

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 113/114 (1939)
Heft: 19

Artikel: Notes sur les barrages à arches multiples
Autor: Sarrasin, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-50491>

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: 15.01.2026

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

Notes sur les barrages à arches multiples

Par A. SARRASIN, Ingénieur, Bruxelles - Lausanne

Les organes essentiels d'un barrage à arches multiples sont les contreforts, presque toujours fondés sur le rocher, le contreventement et les voûtes. Nous voulons exposer à leur sujet quelques conceptions qui diffèrent de ce que la pratique semble généralement admettre.

I. Les contreforts

1. Hypothèse servant de base au calcul

Dans un chapitre de son ouvrage classique¹⁾, Mohr a montré que l'on pouvait librement choisir, ou bien la loi de répartition de l'effort normal, ou bien celle de l'effort tranchant agissant sur une section de barrage, mais que, l'une des deux étant admise, le problème était entièrement déterminé. Puis, après avoir étudié plusieurs cas particuliers, il a proposé, comme hypothèse vraisemblable, de répartir linéairement l'effort normal sur la section horizontale.

Dès lors, croyons-nous, tous les barrages massifs ont été calculés en suivant sa méthode que l'on utilise aussi pour déterminer les tensions dans les contreforts de barrages à arches multiples.

Mais cette hypothèse de Mohr ne cadre pas avec celles que nous faisons généralement. Ce qu'on lui reprochera, ce n'est pas la répartition linéaire de l'effort normal, mais la désignation arbitraire de la section. Car, pour trouver les contraintes dans une poutre ou dans une voûte, nous répartissons linéairement les efforts normaux, non pas sur une section quelconque, mais sur une section privilégiée, sur la section normale à l'axe de la poutre ou de la voûte. Dans un contrefort de barrage, nous avons aussi une section privilégiée qui n'est pas la section horizontale, mais la section normale à l'axe du contrefort, c'est-à-dire, pour le cas le plus fréquent d'un contrefort triangulaire, la section normale à la bissectrice de l'angle au sommet. C'est sur cette section et non pas sur la section horizontale qu'il convient de répartir linéairement les efforts normaux.

2. Détermination des contraintes

Nous calculerons donc, en partant de cette hypothèse, les tensions dans un contrefort triangulaire, dont le sommet se trouve au niveau de la retenue maximum. Nous envisagerons séparément les influences de la poussée de l'eau, du poids propre des voûtes, du poids propre du contrefort, d'une charge isolée agissant soit suivant l'axe des y , soit suivant l'axe des x , et d'un moment fléchissant. La combinaison de ces différents cas de charge nous permettra de calculer des contreforts trapézoïdaux, ou de tenir compte de la variation d'épaisseur des contreforts. Mais avant d'aborder les cas particuliers, nous allons établir quelques relations valables pour chacun d'eux.

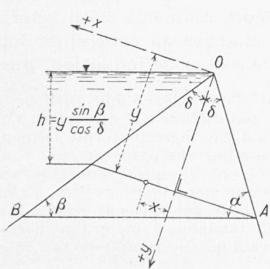


Fig.1

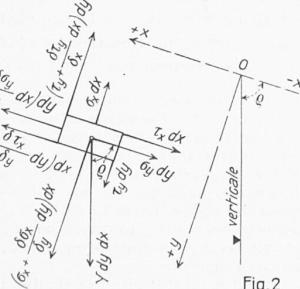


Fig.2

Sur la figure 1 nous trouvons un contrefort AOB avec l'indication du système de coordonnées et la signification de notations employées. La figure 2 représente l'état d'équilibre dans le contrefort, d'un parallélépipède infiniment petit dont la largeur est l'unité et dont la longueur et la hauteur sont dx et dy . σ_x

¹⁾ Mohr: «Technische Mechanik», Der Spannungszustand einer Stau-mauer.

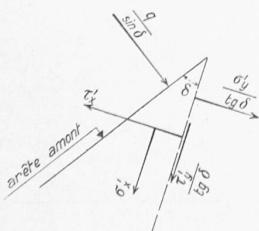


Fig.3



Fig.4

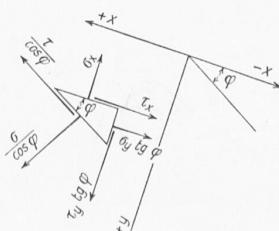


Fig.5

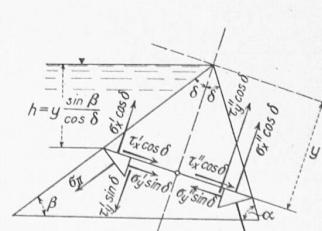


Fig.6

représente la tension normale sur une section parallèle à l'axe des x , σ_y la tension normale sur une section parallèle à l'axe des y , et τ_x et τ_y le glissement longitudinal parallèle à l'axe des x et des y . σ_x et σ_y positifs sont des extensions, τ_x et τ_y positifs tournent dans le sens des aiguilles d'une montre. L'indice ' ajouté à une tension indiquera qu'il s'agit de tensions à l'extrémité amont du contrefort, l'indice '' qu'il s'agit de tensions à l'extrémité aval du contrefort. γ est la densité du matériau, et φ l'angle, mesuré dans le sens des aiguilles d'une montre, que la branche négative de l'axe des x forme avec la verticale. Nous pouvons alors écrire les relations suivantes:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial y} - \frac{\partial \tau_y}{\partial x} + \gamma \sin \varphi = 0 \quad \dots \quad (1)$$

$$\tau_x = -\tau_y \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (2)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau_x}{\partial y} - \gamma \cos \varphi = 0 \quad \dots \quad \dots \quad (3)$$

D'une manière générale, nous appellerons q la charge extérieure unitaire quelconque normale à l'arête amont; (q se rapporte aussi à l'unité de largeur; q positif a le sens indiqué sur la figure 3).

Les conditions aux limites le long des arêtes amont et aval, pourront alors se déduire des figures 3 et 4.

$$\tau'_y = -(\sigma'_x + q) \operatorname{tg} \delta \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (4)$$

$$\sigma'_y = \sigma'_x \operatorname{tg}^2 \delta + q (\operatorname{tg}^2 \delta - 1) \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (5)$$

$$\tau''_y = \sigma''_x \operatorname{tg} \delta \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (6)$$

$$\sigma''_y = \sigma''_x \operatorname{tg}^2 \delta \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (7)$$

Quant aux tensions σ et τ sur un élément de section quelconque faisant, avec la branche négative de l'axe des x , l'angle φ mesuré dans le sens des aiguilles d'une montre, elles seront données par:

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 \varphi + \sigma_y \sin^2 \varphi - 2 \tau_y \sin \varphi \cos \varphi \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (8)$$

$$\tau = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \varphi \cos \varphi - \tau_y (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (9)$$

La direction des tensions principales est déterminée par la condition que $\tau = 0$ c'est-à-dire que

$$\operatorname{tg} 2 \varphi = \frac{2 \tau_y}{\sigma_y - \sigma_x} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (10)$$

Le long des arêtes amont et aval, les tensions principales atteindront les valeurs (figure 6):

$$\sigma_{I'} = -q \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (11)$$

$$\sigma_{II'} = \frac{\sigma'_x}{\cos^2 \delta} + q \operatorname{tg}^2 \delta \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (12)$$

$$\sigma_{I''} = \frac{\sigma''_x}{\cos^2 \delta}; \quad \sigma_{II''} = 0 \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (13)$$

1er cas de charge: Poussée de l'eau

Nous posons dans ce cas $\gamma = 0$ et $q = nh$ où n est égal à

$\frac{e}{b}$ (e étant l'écartement d'axe en axe des contreforts et b la largeur des contreforts), et où h est la hauteur d'eau ou la distance verticale entre la pointe du contrefort et l'intersection de la section considérée avec le parement amont (figure 1).

La valeur de σ_x , déterminée par la loi de répartition linéaire que nous avons adoptée, sera:

$$\sigma_x = \frac{n \sin \beta}{4 \cos \delta} \left[-y + \frac{x (3 \cos^2 \delta - 2)}{\operatorname{tg} \delta \sin^2 \delta} \right]$$

Les relations (1) à (7), donnant les valeurs de τ_y et σ_y aux limites et leurs dérivées, nous permettront d'écrire finalement:

$$\tau_y = -n \frac{\sin \beta}{4 \cos \delta} \left(\frac{y}{\operatorname{tg} \delta} + x \right)$$

$$\sigma_y = -\frac{n \sin \beta}{4 \cos \delta} \left[\left(3 - \frac{1}{\cos^2 \delta} \right) y + \frac{x}{\operatorname{tg} \delta} \right]$$

Quant aux tensions principales le long des arêtes amont et aval, elles seront, d'après (11), (12) et (13):

$$\sigma_{I'} = -nh; \quad \sigma_{II'} = \frac{nh}{\operatorname{tg}^2 2 \delta}$$

$$\sigma_{I''} = -\frac{\sigma_{II'}}{\cos 2 \delta}; \quad \sigma_{II''} = 0$$

$$\sigma_{I'} = -nh; \quad \sigma_{II'} = \frac{nh}{\operatorname{tg}^2 2 \delta}$$

2me cas de charge: poids propre de la voûte

On construit, en général, en premier lieu les contreforts d'un barrage à voûtes multiples et l'on appuie le coffrage de la voûte sur les contreforts. Le poids des voûtes se divise alors en deux composantes: l'une, parallèle à la génératrice de la voûte, crée dans la voûte même des compressions parallèles aux génératrices, l'autre, perpendiculaire aux génératrices, est supportée par le contrefort. Le diagramme des charges sur le contrefort sera donc un trapèze que nous décomposons en un triangle et un rectangle. Le cas d'une charge triangulaire normale à l'arête amont du contrefort vient d'être traité. Il nous reste à étudier l'influence d'une charge, de grandeur $b p$, uniformément répartie le long de l'arête amont du contrefort (figure 7).

Dans ce cas: $\gamma = 0$ et $q = p$.

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{p}{4} \left[-2 + \left(\frac{3}{\sin^2 \delta} - 6 \right) \frac{x}{y \operatorname{tg} \delta} \right] \\ \tau_y &= \frac{p}{8} \left[\operatorname{tg} \delta \left(2 - \frac{3}{\sin^2 \delta} \right) - \left(\frac{3}{\sin^2 \delta} - 6 \right) \frac{x^2}{y^2 \operatorname{tg} \delta} \right] \\ \sigma_y &= -\frac{p}{2} + \frac{p}{4} \left(\frac{1}{\sin^2 \delta} - 2 \right) \frac{x^3}{y^3 \operatorname{tg} \delta} \\ \sigma_{I'} &= -p ; \quad \sigma_{II'} = \frac{p}{\operatorname{tg}^2 2 \delta} \left(1 + \frac{2}{\cos 2 \delta} \right) \\ \sigma_{I''} &= -\frac{p}{\sin^2 2 \delta} \left(3 - 4 \sin^2 \delta \right) ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

3me cas de charge: poids propre du contrefort

Ici $q = 0$ et γ représente la densité du matériau utilisé

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -\frac{\gamma y}{2} \sin \varphi + \frac{\gamma x \cos \varphi}{2 \operatorname{tg}^2 \delta} \\ \tau_y &= -\frac{\gamma y \cos \varphi}{2} + \frac{\gamma x \sin \varphi}{2} \\ \sigma_y &= -\frac{\gamma y}{2} \sin \varphi \operatorname{tg}^2 \delta + \frac{\gamma x \cos \varphi}{2} \\ \sigma_{I'} &= 0 ; \quad \sigma_{II'} = \frac{\gamma y}{2} \left(-\frac{\sin \varphi}{\cos^2 \delta} + \frac{\cos \varphi}{\sin \delta \cos \delta} \right) = -\frac{\gamma h \cos \alpha}{\sin \beta \sin 2 \delta} \\ \sigma_{I''} &= -\frac{\gamma y}{2} \left(\frac{\sin \varphi}{\cos^2 \delta} + \frac{\cos \varphi}{\sin \delta \cos \delta} \right) = -\frac{\gamma h \cos \beta}{\sin \beta \sin 2 \delta} ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

Lorsque la bissectrice est verticale ($\varphi = 90^\circ$), l'expression des contraintes se simplifiera de la manière suivante:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -\frac{\gamma y}{2} ; \quad \tau_y = \frac{\gamma x}{2} ; \quad \sigma_y = -\frac{\gamma y}{2} \operatorname{tg}^2 \delta \\ \sigma_{I'} &= 0 ; \quad \sigma_{II'} = -\frac{\gamma y}{2 \cos^2 \delta} \\ \sigma_{I''} &= -\frac{\gamma y}{2 \cos^2 \delta} ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

4me cas de charge: charge isolée $b N$ agissant suivant l'axe des y (fig. 9)

$$\begin{aligned}\gamma &= 0 ; \quad q = 0 \\ \sigma_x &= -\frac{N}{2 y \operatorname{tg} \delta} ; \quad \tau_y = \frac{N x}{2 y^2 \operatorname{tg} \delta} ; \quad \sigma_y = -\frac{N x^2}{2 y^3 \operatorname{tg} \delta} \\ \sigma_{I'} &= 0 ; \quad \sigma_{II'} = -\frac{N}{y \sin 2 \delta} ; \quad \sigma_{I''} = -\frac{N}{y \sin 2 \delta} ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

5me cas de charge: charge isolée $b H$ agissant suivant l'axe des x (fig. 10)

$$\begin{aligned}\gamma &= 0 ; \quad q = 0 \\ \sigma_x &= -\frac{3 H x}{2 y^2 \operatorname{tg}^3 \delta} ; \quad \tau_y = \frac{3 H x^2}{2 y^3 \operatorname{tg}^3 \delta} ; \quad \sigma_y = -\frac{3 H x^3}{2 y^4 \operatorname{tg}^3 \delta} \\ \sigma_{I'} &= 0 ; \quad \sigma_{II'} = -\frac{3 H}{2 y \sin^2 \delta} ; \quad \sigma_{I''} = \frac{3 H}{2 y \sin^2 \delta} ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

6me cas de charge: moment $b M$ (fig. 11)

$$\begin{aligned}\gamma &= 0 ; \quad q = 0 \\ \sigma_x &= \frac{3 M x}{2 y^3 \operatorname{tg}^3 \delta} \\ \tau_y &= \frac{3 M}{4 y^2 \operatorname{tg} \delta} \left(1 - \frac{3 x^2}{y^2 \operatorname{tg}^2 \delta} \right) ; \quad \sigma_y = -\frac{3 M x}{y^3 \operatorname{tg} \delta} \left(\frac{1}{2} - \frac{x^2}{y^2 \operatorname{tg}^2 \delta} \right) \\ \sigma_{I'} &= 0 ; \quad \sigma_{II'} = \frac{3 M}{2 y^2 \sin^2 \delta} ; \quad \sigma_{I''} = -\frac{3 M}{2 y^2 \sin^2 \delta} ; \quad \sigma_{II''} = 0\end{aligned}$$

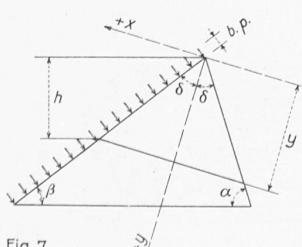


Fig. 7

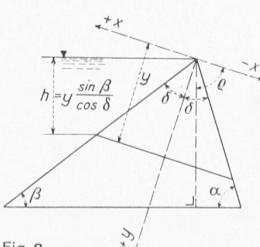


Fig. 8

3. Détermination des inclinaisons amont et aval

Presque tous les ouvrages exécutés à ce jour ont une inclinaison amont plus faible que l'inclinaison aval. Et la littérature, qui trop souvent manque d'esprit critique²⁾, recommande cette disposition. C'est une erreur. Nous allons le prouver.

Notre climat exige en effet que nous tenions compte dans la conception d'un barrage de sa résistance au gel. La surface du béton en contact avec l'eau devra donc être imperméable, (c'est une condition sur laquelle nous reviendrons plus loin), et en outre toujours comprimée. Ceci vaut pour l'arête amont des contreforts et pour les voûtes dans le sens des génératrices, dans celui des directrices³⁾.

Il n'est, d'autre part, pas inutile de préciser que l'on ne peut pas déterminer les tensions principales dans un contrefort d'après la méthode usuelle, en tolérant des extensions obliques pour la somme de tous les cas de charge. Ces extensions seraient, en effet, maxima à la base du contrefort, dans la surface de contact entre le rocher et la fondation, c'est-à-dire là où elles ne peuvent exister. Le calcul aboutit à une contradiction. Il doit être repris sur d'autres bases⁴⁾.

Les tensions les plus intéressantes ne sont donc pas les compressions σ_I — dont le maximum, pour un ouvrage économique et bien construit, est du reste indépendant des inclinaisons choisies — mais les tensions $\sigma_{II'}$ parallèles à l'arête amont. Il nous faut, par conséquent, chercher la forme qui, pour un cube de béton donné, réduira au minimum les extensions provenant de la poussée de l'eau et des voûtes. Nous vérifierons ensuite, si les inclinaisons obtenues utilisent bien le poids du contrefort.

La valeur de l'extension principale amont provenant de la poussée de l'eau, est donnée par la relation:

$$\sigma_{II'} = \frac{n h}{\operatorname{tg}^2 2 \delta}$$

Choisissons une retenue et des contreforts avec leur écartement, leur longueur horizontale à la base et leur épaisseur. $\operatorname{tg}^2 2 \delta$ sera maximum lorsque la bissectrice de l'angle au sommet sera verticale. Donc, l'extension amont sera réduite au minimum lorsque les parements amont et aval auront la même inclinaison.

L'influence beaucoup plus faible du poids des voûtes s'exercant de la même manière que celle de l'eau, il reste maintenant à vérifier comment des inclinaisons égales se comportent pour le poids propre des contreforts. La valeur de $\sigma_{II'}$ trouvée dans le cas de charge 3, prouve que seuls sont plus favorables les cas où l'inclinaison amont est plus raide que l'inclinaison aval.

Donc, pour réduire au minimum les extensions provenant de la poussée de l'eau et des voûtes, les inclinaisons amont et aval doivent être les mêmes, et pour utiliser au mieux le poids propre du contrefort, l'inclinaison amont doit être encore plus raide que l'inclinaison aval.

D'autres considérations interviennent aussi. Une inclinaison amont plus raide diminue la surface des voûtes et, lorsqu'il s'agit de voûtes circulaires, l'importance de leurs moments fléchissants. D'autre part, la résultante totale des charges du contrefort doit avoir une inclinaison convenable sur le rocher de fondation. Suiv-

²⁾ On y trouve d'élogieuses descriptions d'ouvrages d'une médiocrité manifeste, dont les défauts ne sont certes pas difficiles à discerner. Or, s'il est évident que les premières exécutions d'une nouvelle forme ne peuvent pas atteindre à la perfection, si nous les admirons parce qu'elles sont œuvres de progrès, nous ne devons pourtant pas accepter sans réserves que les ouvrages qui les suivent répètent simplement leurs erreurs, en les aggravant même, parce que l'imitateur ne possède pas le talent dont a fait preuve le créateur. Il faut réagir contre cette tendance d'une grande partie de la littérature technique moderne, si l'on veut qu'elle remplisse son rôle, qui est d'instruire.

³⁾ On a l'habitude de calculer les contreforts comme si la voûte était simplement posée sur eux. Mais il ne faut pas perdre de vue qu'en réalité voûtes et contreforts ne forment qu'un seul bloc qui résiste comme tel à la poussée de l'eau. Les calculs usuels suffisent dans les cas de voûtes de petite portée. Avec de grandes voûtes et un grand angle au centre, il est nécessaire d'calculer l'ensemble voûtes-contreforts.

⁴⁾ Il faudrait en particulier tenir compte, dans ce cas, de l'ancre constitué par le mur parafouille. Parce que l'on a ignoré ce phénomène (et aussi parce que l'on sous-estime l'importance de l'enca斯特 dans le rocher) la plupart des barrages ont une grosse fissure à la base des voûtes.

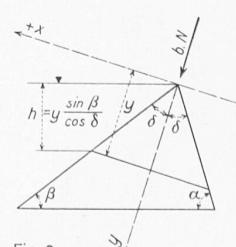


Fig. 9

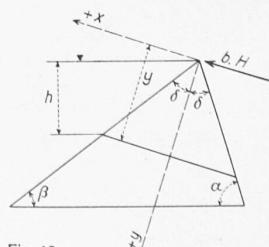


Fig. 10

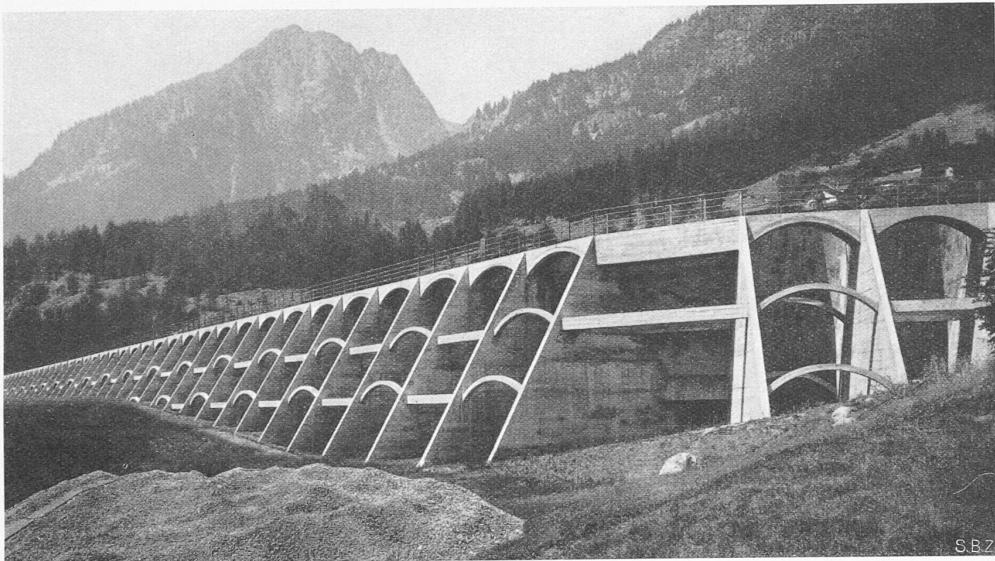
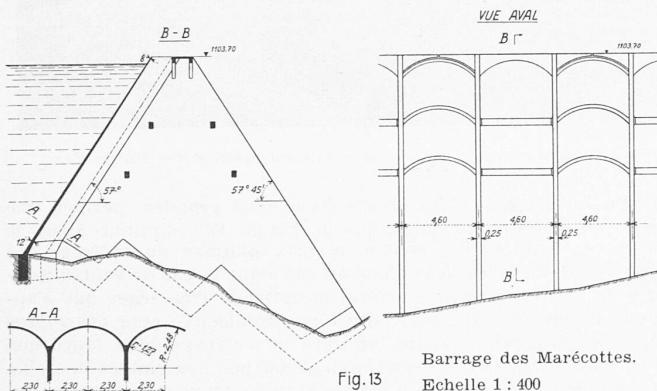


Fig. 12. Le barrage des Marécottes, Ct. du Valais, construit en 1926 pour les CFF

Fig. 13
Barrage des Marécottes.
Echelle 1 : 400

vant les conditions locales, on obtiendra la solution la plus avantageuse en prenant $\beta = 1,05$ à $1,10\alpha$ et en donnant à l'angle 2δ une valeur comprise entre 60° et 75° .

Pour montrer maintenant l'importance de l'erreur économique qu'en entraîne la méconnaissance de la règle que nous venons d'établir, nous allons comparer une solution habituelle à une solution telle qu'elle devrait être. Comme solution habituelle, nous prenons une inclinaison amont de 45° avec une inclinaison aval de 74° , et nous lui comparons une solution dans laquelle nous gardons la même longueur à la base du contrefort, en choisissant une inclinaison amont de 59° , ce qui laisse pour l'inclinaison aval $55^\circ 33' 27''$.

Nous calculons le barrage pour les deux cas de charges suivants: poussée de l'eau et poids propre du contrefort, sans introduire l'influence minime de la poussée de la voûte, l'importance de cette poussée dépendant en particulier de l'écartement des contreforts, que nous ne voulons pas fixer ici. Nous arrivons alors à la constatation, que la largeur de contrefort nécessaire dans le premier cas est 2,4 fois plus grande que dans le second cas. Si nous ajoutons à cela que l'on peut encore économiser sur le cube en augmentant la valeur de 2δ , — ce qui modifiera très favorablement la direction de la résultante sur le sol, — nous voyons quelles économies formidables on aurait pu réaliser dans beaucoup de cas⁵⁾.

⁵⁾ Très souvent, on a voulu justifier le choix d'une inclinaison amont plus faible que l'inclinaison aval en arguant de la nécessité de réduire le glissement longitudinal. C'est là une erreur, car la forme qui donne le minimum d'extension donne aussi, par le fait même, le minimum de glissement longitudinal. Nos conclusions ne sont pas seulement une conséquence de l'hypothèse faite au début de ces notes; l'hypothèse de Mohr conduit au même résultat pour les cas de charges envisagés sur un contrefort triangulaire (cas de la poussée de l'eau et du poids propre du contrefort).

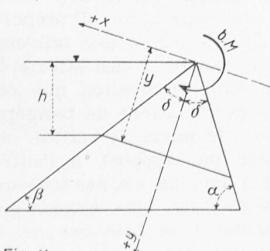


Fig. 11

II. Le contreventement

Très souvent, le contreventement d'un barrage à arches multiples est constitué par des raidissements horizontaux s'étendant sans interruption d'un bout à l'autre du barrage. Or, il suffit d'en calculer les changements de longueur sous l'influence d'une variation de température, pour se rendre compte que cette solution est inadmissible. De tels contreventements se fissurent et, malgré cela, provoquent encore des efforts anormaux dans les contreforts et dans les voûtes.

Une disposition logique est celle que nous avons étudiée pour le barrage à arches multiples des Marécottes⁶⁾. Les figures 12 et 13 montrent clairement notre conception. Il n'est pas nécessaire de la commenter. Dans cet ouvrage, les influences de la température, aussi bien dans le sens vertical

que dans le sens horizontal, peuvent se calculer, et l'on peut donc chiffrer l'importance des efforts additionnels que la dilatation du contreventement crée dans les voûtes.

III. Les voûtes

1. L'imperméabilité

Nous avons déjà dit, dans l'étude des contreforts, que la surface extérieure des voûtes devait être imperméable.

Il ne suffit pas, en effet, que la voûte soit étanche, il faut encore qu'elle ne s'imprégne pas d'eau, si l'on veut que le gel n'ait aucun effet nuisible.

L'imperméabilité de la surface a été souvent obtenue par l'application d'un enduit. Cette solution ne va pas sans inconvénients. La couleur sombre d'un enduit bitumineux augmente l'influence des dilatations. Un cimentage avec ou sans application de produits spéciaux manque de plasticité et se décolle parfois sous l'influence des brusques variations de température.

C'est pourquoi, au barrage des Marécottes, nous avons exécuté entièrement en gunite les voûtes dont l'épaisseur varie de 8 à 12 cm seulement (figures 13 et 14). La suppression de l'en-duit ainsi que celle du coffrage sur la face extérieure, — ce qui nous a donné la possibilité de faire varier l'épaisseur des voûtes sans complication, — ont compensé la différence des prix unitaires entre béton et gunite.

2. L'élasticité

L'élasticité nécessaire manque à beaucoup de voûtes de barrages à arches multiples. Les variations de température provoquent alors des tractions assez importantes, des fissures capillaires se forment et le gel cause de gros dégâts.

Pour éviter ce danger, nous avons deux moyens différents. Le premier consiste à réduire au strict minimum le rapport de l'épaisseur de la voûte à sa portée, le deuxième à augmenter l'angle au centre des voûtes. Le premier est économique, le deuxième onéreux, on n'y recourra donc que dans la mesure strictement indispensable. Logiquement, la grandeur de l'angle au centre et le rapport de l'épaisseur de la voûte à sa portée dépendent de la hauteur de retenue. Prenons le cas de voûtes circulaires, dans lesquelles les efforts sont maxima aux naissances, et fixons le taux de travail du béton à l'arête à 60 kg/cm^2 , en posant la condition que la section soit toute entière comprimée. Une solution bonne et économique consiste à déterminer alors les dimensions de l'ouvrage de telle manière que la compression due à l'effort normal centré provenant de la poussée de l'eau atteigne 35 kg/cm^2 et que les tensions produites par une variation de température de 20° restent limitées à $\pm 18 \text{ kg/cm}^2$. Dans le calcul de ces tensions, nous ne tenons provisoirement pas compte des armatures. Le poids propre et l'excentricité de l'effort normal produit par l'eau créent alors à l'arête une tension de 12 kg/cm^2

⁶⁾ Ce barrage, qui est situé dans les Alpes valaisannes, à une altitude de 1100 m, a été construit suivant nos plans, en 1926, par l'entreprise Couchepin & Ortelli, pour l'électrification des Chemins de fer fédéraux. Il a 220 m de longueur. Sa hauteur de retenue maximum atteint 12 m, mais par suite de la pente du rocher de fondation, la plus grande hauteur des contreforts va jusqu'à 18,70 m. Les voûtes ont une portée de 4,60 m, et en dehors de la zone renforcée pour l'encastrement à la base, une épaisseur variant de 8 à 12 cm; les contreforts ont une épaisseur de 25 cm.

environ, de sorte que la compression maximum pour le béton seul monte à 65 kg/cm^2 . L'existence d'armatures ramène ce chiffre à la limite fixée de 60 kg/cm^2 , et toute la section est bien comprimée.

Un diagramme que nous avons tracé (figure 15) montre comment doivent alors varier simultanément, en fonction de la hauteur maximum de retenue, l'angle au centre et le rapport de l'épaisseur de la voûte à sa portée. Il s'agit évidemment de l'épaisseur maximum de la voûte au pied du barrage. Elle peut paraître faible. En dehors des petites hauteurs d'eau, on n'améliorerait pourtant pas la qualité de l'ouvrage en la majorant. Supposons, pour fixer les idées, qu'on veuille doubler les épaisseurs sans changer l'angle au centre. La compression unitaire provenant de l'effort normal diminuera alors de moitié, tandis que l'influence de la température doublera. Le résultat sera une réduction d'environ 10% de la compression maximum sur une arête, avec une forte traction sur l'autre. Cette solution est donc mauvaise. Si maintenant, pour remédier à la trop grande rigidité de la voûte, on augmente l'angle au centre et si on lui donne la valeur correspondant dans notre diagramme à l'épaisseur admise, on n'a pas encore un bon résultat. En effet, avec une approximation suffisante, on peut dire que les tensions dues à la température redeviennent bien ce qu'elles étaient primitivement, mais que, par contre, la compression due à l'effort normal n'est toujours que la moitié de ce que l'on avait. La compression maximum sur une arête a une valeur favorable, mais il reste, sur l'autre arête, une traction importante que nous devons éviter, puisque nous le pouvons. On n'obtiendra donc un bon travail, pour un barrage à arches multiples, qu'en faisant des voûtes pour lesquelles le rapport de l'épaisseur à la portée est très faible, dans lesquelles la compression unitaire provenant de l'effort normal supposé centré est prépondérante⁷⁾. Une bonne solution doit donc avoir des valeurs voisines de celles que nous avons données, pour autant que les caractéristiques du béton soient celles que nous avons choisies, et qu'une variation de température de 20° puisse servir de base aux calculs⁸⁾.

3. Tensions dans le sens des génératrices, et encastrement dans le parafouille

Dans beaucoup de barrages, les armatures parallèles aux génératrices sont très faibles. Il se produit alors des fissures horizontales aux reprises de bétonnage, malgré la compression préalable, car des extensions parallèles aux génératrices peuvent être créées par la chute de température à travers la paroi. Les barres longitudinales étant éloignées du bord, il faut relativement beaucoup d'acier pour éviter cette fissuration capillaire.

A leur pied, les voûtes s'encastrent généralement dans un mur parafouille. Le moment fléchissant en ce point est très grand et exige un renforcement d'épaisseur avec une armature suffisante. Il faut aussi remblayer à l'extérieur le pied des voûtes, pour éviter autant que possible un danger de gel.

L'encastrement de la voûte assure l'étanchéité du raccord entre le barrage et le sol, en appliquant fortement le pied du parafouille contre le rocher. Il ne sera toutefois réalisé d'une manière satisfaisante que si le parafouille a une profondeur suffisante pour réduire à une limite convenable la pression unitaire horizontale à la surface du rocher, tout en la maintenant plus élevée que la pression de l'eau.

On a voulu parfois remplacer le parafouille par un tapis d'étanchéité. C'est une solution que nous conseillons d'éviter. Un tapis d'étanchéité ne peut, en effet, se justifier que par une pétition de principe. Il ne remplit son rôle que si la sous-pression n'existe pas.

4. Portées des voûtes

Nous touchons maintenant un point très discuté. Les ingénieurs qui pensent «béton» sont partisans de grandes portées et de voûtes épaisses. Les ingénieurs qui, en beaucoup plus petit nombre, pensent «béton armé» préconisent de petites portées avec des voûtes minces. Nous allons passer en revue les avantages et les inconvénients de l'un et l'autre système.

L'augmentation de la portée des voûtes, en supprimant un certain nombre de contreforts, diminue la surface du cof-

⁷⁾ Ce cas s'apparente à ceux pour lesquels il est utile d'exercer sur le béton une compression préalable. On sait que les premiers essais n'avaient pas été concluants parce que la compression préalable était trop faible, mais que par contre, en exerçant une compression unitaire assez grande, Freyssinet obtenu des résultats remarquables.

⁸⁾ Notre diagramme est fait pour les hauteurs moyennes. Pour les petites hauteurs, l'épaisseur étant très faible, il vaut mieux réduire le taux de travail du béton, adopter un angle au centre de 110° au moins, et choisir l'épaisseur de la voûte en fonction du taux de travail admis et de sa résistance au flambage. Pour les grandes hauteurs, par contre, il sera avantageux de prendre un béton de qualité qui nous permettra de réduire les épaisseurs.



Fig. 14. Exécution des voûtes en gunite du barrage des Marécottes

frage, et, toutes les épaisseurs étant plus grandes, permet une mise en place plus économique du béton. Elle diminue aussi le coût des fouilles. Par contre, le prix unitaire du coffrage des voûtes augmentera sensiblement, car, dans le cas de voûtes minces de petite portée, on utilise un coffrage très léger qui s'appuie directement sur les contreforts, tandis que pour des voûtes épaisses de grande portée, on aura un coffrage plus lourd que l'on soutiendra par un échafaudage ou par des cintres onéreux. Le volume des voûtes augmentera aussi d'une manière notable, mais il sera possible de récupérer une partie de ce cube dans les contreforts, si l'on calcule l'ensemble voûtes-contreforts comme un bloc. Il faudra alors redresser le parement amont par rapport au parement aval plus que dans le cas de voûtes minces. Du point de vue économique, les deux solutions sont donc assez proches. Ce sont les circonstances locales qui feront pencher la balance en faveur de l'une ou de l'autre.

Du point de vue statique, la répartition des efforts est moins claire dans le cas de grandes portées que dans le cas de petites portées. En particulier, la réalisation de l'encastrement dans le rocher causera parfois des difficultés.

Mais il y a plus: un ouvrage en béton n'est pas une chose inerte, il vit sa vie propre, il se meut, il s'arc-boute pour résister à une pression; l'un de ses muscles semble-t-il faiblir, il bande les autres pour le soulager; il souffre du froid, de la chaleur, de la soif même, le manque d'eau entrave sa formation ou peut lui causer des blessures dont il périra, le gel peut à la longue le tuer. Il subit toutes les influences du milieu dans lequel il se trouve. Or, les pauvres moyens d'investigation dont nous disposons ne peuvent pénétrer les lois si complexes de cette existence. Nos calculs sont basés sur des hypothèses simplistes. Ils ne sont que des approximations. Quand nous abandonnons notre ouvrage après des essais de charge satisfaisants, nous ne savons pas quel effort énorme lui sera peut-être, un jour, localement imposé par une modification de ses conditions d'existence, quelle énergie il devra déployer pour s'adapter à des circonstances nouvelles. Lorsqu'on a un enfant faible, on cherche, par l'éducation, à l'aguerrir et à l'armer contre les difficultés que la vie lui prépare. Un ouvrage en béton seul, ou faiblement armé, a une faiblesse de constitution congénitale. S'il peut résister à des efforts de compression élevés, il ne supportera sans fissuration que des efforts de traction très minimes. Or, les variations de température, la chute de température à travers la paroi, le retrait, les différences d'humidification d'une face par rapport à l'autre, causent souvent des efforts de traction dont on n'a pas toujours bien mesuré l'importance et qui sont d'autant plus grands que l'ouvrage est plus massif. Pour remédier à la faiblesse de sa constitution, il faut donner au béton une armature d'acier en

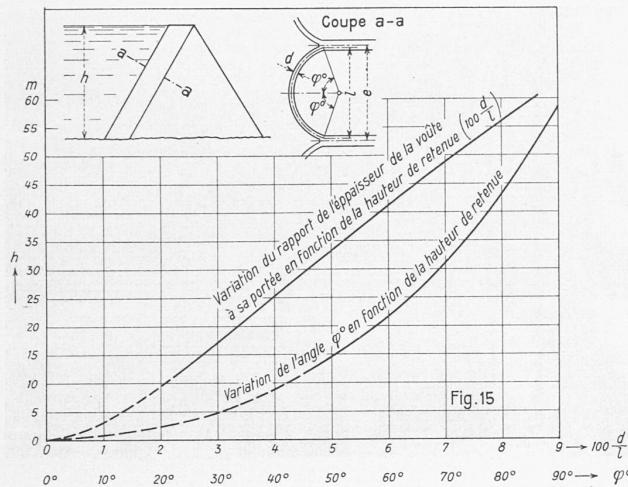


Fig. 15. Variations de l'angle au centre et du rapport de l'épaisseur de la voûte à sa portée, en fonction de la hauteur de retenue

rapport avec sa section. On ne pourra le faire, sans nuire à l'économie de l'ouvrage, que si les épaisseurs sont minces et même très minces. Aussi, ne cachons nous pas notre préférence pour les voûtes de petite portée que nous proposons d'exécuter en gunite. Ce procédé nous permet en effet de suivre de nos yeux la mise en place du béton, de surveiller sa croissance. Comme une voûte en gunite se fissurera moins facilement qu'une voûte en béton, puisque l'adhérence du fer y est meilleure, nous obtenons bien ainsi, si l'on a soin de rendre la surface de la voûte imperméable, la solution qui convient le mieux aux climats rudes.

IV. Le point de vue économique

Un barrage à arches multiples est, dans la plupart des cas, une solution très avantageuse. Nous parlons naturellement d'une œuvre sainement conçue, qui ne copie pas les erreurs commises principalement en Amérique, où les ouvrages sont trop chers, parce que les inclinaisons sont mauvaises et parce qu'ils manquent totalement d'élasticité. Un constructeur américain des plus réputés indique, en effet, qu'avec son système, il réalise une économie de 75% sur le cube d'un ouvrage gravité. Or nos directives permettent de réduire encore ce cube de 50%, en changeant peu au coffrage, et en rendant l'ouvrage beaucoup moins sensible à des variations de température.

Eidgenössisches Luftamt

Dem Bericht des Amtes über seine Tätigkeit im vergangenen Jahr entnehmen wir die folgenden Angaben.

Allgemeines. Der Vorentwurf eines Luftfahrtgesetzes ist aufgestellt worden. Das eidgenössische Luftamt war an der 26. Sitzung der internationalen Luftfahrtkommission, die vom 30. Mai bis 3. Juni im Haag stattfand, vertreten. Das Amt hat sich, wie in früheren Jahren, an den Arbeiten der verschiedenen internationalen Kommissionen, die sich mit Luftfahrt befassen, beteiligt. Der Bundesrat delegierte ferner einen Vertreter an die vierte internationale Privatluftrechtskonferenz, die vom 19. bis zum 30. September in Brüssel stattgefunden hat.

Fluglinien. Das Hauptnetz ist das gleiche geblieben wie 1937. Der Winterbetrieb, der 1937/38 nur die Linien Zürich-Stuttgart-Halle/Leipzig-Berlin (Swissair/Deutsche Lufthansa) und Zürich-London (Swissair allein) umfasste, wurde 1938/39 darüber hinaus auf die Linien Zürich-Paris (Swissair/Air France) und versuchsweise auf die Nachtpostlinie der Swissair Basel-Frankfurt ausgedehnt. Erwähnt sei noch, dass der Halt in Halle/Leipzig der Linie Zürich-Berlin ab 1. November 1938 aufgehoben und Stuttgart in direktem Flug mit Berlin verbunden wurde. Der Winterbetrieb wurde teilweise auch auf dem internen Netz eingeführt, indem die Alpar A.G. die Linie Bern-Zürich bis 29. Oktober 1938 betrieb, mit Fortsetzung vom 2. Januar 1939 an.

Technische Kontrolle. Neben der laufenden Ueberwachung der Motorflugzeuge untersteht nun auch die Kontrolle des Segelflugmaterials, die bis anhin dem Ae. C. S. übertragen war, der direkten Leitung des Amtes, wobei die bisherigen regionalen Kontrollorgane des Ae. C. S. beibehalten wurden. Die Kontrolle des Ballonmaterials erfolgt ebenfalls nach Weisungen des Amtes durch die Kontrolleure des Ae. C. S.

Flugpolizei und Ausbildung. Die Bedingungen für die Ausstellung von Pilotenausweisen wurden verschärft. Eine Konferenz der Vertrauensärzte bereinigte die Grundsätze der medizinischen Untersuchung des fliegenden Personals. Die höhere Ausbildung der Sportpiloten wurde nach erweitertem Programm durchgeführt. Auf Anfang 1938 konnte eine erste Nationalequipe schweizerischer Sportflieger gebildet werden. Die Vorbereitungen für den Sportflugfunk wurden weiter gefördert. Die Ausrüstung der Hauptausbildungszentren mit geeigneten Schulungsgeräten steht in Aussicht. Die Ausbildung im Funk erfolgt in Zusammenarbeit mit der Union schweizerischer Kurzwellen-Amateur.

In der flugtechnischen Ausbildungszentrale Bern, die gemeinsam mit der Flugplatzgenossenschaft Bern und dem Ae. C. S. organisiert wurde, konnte die Arbeit aufgenommen werden. In der Abteilung Lehrwerkstätte erhielten mehrere Praktikanten die erste Anleitung im Flugzeugbau (Reparaturen und Bau von Segelflugzeugen). Ferner fand ein erster Kurs für Segelflug-Bauleiter statt. Die Abteilung Segelflugschule führte 12 Weekendkurse für das Lehrpersonal des Segelfluges durch. In der Abteilung Navigationschule wurde das Zielpeilgerät R 9 weiter erprobt und mit der Durchführung von Trainingstagen für den Flugfunk begonnen. Ebenfalls im Rahmen der Ausbildungszentrale fanden auf dem Platz Bern Schulungsversuche nach neuen Methoden statt, die gute Ergebnisse zeigten und weiter verfolgt werden (Groundtrainer und einsitziges Leichtflugzeug). Im Interesse des Segelfluges beteiligte sich die Ausbildungszentrale aktiv am Forschungslager Rochers de Naye für alpine Aerologie.

Flugsicherungsdienst. Der Ausbau der Zentralfunkstation Dübendorf wurde fortgesetzt. Die neuen Empfänger sind im Betrieb; die Hochantennenanlage, die ein Hindernis auf der Einflugschneise darstellte, konnte demzufolge entfernt werden. Zwischen Bund und Kanton Zürich wurde eine generelle Vereinbarung über die Teilung der Flugsicherungskosten abgeschlossen. Die Vorarbeiten für die Schaffung einer Peilstation für den Platz Bern, die gleichzeitig als zentrale Ueberwachungsstelle ausgebaut werden soll, wurden gemeinsam mit der Flugplatzgenossenschaft aufgenommen. Die Einrichtung von Ueberwachungs- und Hilfspeilstellen wird in Fühlungnahme mit den Militärbehörden studiert. Die Bereitstellung des notwendigen Materials soll im Rahmen der Arbeitsbeschaffung erfolgen; die Verbindung mit den einheimischen Firmen der Radioindustrie ist aufgenommen. Die politischen Ereignisse des letzten Jahres machten die Vorbereitung einer intensiveren Luftüberwachung in kritischen Zeiten nötig. Die entsprechenden Weisungen wurden gemeinsam mit den militärischen Instanzen ausgearbeitet. Versuche mit einem Ueberwachungspeilern sind auf der Verkehrs-kontrollstelle Dübendorf im Gange.

Landungsplätze. Infolge der fortschreitenden Bauarbeiten am neuen Rheinhafen Basel musste der Flugplatz behelfsmässig erweitert werden. Für die Beschleunigung seiner Verlegung nach Allschwil wurden die Verhandlungen mit den französischen Behörden fortgesetzt. Der weitere Ausbau des Platzes Genf ist vorbereitet, ebenso die Schaffung eines neuen Flugplatzes in Lausanne-Ecublens. Samaden konnte anfangs 1938 erstmals vorübergehend für den Winterluftverkehr geöffnet werden. In Locarno-Magadino ist mit der Herrichtung der Piste begonnen worden. Für die Instandstellung von Sion sind die Verhandlungen im Gange. Untersucht wurde im fernern die Möglichkeit der Schaffung eines Ausweichplatzes für Bern-Belpmoos.

Altstadtsanierungen in England

Bekanntlich war England früher eines der vom Wohnungsendel am schlimmsten heimgesuchten Länder. Erst im Jahre 1919 ist das Wohnproblem seitens des britischen Volkes durch einen tiefgreifenden Sanierungsplan auf breiter Basis in Angriff genommen worden. Die Parole lautete: Abbruch aller verurteilten Liegenschaften und Umzug der Bewohner in neuzeitlich ausgestaltete Siedlungen. Seit 1919 sind denn auch bis heute rund 4 000 000 Neubauten erstellt worden mit Inanspruchnahme von über 270 Mill. £ öffentlicher Gelder. Die Siedlungen sind in der Hauptsache an der Peripherie der Städte errichtet worden; ihre Wohnungen enthalten in der Regel je drei Schlafzimmer, ein Wohnzimmer, ein Badzimmer mit Warmwasser nebst sonstigen modernen sanitären Einrichtungen. Die Häuser sind so gebaut, dass Licht, Luft und Sonnenchein reichlich einströmen können; die düstern und unbehaglichen Wohnräume gehören in England nunmehr grösstenteils der Vergangenheit an. Da sich die Gesamtbevölkerung der Insel auf rund 45 000 000 Menschen beziffert, bedeutet dies, dass von drei Bewohnern je einer ein völlig neues Heim bezogen hat.