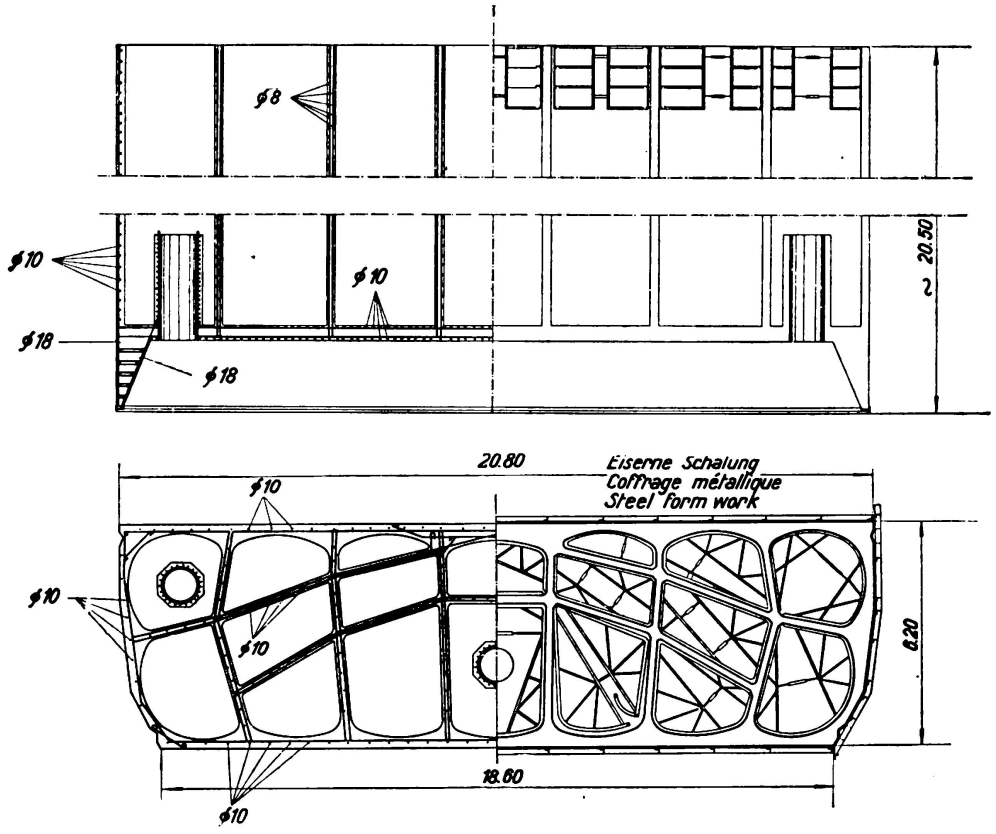


Fig. 7.

Cale sèche de Gênes: Détails d'un caisson.

[2] cf. *Schleicher:* Bauingenieur 1926, p. 931.

de prévoir la possibilité d'effectuer en un court intervalle de temps les 47 caissons nécessaires dont on peut voir les dimensions importantes à la figure 7.

L'entreprise (sociétés SILM — Società Italiana per Lavori Marittimi — et SIFC — Società Italiana Finanziaria per Costruzioni) s'est servi de deux petits docks (fig. 8) qu'elle a préparés elle-même pour l'exécution des caissons flottants de béton armé.

A l'intérieur de ces docks on exécuta la chambre de travail et les cellules qui la surmontent jusqu'à une hauteur de 11,0 m. Les caissons flottants furent remorqués à leur endroit d'application x où on les complèta jusqu'à la hauteur nécessaire de 18—20 m en prolongeant les parois des cellules.

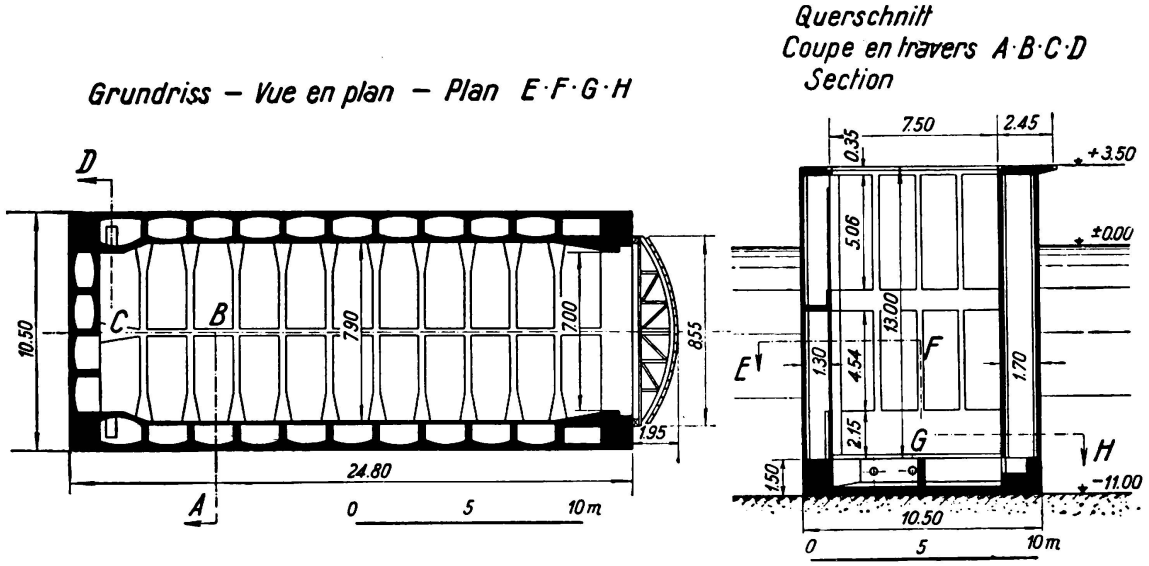


Fig. 8.

Cale sèche de Gênes: Bassin pour la construction des caissons.

Afin d'accélérer la construction et afin d'obtenir des surfaces de béton lisses et compactes, on utilisa des coffrages métalliques (cf. fig. 7). Des installations spéciales permettent l'enlèvement du coffrage, son déplacement vers le haut et sa remise en place dans le court intervalle d'environ 6 heures. De cette façon il est possible de terminer dans chacun des deux docks un caisson dans l'espace de 15 à 20 jours (fig. 9 et 10).

Pour l'exécution des caissons on utilisa un béton plastique avec 300 kg de ciment par m^3 de béton fini. Afin d'obtenir une plus grande résistance du béton aux influences défavorables de l'eau de mer, on a choisi au lieu du ciment Portland ordinaire le ciment appelé Puzzolan (cemento pozzolanico) qui fut employé souvent et avec succès en Italie au cours de ces derniers temps pour les constructions situées en mer. C'est un ciment pauvre en calcaire auquel on a ajouté avant la mouture un certain pourcentage de terre de puzzolan. Le puzzolan possède comme le trass la propriété de lier chimiquement le calcaire qui éventuellement devient libre.

Le ciment employé possède une résistance de 450 kg/cm^2, ce qui permet d'atteindre une résistance moyenne de cube de 250 kg/cm^2 pour le béton âgé de 28 jours après la fin des essais exécutés dans les premiers mois pour la détermination des meilleurs matériaux additionnels et du mélange le plus favorable.

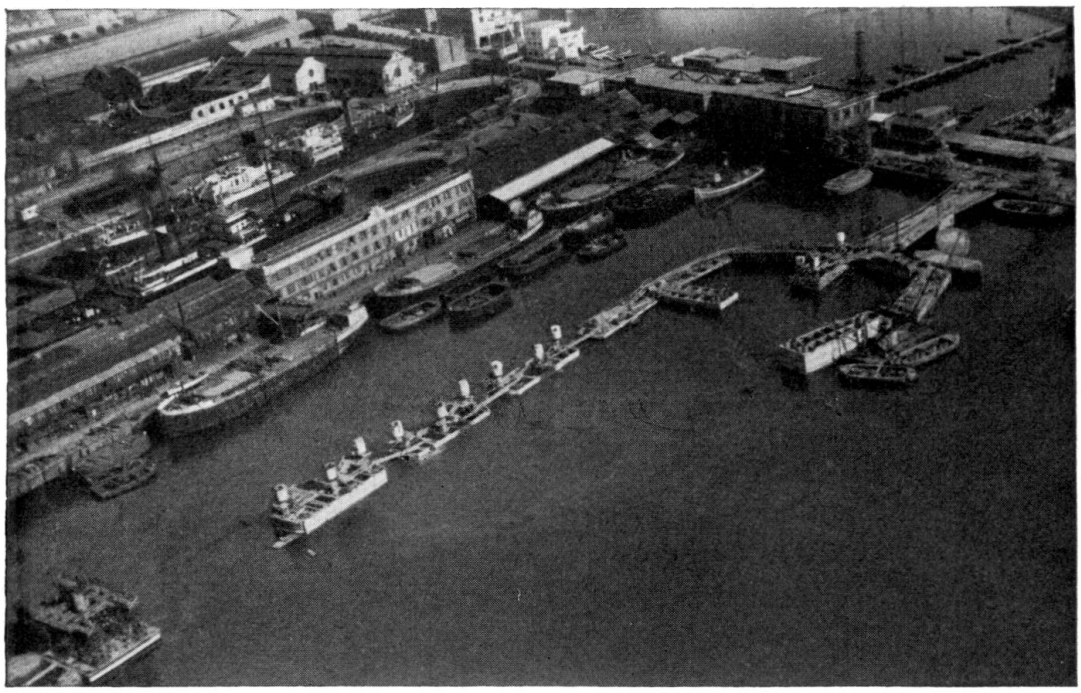


Fig. 9.

Cale sèche de Gênes: Etat des travaux en mars 1936.

A l'endroit où le caisson doit être descendu on drague le fond de la mer jusqu'au rocher, alors au moyen d'une cloche suspendue aux caissons flottants on applanit le rocher sur lequel les caissons seront descendus dans leur position exacte en les ballastant. Au moyen de l'air comprimé on descendra ces caissons jusque sur le rocher sain et tout à fait exempt de fissure. La plus grande profon-

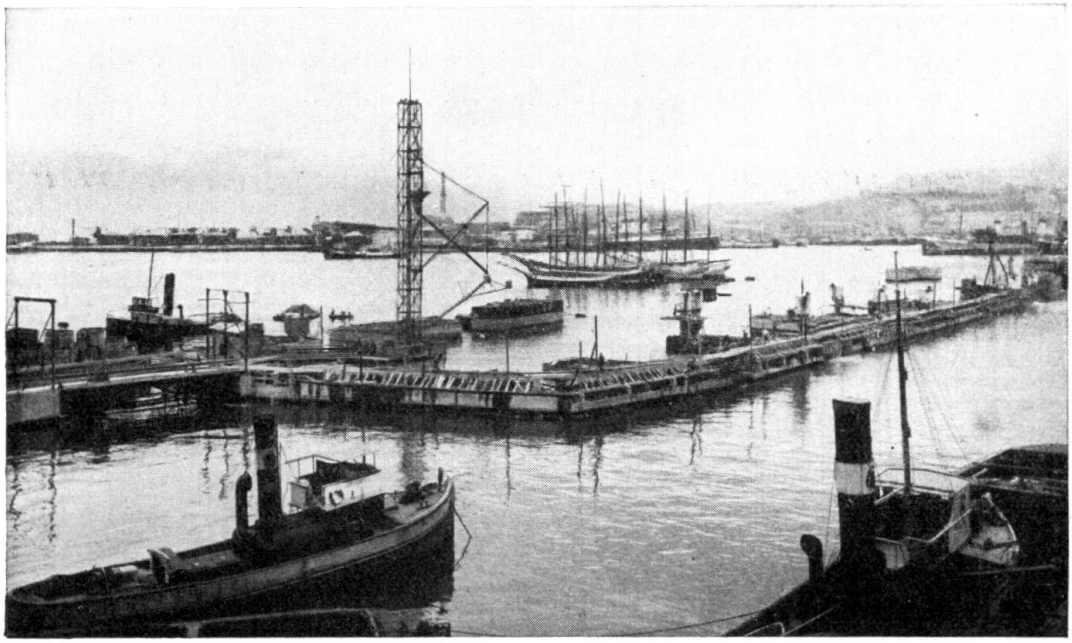


Fig. 10.

Cale sèche de Gênes: Etat des travaux en mai 1936.

deur que l'on a obtenue avec des caissons immergés est de — 23,65 m au-dessous du niveau moyen des eaux. Pour l'exécution de l'éperon d'isolation courant le long du pieds du mur extérieur il était nécessaire de tailler le rocher quelques mètres plus profond que le couteau.

Comme pour quelques paires de piles, la profondeur atteinte en réalité dépassait fortement la valeur admise en son temps pour le calcul, on fut obligé dans ces cas, afin de rétablir les principes du calcul, d'étayer les piles placées les unes vis-à-vis des autres, non seulement par les membrures de compression placés en haut, mais encore par des semelles de base. Ces semelles de base qui ont la même largeur que les piles et dont l'épaisseur était déterminée pour chaque cas suivant la profondeur du rocher sain furent aussi exécutées à l'aide des cloches dont nous avons parlé.

B. Cale sèche de Naples.

Le sol sur lequel est établi la nouvelle cale sèche de Naples, contrairement à ce que nous avions à Gènes, se compose de sable avec couches de limon, de vase et de pierre ponce. Le procédé de construction adopté par l'entreprise (SILM — Società Italiana per Lavori Marittimi) est dans ces grandes lignes le suivant: après le draguage du fond jusqu'à la profondeur nécessaire, on a établi à l'extérieur des parois longitudinales du dock et parallèlement à elles deux ponts de service en béton armé sur lesquels on a monté deux ponts roulants de 68 m de porté. Ces derniers servent à la suspension des caissons à air comprimé au moyen desquels on a exécuté toute la construction de béton placée sous l'eau et de telle sorte que les deux parois longitudinales soient séparées par un joint à la base du dock. De cette façon les affaissements des trois éléments (les deux parois longitudinales et la base) peuvent s'effectuer indépendamment l'un de l'autre. La fermeture de ces joints se fit de même à l'aide de cloches mais seulement lorsque l'on n'observa plus aucun affaissement.

Les dimensions de la section et principalement l'épaisseur de la base sont déterminées de telle sorte que dans aucun cas de charge ne se produisent des contraintes de traction, et que l'on puisse éviter l'emploi d'armatures. Les plus grandes contraintes de compression qui se produisent sont si faibles ($= \sim 8\,kg/cm^2$) que l'on a pu choisir au lieu de béton au ciment un béton composé de pierres, de calcaire et de puzzolan. Ce matériau possède à côté de son bon marché (c'est aux environs de Naples que l'on trouve en Italie la puzzolan) l'avantage d'une grande résistance aux influences chimiques de l'eau de mer (il existe à l'heure actuelle encore dans le golf de Naples des ruines de constructions sous marines exécutées avec ce matériau au temps de l'empire romain).

Dans les conditions que nous avons esquissées, il était doublement nécessaire de calculer exactement le comportement statique de l'ouvrage, en tenant compte de la compressibilité élastique aussi bien du matériau de construction que du sol. A part le calcul usuel d'après la méthode de la ligne des pressions, on exécuta un contrôle d'après de procédé esquissé dans ses grandes lignes ci-dessous.[3]

Dans un but de recherche, l'ouvrage représenté schématiquement à la fig. 11 est supposé décomposé en trois parties. Les parties correspondant aux parois

[3] cf. *G. Krall:* Problemi statici delle Costruzioni Marittime Reale Accademia d'Italia, Memorie della classe di scienze fisiche, matematiche e naturali, volume V, 1933.

latérales peuvent être considérées comme des blocs rigides appuyés élastiquement de deux côtés et l'élément central comme une poutre élastique. Nous cherchons les réactions dans les sections (efforts normaux et tranchants et moments de flexions), qui doivent satisfaire à la condition que les déplacements réciproques des surfaces de séparation ne doivent pas exister.

Nous voyons qu'il est possible de résoudre le problème de la façon la plus simple à l'aide de la théorie de l'ellipse d'élasticité. Dans ce but nous dessinerons les ellipses d'élasticité correspondant aux deux surfaces de séparation, dont une appartient au bloc latéral et l'autre à la poutre médiane. Pour le bloc latéral

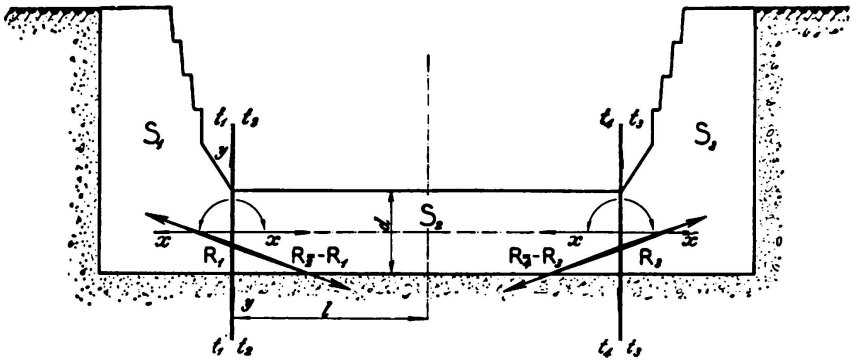


Fig. 11.

Cale sèche de Naples: Coupe schématique.

rigide appuyé élastiquement on déterminera de la manière connue les éléments de l'ellipse, c'est-à-dire, le centre, le rayon et le poids élastique (cf. W. Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, 4. Teil: der Bogen, Zürich — 1906 —, p. 228). Pour la poutre il est nécessaire de retourner à la théorie de la poutre élastique placée sous terre. Lorsque, pour des raisons de symétrie, on admet pour la section qui se trouve dans le plan médian du dock que des déplacements verticaux, les efforts normaux ou tranchants et le moment unitaires engendrés par des déplacements élastiques et des rotations de la section terminale sont donnés par les expressions suivantes: (ou l'indice x représente une force ou un déplacement longitudinal, y une force ou un déplacement transversal et z un moment ou une rotation)

$$\left.\begin{aligned}
\beta_{xx} &= \frac{l}{EF} \\
\beta_{yx} &= \beta_{xy} = 0 \\
\beta_{zx} &= \beta_{xz} = 0 \\
\beta_{yy} &= \frac{z}{sC} \cdot \rho_3(\lambda) \\
\beta_{zy} &= \beta_{yz} = -\frac{2}{s^2 C} \cdot \rho_2(\lambda) \\
\beta_{zz} &= \frac{4}{s^3 C} \rho_1(\lambda)
\end{aligned}\right\} \quad \text{où} \quad \left\{\begin{aligned}
s &= \sqrt[4]{\frac{4Ei}{C}} \\
i &= \frac{d^3}{12} \\
\lambda &= \frac{l}{s} \\
\rho_1(\lambda) &= \frac{\mathrm{Ch}\,2\lambda - \cos 2\lambda}{\mathrm{Sh}\,2\lambda + \sin 2\lambda} \\
\rho_2(\lambda) &= \frac{\mathrm{Sh}\,2\lambda - \sin 2\lambda}{\mathrm{Sh}\,2\lambda + \sin 2\lambda} \\
\rho_3(\lambda) &= \frac{\mathrm{Ch}\,2\lambda + \cos 2\lambda}{\mathrm{Sh}\,2\lambda + \sin 2\lambda}
\end{aligned}\right.$$

La signification de d et l ressort de la fig. 11; C est la constante du sol; E le module d'élasticité du matéreau de construction.

Les éléments de l'ellipse sont donc donnés par les expressions suivantes:

$$x_G = -\frac{\beta_{zy}}{\beta_{zz}} \qquad y_G = 0 \qquad g = \beta_{zz}$$

$$i_1^2 = \frac{\beta_{yy}\,\beta_{zz} - \beta^2_{zy}}{\beta^2_{zz}} \qquad i_2^2 = \frac{1}{E\,d\,\beta_{zz}}$$

La condition que les surfaces de séparation ne doivent présenter aucun déplacement réciproque peut être exprimée de telle façon que l'on construise une ellipse résultante dans laquelle les résistances élastiques des deux éléments soient additionnés ensemble. Par analogie à la théorie de l'électricité on peut désigner les deux ellipses comme «accouplé en parallèle».

Si l'on caractérise les éléments des deux ellipses partielles E_a et E_b avec les indices a et b, lorsque, comme dans le cas précédent, les axes principaux des deux ellipses partielles sont parallèles entre eux, on obtient les éléments correspondants de l'ellipse totale par les relations:

$$\frac{1}{g_a} + \frac{1}{g_b} = \frac{1}{g} \quad \text{et} \quad \frac{1}{\lambda_a} + \frac{1}{\lambda_b} = \frac{1}{\lambda} \text{ lorsque } \lambda = i_1^2\, g, \text{ resp. } = i_2^2\, g$$

et la position de l'ellipse totale est donnée par la condition que les nouveaux axes principaux doivent partager la distance entre les axes principaux des ellipses partielles dans le rapport des λ correspondants.

De cette façon l'ellipse totale est déterminée et il n'y a plus aucune difficulté de déterminer pour chaque cas de surcharge et pour chaque résultante des forces extérieures agissant sur le bloc latéral la partie de la force qui est supportée par la compression élastique du bloc et la partie qui est transmise par la section imaginaire sur la poutre médiane.

En concordance avec le procédé de construction esquissé ci-dessus qui permet l'affaissement indépendant des parois latérales et de la base du dock il ne reste qu'à tenir compte dans le cas présent des forces extérieures qui se produisent *après* la fermeture des deux joints longitudinaux, c'est-à-dire du poids propre du mur de revêtement à établir après le pompage de l'eau qui remplit le dock, des poussées des terres du remplissage latéral ainsi que (pour le cas du dock vide) de la pression de l'eau extérieure, qui n'est plus équilibrée par la pression de l'eau intérieure et de la poussé verticale agissant sur la base.

Afin de pouvoir exécuter le calcul, il est nécessaire de remplacer l'influence de la surcharge extérieure p_o (verticale), agissant sur la base et sur la poutre médiane élastique, par une force virtuelle P, également verticale, agissant sur le bloc latéral et passant par le centre de gravité élastique de ce bloc. La grandeur et le sens de cette force P sont donnés par la condition qu'elle doit engendrer le même mouvement relatif du bloc latéral par rapport à la poutre médiane que la surcharge p_o qu'elle remplace, en d'autres termes on doit avoir la relation:

$$P \cdot i^2_{1b} \cdot g_b = \frac{-p_o}{C}$$

lorsque l'on désigne par i_{lb} et g_b le diamètre horizontal et le poids élastique de l'ellipse du bloc latéral et par C la constante du sol. P sera composé avec les forces extérieures agissant directement sur le bloc latéral et l'on obtiendra la résultante R.

Pour décomposer maintenant R dans les deux fractions dont nous avons parlé ci-dessus, on détermine l'antipole A par rapport à l'ellipse totale. Les lignes d'action des deux forces partielles supportées par le bloc latéral et la poutre médiane sont les antipolaires r_a et r_b du point A par rapport aux deux ellipses partielles.

Le point d'intersection de r_a et r_b se trouve sur la ligne d'action de R qui peut être décomposé sans autre dans les deux forces partielles que l'on cherche. Le problème est ainsi résolu (cf. fig. 12).

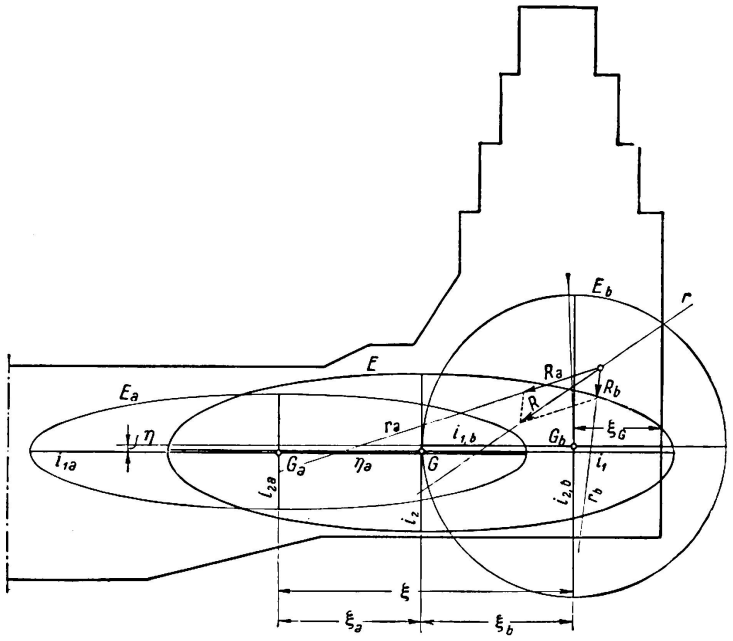


Fig. 12.

Cale sèche de Naples: Ellipses d'élasticité.

Détermination de la constante du sol C.

Les deux exécutions ci-dessus montrent que les constantes du sol C ont une importance primordiale. Comme ces valeurs dépendent, ainsi qu'on le sait, de la grandeur de la surface chargée et comme il n'existe aucun résultat d'essais pour de si grandes surfaces, l'entreprise (SILM) qui projeta ces constructions, a décidé d'entreprendre en essai de grande envergure. Dans ce but on s'est servi de la cale sèche «Principe di Piemonte» à Venise qui présente des dimensions semblables à celles du nouveau dock de Naples et qui, comme ce dernier, repose sur un terrain sablonneux.

Les mouvements élastiques du dock au cours de remplissages et de vidanges répétés furent mesurés en 5 points à l'aide d'un niveau télescope agrandissant 80 fois et qui était placé à une distance suffisante pour ne pas être entrainé par les mouvements du dock (cf. fig. 13). La figure 14 représente un des diagrammes de mouvement déterminés qui présentent tous plus ou moins le même caractère.

Les constantes du sol déduites des diagrammes oscillent entre les valeurs extrêmes de 0,55 et 0,95 kg/cm³.

Sur la base de ces essais on a choisi pour les investigations statiques du dock de Naples la valeur C = 0,75 kg/cm³ = 750 t/m³.

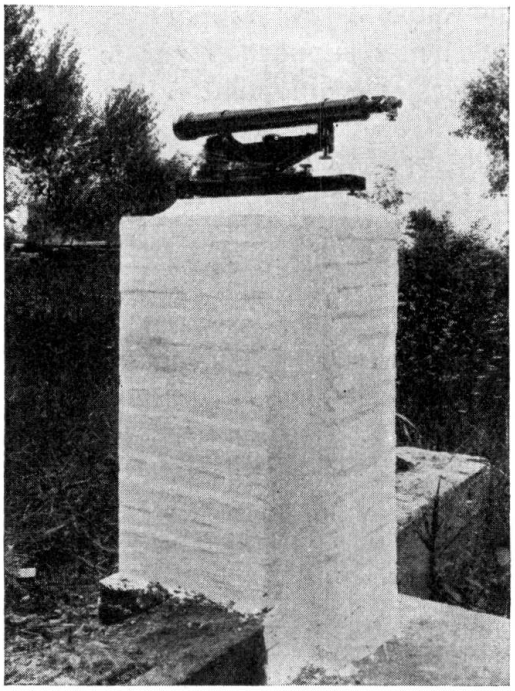


Fig. 13.

Poste d'observation pour la mesure des déplacements élastiques de la cale sèche «Principe di Piemonte» à Venise.

La grande importance que représente la connaissance de la constante du sol pour le projet et le calcul des ouvrages hydrauliques de grande extension, comme par exemple les cales sèches, demande que l'on exécute ailleurs aussi des essais semblables et que l'on en publie les résultats.

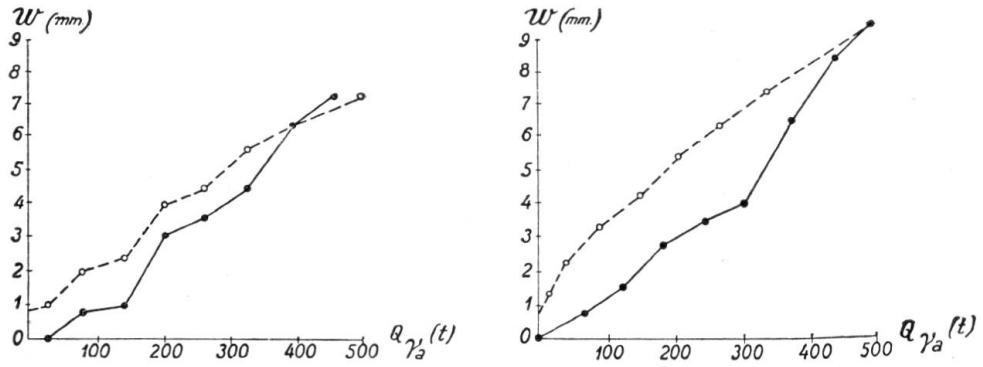


Fig. 14.

Mouvement de la cale sèche «Principe di Piemonte» pendant un remplissage et une vidange consécutive.

Résumé.

Les auteurs décrivent dans ce travail les deux grandes cales sèches construites dernièrement en Italie, à Gênes et à Naples. Ils exposent ensuite le comportement statique, foncièrement différent des deux ouvrages, en ce sens que la cale sèche de Gênes est fondée sur le rocher tandis que celle de Naples repose sur un terrain sablonneux. Afin de déterminer la constante du sol des mesures furent effectuées sur la cale sèche déjà existante «Principe di Piemonte» à Venise.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 5

L'emploi du béton en Allemagne dans la construction des grands barrages.

Beton im deutschen Talsperrenbau.

Use of Concrete in Dam Construction in Germany.

Dr. Ing. Dr. techn. h. c. A. Ludin,
ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

I. *Développement de l'emploi de béton dans la construction des barrages allemands.*

1) *Barrages en béton.*

Le premier barrage allemand en béton, celui du Dreilägertal, dans le massif schisteux de la rive gauche du Rhin, a été construit en 1909—11 déjà. Il ne peut cependant pas été considéré comme un précurseur des barrages modernes en béton; on n'eut recours à ce matériau qu'en raison du manque de bonne pierre de taille à proximité. On n'y trouve d'ailleurs, ni au point de vue de l'exécution, ni au point de vue de la construction, aucun des traits essentiels de la technique moderne du béton: mécanisation de l'exécution poussée à l'extrême, usage de bonnes pierres brutes concassées comme matériau additionnel, rapport eau-ciment, élevé, étanchéification et disposition des sections basées sur le caractère particulier des bétons. Ce barrage a été construit en béton armé et entièrement suivant les formes et les principes de la méthode rhénane-westphalienne de construction, en moellons, très répandue en Allemagne et originairement établie par le Prof. *Intze*. Le barrage est du type arqué; sur la face amont, il présente une couche imperméable avec enduit, au devant de laquelle se trouve encore un revêtement de 0,7 m d'épaisseur en moellons, avec remblais de terre à la base; la couronne (10 m) est entièrement construite de moellons.

En gros, l'ouvrage s'est comporté d'une manière assez satisfaisante, en dépit de quelques fissures, de la perméabilité des joints de béton damé et de la formation de concrétions stalactiques sur la face aval. Il n'eut cependant, pour les raisons énumérées plus haut, au cune influence sur la développement de la construction des barrages en Allemagne.

Ce n'est qu'en 1922, par la mise en oeuvre du barrage du Schwarzenbach (fig. 1), dans la partie septentrionale de la Forêt Noire, que commença en Allemagne la construction moderne d'ouvrages de ce genre. La présence, à proximité du chantier, d'excellents moellons de granit en aurait indiqué l'exécution suivant la méthode en usage jusqu'alors; après mure réflexion, le maître de l'oeuvre se décida cependant pour le béton. Le barrage est de dimensions remarquables pour l'époque. Le désir de réduire la durée de con-

struction, la difficulté, pour ne pas dire l'impossibilité, de recruter alors — quelques années seulement après la Grande Guerre —, un grand nombre de maçons qualifiés (400) et de les garder longtemps dans ce lieu éloigné, l'incertitude quant à une exécution en moellons, telles furent les raisons dominantes qui présidèrent le choix du béton. Enfin, l'usage de ce matériau laissait espérer une réduction du coût de l'ouvrage.

La conservation — bien compréhensible à cette époque des anciens principes de construction en moellons, méthode ayant d'ailleurs fait ses preuves depuis son introduction par Intze, empêcha le maître de l'oeuvre de tirer tout ce qu'il aurait du de ce passage à un nouveau matériau. La face amont ne fut pas seulement étanchéifiée par une couche de béton projeté (torkret) et un

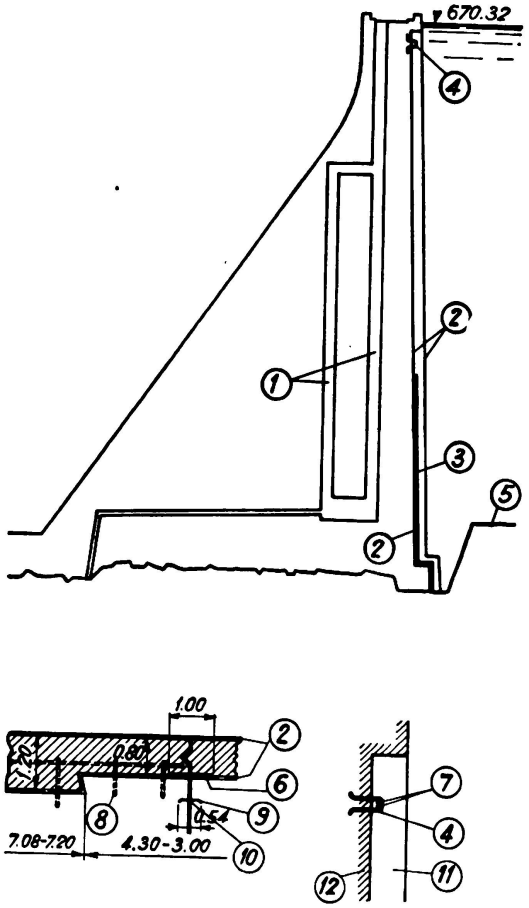


Fig. 1.
Barrage de Schwarzenbach.
1) Cheminée de surveillance.
2) Béton projeté 2,5 cm.
3) Isolation en carton bitumé.
4) Ancrage (étrier).
5) Arête du rocher.
6) 3 couches de carton bitumé.
7) 2 fers longitudinaux 20 mm.
8) Étrier (à la couronne).
9) Plaque de cuivre.
10) Corde goudronnée.
11) Revêtement.
12) Noyau du barrage.

enduit protecteur, mais on y ajouta encore un revêtement de 0,8 m d'épaisseur contre les détériorations atmosphériques et mécaniques, recouvert à son tour de béton projeté et fixé solidement en queue d'aronde au noyau. Cette mesure de protection, préconisée par Intze et appliquée par la suite avec certaines petites améliorations à la majorité des barrages allemands, fut encore renforcée sur le tiers inférieur de l'ouvrage du Schwarzenbach. On appliqua ici, à la place de l'enduit protecteur, une triple couche isolante de papier bitumé, portée à chaud sur la couche de torkret. L'eau de la Forêt Noire, très douce et parfois de haute teneur en acide carbonique et en acide des marais, ne le cède en rien aux eaux des roches primitives du Massif scandinave quant à son action destructive sur le ciment; il était justifié, dans ce premier essai avec le béton, de

rechercher toute la sécurité désirable. La nécessité d'un double coffrage, provoqué par l'application d'un revêtement protecteur, augmenta naturellement les difficultés et le coût de l'ouvrage[1].

Le revêtement de la face aval du barrage eut les mêmes conséquences; on y appliqua encore une maçonnerie de granit de 1 m d'épaisseur, dont l'objet principal était de donner à l'ouvrage un aspect agréable.

Quoiqu'il ait été construit dans une région très pluvieuse et sujette à de fortes chutes de neige (altitude de la couronne 670 m), ce barrage ne demanda pas de réparations importantes au cours de ses 10 années d'existence. Il n'y eut aucun signe de détérioration, ni sur la face amont, ni sur la face aval. Au-dessous de la couronne, il se forme quelques concrétions calcaires dues probablement à l'infiltration résultant des fortes précipitations atmosphériques; celles-ci nécessitèrent quelques petites réparations.

Lorsque le bassin d'accumulation est plein, la perte totale est de 1 l/s; pour les tuyaux de dreinage horizontaux placés près de la face amont, elle est de 0,4 l/s. Ce résultat est très satisfaisant, vu la hauteur et la longueur du barrage.

Le barrage de l'Aggertal, le premier et jusqu'ici le seul barrage de béton coulé de la Rhénanie (elle-même patrie des barrages en moellons d'après Intze) présente un grand progrès sur le barrage du Schwarzenbach, construit quelques années auparavant. La couche imperméable de la face amont y est, pour la première fois en Allemagne, exécutée en béton de protection; il n'y a pas de drainage derrière celle-ci. La face aval y est encore, comme au Schwarzenbach, garnie d'une couche de moellons (Grauwacke).

La coulée du béton s'opéra par deux tours de 76 m de hauteur et des goulottes. Le barrage présente des joints de dilatation tous les 30 m. Tous les blocs de béton se sont fissurés ils présentent en particulier sur les pentes latérales, une ou deux fissures transversales imperceptibles. Le béton de protection de la face amont est légèrement détérioré par le gel. Quelques infiltrations ont été observées dans le tunnel de service. La face extérieure présente de petites tâches d'humidité, la plupart situées à la partie supérieure et dues probablement à l'infiltration d'eau de pluie à travers la couronne: elles disparaissent en été. Le drain placé dans la semelle évacue au maximum (lorsque le bassin est plein) 1,0 l/s. Les joints de dilatation, où quelques fentes se sont présentées au début, ne laissent plus passer que de faibles quantités d'eau. Le débit d'eau d'infiltration total est de 3 l/s au plus. Aucune réparation ne fut nécessaire jusqu'ici.

Le barrage de *Zschoppau*, près de Kriebstein (Saxe), comparativement de faible hauteur, est le seul des nombreux barrages saxons, d'ailleurs presque tous assez grands, et de même âge, qui ait été construit en béton. Amené par goulottes le béton (comme pour le barrage du Schwarzenbach) est le fruit de longues études de la part du maître de l'oeuvre (Administration saxonne des Eaux.).

Le béton, spécialement gras, se composait d'une partie de ciment pour 0,38 de trass et 3,89 de matériaux additionnels (exprimés en volume). Ceci correspond, sans tenir compte du trass, à 320 kg de ciment pour 1 m³ de béton durci.

---

[1] cf. Bautechnik du 4. 6. 1926.

Le face amont est encore recouverte d'une couche de 25 mm de béton projeté, d'enduit lisse et d'un triple enduit d'inertol; pour la première fois en Allemagne elle est drainée; l'autre face est laissée nue.

Ce barrage, quelques formations d'écoilles mises à part, ne présente aucune détérioration et n'a pas encore exigé de réparation.

Le débit de l'eau d'infiltration, déjà très faible au début, n'a fait que décroître depuis la mise en service (0,14 l/s en 1930, 0,026 l/s en 1935, auto-étanchéification).

Les barrages du *Schluchsee* et de la *Schwarza* (au sud de la Forêt Noire) ont été construits par la même maison (Badenwerk), le même entrepreneur (Siemens-Bauunion) et en partie par les mêmes ingénieurs que le barrage de Schwarzenbach.

Le mode de construction de ces ouvrages est cependant très différent et montre bien l'évolution rapide des idées. Ici, on utilisa du béton «mou» au lieu de béton fluant, et la coulée s'opéra, non plus par goulottes, mais au moyen d'un tapis roulant et de bennes, à partir de 3 derricks.

Les deux faces sont garnies de béton de protection (resp. 0.7 et 1,00 m d'épaisseur) et pourvues d'un revêtement de 1,50 m; la face amont est en outre recouverte d'un couche de 25 mm de torkret et d'un double enduit d'inertol porté à la truelle. En arrière, on a disposé un système de drainage. L'intervalle des joints de dilatation est réduit à 12—15,5 m (Schluchsee) à 10—20 m (Schwarza).

Les deux faces ne présentent pas de dommages graves. Les joints de dilatation, disposés primitivement jusqu'au couloir de révision, se sont prolongés d'eux-mêmes en fissures jusqu'à la semelle:

Le barrage de la vallée de la *Saale*, près du *Kleines Bleiloch*, construit à peu près en même temps que les barrages du Schluchsee et de la Schwarzach, est aujourd'hui de plus haut de l'Allemagne (70 m). Au contraire de ces derniers, le béton y a été coulé à partir de passerelles fixes et par des tubes articulés verticaux, munis d'ailettes de choc travaillant d'après le système des malaxeurs à declice, auxquelle est fixé un système de goulottes sur rouleaux du type courant.

Les deux faces ne sont pas garnies, ni de béton de protection ni d'enduit; la section du barrage forme un seul bloc compact de béton, composé de ciment portland mélangé de "thurament"[2] et de matériaux additionnels concassés, avec un très fort apport d'eau, de 240 l env. par m^3 de béton.

Le barrage, soumis à l'observation continue quant à son dégagement de chaleur, ses variations de volume et les mouvements de ses blocs, présente des nombreuses fissures; 4 sur 8 des blocs se sont fissurés dans le sens radial avant le premier remplissage du bassin. Des mortaises en queue d'aronde furent creusées sur la face amont et murées avec des klinkers, le tout recouvert d'un enduit d'amiante bitumée. Cette mesure fut couronnée de succès. L'étanchéité du barrage laisse cependant encore à désirer; le drainage de la face amont a encore un débit de 25 l/s lorsque le bassin est plein.

[2] Le «thurament» est un matériau additionnel formé de laitier de haut-fourneau basique moulu; son action de liant est faible et ne se manifeste qu'en présence de chaux ou de ciment; il est produit en Thuringe près du chantier.

Dans l'un des blocs ayant déjà subi une réparation, la fissure s'est prolongée vers le haut; l'eau y passe directement dans le drain (16 l/s). L'étanchéification de cette fissure est envisagée avec l'espoir de réduire encore le débit des fuites.

Depuis son achèvement (1932), le barrage du Bleiloch n'a présenté aucune détérioration à sa surface.

Le barrage du *Zillierbach* dans le Harz, a été achevé à la fin de 1935. Malgré l'absence d'expériences acquises, cet ouvrage mérite tout de même un examen approfondi; il peut être considéré comme un exemple typique du développement le plus récent de la construction des barrages en Allemagne.

Ce barrage, haut de 47 m et long de 172 m, présente, pour la première fois en Allemagne, un tracé rectiligne. La couronne est remarquable par sa faible épaisseur de 2 m seulement.

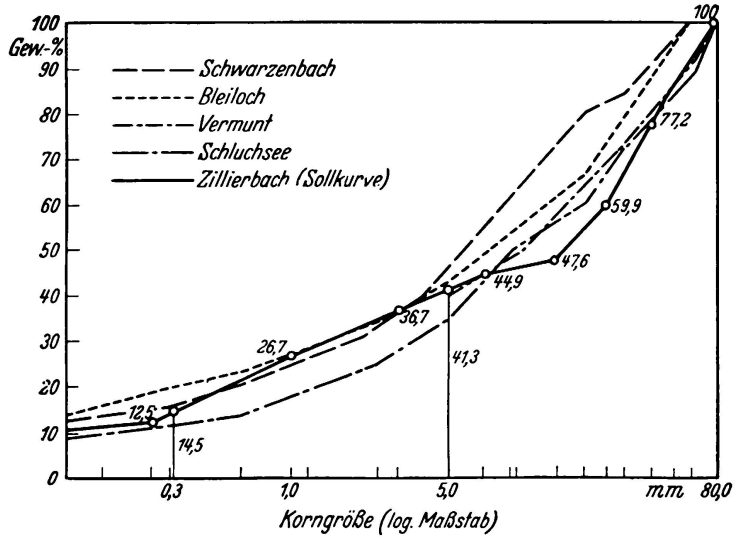


Fig. 2. Comparaison des courbes de tamisage dequelquesnouveaux barrages (y compris les liants). Korngröße (log. Maßstab) = grandeur du grain (échelle logarithmique), Gew.-% = poids en %. Zillierbach (Sollkurve) = Zillierbach (courbe proposée).

Le béton est d'un mélange de granit-porphyre et de diabase concassés, choisis soigneusement et dont la granulation a été controlée (fig. 2); le dosage de 200 kg/m³ de ciment pour le noyau est de 300 kg/m³ pour le béton de protection des faces, épaisses de 1,0 m et de 1,2 m respectivement. Le coffrage, sur les deux faces, a été exécuté en acier.

L'apport d'eau a été dosé de façon à obtenir un béton plastique et facile à mettre en oeuvre; 160—170 l par m³ de béton ont été mélangés aux autres matériaux, chiffres correspondant à un rapport eau-ciment de 0,8 à 0,85 pour le noyau. En premier lieu, on utilisa un ciment portland au trass (30%) et plus tard, un ciment de haut-fourneau d'égale qualité. La coulée s'opéra en partie au moyen de wagonnets basculants, vidés dans des goulottes ou des tuyaux en Y, le plus souvent cependant (pour le béton de protection en particulier) à partir de derrick et au moyen de bennes. A l'intérieur des coffrages, le béton mou fut encore bourré et pilonné; il en résulte une masse très homogène.

Les joints de dilatation sont ici espacés de 12 m. La face amont est drainée par un système de tuyaux de ciment très poreux, placés horizontalement.

Dans ce barrage, le plus récent de l'Allemagne, ont s'engagea donc, pour le travail de la surface, dans des voies conduisant à une simplification extrême et

à une forte réduction du coût de la construction. En même temps, on améliorait encore la qualité du béton, au point de vue de son homogénéité et de sa résistance aux intempéries.

Les barrages de la Hohenwarte (en contre-bas du barrage de la Saale) et du Lütschetal, près de Oberhof, en Thuringe, sont les plus récents ouvrages allemands de ce genre; les travaux sont encore en cours.

Le barrage de la *Hohenwarte* aura une hauteur de 170 m (mesurée à partir de la semelle) et une longueur de 450 m à la couronne. On utilise le même mélange pour tout le barrage. Le liant est un mélange de 60% de ciment portland au trass 40/60 et de 40% de thurament, au taux de 285 kg/m³ de

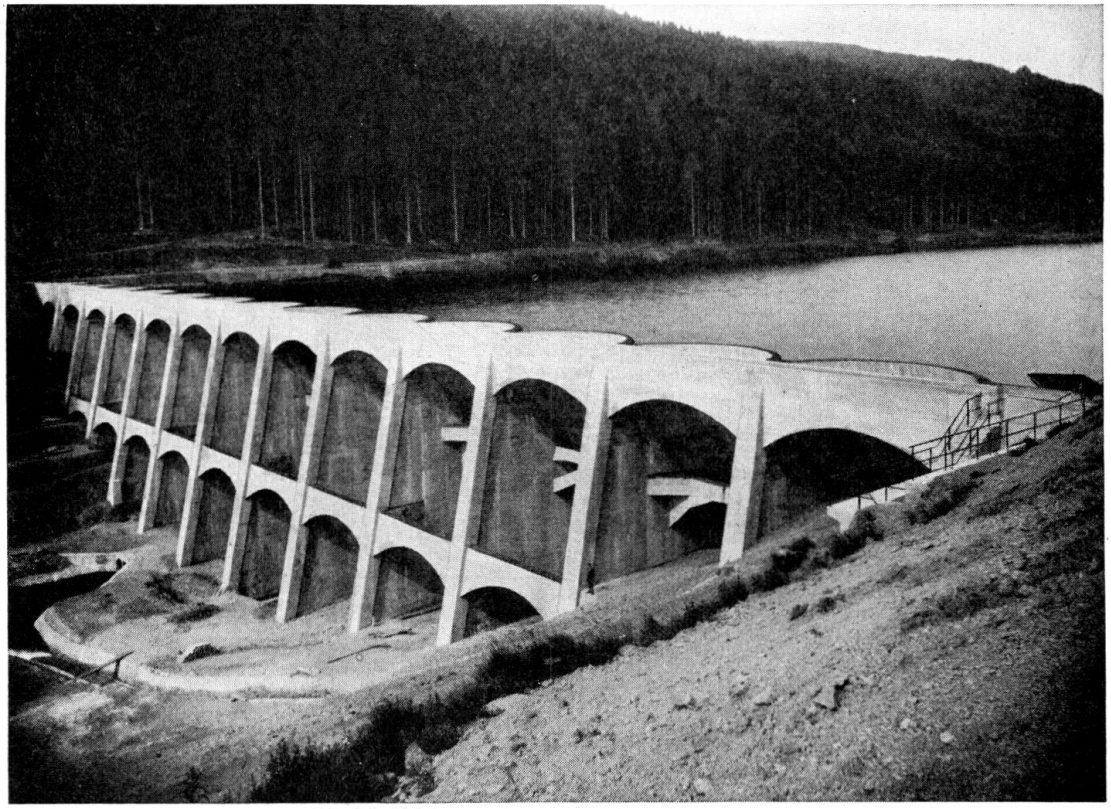


Fig. 3.
Barrage de Linachtal près de Vöhrenbach

béton durci. Le matériau additionnel est du granit de la plus forte granulation admissible 100 mm. Le béton est travaillé jusqu'à former une masse plastique (béton mou), et coulé par des grues à cables. On envisage l'introduction d'un réfrigérant à l'intérieur du béton, afin d'absorber la chaleur dégagée lors de la prise. Les travaux de bétonnage n'étaient pas encore commencés lorsque ces lignes ont été écrites.

La surface du barrage ne sera garnie ni de torkret ni d'enduit. Le béton utilisé doit être suffisament étanche. Un système de drainage du côté amont, doit évacuer l'eau d'infiltration.

Le barrage du *Lütschetal* atteindra une hauteur de 35 m, de la semelle à la couronne, celle-ci a une longueur de 210 m. Le liant est ici en ciment portland, sans addition de liants hydrauliques, tels que du trass, du thurament

etc., pour le noyau, le dosage en ciment sera de 240 kg/m³ et pour le béton de protection, de 300 kg/m³. Le matériau additionnel est du porphyre, en grains de 70 mm. Comme pour le barrage de Hohenwarte, le béton sera coulé à l'état mou, au moyen de grues à cable et ultérieurement pilonné et bourré.

Le béton de protection mi à part, la surface ne sera pas garnie contre les infiltrations, un réseau de drainage, du côté amont, servira à évacuer les eaux.

Le barrage du *Linachtal* près de Förenbach (Forêt Noire badoise) (fig. 3) est le seul ouvrage allemand à piles (avec voûtes) en béton armé. Il a été exécuté en béton damé mou, de qualité adaptée à l'armature très serrée. Le dos des voûtes, du côté amont, est recouvert d'une couche de béton projeté et enduit plusieurs fois.

L'ouvrage est très étanche dans toutes ses parties et ne présente aucune détérioration. En Allemagne, ce mode de construction n'a guère trouvé d'écho jusqu'ici; par suite de son haut prix de revient unitaire et de certaines difficultées d'exécution, l'économie réalisable est limitée.

2) *Digues en terre battue avec noyau de béton.*

Par la suite, on reconnut que les digues en terre et gravier cylindrées, avec noyau étanche en béton, dont on peut trouver quelques exemples en Amérique, offraient certaines possibilités d'économie, ce mode de construction a été récemment appliqué par la mise en oeuvre de plusieurs ouvrages.

Fig. 4.

Barrage de Sorpetal, coupe (cf. Deutsche Wasserwirtschaft mars 1932, p. 42, fig. 1).

La digue du *Sorpetal* (fig. 4) dans la Ruhr, celles du Sösetal et de l'Odertal, de même que la digue récemment achevée du Kalltal (fig. 5) sont des exemples de la forme originale de ce mode de construction. Le noyau élancé est divisé en bloc de 24 m (Sorpetal) à 20 et 15 m (Kalltal) par des joints de dilatation (l'intervalle plus grand paraît admissible, car le noyau est entouré de terre).

Le noyau de la digue du Sorpetal est en béton formé d'un mélange de 180 kg de ciment de haut-fourneau, 60 kg de chaux trassique artificielle et 1890 kg de matériau additionnel en grains de 0—60 mm (pour 1 m³); le rapport eau-ciment est de 1,0. La face amont est protégée par une couche de 0,5 m de béton, au dosage de 225 kg de ciment de haut-fourneau, 75 kg de chaux trassique et de la même quantité de matériaux additionnels. Pour le remplissage des joints, opéré au moyen de prismes, on ajouta au béton 250 kg de ciment de haut-fourneau et 85 kg de chaux trassique par m³. Le béton de protection est recouvert encore d'un revêtement de torkret et de pluisieurs couches d'enduit: A l'intérieur du noyau est disposé un réseau de drainage à tuyaux verticaux, ceux-ci aboutissant au tunnel de surveillance placé en avant de la semelle sur la face avale. Cette digue se distingue par son étanchéité; le bassin n'a cependant jamais encore été tout à fait rempli (accumulation annuelle).

La difficulté essentielle dans ce mode de construction réside dans la nécessité de soutenir le noyau relativement faible par la poussée passive du remblais de terre de la face avale, afin de contre-balancer la poussée de l'eau et celle de la

terre de l'autre face. L'entrée en jeu de cette poussée passive suppose cependant un certain déplacement du noyau, qui à ce qu'il paraît ne peut guère s'effectuer sans une fatigue excessive du matérieau.

On a essayé de parer à ce phénomène en aménageant des joints à la semelle (digues du Sösetal, du l'Odertal, du Kalltal). Ces joints sont soit du type à renversement, soit du type à glissement, soit une combinaison des deux. L'exécution se borne à leur donner une forme légèrement incurvée et inclinée, avec l'adjonction d'une couche intermédiaire d'asphalte très dense, en liaison aussi avec des tôles de glissement (digue Kalltal). Il est encore impossible de juger de l'éfficacité de cette mesure.[3] Le dernier progrès dans le domaine des digues à noyau tend à remplacer, — du moins à titre d'essais — le mur de béton

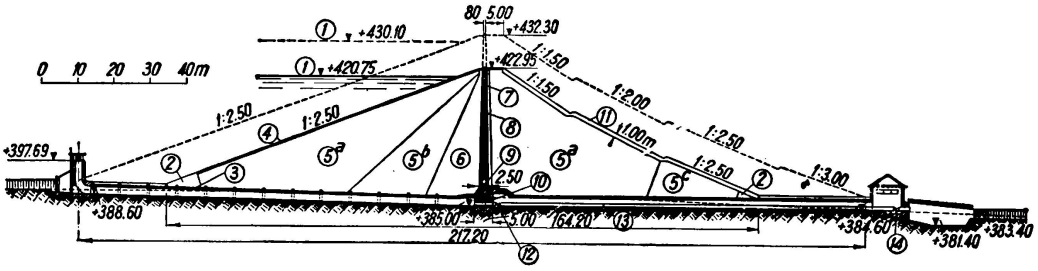


Fig. 5.

Barrage de Kalltal, coupe dans l'axe de la décharge de fond.

1) Déversoir superficiel pour hautes eaux.
2) Empierrement de moellons.
3) Roc.
4) Empierement 0,60 m.
5a) Remblai à pierres grosses.
5b) Remblai à pierres fines.
5c) Remblai à pierres très grosses.
6) Argile.
7) Pierraille.
8) Noyau en béton.
9) Joint de glissement.
10) Passage de contrôle.
11) Gazon.
12) Papillon (se ferme automatiquement par rupture du tuyau).
13) 2 tuyaux 650 et 1100 mm diam.
14) Tiroir rond.

rigide par une paroi d'acier élastique; Le bétonnage se bornera alors à une semelle de quelques mètres de hauteur, reliant la paroi au roc. La paroi d'acier de la digue du Ruhrtal (près de Schwammenauel) est parallèle au remblais de crue et formé de palplanches horizontales. Lors de la construction de la nouvelle digue de Bevertal (Rhénanie), on a exécuté la paroi en tôles d'acier ondulées de 8 m, soudées et placées verticalement.

Nous ne possédons encore aucune information quant à l'expérience acquise avec ces nouvelles digues, en partie encore inachevées.

II. *Expérience acquise et conceptions au sujet des problèmes en suspens de la technique allemande des barrages.*

Remarques préliminaires.

L'expérience pratique, dans le domaine des barrages, est plus que partout ailleurs, liée à l'époque et au lieu où elle a été acquise. Le climat, les conditions hydrologique, géologique et morphologique varient d'un endroit à l'autre et

[3] La Commission des barrages du Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft prépare un mémoire à ce sujet.

ont une influence marquée sur ce qu'on peut exiger du béton, sur sa composition et sur sa mise en oeuvre. Des facteurs économiques, tels que le tarif des salaires, le recrutement d'ouvriers, le prix des matériaux peuvent avoir une influence variable avec le temps. Ces remarques s'appliquent à tout ce qui va suivre.

1) *Préparation et mise en oeuvre du béton.*

En Allemagne, *les matériaux additionnels* ne sont, dans la plupart des cas, autre chose que de la pierre brute concassée; les difficultés qui se sont parfois présentées à cet égard eurent leur cause dans l'insuffisance de production des carrières ou la rencontre de mauvaises couches au cours de l'exploitation.

En raison de leur influence sur la résistance, la compacité et la densité apparentes du béton, la forme et la grosseur du grain ont été depuis longtemps l'objet d'une attention spéciale. La régularité de la courbe de granulation (dans le cas particulier, celle de Graf, fig. 2) sert de critère; les dimensions du grain le plus gros sont telles qu'on puisse encore l'introduire dans les machines; elles n'ont fait que croître avec le temps. (Barrage du Bleiloch 60, Schluchsee et Zillierbach 80, soumissions pour le barrage de la Saale près de la Hohenwarte, en construction, 100 mm).

Quelques fois on enroba des bloc de pierre dans le béton mou — au Schwarzenbach les plus grands mesuraient jusqu'à 2 m^3 (pratiquement et le plus souvent jusqu'à 1,6 m^3 seulement; au minimum 0,1 m^3) — en moyenne 20% du volume. D'après Heintze[4], ce rapport est de 30% au maximum et présente la plus grande économie à 25%. Cette introduction de blocs de pierre, appliquée aussi au Schluchsee et au Schwarzenbach, réduit la quantité du liant, augmente l'étanchéité, la stabilité de volume et la densité apparente du béton, d'où la nécessité de moindres sections. Elle améliore la cohésion dans les joints horizontaux et permet d'éviter la dentelure toujours coûteuse. Elle permet aussi de réduire le nombre des machines à bétonner et à concasser, mais exige cependant une installation de lavage; l'économie réalisée dépasse, tout compte fait, les frais supplémentaires. Par contre, la disposition des blocs de pierre augmente les difficultés d'exécution dans une certaine mesure. A tout prendre, et dans les conditions rencontrées au Schwarzenbach, ce procédé s'est avéré très avantageux et peut être recommandé. Une forme appropriée et l'absence de fissures sont cependant les critères essentiels pour l'usage de ces pierres. En Allemagne du Nord, ces conditions ne sont pour ainsi dire jamais réalisées.

Dans le même ordre d'idées, mais dans un sens différent, on peut ranger l'usage des résidus de matériaux additionnels[5], à courbe de granulation irrégulière, tel qu'il est proposé par l'"Ecole autrichienne" en particulier. Sous une forme quelque peu mitigée, mais cependant facile à reconnaître, cette idée a trouvé son application au barrage du *Zillierbach,* pour la première fois en Allemagne[6] (fig. 2).

---

[4] cf. Bautechnik du 26. 11. 1926.

[5] cf. *O. Stern:* dans „Neue Grundlagen der Betonzusammensetzung", dans Z. Oe. I.A.V. 1930, N° 31/32.

[6] cf. *Forner:* dans Bauingenieur du 29. 5. 1936.

Ici, on a divisé en premier lieu le matériau concassé en 5 groupes de granulation: 0—3, 3—7, 7—15, 15—40, 40—80 mm, ensuite on concassa la plus grande partie du groupe 7—15 mm de façon à obtenir 17% de sable régulier; le reste du besoin fut couvert par du sable naturel transporté par chemin de fer. Les différents groupes de granulation n'ont été mélangé qu'immédiatement avant de charger la bétonneuse. Des essais préliminaires ont établi que les plus gros grains admissibles étaient de 80 mm; avec les mélanges plus grossiers, la présence d'une grande quantité d'éclats de pierre réduisait la résistance du béton.

Deux théories sont en présence, traitant de la teneur en particules du grain le plus fin.

Jusqu'à présent, on a surtout insité sur l'effet de remplissage des pores par la poussière de pierre; on a même attribué à cette propiété une valeur telle, qu'on n'hésitait pas à ajouter de la poussière moulue lorsque le besoin paraîssait s'en faire sentir. Cependant certains ingénieurs allemands avaient reconnu longtemps auparavant l'effet «amaigrissant» de la poussière de pierre, dû à la grande surface spécifique de ces particules. Cet effet a été reconnu le plus clairement par l'"Ecole autrichienne" et traité en conséquence. Spindel (Vienne) insiste depuis longtemps sur l'effet dangereux et rompant la cohésion des particules de poussière plus petites que 5 à 7 fois le grain du ciment[7]. L'application de ce principe fondamental du résidu de tamisage au mélange: liant + sable (d = 0,7 — 7 mm) a fait ses preuves dans les essais de laboratoire complets ayant trait à la confection d'un béton compact et résistant aux intempéries, mais surtout lors de l'application de ce procédé à de nouveaux barrages dans les Alpes autrichiennes (Spullersee, deux barrages à plus de 1800 m d'altitude mis en service en 1925, barrage du Vermunt à plus de 1700 m d'altitude, climat rude)[8].

Liants: La stabilité de volume, la compacité, la résistance aux intempéries et la résistance aux agents chimiques, déterminent le choix et le dosage des liants dans la technique allemande des barrages. Ceux-ci sont en général de faible hauteur et la résistance mécanique des liants est suffisante. Ces conditions varient quelque peu dans le cas de digues à noyau. Au début, on a essayé d'obtenir un béton bon marché et cependant riche en liant, en y mélangeant du ciment portland, de la chaux et du trass (suivant en cela les propositions d'Intze et de ses collaborateurs, concernant les mortiers de chaux chaux grasse et de trass appliqués aux barrages en moellons). Lors de la construction du barrage du Schwarzenbach, on a renonçé à l'emploi de chaux, probablement parce qu'il était peu pratique et prolongait la prise. La chaux n'a plus été employée dans la construction des barrages allemands[9]. Par contre, on a continué à utiliser le trass seul (qui n'a pas de pouvoir liant) pour améliorer et rendre le ciment meilleur marché. Au point de vue économique, le succès

---

[7] cf. *Spindel:* „Wasserdichte und beständiger Beton für Sperrmauern. Beton und Eisen. 5. 10. 1932, voir aussi Tonindustriezeitung 1913, N° 66 et Wasserwirtschaft (Vienne) 1933, N° 17/19 et 1935 N° 14/15.

[8] cf. *B. Widmann:* (Berlin) dans Deutsche Wasserwirtschaft du 1. 7. 1935.

[9] Par contre dans la construction des écluses, voir aussi *K. Ostendorf* dans Bautechnik 1927, N° 39.

dépend de la facilité des transports (régions d'exploitation: Rhénanie et Bavière) et même dans le cas le plus favorable, le gain n'est pas très grand. En ce qui concerne l'amélioration de la qualité du béton, les essais de laboratoire ont prouvé que l'augmentation de l'élasticité du mortier et de sa résistance à la traction n'avait pas une importance décisive dans les barrages à gravité. L'expansion du béton augmente avec l'addition de trass, le retrait ne diminue pas, il s'accroît même, car il demande un plus fort apport d'eau. Les avis sont partagés quant à la diminution de la chaleur de prise. On reconnait généralement que le trass a l'heureuse faculté de lier la chaux libre contenue dans le ciment; il permet en outre la préparation plus facile du béton.

La pratique actuelle de l'addition de trass varie dans la construction des barrages allemands (même quand les conditions de transport sont identiques). Le "thurament", employé lors de la construction du barrage du Bleiloch, n'est autre chose qu'un succedanné de trass, une poudre de laitier basique.

Le mélange, préliminaire et nécessaire, des liants, effectué lors de l'emploi de trass ou de matériaux analogues, a été de plus en plus remplacé par la fabrication commerciale de ciment portland au trass (Trapo) de meilleure qualité.

Lorsque l'eau (très douce) contient des principes nocifs on employe souvent du ciment de haut fourneau (Schluchsee, Schwarza); d'après les observations faites jusqu'ici, il donne entière satisfaction; les eaux d'infiltration du barrage du Schluchsee ont cependant une forte teneur en calcaire; les recherches entreprises ne sont pas terminées et ne permettent pas un jugement définitif.

On a utilisé du ciment alumineux pour réparer un petit barrage au Sud de la Forêt Noire, dont le béton de ciment portland utilisé en premier lieu avait été attaqué par l'eau douce pendant 4 ans. Mais, peu après, les phénomènes d'expansion se manifestèrent (écaillement continuel). Entre temps des recherches scientifiques, entreprises ailleurs ont confirmé l'instabilité de volume du ciment alumineux dans l'eau.

Au point de vue de la finesse du grain du liant, les dernières exigeances tendent à remplacer le tamis de 900 par celui de 3600 mailles. On peut affirmer que ce progrès, en relation avec la limitation appropriée du grain le plus fin du matériau additionnel, aura comme effet la fabrication de mortiers et de bétons plus compacts et plus résistants aux intempéries.

Apport d'eau.

La technique allemande des barrages a reconnu de bonne heure le danger que présentent un trop fort apport d'eau, en tant qu'abaissant la résistance à la formation de fissures et la compacité du béton coulé.

Depuis la construction des barrages de Schluchsee et de la Schwarza, la pratique générale tend à n'utiliser que du béton "mou" ("plastique"); les avis sont cependant encore partagés quant à la teneur en eau la plus favorable, celle-ci pouvant varier dans d'assez larges limites correspondant au béton coulé et au béton damé humide. Dans une récente prescription, on préscrivit l'usage du béton mou dans une goulotte incliné à 27^0 au moins (1:2); par contre un autre groupe d'ingénieurs allemands est d'avis de limiter la teneur en eau à une mesure adaptée aux circonstances et ne s'oppose pas à un damage modéré;

le barrage du Vermunt (Alpes autrichiennes) a été construit suivant ce principe par ces mêmes ingénieurs; l'application, au noyau, de béton "moyennement humide" (C. 150 kg/m³) et, pour la protection, de béton "suffisamment plastique pour être damé" (C. 250 et 300 kg/m³) a été couronnée de succès.

En dépit des avis encore partagés, on est d'accord cependant pour reconnaître que la consistence du béton n'est pas assujettie au type des mélangeurs, mais que ceux-ci, au contraire, doivent s'adapter à la consistence du béton, déterminée elle-même par les exigences de la construction.

Mélange et mise en oeuvre du béton:

Pour ses opérations de mélange, la technique allemande des barrages a adapté depuis longtemps un système à mécanisation très poussée; on y utilise des dispositifs de pesage et de mesure, automatiques et réglables, pour le dosage

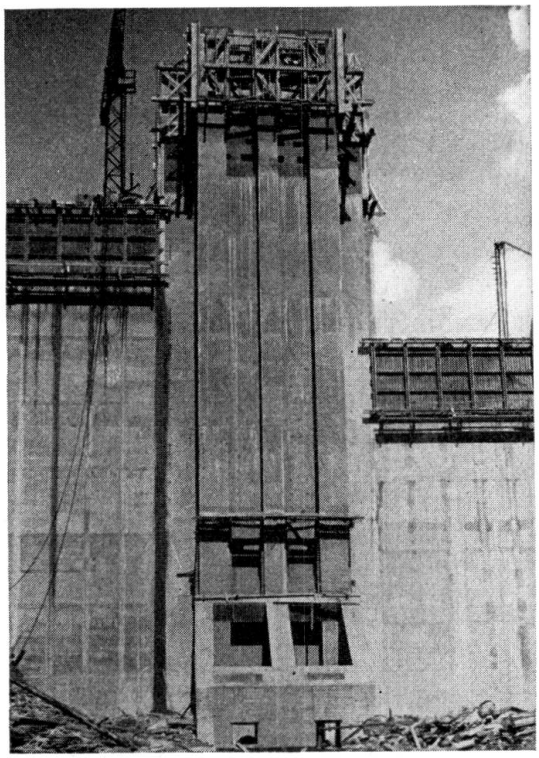


Fig. 6.
Barrage de Zillierbach, vue de côté aval,

du liant, des matériaux additionels et de l'eau d'apport[10]. Les mélangeurs à fonctionnement ininterrompu sont souvent défendus. La durée du mélange est réduite au minimum. Au barrage du Zillierbach, elle n'était que de $^3/_4$ à une minute. (Durée totale de l'opération: 3 minutes); le béton ainsi produit répondait à toutes les exigences (fig. 6, barrage du Zillierbach, vu sur la face aval). La liaison entre l'installation de mélangeurs et le chantier s'opèrent aujourd'hui par téléférique (barrage du Schwarzenbach, plus récemment encore à la Hohenwarte et à la Lütsche), par tapis roulant ou par convoyeur; ceux-ci peuvent être disposés sur des pilônes à hauteur de la couronne (Bleiloch[11],

[10] *O. Graf:* dans Bautechnik. 10. 5. 1929.
[11] cf. *W. Kesselheim:* dans Bauing. 1932, N° 13/16.

Zillierbach), ou servent à l'alimentation de monte-charges disposés en avant de la face aval, eux-mêmes munis de courtes goulottes ou de tapis roulant, tournants et pouvant être déplacés dans le sens de la hauteur (Vermunt); on utilisa aussi des derricks avec bennes (Zillierbach). La place nous fait défaut pour une description détaillée de ces dispositifs variés et nombreux; nous contenterons de citer ici les tubes verticaux articulés[12], utilisés au barrage du Bleiloch; on para ici au danger de séparation du matériau (la hauteur de chute atteignait 40 m) par la disposition d'ailettes de choque, travaillant comme mélangeur à déclic. Ces tubes alimentaient un système de goulottes, à deux ou trois tronçons, fixées aux piles de la passerelle de service (fig. 7).

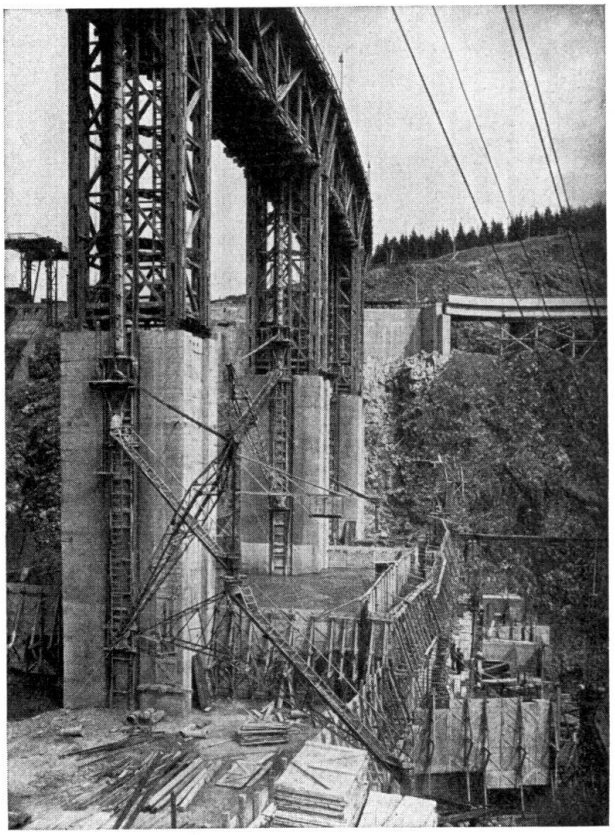


Fig. 7.
Barrage de Saaletal, installation de coulage avec tuyaux de chute et de coulage.

La pompe à béton n'a pas encore été utilisée dans la construction des barrages allemands, quoique son application ait été couronnée de succès dans d'autres cas; le plus gros grain utilisable est celui de 80 mm[13]. L'apport d'eau doit être mesuré de manière à obtenir un béton "plastique" à la sortie du tuyau. Une installation horizontale de 250 m a fonctionné parfaitement.

Ces nouveaux dispositifs donnèrent à l'avance des travaux une impulsion remarquable. Au Bleiloch par ex. (210 000 m³ de béton) l'avance mensuelle (y compris la construction de la centrale) a été de 29 600 m³, la plus forte journée de 1540 m³ (deux équipes de 9 heures). Au barrage du Vermunt (145 000 m³

[12] cf. *Habild:* dans Z.V.D.I. 20. 6. 1931 et *Widmann:* dans Deutsche Wasserwirtschaft 1935, N° 7.

[13] cf. *Heidorn:* dans Bauing. 1930, N° 22.

de béton damé) on attaignit le chiffre de 28 600 m³ par mois, avec un maximum journalier de 1960 m³ (en 20 heures de travail).

En Allemagne, *la disposition des blocs,* la dentelure et la hauteur des coulées des blocs est entreprise de la même façon qu'à l'étranger. Il est intéressant de noter ici le cisaillement des arêtes, lorsque la dentelure présente un profil rectangulaire dans le plan horizontal (on peut le remarquer à la face aval, où les arêtes se décollent). La préconisation d'un profil en trapèze pour la dentelure semble ainsi appuyée.

L'intervalle entre les *joints de dilatation* permanents, de 30 ou 25 m (Aggertal, Schwarzenbach, Bleiloch) a été abaissé à de moindres valeurs (Schluchsee: 15,5—12 m; Schwarza 20—10 m; Zillierbach 12 m). Il s'est produit des fissures aux barrages de l'Aggertal et du Bleiloch. La formation de fissures est incertaine au Schwarzenbach (à cause du revêtement); on ne sait si l'amélioration prêtée à l'enrobage de blocs de pierre dans le béton (20% de béton économisé) a eu un effet quelconque.

Les joints de dilatation du barrage du Schluchsee, qui n'étaient pas disposés jusqu'à la semelle, se sont prolongés en fissures jusqu'à celle-ci. Dans le même ordre d'idées il est remarquable que les fissures (fig. 8) du barrage de l'Aggertal, partant de la semelle, ne se sont pas prolongées jusqu'à la couronne. Ce phénomène, en contradiction avec la loi de la formation des fissures dans les murs rectilignes, est sans doute dû à la forme arquée de ce barrage, et au dégagement de chaleur plus élevé de l'épaisse partie inférieure, accompagné d'une transmission plus faible. Il est intéressant de noter, et aussi facile à expliquer, que les fissures ont leur origine de préférence dans les vides et les couloirs de service dirigés perpendiculairement à l'axe du barrage (Dreilägertal). Il ne faut pas oublier cependant que certains barrages en moellons, même parmi les plus récents, présentent aussi des fissures et d'autres fuites assez considérables[14]. A une exception près, ces barrages n'ont cependant rien d'autre que leur forme arquée en fait de protection contre le fissurage.

Nous ne pouvons ici qu'effleurer le problème de l'étanchéification des joints de dilatation; ils ne présentent en général rien de bien différent de ce qui se fait à l'étranger.

La garniture de cuivre, avec robe d'asphalte, a été souvent utilisée, soit sous forme de lyre, soit sous forme de Z (Schluchsee). Parfois, on appliqua encore une poutre de béton armé, de section trapèzoïdale, posée en avant comme seconde garniture. Les difficultés inhérentes à l'emploi des garnitures de cuivre ont parfois provoqué des fuites dans le béton environnant. En suite des observations faites au barrage du Zillierbach, les constructeurs de cet ouvrage ont proposé l'emploi d'un coffrage de puits perdus (en tôles et cornières) en liaison avec la garniture[15].

Ce dispositif doit écarter les difficultés lors de la pose de la garniture (fig. 9). Un mémoire complet concernant la question des joints de dilatation a été présenté par Link au Congrès international des barrages, lors de la Conférence mondiale de l'énergie, à Washington (1936).

---

[14] cf. *Ludin:* Mémoire sur les surfaces extérieures des barrages allemands, Conférence mondiale de l'énergie, Washington 1936. Congrès des barrages.

[15] Deutsche Wasserwirtschaft, août 1936.

Coffrage: Le coffrage d'acier du barrage du Zillierbach s'est avéré trop faible; l'avance du bétonnage des blocs était trop rapide et le béton mou de ciment de haut-fourneau à prise lente exerçait une poussée latérale plus grande qu'on ne l'avait d'abord prévue. Le coffrage en acier n'a été utilisé ici qu'à l'extérieur, où il est important de réaliser une surface propre et une grande compacité du béton; le succès a été complet (fig. 10). Pour les faces des blocs, à l'intérieur de l'ouvrage, on utilisa un coffrage en bois (modèle breveté par

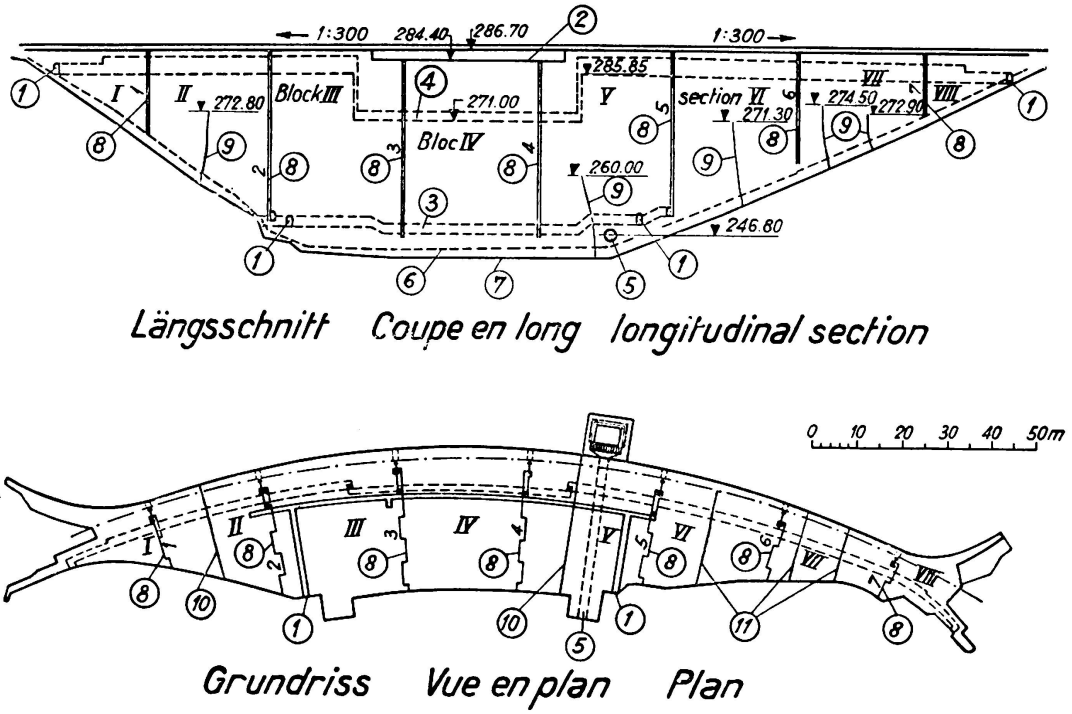


Fig. 8.

Barrage d'Aggertal, fissures et joints.

1) Entrée de la galerie.
2) Déversoir.
3) Galerie de surveillance.
4) Galerie supérieure surveillance.
5) Prise d'eau.
6) Arête supérieure du rocher.
7) Arête de la fondation.
8) Joint.
9) Fissure.
10) Allure déterminée de la fissure.
11) Allure probable de la fissure.

l'entreprise) formé d'un cadre de 3,5 . 3 m avec nervures transversales; ce coffrage a rendu de bons services et peut être rapidement déplacé. La disposition soigneuse et le contrôle des étais et ancrages du coffrage est *très importante;* ces mesures seules permettent une exécution conforme au plan, ceci en particulier pour les faces extérieures.

Le traitement ultérieur du béton — couverture humide, arrosage, etc. — a été très apprécié récemment. Lors de l'adjudication des travaux du nouveau barrage de la Saale près de la Hohenwarte, on exigea un arrosage permanent des blocs décoffrés pendant 2 à 3 mois. Les installations frigorifiques servant à abaisser la température de prise n'ont pas encore reçu d'application; elles figurent cependant au cahier des charges du barrages de la Hohenwarte, au choix de l'entrepreneur.

2) Traitement des surfaces et revêtements, protection, étanchéification et drainage du béton.

Un revêtement de la face aval en pierre naturelle, n'a plus été disposé sauf au barrage du Schwarzenbach, de l'Aggertal et du Petit Brändbach. On n'a pas non plus constaté de dommages dûs au gel et aux intempéries sur les faces

Fig. 9.

Tôle d'étanchéite avec caisson. (cf. Deutsche Wasserwirtschaft, août 1936, article Forner, fig. 2).

extérieures, non revêtues, des vieux barrages de béton (Schluchsee, Bleiloch). On n'en peut dire autant de la face amont qui, au barrage de Schwarzenbach excepté, n'a de revêtement nulle part.

Ajoutons que la température, par ex. au barrage de la Saale, peut varier de $+ 37^0$ à $- 28^0$ C. Les barrages allemands ne sont donc guère moins en butte aux rigueurs du climat que ceux des Alpes autrichiennes.

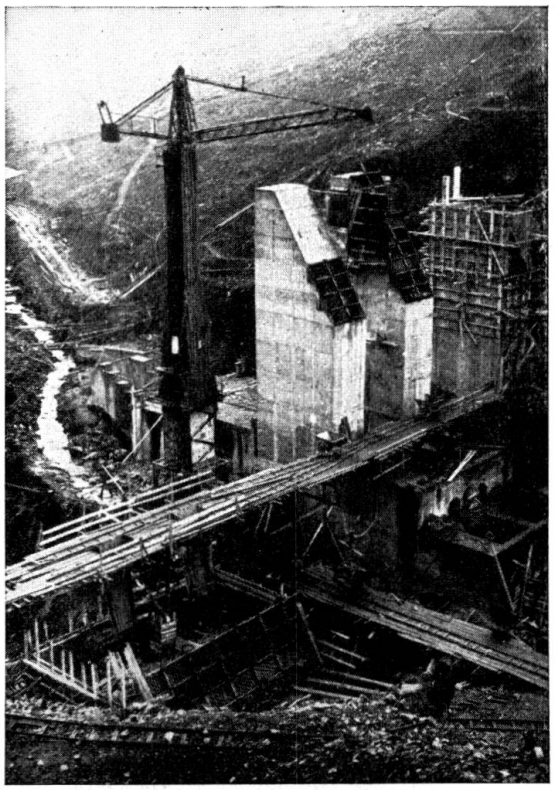


Fig. 10.
Barrage de Zillierbach, application du coffrage métalliquc

Le problème de la composition du béton, à savoir s'il est préférable d'employer un béton de même composition sur toute l'épaisseur du barrage, ou du béton perméable au noyau avec du béton de protection étanche sur les deux côtés, n'a pas encore trouvé de solution définitive en Allemagne, ni dans la pratique, ni au point de vue purement scientifique (voir liste 1). La préférence semble cependant aller au béton de protection. Les observations faites au Bleiloch (fissures) ne semblent pas donner raison, au point de vue technique, à l'exécution en béton à fort dosage de liant et d'eau. (Le barrage de Kriebstein, en raison de ses petites dimensions, et celui du Schwarzenbach, dont la construction repose sur la conservation d'une certaine tradition (revêtement) ne peuvent servir de référence.)

L'usage de béton de protection en liaison avec un noyau pauvre en liant paraît offrir la plus grande économie.

La possibilité de fabriquer un béton de protection imperméable et de parfaite résistance aux intempéries paraît être aujourd'hui assurée, ainsi qu'il ressort de l'examen des expériences faites (voir plus haut de résultat de l'"école autrichienne"). Les avis sont un peu partagés quant à la nécessité et la valeur réelle d'un revêtement de béton projeté (torkret). Le barrage du Zillierbach, exécuté sans revêtement sur sa face aval orientée au nord, soumettra son mode de construction à une épreuve très serrée. Les barrages du Schluchsee et de la Schwarza présentent des fuites de petits débits, mais remarquables par leur teneur en chaux. On suppose que l'eau d'infiltration passe en majeure partie par les joints. L'examen n'en est pas encore achevé.

Les enduits, doubles ou triples, destinés à protéger le barrage contre l'action d'éléments nocifs contenus dans l'eau et à remplir les pores du béton de protection, n'ont en général pas fait preuve de résistance contre les intempéries.

De nouveaux produits, semblant promettre plus, ont récemment fait leur apparition sur le marché allemand. Par exemple, on peut citer un enduit (breveté) composé d'une émulsion d'asphalte, de fibres d'amiante, et de sable, qui a été essayé au barrage (en moins long) de Neunzehnhain II près de Chemnitz, sous forme d'une couche de 2 mm. On vient aussi de faire l'essai, dans d'autres domaines de la construction en béton, d'un nouvel enduit projeté, nommé "bitukret"; il sera intéressant de suivre les résultats de ces tentatives, dans l'intérêt même de la technique des barrages. Ce produit (breveté) est composé de ciment, de sable et d'une émulsion bitumeuse, le "tunol", soluble dans l'eau; il doit être insensible à l'action des sels et acides, etc. bien mordre sur le béton, la maçonnerie etc., particulièrement lorsque ceux-ci sont encore humides, être très résistant au froid, à la chaleur et contre toutes actions mécaniques.

En premier lieu, la meilleure protection contre l'action destructrice de l'eau sera toujours la recherche d'un béton compact; il peut cependant être utile d'avoir à disposition un enduit de grande résistance chimique. Les produits bitumeux cités ci-dessus peuvent servir à cette fin. En Allemagne, il n'a pas encore été nécessaire de recourir à d'autres mesures de protection, très coûteuses, telles que le revêtement en tôle d'acier.

La couche de béton de protection est le plus souvent de même qualité sur les deux passes, mais son épaisseur est variée; elle est plus épaisse à la face amont (par ex. C. 275 et 300 kg/m^3, 0,75 à 1,00 m en aval, 1,2 à 1,5 m en amont) aux barrages du Schluchsee, de la Schwarza et du Zillierbach.

La mise en oeuvre du béton de protection s'est opérée en même temps que la confection du noyau, sans coffrage intermédiaire, ou tout au plus avec des tôles; la cohésion du béton dans les joints, par suite de la dentelure irrégulière ainsi obtenue, fut toujours parfaite. Aucune difficulté n'est intervenue au cours de ces travaux.

Drainage: Presque tous les barrages allemands ont un drainage de la face amont, en plus du drainage de la semelle indispensable du point de vue statique. Le système est formé d'un réseau de drains placés dans le plan vertical sous la surface amont, à un intervalle variant de 1,5 à 4 m; l'eau d'infiltration est généralement évacuée par les couloirs de surveillance et conduite au dehors par les couloirs d'accès. Les drains sont placés presque horizontalement, ce qui correspond le mieux à la construction en béton (autrefois verticalement dans

les barrages en moillons), et souvent réunis vers les puits d'accès dans les joints de dilatation (voir ci-dessous). On a remplacé les anciens tuyaux d'argile ou de ciment ordinaires (posés avec des joints ouverts) par des blocs de béton à grosse porosité, percés d'un canal de 10 cm, ou bien encore par des tuyaux de béton, protégés d'une enveloppe de papier destinée à empêcher l'introduction du béton au cours de la mise en oeuvre. Ils sont posés à intervalles de 1,5—5 m.

On a renoncé au drainage interne du barrage de l'Aggertal; ce mode de construction paraît admissible, car le barrage est composé d'un noyau perméable, couvert de béton de protection imperméable; le noyau fait alors l'office de drain; il suffit alors de le drainer lui-même par un système de collecteurs, ou de laisser ce soin aux couloirs de surveillance.

Le drainage et l'étanchéification de la couronne ont donné lieu à des mécomptes et la question doit être reprise. Le barrage de l'Aggertal présente des infiltrations d'eau de pluie derrière le revêtement en maçonnerie de la face aval; au barrage du Schwarzenbach, on a constaté que le garniture de torkret, sur les deux faces, était imprégnée et endommagée par le gel consécutif.

L'étanchéification ultérieure n'a pas été nécessaire, sauf aux barrages du Schluchsee et de la Schwarza, où il fallut réparer les joints de dilatation par injection de ciment, sans grand succès d'ailleurs.

3) Surveillance et contrôle.

La répartition des températures à l'intérieur du barrage a été contrôlée pour la première fois au Bleiloch par la disposition de 39 thermomètres à distance, au Schluchsee il y en avait 30. Il n'existe qu'un mémoire provisoire[16] concernant ces mesures; elles correspondent à celles qui ont été effectuées à des barrages étrangers.

Les mouvements de quelques points du barrage, ceux de la couronne spécialement, sont observés depuis longtemps en Allemagne, par un simple alignement de points de repère. Récemment on a également fait des mesures trigonométriques très précises[17]. Dans le pays de Bade, les contrats prévoient régulièrement l'obligation de procéder souvent à ces mesures; les résultats en sont portés dans les actes concernant les barrages (adoptés d'ailleurs dans toute l'Allemagne).

La surveillance de la pression dans les pores du béton et de la pression des infiltrations est préparée et opérée avec beaucoup de soin depuis longtemps. On ne l'étend qu'à la semelle, la preuve ayant été faite que la pression, à l'intérieur du barrage, ne prend pas de valeur mesurable, lorsque les dispositifs de drainage et d'étanchéité ordinaires ont été adoptés. Par contre, on peut observer régulièrement une pression à la semelle, fonction de la hauteur de l'eau dans le bassin. Les observations n'ont rien fait remarquer de spécial. Des mémoires détaillés ont été dressés en ce sens pour les barrages en moellon de l'Oester, de l'Eder et de la Möhne.

Les projets et l'exécution des barrages sont soumis à un contrôle serré par l'Etat. Les directives sont données par les "Prescriptions pour la construction et le service des barrages", remises à jour il y a quelques années. Elles ont fait leur preuve.

---

[16] Voir *Probst:* dans „Deutsche Wasserwirtschaft" 1932, N° 7/8.

[17] Mémoire de *Walther:* dans „Bauingenieur" du 5. 3. 1927.

Tableau 1a. Barrages allemands en béton.

No.	Année	Endroit, cours d'eau	Hauteur de la couronne au dessus du niveau de la mer	Hauteur de la couronne au dessus de la semelle	Hauteur de la couronne au dessus du lit de la rivière	Longueur m	Rayon m	Orientation de la face amont	Epaisseur á la couronne m	Epaisseur à la semelle m	Pente des faces 1 vert. à ... horiz. aval	Pente des faces 1 vert. à ... horiz. amont
1	1909—1911	Aix la Chapelle *Dreiläger*	393,00	89,5	32	300	350	Ouest	3,00	29,00	0,591	0,10
2	1922 - 1926	Forbach *Schwarzenbach*	670,00	67	50	400	400	S. E.	6,00	39,00	0,711	0,031
3	1927—1928	Oberberg *Agger*	286,50	45	43	225	225	S.	6,50	29,00	0,647	0,05
4	1927—1929	Kriebstein *Zschopau* (Saxe)	214,25	30	23	230	225	N. N.E.	4,00	17,30	0,848	0,04
5	1929—1932	Seebrugg *Schluchsee* et Schwarza	931,50	45	35	240	rectiligne avec coude au milieu	O.S.O.	3,70	27,00	0,72	0,03
6	1928—1931	Schwarzabruch *Schwarza*	724,75	43	33	158	140	S. O.	3,70	25,50	0,72	0,03
7	1926—1932	Saalburg *Saale* au Petit Bleiloch	412,00	70	60	215	300	N. N. E.	6,70	46,15	0,69	0,02
8	1934—1935	Wernigerode *Zillierbach*	473,00	47	39	172,5	∞	N.	2,00	26,52	0,63	0,05
9	1935—	Gräfenrode *Lütsche*	583,50	35	25,10	210			3,80	16,75	0,71	
10	1935—	Hohenwarte *Saale*	306,40	75	67,20	450	400	O.	7,20	49,00	0,71	0,02

Tableau 1b. Barrages allemands en béton.

No.	Joints de dilatation		Revêtement de la face amont						Revêtement de la face aval		
	Etendue	Intervalle	Crepissage	Enduit de	Revêtement de prot.	Béton de prot.		Drainage	Pierre naturelle	Béton de prot.	
	m	m	mm			Epaisseur m	Ciment kg/m³			Epaisseur m	Ciment kg/m³
1	inconnue	joint sur le côté gauche	inconnu	Pachyktit avec Siderouthen	oui	—	—	oui	oui	—	—
2	milieu du barrage 57,00 m de hauteur	bloc médian 36 m 27 et 25 m	Torkret 25	de 606 à 630 triple couche de papier bitumé	oui	—	—	oui horizontal	oui	—	—
3	de la couronne à 3 m de la semelle	30,00	—	—	—	2,0—2,50	275 C.H.F. + 83 trass	—	oui	—	—
4	de la couronne à 1,5 m de la semelle	20—25	Torkret plat	Inertol 3 fois	—	—	—	oui	—	—	—
5	de la couronne à la semelle	12—15,50	Torkret 25	Inertol 2 fois	—	1,50	275 C.H.F.	oui	—	0,75	275 C.H.F
6	de la couronne à la semelle	10—20	Torkret 25	Inertol 2 fois	—	1,50	300	oui	—	1,00 coffrage raboté	300
7	de la couronne à la semelle	25	—	—	—	—	—	oui	—	—	—
8	de la couronne à la semelle	12	—	double jusqu'à 8 m sous la couronne	—	1,20	300	oui	—	1,00	300
9	de la couronne à la semelle	12—13	—	—	—	1,00	300	oui	—	1,00	300
10	de la couronne à la semelle	15	—	—	—	—	—	oui	—	—	—

Tableau 1c. Barrages allemands en béton.

No.	Expériences faites en service							Réparations et adjonctions effectuées
	Face amont		Face aval					
	Fissures	Gel	Fissures	Taches humides	Infiltrations	concrétion	Gel	
1	2 verticales	—	2 verticales	peu	dans les joints	oui	revêtement de la couronne	nouvel enduit de la couronne et émulsion bitumeuse
2	—	au crépissage	—	—	—	—	—	au-dessous de la couronne réparation de la couche de torkret sans cela rien à signaler
3	chaque bloc 1—2 impercept.	léger	chaque bloc 1—2 impercept.	en hiver quelques unes à la couronne	oui	—	—	—
4	—	écaillures	—	—	—	—	écaillures	
5	—	au Torkret	—	à tous les joints imprégnations	oui	—	—	Injections de ciment
6	—	—	—	—	oui	oui	—	Injections de ciment
7	4 grandes	—	4 grandes	—	oui	—	—	bouché 4 fissures
8	—	pas d'observation au début de 1936						
9	—	pas d'observation, en construction						
10	—	pas d'observation, en construction						

Tableau 2. Principaux matériaux employés à la construction des barrages allemands.

No	Barrage de béton	Masse de béton m³	Genre du béton			Liant			Materiaux additionnels		Mélanges en kg/m³ ou parties	Apport d'eau l/m³	Densité γ_B t/m³
			coulé	mou	damé	Ciment kg/m³	Ciment de h -f kg/m³	autres liants kg/m³	genre de pierre	grain			
1	Dreiläger . . .	72 000	—	—	oui		—	Trass et chaux	quarzite		½ C 2½ Trass 7 sable 9 P		—
2	Schwarzenbach .	297 000 avec 20% de pierre	oui	—	—		—	Trass et chaux			C. Ch. Tr. Sa P. 1,0 0,5 1,0 4 6 volumes 1,1 0,4 0,8 4 6 „ 1,0 0 0,6 5 7,5 „ 1,0 0 0,44 4,6 6,9 „	250	2,25
3	Agger	100 000	—	oui	—	—	20) 175	60 Trass 45 „	grauwacke	0—80	matériau additionnel 1850	212	2,33
4	Zschopau . . . près Kriebstein	82 000	oui	—	—	début 200 puis 180	—	Trass 75 65		0—60	matériau additionnel 1680	330	2,3
5	Schluchsee . . .	124 000	—	oui	—	–	jusqu'à 22 m au-dessous de l'eau 202 au-dessus 175	--	granite		matériau additionnel 2040	160—180	2,4
6	Schwarza . . .	52 000	—	oui	—	220	—	—	granite		matériau additionnel 1920	160—180	2,31
7	Saale . . . . . au Petit Bleiloch	210 000	oui	—	—	en bas 118 milieu 105 haut 87	—	Thura-ment b 229 m. 205 h. 169		0—60	0—7 7—30 30—60 mm C.P. Thur. mat. additionnels b 118 229 804 689 459 m. 105 205 859 687 459 h. 87 169 940 678 453	236—243	2,45
8	Zillierbach . . .	58 500	—	oui	—	200	—	—	diabase et porphyre	0—80		160—170	2,4
9	Lütsche	38 000	—	oui	—	noyan 240 prot. (300)	—	—		0—70			
10	Hohenwarte . .	450 000	—	oui	—	Trapo		Thura-ment	granite	0—100	(0,6 Trapo + 0,4 Thur.) : 2.48 Sa. 0—7 mm : 1,21 E. 7—30 mm : 1,54 P. 30—60 mm : 1,48 P. 60—100 mm	185—190	
						ensemble 285							

Littérature.

Barrages de Schwarzenbach et Schluchsee.

Eisenlohr: Das Schluchseewerk. Die Bautechnik 1930 fasc. 17.
Enzweiler: Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Der Bauingenieur 1925 fasc. 11.
Heintze: Einlagesteine in Gußbetontalsperren. Die Bautechnik 26 nov. 1926 fasc. 51.
Heintze: Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton. Die Bautechnik 4 juin 1926 fasc. 24 p. 340—344.
van Steeven: Das Schluchseewerk im badischen Schwarzwald. Tiefbau 1932 fasc. 83, 84 et 86.

Barrage de Zschopau près de Kriebstein.

Cress: Wasserwirtschaftliche Bauten im Bereiche der Sächsischen Wasserbauverwaltung. Die Bautechnik 1931 fasc. 1.
Kirsten: Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau. Die Bautechnik 1930 fasc. 11, 15, 16.
Sutter: Die Bauausführung der Zschopau-Talsperre bei Kriebstein. Schweizer Bauzeitung 1932 fasc. 15.
Voigt: Die Zschopau-Talsperre bei Kriebstein in Sachsen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1931 fasc. 9—11.

Barrages du Petit Bleiloch et de Hohenwarte.

Braun: Der Bau der Hohenwartetalsperre. Deutsche Wasserwirtschaft 1936 fasc. 7.
Köhler: Die Bleiloch-Talsperre bei Saalburg in Thüringen. Deutsche Wasserwirtschaft 1932 fasc. 1—3.
Kyser: Die Saaletalsperre. E. T. Z. 1930 fasc. 43.
Leonhardt: Die Bleilochsperre im Thüringer Wald. Zement 1932 fasc. 46 et 47.

Barrage de Zillierbach.

Forner: Die Entwicklung des Entwurfes für die Zillierbachtalsperre. Die Bautechnik 11 janv. 1935 fasc. 2.
Forner: Von der Zillierbachtalsperre bei Wernigerode. Deutsche Wasserwirtschaft 1935 fasc. 5.
Forner: Stand der Bauarbeiten an der Zillierbachtalsperre bei Wernigerode im Harz. Deutsche Wasserwirtschaft 1936 fasc. 3.

Autriche.

Habild: Hochgebirgsbaustelle „Sperrmauer Vermunt" V D I-Zeitschrift 20. juin fasc. 25.
Mühlhofer: Die Staumauern des Spullerseewerkes. Die Wasserwirtschaft, Wien 1933 fasc. 17—19.
Widmann: Bandbetonierung beim Bau der Vermunt-Staumauer in den österr. Alpen (Vorarlberg) Deutsche Warte juillet 1935 fasc. 7.

Digues.

Lamby: Der Bau der Kalltalsperre des Wasserwerkes des Landkreises Aachen. Zentralblatt der Bauverwaltung 18 sept. 1935 fasc. 38.
Link: Die Sorpetalsperre und die untere Versetalsperre im Ruhrgebiet als Beispiel hoher Erdstaudämme in neuzeitlicher Bauweise. Deutsche Wasserwirtschaft 1932 fasc. 3 et 4.
Mahr: Die Bevertalsperre. Zentralblatt der Bauverwaltung 1935 fasc. 41.
Schatz: Die neuen Stauanlagen der Ruhr. Deutsche Wasserwirtschaft 1935 fasc. 1 et 2.
Ziegler: Von der Sorpetalsperre. Der Bauingenieur 1932 fasc. 11/12.

Béton (coulé et mou).

Forner: Entwickelung der Siebkurve für den Beton der Zillierbachtalsperre. Der Bauingenieur 29 mai 1936 fasc. 21/22.
Heidorn: Die Betonpumpe eine neue Betonierungsart. Der Bauingenieur 1930 fasc. 22.
Henninger et *Kammüller:* Voruntersuchungen für die günstigste Zusammensetzung des Betons bei den Schluchseewerkbauten. Der Bauingenieur 1929 fasc. 9/10.

Graf: Über die Bedeutung des Messens der Besandteile des Betons. Die Bautechnik 10 mai 1929 fasc. 20.

Grün et *Köhler:* Vergleichsprüfung der Abbindewärme von Zementen. Der Bauingenieur 1936 fasc. 23/24.

Ostendorf: Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-, Kalk-, Traß-Beton. Die Bautechnik 6 sept. 1927 fasc. 39.

Pogany: Vom Schwinden und Quellen des Betons. Zement 1934 fasc. 33.

Schiener: Wasserdurchlässiger Beton. Deutsche Wasserwirtschaft 1931 fasc. 11.

Sommer: Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch. Die Bautechnik avril 1934.

Spindel: Wasserdichte und wetterbeständige Betonstaumauern nach versuchstechnisch und praktisch erprobten Gesichtspunkten. Die Wasserwirtschaft, Vienne 1933 fasc. 17—19.

Spindel, M: Wasserdichter und wetterbeständiger Beton für Sperrmauern. Beton und Eisen 5 oct. 1932 fasc. 19.

Spindel, M: Welche Anforderungen kann man an Zement und Beton stellen? Wasserwirtschaft und Technik 1935 fasc. 14/15.

Stern: Neue Grundlagen der Betonzusammensetzung. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur-Architekten-Vereins 1930 fasc. 31/32.

Tölke: Über Schwinden, Rißbildung, Rißsicherung und Kühlmaßnahmen bei Massenbeton unter besonderer Berücksichtigung massiver Staumauern. Deutsche Wasserwirtschaft 1934 fasc. 7.

Palotas: Verfahren zur Verbesserung der Betonzuschlagstoffe. Zement 1936 fasc. 18.

Béton vibré.

Graf et *Walz:* Rüttelbeton. Untersuchungen über das Verdichten des Betons durch Rütteln. VDI 1 sept. 1934 N° 35.

Ottinghaus: Über den Stand der Betonverdichtung durch Einrütteln und Durchrütteln. Beton und Eisen 5 avril 1933 fasc. 7/8.

Walz: Beitrag zur Anwendung von Rüttelverfahren beim Verarbeiten des Betons. Beton und Eisen 1935 fasc. 5 et 7.

Exécution des travaux et installation du chantier.

Ascher: Erfahrungen bei der Fundierung von Staumauern im Hochgebirge. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1929 fasc. 23.

Kesselheim: Die Baueinrichtung und Bauausführung der Sperrmauer und des Krafthauses am Kleinen Bleiloch bei Saalburg, Thüringen. Der Bauingenieur 1932 fasc. 13/16.

Petry: Betonierungsanlagen beim Bau von Talsperren. Zement 1936 fasc. 1—3.

Contrôle, Etanchéité, résistance.

Gaede: Ein neues Verfahren zur Festigkeitsprüfung im Bauwerk. Der Bauingenieur 1934 fasc. 35/36.

Kolb: Beobachtungen bei Prüfungen von Beton auf Wasserdurchlässigkeit im Baustellenlaboratorium. Zement 1936 N° 23.

Tölke: Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton. Ingenieur-Archiv.

Surveillance.

Hoffmann: Untersuchungen über die Spannungen in Gewichtsstaumauern aus Beton mit Hilfe von Messungen im Bauwerk. Die Wasserwirtschaft, Vienne 1934 fasc. 22.

Pfeiffer: Ein elektromagnetisches Gerät zur Fernmessung von Formänderungen in Bauwerken. Der Bauingenieur 1935 fasc. 5/6.

Probst: Wege zur Klarstellung der Entwurfsgrundlagen von Gewichtsstaumauern. Untersuchungen an zwei Gewichtsstaumauern. Deutsche Wasserwirtschaft 1932 fasc. 7 et 8.

Treiber: Die Verwendung von Telemetern zu Spannungsmessungen an Bauwerken. Der Bauingenieur 1930 fasc. 37.

Walther: Die Talsperren-Feinvermessung in Baden. Der Bauingenieur 1927 fasc. 10.

Résumé.

En Allemagne la construction de barrages modernes en béton ne date que de 1922. Le matériau primitivement utilisé, le béton coulé, fit bientôt place au béton mou (plastique); le béton plastique damé, appliqué par des ingénieurs allemands à un barrage des Hautes Alpes autrichiennes, a cependant quelques partisans.

La question de l'étanchéite a trouvé deux solutions et l'unanimité n'est pas encore réalisée à cet égard. Les uns ont adopté une exécution en béton de composition unique (avec au maximum graduation du dosage en 2 ou 3 zones réparties sur la hauteur). Les autres recommandent un noyau en béton perméable, avec un revêtement de protection sur les deux faces, épais de 0,75 à 1,5 m environ et formé de béton imperméable de première qualité. La face aval reçoit souvent encore une couche de béton projeté.

Les trois premiers barrages seulement ont reçu un revêtement en maçonnerie; on y a renoncé par la suite.

Les barrages sont le plus souvent munis d'un drainage.

On attache une importance particulière au choix du grain des matériaux additionnels. Des essais tendent à introduire l'utilisation des résidus de matériau additionnel, sont à signaler.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 6

Le frettage des conduites forcées de l'usine hydroélectrique de Marèges.

Umschnürung der Druckleitungen des Kraftwerkes in Marèges.

Hoop Reinforcement of Pressure Pipe Lines for the Hydro-Electric Plant at Marèges.

M. Mary,
Ingenieur des Ponts et Chaussées, Paris.

Le 5 Octobre 1935, M. le Ministre des Travaux Publics inaugurait le barrage et l'usine hydroélectrique de *Marèges*, destinés à l'électrification des Chemins de fer de Paris à Orléans et dont la réalisation a été confiée au Service Spécial d'Aménagement de la Haute-Dordogne, sous la direction de *M. Coyne*, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

Cet aménagement a fait l'objet de nombreuses descriptions dans la presse technique[1]. Voici brièvement résumées, les dispositions essentielles de ces ouvrages.

Un barrage-voûte de 90 m de hauteur et de 247 m de développement en crête, construit sur la Dordogne, à 18 km en aval de Bort-les-Orgues, crée un lac artificiel de 230 hectares contenant 47 millions de mètres cubes d'eau, dont 35 millions utilisables.

A 250 m environ en aval du barrage, dans un épanouissement de la vallée dû à la présence de ruisseaux secondaires, a été édifiée la centrale hydroélectrique qui comprend 4 groupes à axe vertical de 34 000 Kw et 2 groupes auxiliaires de 2300 Kw.

La présente note a pour objet la description détaillée d'un mode de construction entièrement nouveau utilisé sur une partie du trajet des conduites forcées.

I. — *Position du problème.*

L'eau est amenée du barrage à l'usine par des galeries souterraines. Des ouvrages de prise d'eau, dont le seuil est à 35 m au-dessous du niveau de la retenue normale, partent deux galeries d'amenée à faible pente, de 6,20 m de diamètre intérieur et de 135 m de longueur environ.

Chacune de ces galeries se subdivise en 2 conduites forcées également souterraines, de 4,40 m de diamètre intérieur dont les longueurs s'échelonnent entre 120 et 150 m.

---

[1] Voir notamment les numéros des 7 Juillet 1934 et 26 Octobre 1935 du „Génie Civil".

Ces conduites souterraines débouchent dans l'usine et sont raccordées aux turbines par des tronçons de conduite métallique de 20 m de longueur.

Les figures 1, 2a et 2b donnent la disposition d'ensemble de ces ouvrages.

Les galeries d'amenée supportent au maximum une pression intérieure de 45 m d'eau; elles traversent une masse rocheuse compacte; aussi a-t-on jugé inutile d'armer le revêtement, qui est constitué par une épaisseur de béton

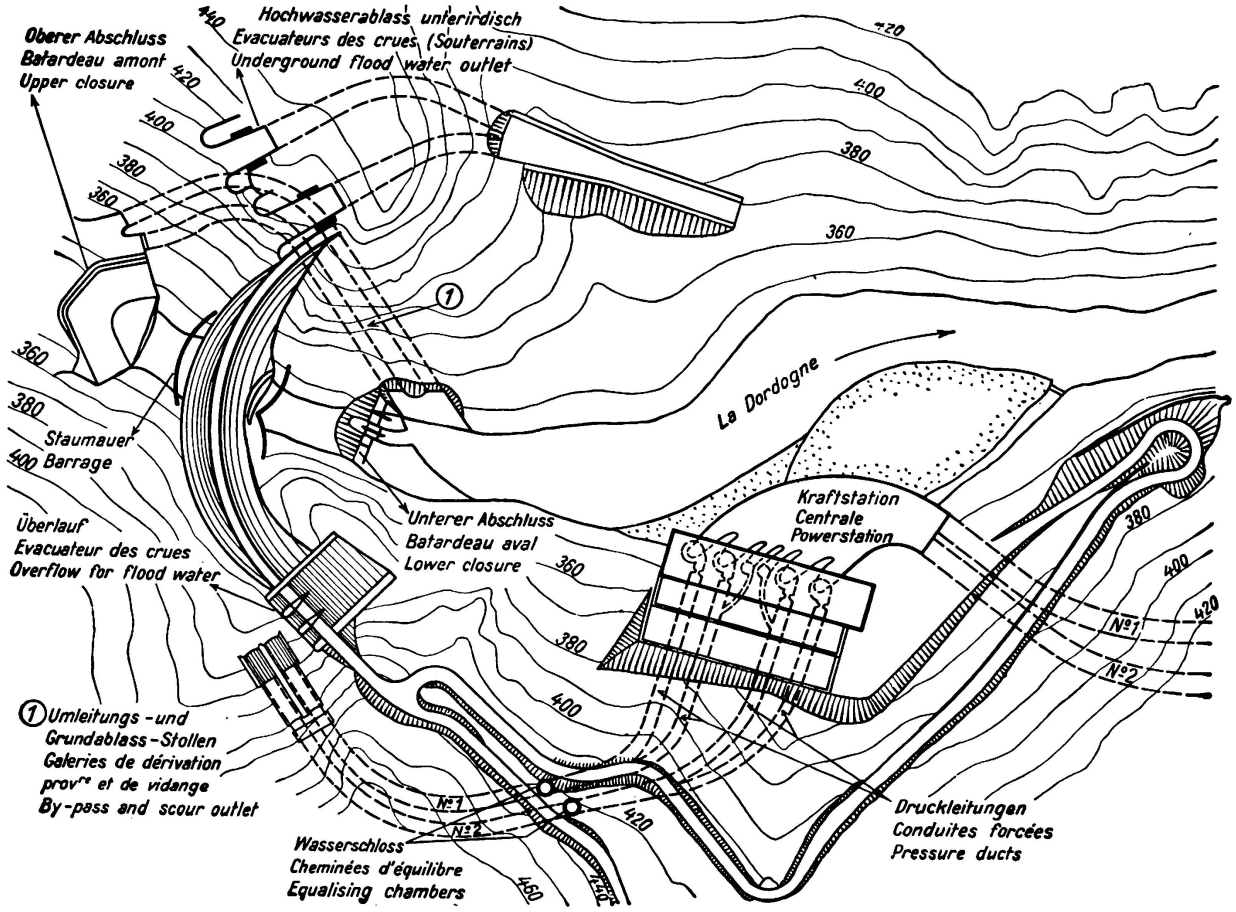


Fig. 1.

Barrage. Plan d'ensemble.

bloqué à pleines fouilles de 0,35 m en moyenne enduit au cement-gun (fig. 3). Une injection assure la liaison béton-rocher et le remplissage des diaclases.

A partir du pied des cheminées d'équilibre, la pression devient plus forte en raison de la pente des galeries et des coups de bélier provoqués par la fermeture brusque des turbines et peut atteindre, à la partie basse 102,50 m dont 72,50 m de charge statique et 30 m de majoration due aux coups de bélier. Dans cette région le rocher est de moins bonne qualité. Le revêtement a donc été fortement armé. Il est constitué par une épaisseur moyenne de 0,35 m de béton ordinaire bloqué au rocher et d'une gunite armée (fig. 4).

L'épaisseur de la couverture rocheuse ayant été jugée suffisante pour qu'on puisse en tenir compte dans la résistance de l'ouvrage, la section des cerces d'acier constituant l'armature de la gunite a été calculée de manière que le métal,

supposé seul pour résister à la pression interne, subisse une fatigue voisine de la limite élastique. En raison du concours apporté à la résistance de l'ouvrage par le revêtement bétonné et la couverture rocheuse, le taux de travail réel est beaucoup plus faible, dans une proportion qu'il était difficile de prévoir mais on était assuré qu'en aucun cas, il ne pouvait dépasser la limite élastique. Dans

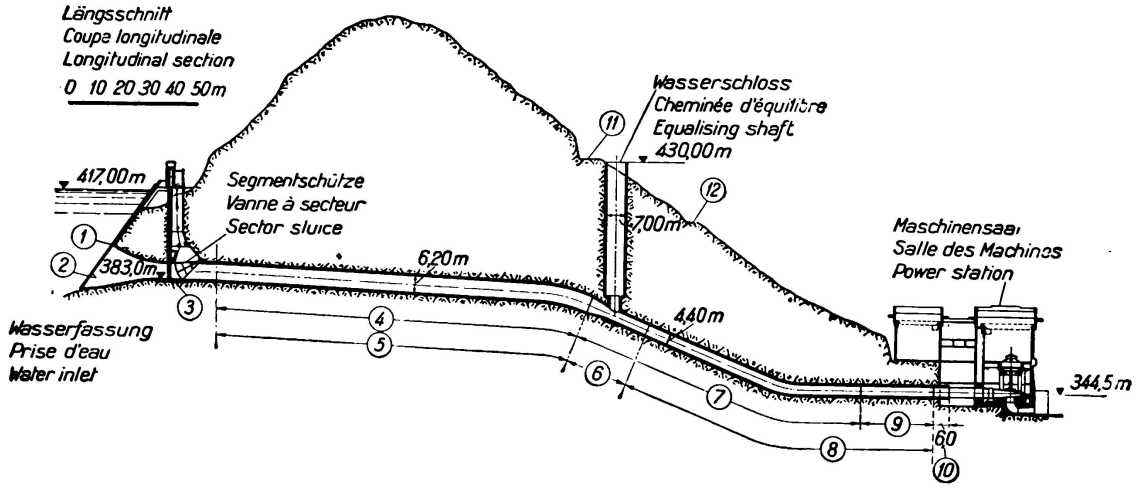


Fig. 2a.

Centrale hydro-électrique de Marèges. Prise d'eau et conduite forcée N° 1.

1) Rails du dégrilleur
2) Grille
3) Batardeau
4) Gunite
5) Galerie d'amenée N° 1
6) Embranchement des conduites 1 et 2
7) Gunite armée
8) Conduite N° 1
9) Zone frettée
10) Ancrage de la conduite métallique
11) Route d'accès au barrage
12) Route d'accès à l'usine.

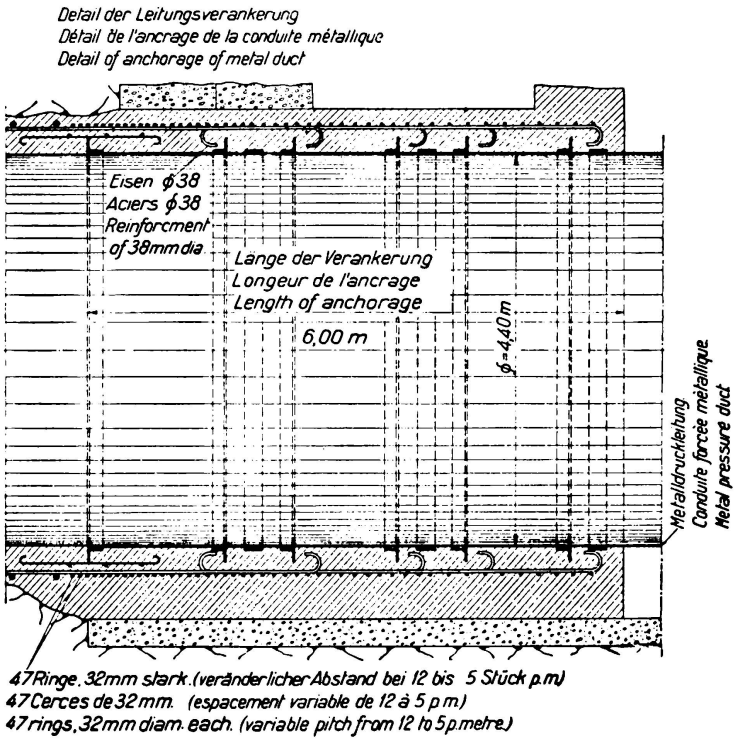


Fig. 2b.

Détail de l'ancrage de la conduite métallique.

cet ouvrage également une soigneuse injection assure la liaison parfaite béton-rocher. Des témoins sonores du système imaginé par *M. Coyne* ont été disposés en plusieurs endroits pour contrôler en service le taux de fatigue des armatures. Le 15 Janvier 1936, ce taux de fatigue s'élevait à 2,500 kg environ par mm², alors que la pression constatée au même moment aurait produit dans les armatures seules une fatigue de 10 kg/mm².

Dans les 30 derniers mètres du parcours, avant de déboucher dans les sous-sols de l'usine, où elles se raccordent avec les conduites métalliques, les galeries souterraines traversent un rocher de qualité médiocre et l'épaisseur de la cou-

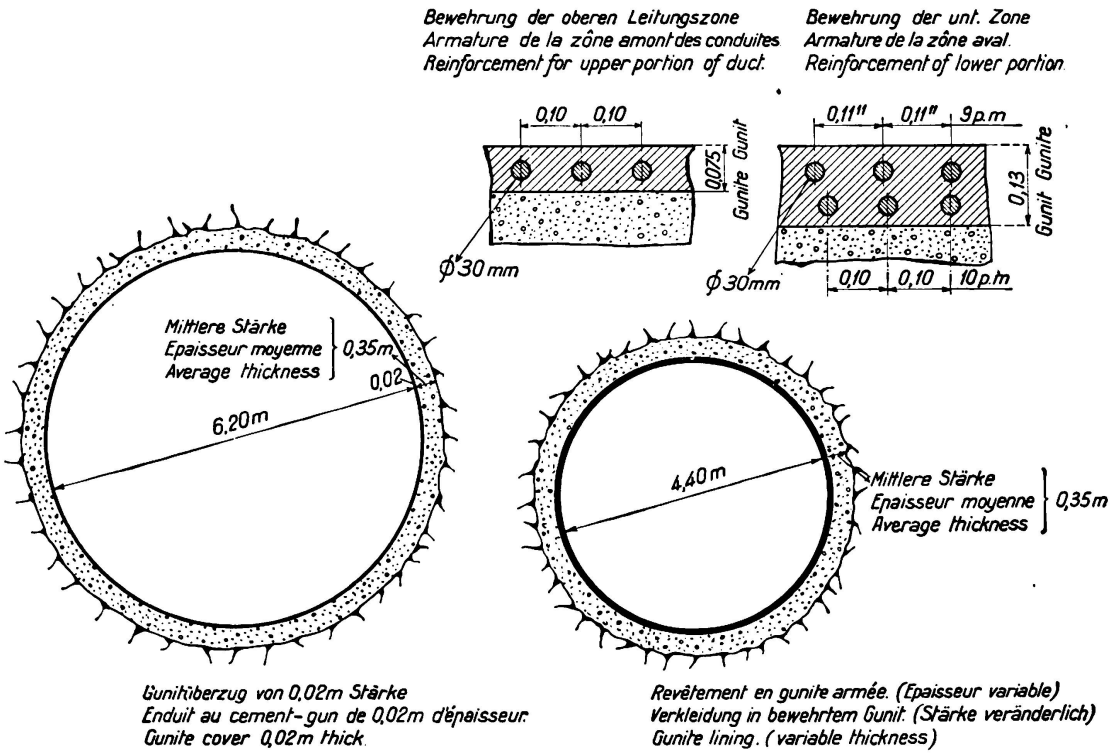


Fig. 3 et 4.

Coupe transversale des galeries d'amenée.
Coupe transversale des conduites forcées et détails d'armatures.

verture rocheuse tombe à 10 m. C'est dans cette zone que la pression de l'eau est la plus forte et peut atteindre 102,50 m y compris le coup de bélier.

Le système de construction adopté pour le reste du parcours n'a pas paru présenter dans cette zone de garanties suffisantes. En effet, tenant pour négligeable, par mesure de sécurité, la résistance de la couverture rocheuse, le problème revenait à donner à la conduite les caractéristiques de résistance d'une conduite à l'air libre.

Or, il n'existe pas, à notre connaissance, de conduites en béton armé, ayant des caractéristiques de diamètre et de pression approchant, même de très loin, des caractéristiques imposées dans notre cas. Les connaissances actuelles sur les conduites en béton armé conduisent les Ingénieurs à respecter les deux règles essentielles suivantes: 1° donner à l'armature une section suffisante pour résister seule à la pression; 2° donner au béton une épaisseur suffisante pour

que sa limite de résistance à l'extension, compte-tenu de la présence des armatures, ne soit pas dépassée. — Cette deuxième règle est essentielle, car une conduite est rendue pratiquement inutilisable par la fissuration. — L'application de ces deux règles dans notre cas aurait conduit à mettre une section d'acier de 200 cm^2 par mètre courant de conduite et à donner au revêtement une épaisseur d'au moins 1 m. Avec un revêtement aussi épais, les règles élémentaires de résistance à la traction simple du béton armé sont-elles applicables? C'est peu probable. Malgré l'importance et le coût de l'ouvrage ainsi réalisé, il n'était pas certain que de graves fissurations ne viendraient pas mettre en cause la bonne tenue de l'ouvrage et ne nécessiteraient pas dès le début de la mise en route de l'usine d'importants travaux de consolidation.

La conduite en béton armé étant rejetée, la seule solution classique consistait à prolonger à l'intérieur du souterrain, sur une trentaine de mètres de longueur, la conduite métallique.

Deux procédés étaient possibles: le premier consistait à disposer la conduite libre dans un souterrain assez grand pour qu'on puisse la visiter à l'extérieur, mais cela conduisait à une excavation énorme, avec l'obligation de la revêtir pour s'opposer aux éboulements du rocher. Le deuxième qui est le procédé le plus classique consistait à bloquer de béton l'espace compris entre la conduite et le rocher, ce qui constitue un travail malcommode et coûteux.

Quelle que soit la solution choisie, le prix de l'ouvrage aurait atteint des chiffres considérables.

C'est dans une recherche d'économie que nous fûmes conduit à chercher une autre solution et à proposer la réalisation d'une conduite en béton ordinaire frettée par des câbles d'acier.

II. — *Premières recherches — expériences préliminaires.*

L'une des plus grosses difficultés à résoudre était de réaliser le frettage en souterrain. Dès le début de l'établissement du projet, on considéra que le frettage devait être nécessairement réalisé sous la forme suivante (fig. 5): le déblai de la galerie étant exécuté sur la totalité de la section les câbles seraient mis en place contre la paroi rocheuse dans des tubes circulaires; puis la conduite serait bétonnée, le béton étant bloqué au rocher, et les tubes noyés dans le béton; après quelques jours de durcissement, le câble serait mis en tension et calé, puis le tube rempli de ciment pour assurer la conservation du métal; une injection entre béton et rocher augmenterait le coefficient de sécurité, en faisant participer le rocher à la résistance de l'ouvrage.

La principale difficulté à résoudre était de déterminer le mode d'attaque des câbles pour leur mise en tension.

Le premier projet (fig. 6) comportait une galerie latérale laissant accessible l'une des extrémités du câble, l'autre extrémité étant noyée dans le béton. Mais avec cette disposition la tension du câble diminue progressivement de l'extrémité soumise à l'attaque des vérins jusqu'à l'autre extrémité, en raison du frottement du câble sur sa gaine.

Des expériences furent dès lors entreprises pour déterminer le coefficient de frottement câble/tôle, et pour essayer de trouver des substances susceptibles de

réduire ce coefficient dans la plus large mesure possible. Nous n'avons pas trouvé de substance réduisant le coefficient de frottement au-dessous de 0,10 à 0,15; en admettant 0,15 la tension à l'extrémité scellée du câble n'atteindrait que

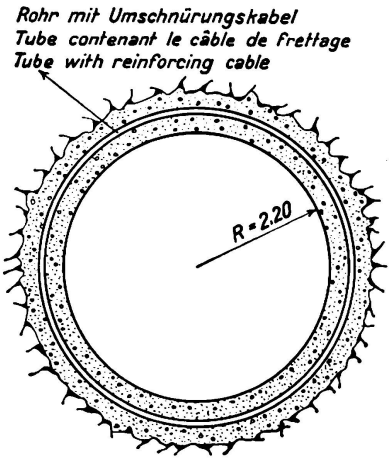


Fig. 5.
Coupe schématique d'une conduite frettée.

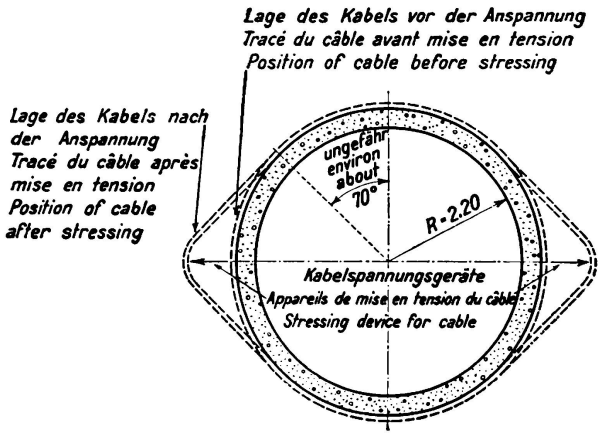


Fig. 7.
Deuxième projet schématique de frettage.

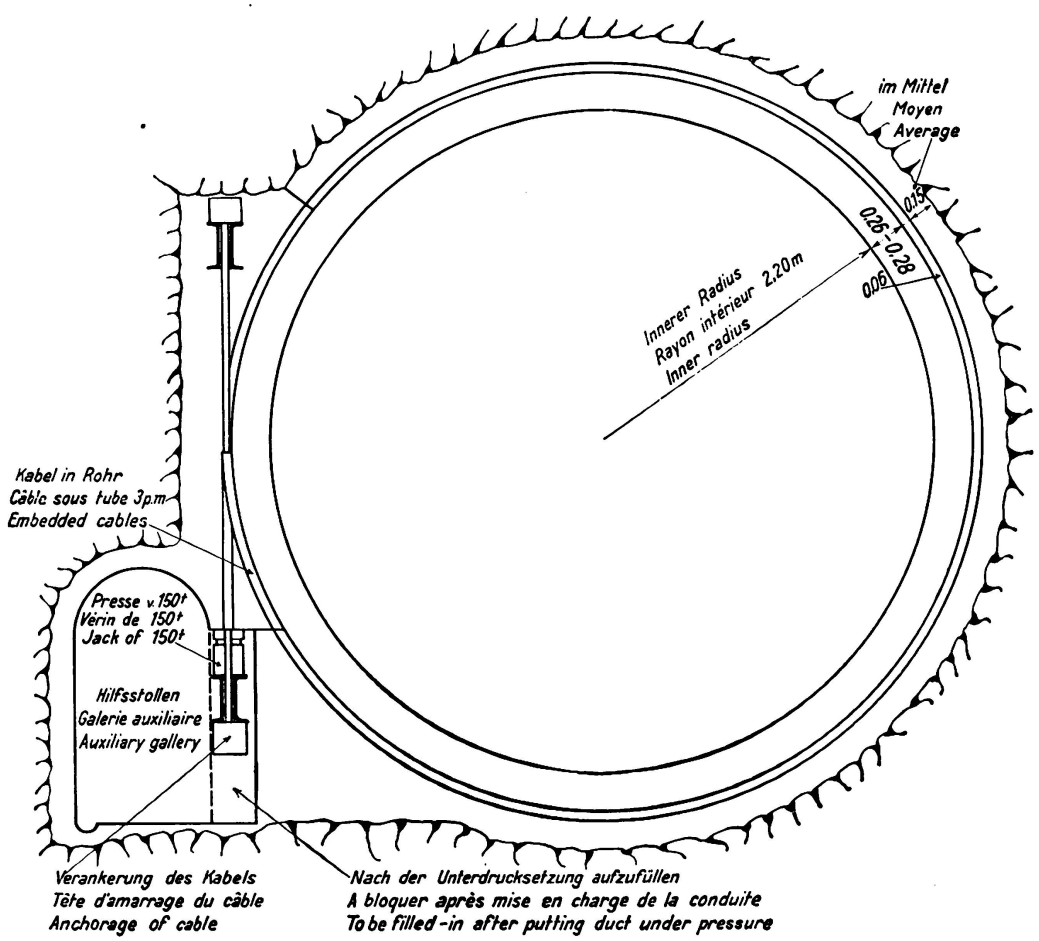


Fig. 6.
Projet de frettage, par mise en tension de câbles métalliques, d'une conduite forcée souterraine.

la fraction $\frac{1}{e^{2\pi \times 0,15}} = 0,385$ soit le tiers environ de la tension exercée par les vérins à l'autre extrémité. Une telle irrégularité de tension ne crée pas dans la conduite de flexions susceptibles de la fissurer: la courbe des pressions reste très bien centrée et ne s'écarte de la fibre moyenne que de quantités très petites, mais il n'en reste pas moins que le câble est très mal utilisé. Pour améliorer ce dispositif, il faudrait tout au moins rendre libres les deux extrémités du câble, de manière à les soumettre toutes les deux à l'action des vérins et à réduire à une demi-circonférence la longueur de la surface frottante. Le rapport des tensions extrêmes du câble s'élèverait alors à $\frac{1}{e^{\pi \times 0,15}} = 0,62$ soit une réduction de 38 %.

Il doit être possible d'aller plus loin dans cette voie notamment en utilisant des graphites pour le graissage du câble, mais nous n'avons pas poursuivi cette

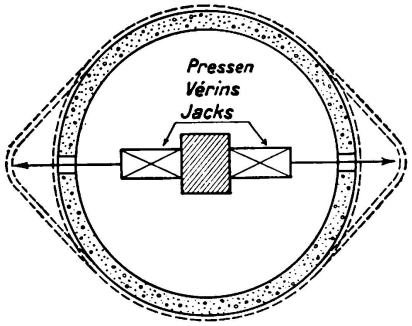


Fig. 8.
Schéma.

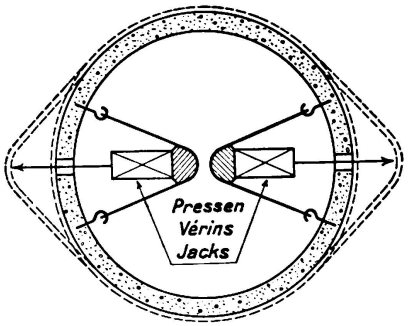


Fig. 9.
Schéma adopté.

recherche car une suggestion particulièrement intéressante nous a été faite à cette époque par *M. Guerrier,* Ingénieur des Entreprises *Léon Ballot,* suggestion qui nous a permis de donner à l'opération du frettage une forme très pratique et où le coefficient de frottement ne joue plus qu'un rôle tout à fait secondaire: *M. Guerrier* nous a proposé de mettre le câble en tension en déformant son tracé comme l'indique la fig. 7.

Cette disposition permet de placer les vérins à l'intérieur de la conduite elle-même et de supprimer la galerie auxiliaire. Les effets du frottement du câble sur sa gaine se trouvent réduits à une portion de circonférence ayant environ 70° d'angle au centre.

Le dispositif qui pouvait paraître le plus simple à priori consistait à appuyer les deux vérins l'un contre l'autre (fig. 8); mais le câble ne portant sur la conduite que sur une partie de la circonférence, crée une tendance à l'ovalisation: la courbe des pressions s'éloigne d'une manière considérable de la fibre moyenne. Pour rétablir un équilibre élastique tel que la courbe des pressions reste voisine de la fibre moyenne, on aurait pu songer à ajouter des tirants dont l'état de tension aurait été minutieusement réglé à chaque instant de l'opération. Cette condition est extrêmement délicate à remplir et n'a pas paru compatible avec une réalisation pratique. On a jugé préférable d'adopter le dispositif consistant à laisser les deux vérins indépendants l'un de l'autre, chacun d'eux prenant appui sur la conduite elle-même à l'aide de câbles scellés comme l'indique la fig. 9.

Ce point essentiel étant réglé, le projet du frettage a pris la forme définitive indiquée sur la fig. 10. Le tube de protection du câble présente sur les deux extrémités du diamètre horizontal deux épanouissements en forme de boîte plate permettant au câble de prendre la déformation nécessaire pour sa mise en tension. A la partie basse, les deux extrémités du câble sont munies de culots d'ancrage

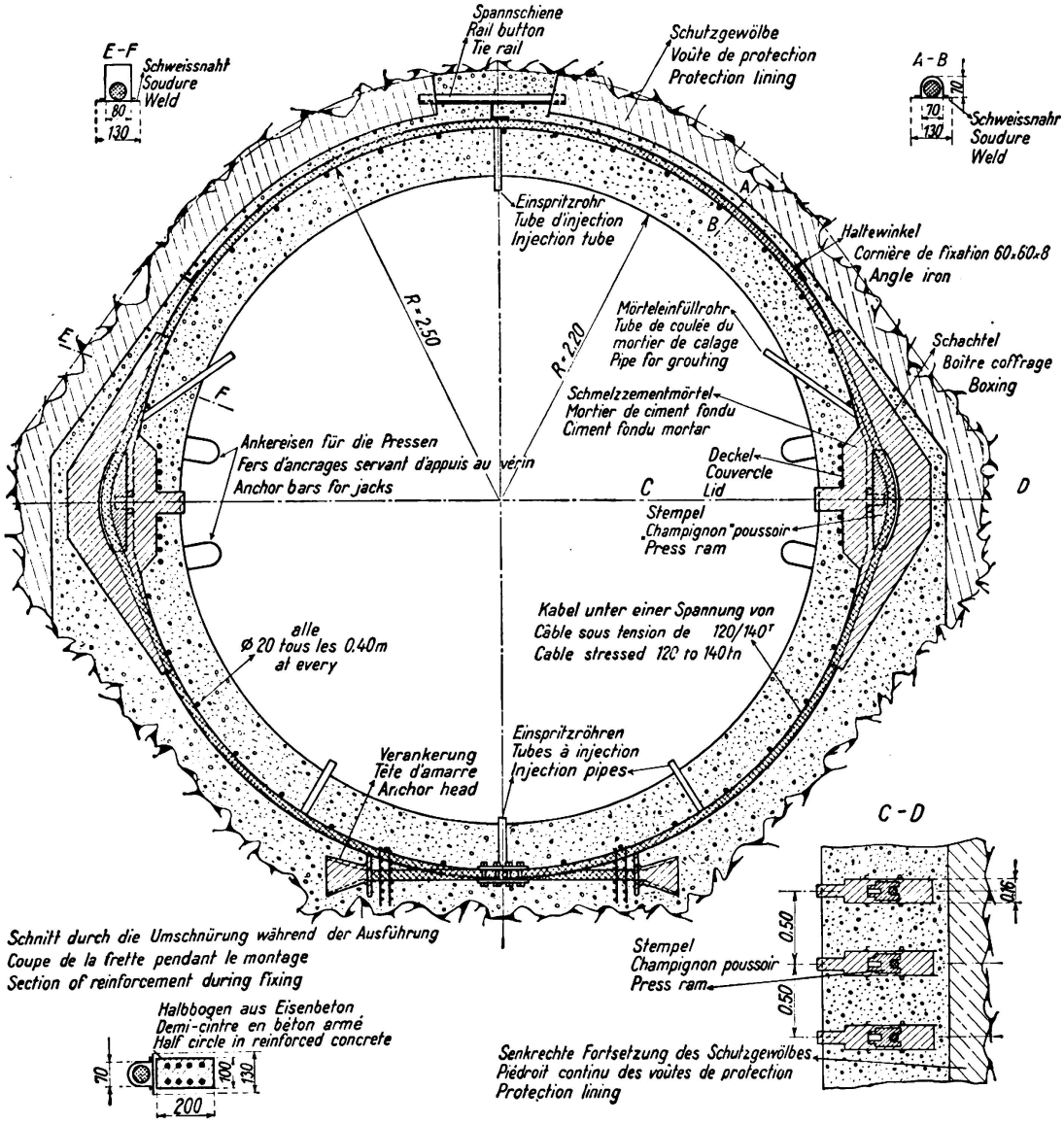


Fig. 10.

Conduites forcées. Partie frettée. Coupe sur une frette.

en acier coulé noyés dans le béton et s'appuyant l'un sur l'autre par l'intermédiaire de ce béton. A son passage dans les boîtes latérales, le câble est accessible aux vérins placés à l'intérieur de la conduite, grâce à un orifice ménagé à cet effet; les vérins exercent leur action sur le câble par l'intermédiaire de pièces en acier coulé, appelées champignons, enfermées dans les boîtes et dont l'objet est de donner au câble, dans la zone déformée, un rayon de courbure assez grand pour empêcher la rupture des fils par flexion. Les vérins prennent appui

sur la conduite par l'intermédiaire de fers d'ancrage encadrant les boîtes. Tous ces dispositifs seront décrits en détail plus loin.

Le projet ainsi conçu présente un certain nombre de hardiesses, qui ne permettaient pas de se lancer dans une réalisation en grand, sans que des essais préalables eussent donné des apaisements suffisants:

Tout d'abord l'importance et l'encombrement du matériel mis en oeuvre autour de chaque câble entraînaient l'obligation de réduire dans toute la mesure possible le nombre de câbles par m courant de conduite; diverses conditions nous ont conduit à fixer ce nombre à deux, chaque câble devant être tendu à 110 t au moins. Mais comment se comporterait une conduite en béton soumise à des charges localisées aussi élevées? Seule l'expérience pouvait le dire.

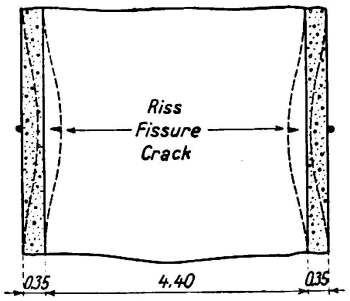


Fig. 11.

Déformation longitudinale d'une conduite frettée localement.

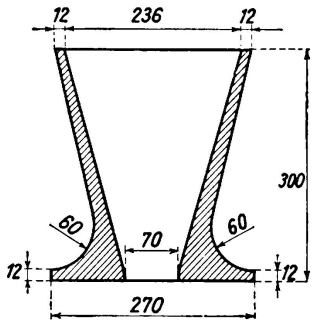


Fig. 12.

Coupe d'un culot d'ancrage.

D'autre part: la théorie montrait bien que malgré la localisation d'efforts résultant de l'attaque du câble par les vérins en deux points seulement de la circonférence, la courbe des pressions restait très voisine de la fibre moyenne. Mais ce fait méritait d'être vérifié expérimentalement.

Enfin, l'expérience seule pouvait dire comment se comporterait le béton sous l'énorme pression locale exercée par le câble et de quelle importance serait l'empreinte du câble dans le béton.

On décida donc de faire un essai en vraie grandeur sur un cylindre vertical de 4,40 m de diamètre et de 25 cm d'épaisseur très peu armé. Les conclusions essentielles qu'on en a tirées sont les suivantes:

1° — Une seule fissure a été observée, lorsque la tension du câble a atteint 125 t, fissure de flexion ne présente en réalité, aucun caractère de gravité pour câble. C'est une fissure due à la flexion longitudinale des parois (fig. 11). On en déduit que, dans les conditions de l'expérience, si on veut pousser la tension des câbles au delà de 125 t, il faut s'abstenir de mettre en tension un câble isolé, et effectuer la mise en tension simultanée de plusieurs câbles voisins. On voit d'ailleurs immédiatement que, un câble ayant été tendu par exemple à 120 t, de manière à éviter la fissuration, les forces de traction qui tendent à produire cette fissuration décroissent beaucoup au fur et à mesure de la mise en tension des câbles voisins, de sorte que, le frettage de la conduite étant terminé, il n'y a plus aucun danger que la fissuration se produise par la suite. Il convient d'ailleurs d'ajouter que cette

fissure de flexion ne présente, en réalité, aucun caractère de gravité pour la conduite, mais nous avons cependant tenu à l'éviter.

2° — La tension du câble ayant été poussée jusqu'à 156 t aucune autre fissure n'est apparue et notamment aucune fissure longitudinale; de telles fissures n'auraient pas manqué de se produire si la courbe des pressions était sortie du tiers central de la section.

3° — Les appareils de mesure disposés sur la surface (témoins sonores de *M. Coyne)* ont montré que, dans le sens longitudinal, la fatigue du béton se répartissait sur une longueur de 1 m de part et d'autre du câble, bien que l'épaisseur de la paroi ne fût que de 0,25 m. Ce résultat donnait tout apaisement sur le projet définitif comportant des câbles espacés de 0,50 m pour une épaisseur minimum de paroi de 0,40 m: on était sûr, dès lors, que malgré la concentration du frettage en un petit nombre de câbles très fortement tendus, la compression du béton serait pratiquement uniforme.

4° — Enfin, on put constater que la câble et sa gaine ne laissaient pas sur la surface du béton d'empreinte sensible.

Les essais ayant parfaitement réussi, il fut décidé de passer à l'application du procédé sur une longueur de 28,50 m à la partie basse de chaque conduite forcée, soit en tout 114 m.

D'autres essais furent également effectués pour fixer certains détails du projet.

L'une des premières questions à résoudre était de définir un dispositif économique de fixation du câble à ses extrémités. Une solution à priori possible consistait simplement à noyer ces deux extrémités dans le béton de la conduite elle-même, en comptant sur l'adhérence pour assurer l'ancrage. Il était nécessaire dans ce cas de détoronner complètement le câble sur une certaine longueur aux deux bouts, car on ne peut pas compter sur l'adhérence d'un câble ou d'un toron, un effort de traction produisant une diminution sensible du diamètre. Mais ces innombrables fils enchevêtrés les uns dans les autres auraient rendu difficile le bétonnage de la conduite. On a donc jugé préférable de terminer le câble par des culots analogues à ceux qu'on emploie dans la construction des ponts suspendus. Les essais ont montré que des culots en acier coulé pesant 30 kg (fig. 12) étaient largement suffisants pour supporter un effort de traction supérieur à 220 t. Aucune rupture de culot, ni aucune rupture d'adhérence des fils n'a pu être constatée. Le câble s'est toujours rompu à sa limite normale de rupture; de plus il ne s'est presque jamais rompu à sa sortie du culot: ce point paraissait cependant à priori légèrement affaibli par la courbure des fils. Ajoutons que, au lieu de faire le remplissage en métal fondu comme on le fait habituellement pour les ponts suspendus, nous l'avons effectué en mortier de ciment et le résultat est tout à fait probant. Nous avons également réussi à faire des culots entièrement en béton armé, mais notre choix s'est porté finalement sur le culot en acier.

Un autre problème très important était d'effectuer le calage des câbles après mise en tension, calage à interposer entre le champignon en acier et le couvercle de la boîte plate et permettant la libération des vérins. Il était impossible d'introduire dans cet espace un corps façonné d'avance, on ne pouvait qu'y couler une

matière fluide susceptible de faire prise, et il fallait que cette matière fût capable d'acquérir en peu de temps une résistance suffisante pour supporter une compression de plus de 100 kg/cm². Après quelques essais infructueux de calage au sable sec, notre choix s'est fixé définitivement sur un calage au mortier de ciment fondu qui nous a donné toute satisfaction: Au bout de 6 ou 7 h après la coulée, on peut sans danger enlever les vérins; le ciment ainsi coulé dans une boîte complètement close de toute part et fretté en quelque sorte dans toutes les directions ne subit qu'un tassement minime au moment de l'enlèvement des vérins (moins d'un millimètre, alors que la déformation subie par le câble pour sa mise en tension est d'environ 13 cm).

Des essais furent en outre effectués sur les câbles pour déterminer leur allongement élastique et leurs déformations permanentes, de manière à calculer notamment la profondeur à donner aux boîtes plates. Ces essais nous ont montré que l'on pouvait compter sur une déformation à peu près élastique, le coefficient d'élasticité étant environ la moitié de celui de l'acier.

Signalons enfin les essais de perte de tension du câble avec le temps, qui nous ont montré que cette porte ne pouvait pas atteindre de chiffres bien considérables, et qui nous ont simplement incités à pousser la tension à 135 t, au lieu des 110 t strictement nécessaires.

III. — *Description détaillée du dispositif.*

Dans ce chapitre, nous allons passer en revue tous les détails du projet d'exécution, et indiquer brièvement les raisons qui nous ont conduit à ces dispositions:

1° — *Câbles:* Ainsi qu'il est dit au dernier alinéa du chapitre précédent, les câbles ont été tendus à 135 t. Cela nous a conduit à prendre des câbles ayant une résistance à la rupture de 220 t. Le taux de travail, voisin de la limite élastique, peut paraître élevé en comparaison des taux admis usuellement dans les constructions. En réalité, au moment de la mise en tension du câble, on règle la tension à un chiffre parfaitement connu; l'essai de frettage d'un cylindre vertical nous avait montré que le câble ne présentait en aucun point de flexions susceptibles de réduire sa charge de rupture; il n'y a donc pas lieu de craindre que le taux de travail réel puisse être supérieur au taux de travail prévu, et par conséquent de conserver dans cette opération une marge exagérée de sécurité. D'ailleurs dans les instants qui suivent la mise en tension et le calage, la tension du câble ne peut avoir que tendance à diminuer. Une fois le calage effectué, l'anneau de béton comprimé et le câble, dès lors solidaires, subissent sous l'action de la pression d'eau intérieure des allongements égaux, mais ces allongements sont très faibles: la pression statique donne au câble un supplément de tension qu'on peut évaluer à 3 t environ, et le coup de bélier une augmentation de 1 t appliquée progressivement pendant la durée de la fermeture des aubes, soit 4 secondes environ. Ce sont ces suppléments de tension, par rapport à la tension initiale de 135 t qui constituent les seules forces mal connues du problème et pour lesquelles on dispose d'un très large coefficient de sécurité.

Les câbles sont constitués de 6 torons de 19 fils clairs de 4,15 mm de diamètre et de 130 kgm/mm² de résistance à la rupture.

2° — *Culots d'ancrage:* La fig. 12 déjà commentée au chapitre II indique clairement la solution adoptée.

3° — *Tubes et Boîtes plates:* L'organe de protection du câble comprend trois tronçons de tube et deux boîtes plates. Pour la commodité de l'exécution, dont le détail est donné plus loin, les tronçons de tube ont été faits en deux parties: un demi tube dont la section est en forme de Ω et un plat de fermeture; le demi tube est cintré au rayon de 2,50 m.

Les boîtes plates dont l'objet est de permettre la déformation du câble sont constituées comme l'indique la fig. 13; elles sont en deux parties: boîte proprement dite et couvercle, ce dernier muni d'un tube court formant orifice d'accès au câble après bétonnage.

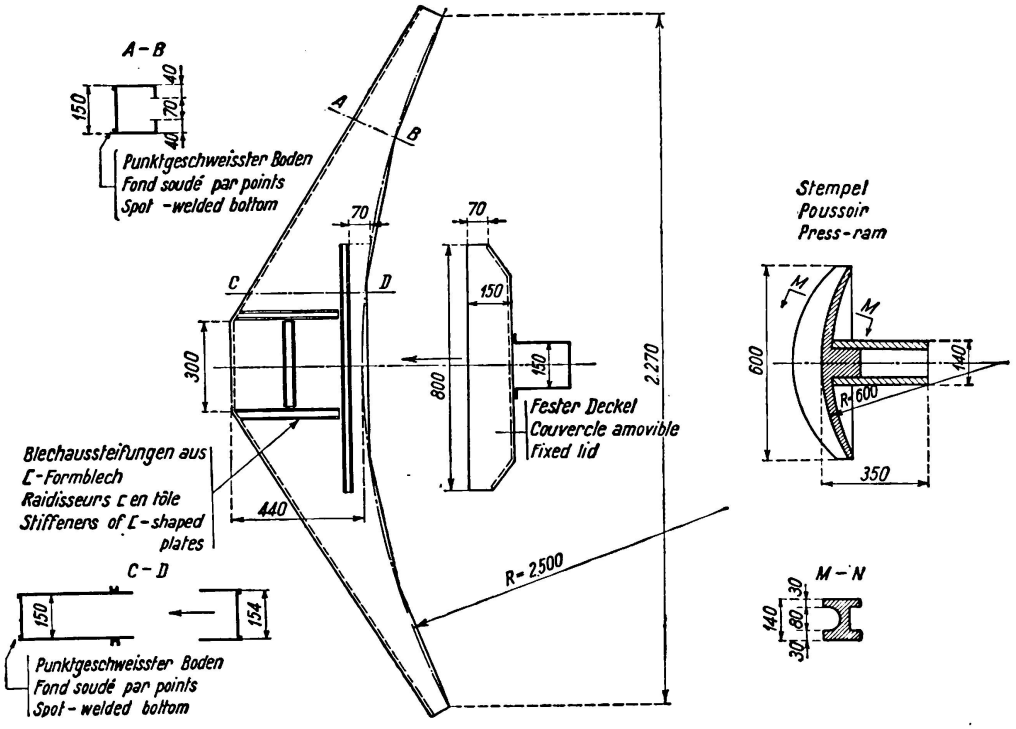


Fig. 13.

Conduites forcées. Boîte métallique pour procédé de frettage.

4° — *Champignons:* Le champignon en acier coulé (fig. 14) est logé dans la boîte; c'est par son intermédiaire que le vérin agit sur le câble, et il a pour objet de donner au câble un rayon de courbure acceptable. C'est le mortier coulé entre le champignon et le couvercle de la boîte qui forme calage permettant l'enlèvement des vérins.

5° — *Armatures:* Aucune armature circulaire n'a été prévue; quelques barres de 20 mm espacées de 0,40 m forment une très légère armature longitudinale, que nous considérons d'ailleurs comme superflue étant donnée l'étendue de la répartition longitudinale de l'effort exercé par chaque cerce. Cette armature longitudinale est considérablement renforcée à l'extrémité aval de la partie frettée par les fers d'ancrage des conduites métalliques.

Les ferraillages les plus importants sont ceux que nécessite d'une part l'ancrage des vérins, d'autre part la réaction permanente du câble s'exerçant, au

droit des boîtes plates, sur la faible épaisseur de béton restant entre le couverte des boîtes et l'intrados de la conduite forcée.

La fig. 15 dans laquelle sont représentés en outre les fers longitudinaux de 38 mm formant ancrage de la conduite métallique, montre le dispositif adopté.

Au milieu de chaque intervalle entre deux câbles consécutifs: deux étriers de 28 mm dont les plans sont parallèles et distants de 7 cm, constitués chacun d'une

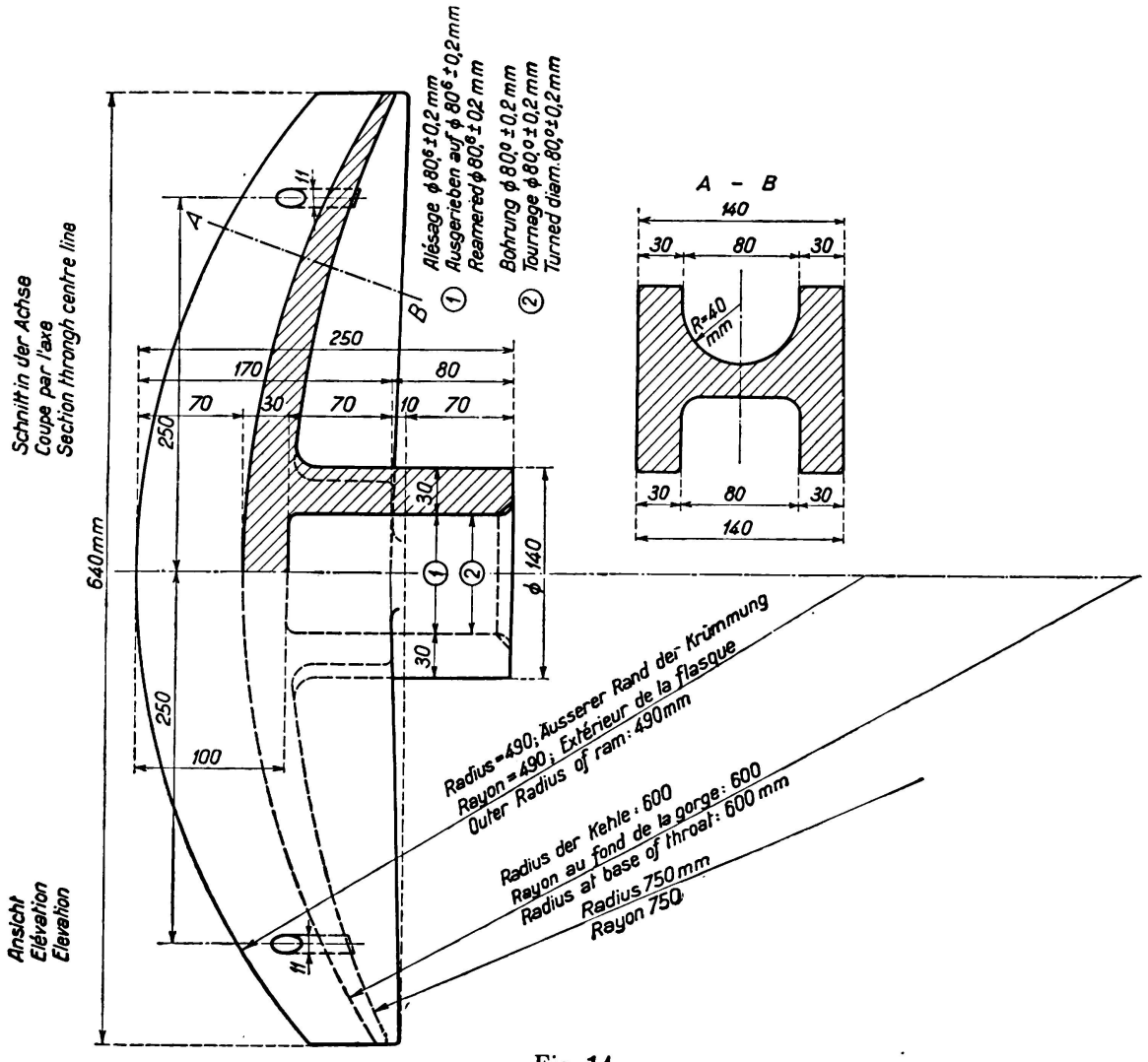


Fig. 14.

Frettage des conduites forcées. Poussoir.

seule pièce, laissent sortir à l'intérieur de la galerie deux boucles de 150 mm de diamètre à 0,325 m au-dessus et au-dessous de l'axe horizontal de la conduite. Le vérin chargé de mettre le câble en tension peut ainsi prendre appui sur 4 boucles doubles dont chacune doit pouvoir supporter un effort de traction de 30 t en travail normal.

Les fers chargés de reporter dans toute l'épaisseur de la conduite la pression de 100 à 120 t exercée, après calage, par le champignon sur la languette de béton enrobant le couvercle de la boîte, sont placés horizontalement et réalisent par leur courbure régulière à grand rayon un frettage de cette languette.

Enfin, devant chaque culot d'ancrage des extrémités de câbles une double grille en fers de 8 mm à maille de 6 cm assure un frettage du béton qui est fortement comprimé par le culot (fig. 10).

6° — *Chariot porte-vérins:* Les vérins sont portés par un chariot roulant sur une voie provisoire. Deux chariots ont été utilisés, l'un porte deux vérins, l'autre quatre (fig. 16).

Chaque vérin repose sur un sommier métallique porté par le chariot, mais libre de ses mouvements par rapport à celui-ci avec un jeu de 10 à 15 mm dans tous les sens. Le sommier est traversé par deux tiges filetées de 110 mm avec écrou, placées de part et d'autre du vérin, sur une même horizontale et à 25 cm

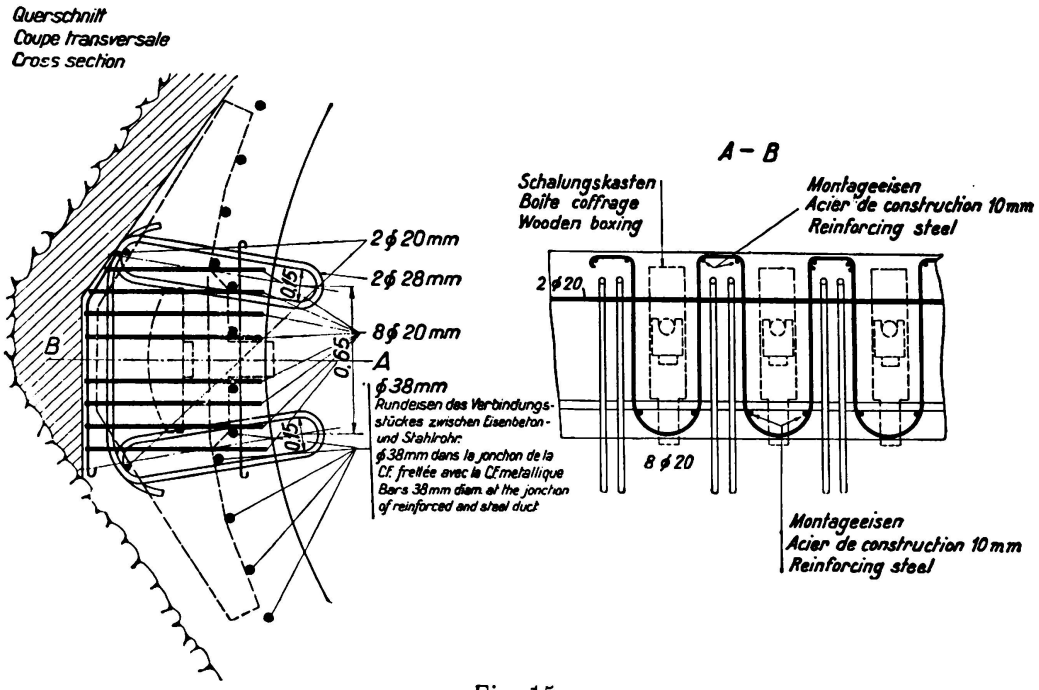


Fig. 15.

Conduites forcées. Partie frettée. Ferraillage au droit des poussoirs.

de celui-ci; chacune de ces tiges porte une fausse poulie sur laquelle passe un câble muni de boucles à ses extrémités et qu'on peut fixer à l'aide d'axes, rondelles et goupilles aux boucles d'ancrage décrites au paragraphe 5 ci-dessus.

En position de repos, les vérins sont portés par un dispositif de pointage à vis qui permet de les diriger rapidement dans l'axe de l'orifice d'accès au câble. En position de travail, ils prennent appui sur les ancrages et les jeux dont dispose le sommier assurent la non-participation du chariot aux efforts développés.

IV. — *Réalisation du frettage.*

1° — *Préparation des câbles de frettage:* Les câbles sont approvisionnés en longueur de 18,50 m, chaque longueur étant nécessaire et suffisante pour former une frette. Ils portent une ligature à 32 cm de chaque extrémité. On enfile à chacune d'elles un culot d'ancrage, puis on détoronne le câble en fils, qu'on termine en crochets et le chignon ainsi préparé est scellé dans le culot avec

du mortier de ciment fondu au dosage de 50 kg pour 50 kg de sable de 0 à 5 mm. La fig. 17 montre les phases de ce travail.

2° — *Préparation des frettes: M. Pfaff,* Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat, qui a mis au point toute la réalisation du frettage, a eu l'idée de constituer les cerces d'une manière rigide avant leur transport en souterrain, plutôt

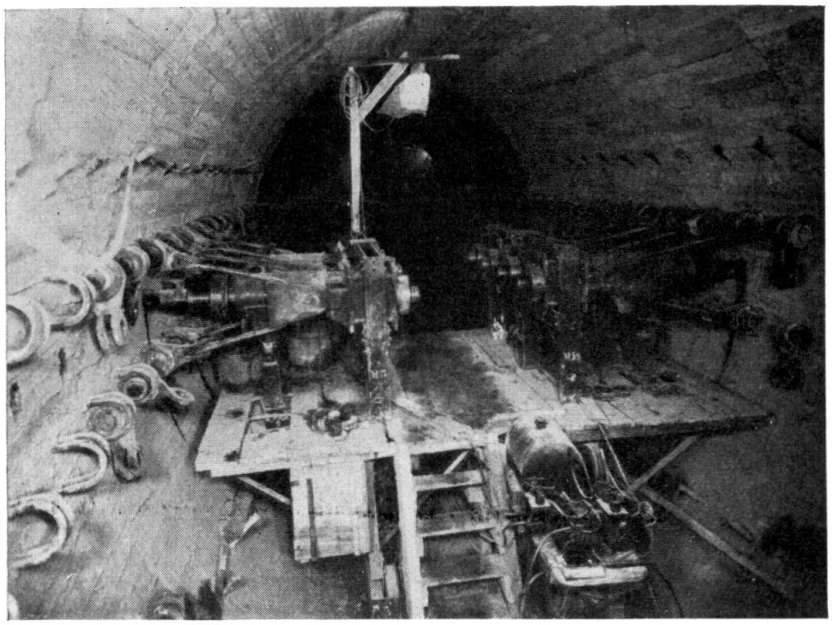


Fig. 16.

Chariot porte-vérins.

que de faire sur place l'assemblage des câbles, des gaines et des boîtes, qui se serait révélé fort malaisé.

Il a donc construit en dehors du souterrain une plateforme d'assemblage composée de deux demi-cintres mobiles en béton armé de ciment fondu au rayon extérieur de 2,50 m, placés horizontalement à 1 m du sol (fig. 18).

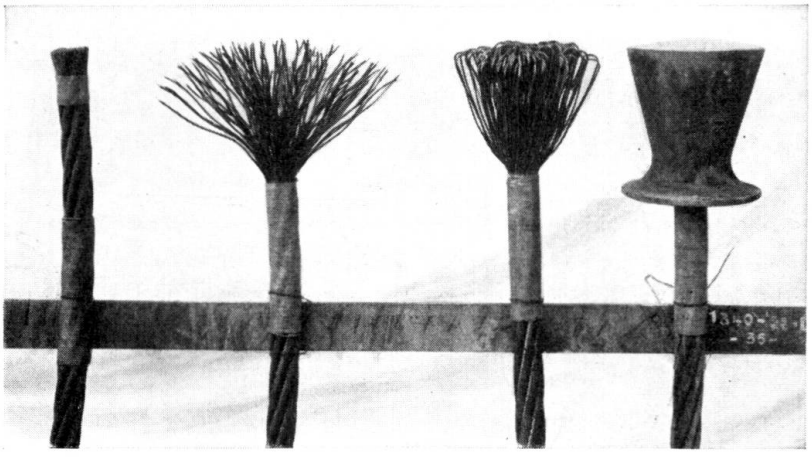


Fig. 17.

Exécution des culots d'ancrage.

Le câble est d'abord mis en place autour de ce cintre et posé provisoirement sur des cales; puis les trois éléments de plat de fermeture des gaines sont introduits entre le câble et le cintre, ensuite les deux extrémités du câble sont serrées, à leur point de rencontre, à l'aide d'une mordache, deux vérins à vis placés entre les extrémités des demi-cintres sont alors actionnés pour tendre légèrement le câble et lui donner exactement le diamètre de 5,00 m. Enfin, les gaines en Ω, et les boîtes sans leurs couvercles, sont mises en place et soudées par points au plat de fermeture.

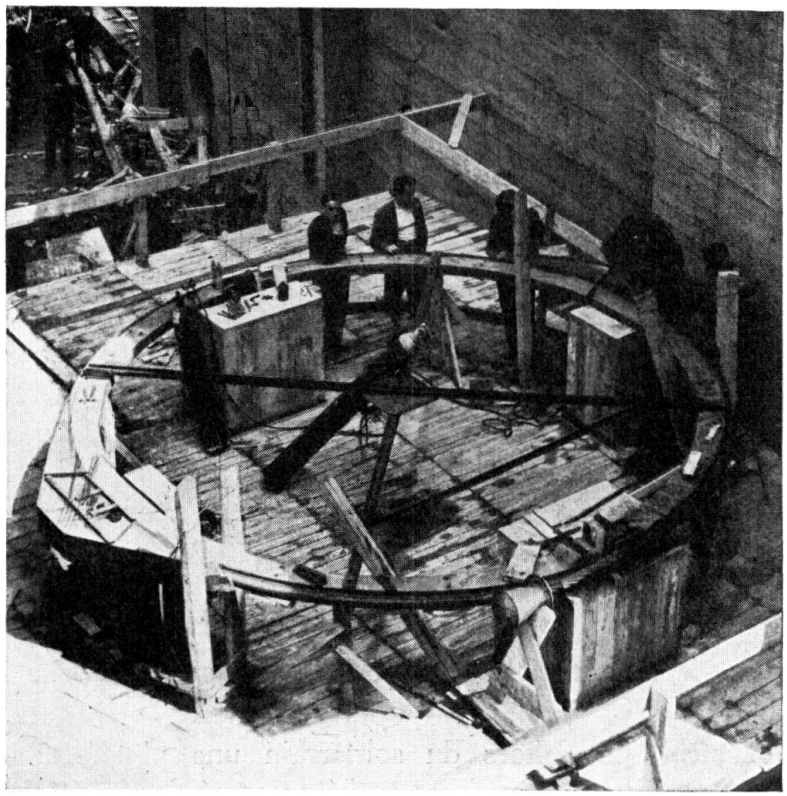


Fig. 18.

Préparation d'une frette.

La préparation d'une frette demande moins de trois heures et l'erreur commise sur le diamètre est seulement de quelques millimètres.

3° — *Mise en place des frettes:* L'ensemble rigide ainsi constitué, pesant environ 600 kg, doit être transporté et mis en place dans le souterrain, dont le gabarit est à peine plus grand. Il y est amené par un derrick, et transporté par un chariot roulant sur deux voies latérales (fig. 19). Puis on procède au réglage et à la fixation des frettes sur quelques cours de cornières scellées au rocher pour éviter les déplacements ultérieurs (fig. 20).

4° — *Suite des opérations de construction:* On bétonne d'abord la partie inférieure de la conduite, puis on met en place les champignons poussoirs, les couvercles des boîtes, les armatures. Les fig. 21 et 22 montrent l'aspect de la conduite après ces opérations.

Le bétonnage est alors effectué. On l'a réalisé en béton de gravier cassé de

70 mm, sauf dans les parties armées où il a fallu descendre à 30 mm. Le dosage adopté a été de 400 kg de ciment métallurgique «Portland de fer».

5° — *Mise en tension et calage des frettes:* Au bout d'une quinzaine de jours de durcissement, on procède à la mise en tension des frettes (fig. 16). Le chariot

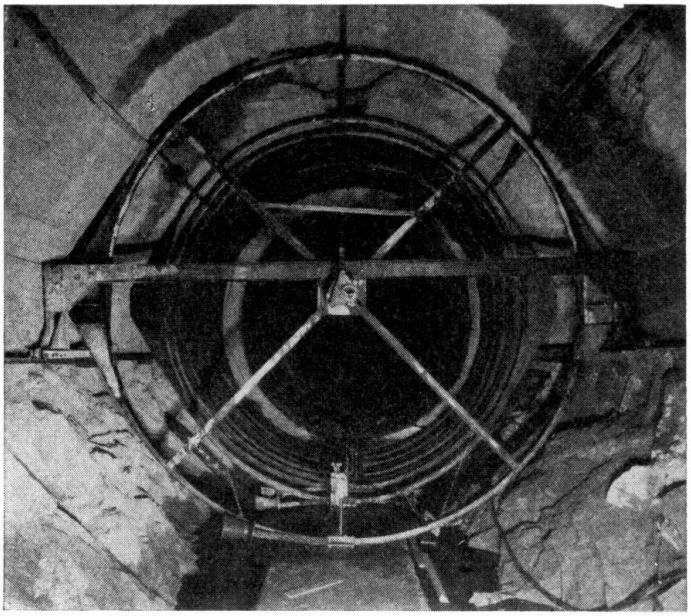


Fig. 19.

Mise en place des frettes.

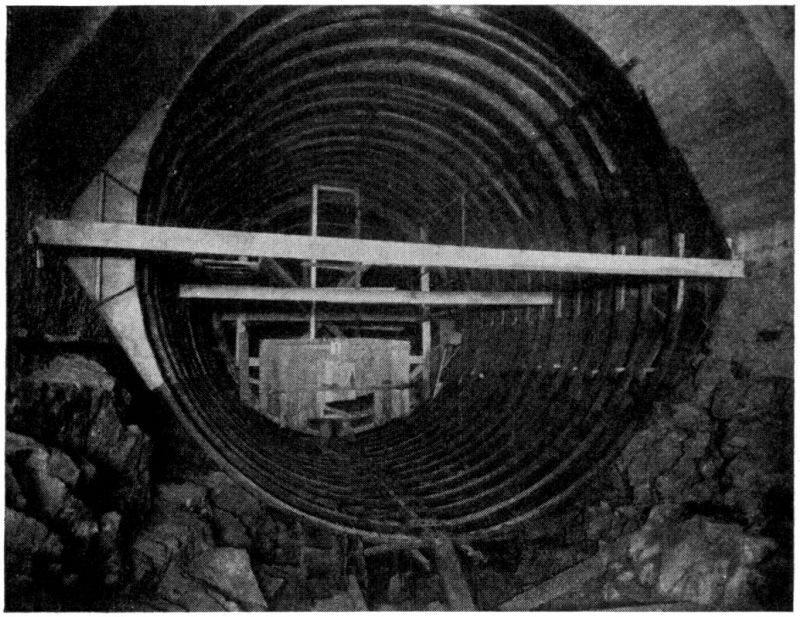


Fig. 20.

Vue des frettes après réglage.

porte-vérins est amené devant le câble à mettre en tension, chaque vérin est pointé vers l'orifice du couvercle de la boîte plate; une tige poussoir est interposée entre le champignon et la tige du vérin, et le vérin calé en position. Les élingues latérales

sont accrochées aux boucles d'ancrage et légèrement tendues à l'aide des écrous des tiges filetées.

On introduit alors dans le corps du vérin la pression d'huile pour la mise en tension du câble, en mettant en route une petite pompe électrique, qui agit

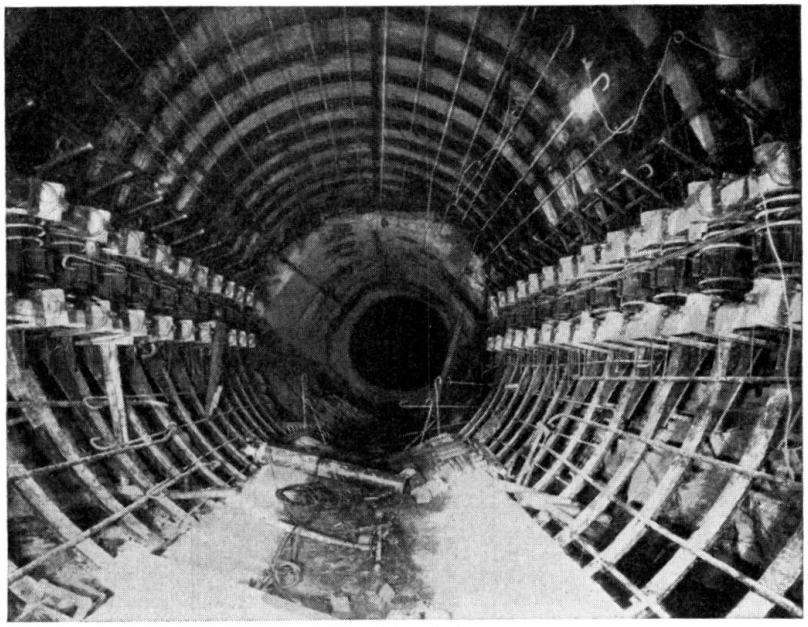


Fig. 21.
Vue de la conduite avant bétonnage.

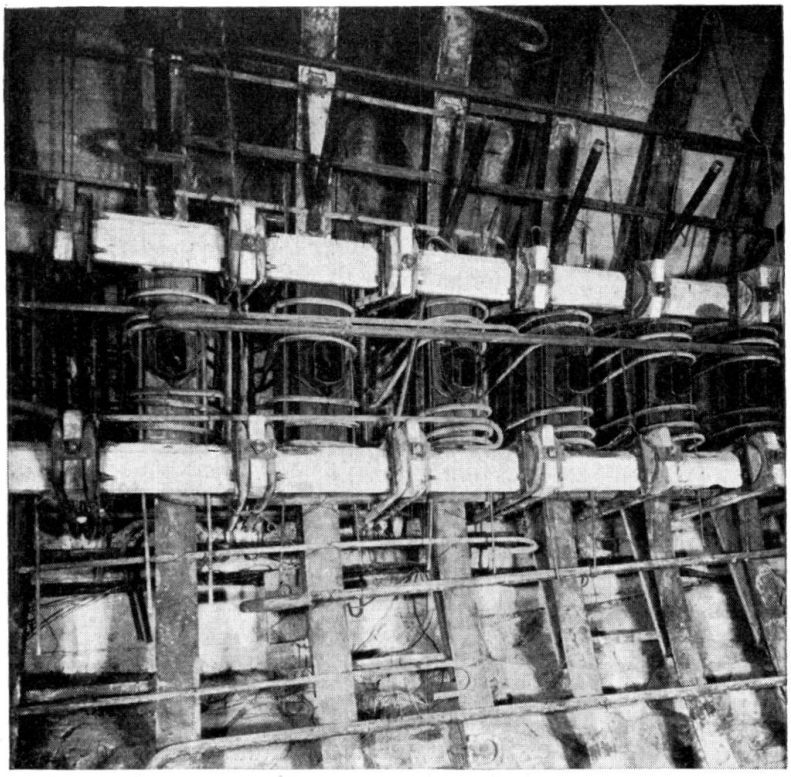


Fig. 22.
Vue des boîtes et des armatures avant bétonnage.

simultanément sur les deux vérins se faisant vis à vis. Un abaque donne à chaque instant la valeur de la tension du câble en fonction de la poussée exercée par le vérin et de la déformation imprimée au câble, mesurée par l'enfoncement du champignon poussoir. Lorsque la tension du câble atteint 135 t environ, on cale les vérins sur leur écrou de sécurité et on remplit les boîtes plates de mortier au $^1/_3$ de ciment fondu, en le coulant par un petit tube ménagé à la partie supérieure des boîtes. Au bout de 7 h environ, le mortier est assez résistant pour supporter la réaction du câble qui est de l'ordre de 100 t. On enlève alors les vérins avec précaution, et on passe au câble suivant. Ajoutons que l'enfoncement du champignon est de l'ordre de 13 cm et que le retour en arrière au décalage n'est que de 1 mm environ, ce qui correspond à une perte infime de tension du câble.

Le total de l'opération de mise en tension ne dépasse pas 12 h, ce qui permet, en travail continu de tendre deux câbles par jour avec une paire de vérins.

6° — *Parachèvement de la conduite:* Les tubes sont ensuite remplis de ciment par injection pour assurer la conservation du câble. L'injection s'étend également au joint béton-rocher et aux diaclases. Puis les boucles d'ancrage sont coupées et la conduite enduite intérieurement au cement-gun.

V. — *Controle du frettage — Controle en Service.*

Des témoins sonores, du système imaginé par *M. Coyne,* ont été disposés en assez grand nombre dans l'épaisseur du revêtement de béton pour mesurer l'état de compression de ce revêtement et pour s'assurer par la suite, en exploitation, de la conservation de cet état.

La fig. 23a donne à titre d'exemple l'état de compression du béton entre les câbles n° 11 et n° 12 de la conduite n° 1. On peut distinguer dans ce graphique trois périodes:

1° — Période de la mise en tension des câbles avoisinant la zone auscultée (du 27 Octobre au 8 Novembre 1934): la courbe montre très nettement la variation du taux de compression du béton lorsqu'on met successivement en tension les 5 câbles numérotés 9—10—11—12—13 qui encadrent le point ausculté.

Ces lectures confirment pleinement ce qui avait été constaté dans l'essai préliminaire, à savoir que la zone d'action d'un câble s'étend à plus d'un mètre de distance de part et d'autre, ce qui donne l'assurance que la conduite est comprimée d'une manière très uniforme malgré l'espacement notable des frettes, à la fin de cette période la déformation a atteint 500 microns par m. Si on admet, le béton étant peu âgé, que le coefficient d'élasticité est de 150 000 kg/cm^2 environ, cela représente un taux de fatigue de 75 kg/cm^2.

2° — Période des déformations lentes (du 8 Novembre 1934 au 14 Juin 1935): le béton continue à se déformer sous l'action prolongée des charges qui lui sont appliquées. La déformation plastique dépasse 100 microns par m.

3° — Période de la mise en eau de la conduite (à partir du 14 Juin 1935): Sous l'action de la pression intérieure, le béton se décomprime partiellement. Pour une charge d'eau de 71 m, la décompression atteint 135 microns

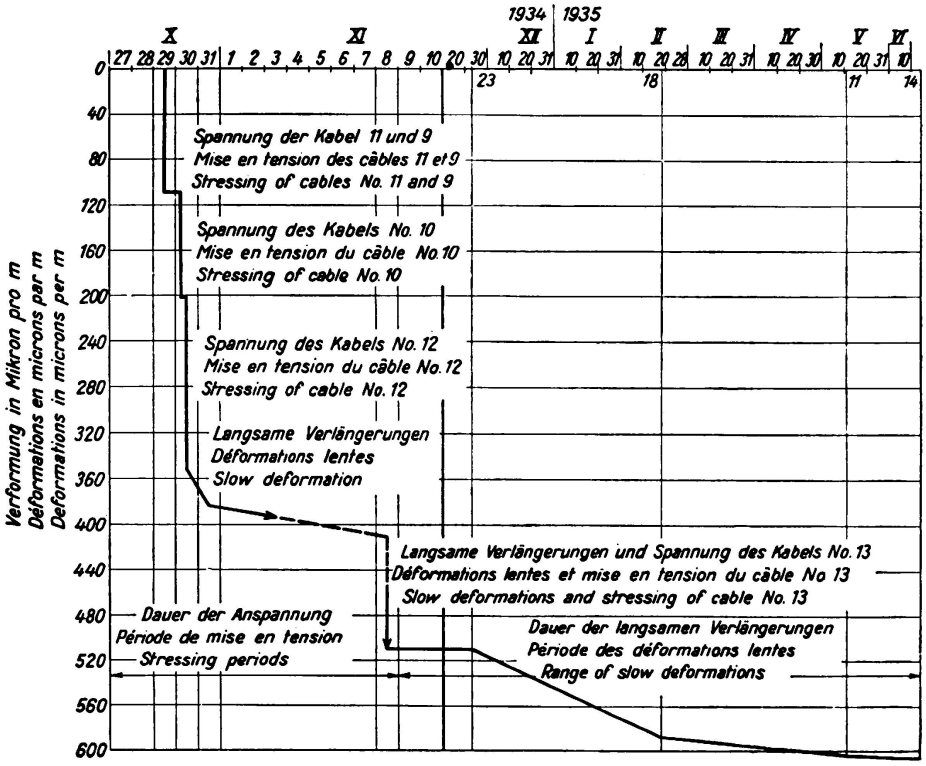


Fig. 23 a,

Première période. Mise en tension des câbles 9 à 13 (du 29 octobre au 8 novembre 1934) et déformations lentes (jusqu'au 14 juin 1935).

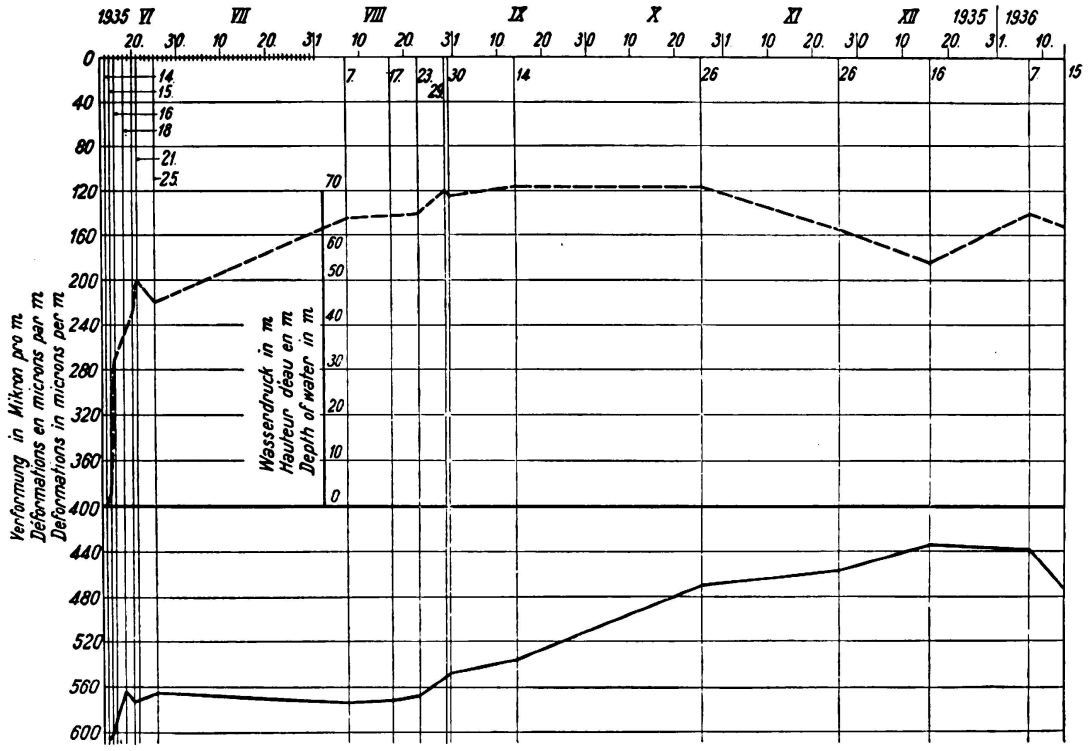


Fig. 23 b.

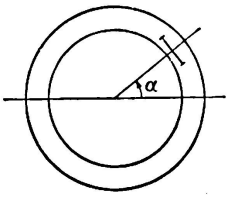
Deuxième période. Mise en eau de la conduite.
Graphiques des déformations de la conduite No 1 (mesurées à l'aide des témoins sonores).

par m. Si la conduite était libre et que le rocher n'intervienne pas dans la résistance de l'ouvrage, la décompression serait d'environ 300 microns par m.

On peut constater sur la fig. 23b un parallélisme tout à fait satisfaisant entre les variations du taux de compression du béton et les variations de la pression d'eau. Les petites anomalies de la courbe proviennent certainement en majeure partie des variations de la température de l'eau qui introduit une légère erreur dans la lecture des témoins sonores.

Si maintenant on examine les taux de compression et de décompression obtenus aux divers points auscultés, on constate, compte-tenu des variations d'épaisseur de la conduite, une concordance satisfaisante des résultats, qui sont rassemblés dans le tableau ci-après:

Nos des témoins	Nos des câbles encadrant le témoin	Position du témoin dans sa section α (1)	Taux de compression après frettage	Taux de compression résiduelle avec pression d'eau de 71 m	Observations
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	0—1	$\alpha = 60^0$	300	170	(1) Signification de α
3	7—8	$\alpha = 90^0$	580	440	
4	11	$\alpha = 135^0$	465	360	
10	11—12	$\alpha = 120^0$	530	420	
11	11—12	$\alpha = 60^0$	605	470	
13	12—13	$\alpha = 0^0$	450	220	
14	14—15	$\alpha = 90^0$	270	170	
18	38—39	$\alpha = 90^0$	470	345	



Résumé.

Le frettage décrit dans cette note est une application nouvelle de la méthode générale de construction qui consiste à soumettre l'ouvrage à des contraintes préétablies pour mieux répartir les fatigues ultérieures. On connaît les belles applications de cette méthode déjà réalisées notamment par *M. Freyssinet* et par *M. Coyne.*

Des difficultés tout à fait spéciales ont été rencontrées dans cette réalisation du fait de l'exécution en souterrain. La même méthode serait à fortiori applicable, et dans des conditions infiniment plus simples, au frettage des conduites en béton à l'air libre. Nous pensons que c'est une méthode susceptible de recevoir des applications nombreuses dans le cas notamment de conduites de grand diamètre.

Leere Seite
Blank page
Page vide