

# Aménagement de la chute Arnon-Diablerets: les ouvrages de génie civil

Autor(en): **Pernet, R. / Dumont, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **86 (1960)**

Heft 2

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-64462>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# LES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL

par R. PERNET et R. DUMONT, ingénieurs E.P.U.L.

## I. Introduction

Au début du siècle, la *Société des Forces Motrices de la Grande-Eau* construisit la centrale des Farettes à Aigle, turbinant un débit de  $2,5 \text{ m}^3/\text{sec}$  sous une chute de 350 m.

Le régime nettement glaciaire de la Grande-Eau se manifeste par un étiage d'hiver très prononcé et une exploitation peu rationnelle de cette centrale. Il était normal de compenser ces basses eaux par une accumulation.

En 1906, la *Société Romande d'Electricité* fit l'acquisition du lac d'Arnon et obtint en 1912 les concessions nécessaires pour l'exploitation de ces eaux.

Forte de cette possibilité d'accumulation, la Société des Forces Motrices de la Grande-Eau compléta l'aménagement de la Grande-Eau par la construction de la centrale du Pont de la Tine, au-dessous du Sépey, pour un débit de  $2 \text{ m}^3/\text{sec}$  sous une chute de 250 m. Parallèlement, la Société Romande d'Electricité entreprit l'aménagement du lac d'Arnon (fig. 1)<sup>1</sup>.

La première étape des travaux réalisa la liaison du lac d'Arnon à un affluent de la Grande-Eau, le torrent du Plan, par une galerie de 4,5 km de longueur. Un système de vannes placé à Ayerne permettait, suivant les besoins, de déverser l'eau d'Arnon dans le torrent. Ces travaux, fortement ralentis par la guerre, durèrent de 1913 à 1920.

Pour faire face aux demandes d'énergie électrique, on suréleva de 1,5 m le niveau du lac, une première fois

en 1942, au moyen d'un petit barrage-déversoir en maçonnerie.

## II. Aménagement de la chute Arnon-Diablerets

Dès la fin de la deuxième guerre mondiale, l'augmentation de la consommation de courant conduisit la Société Romande d'Electricité à accroître une fois encore la réserve d'eau en complétant l'aménagement d'Arnon. Le principe du projet ressort clairement du plan de situation (fig. 2).

Le niveau du lac d'Arnon est surélevé au moyen d'une digue en terre homogène dotée d'un évacuateur de crues. Les travaux n'entraînèrent aucune modification de la prise d'eau du lac, cet ouvrage ayant été conçu dès l'origine en vue de cette surélévation.

Le bassin d'Arnon étant insuffisant à remplir la tranche d'eau supplémentaire, on mit à contribution le bassin contigu, le bassin d'Isenau.

La prise d'eau d'Ayerne recueille les eaux d'Isenau et les envoie dans le lac d'Arnon par l'ancien tunnel. La prise d'eau étant au niveau de la retenue maximum du lac, l'écoulement se fait naturellement, par gravité (fig. 3).

<sup>1</sup> Pour le détail de cet aménagement, voir le tiré à part du *Bulletin technique de la Suisse romande* de 1923 : « Les forces motrices du lac d'Arnon », par M. PAUL SCHMIDHAUSER, ingénieur.

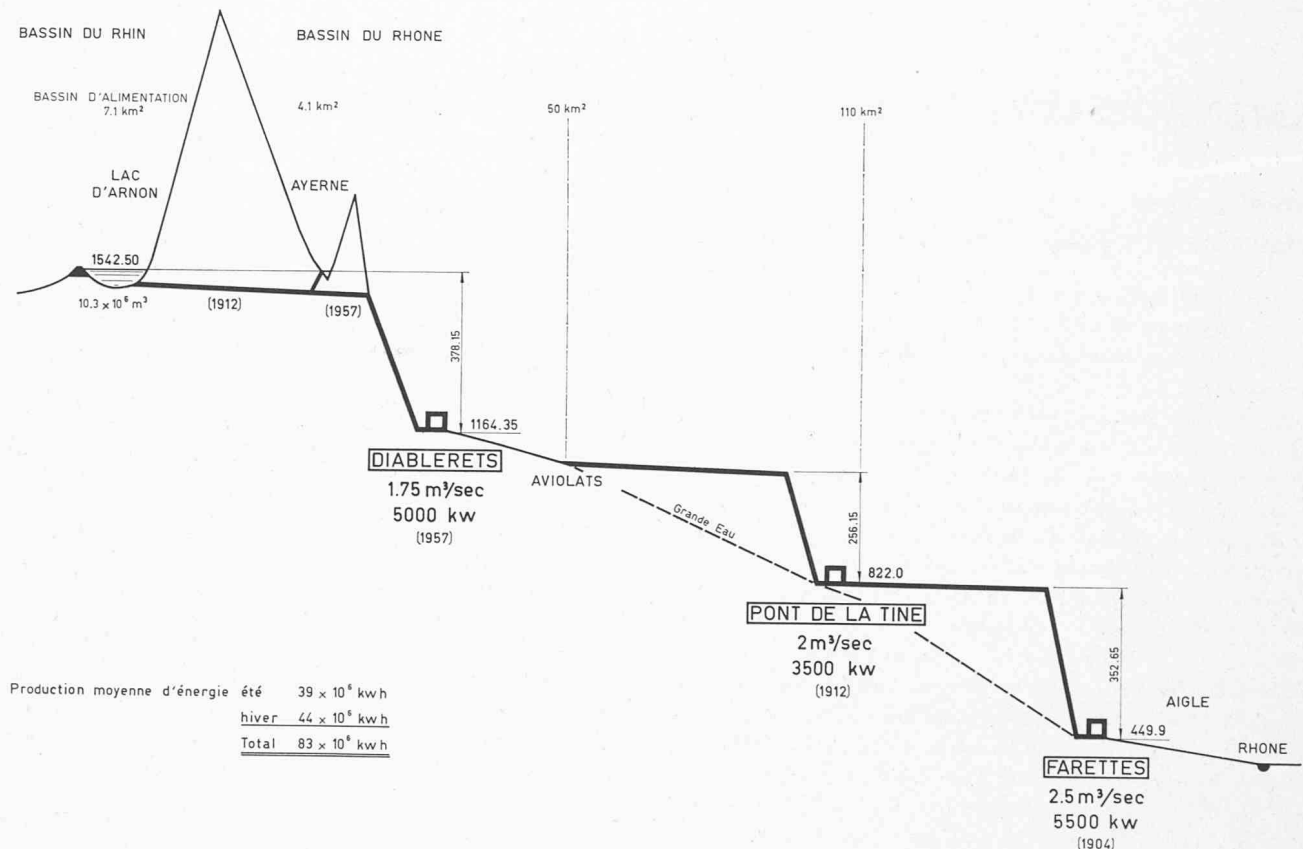


Fig. 1. — Profil en long général. Aménagement Arnon - La Grande-Eau.

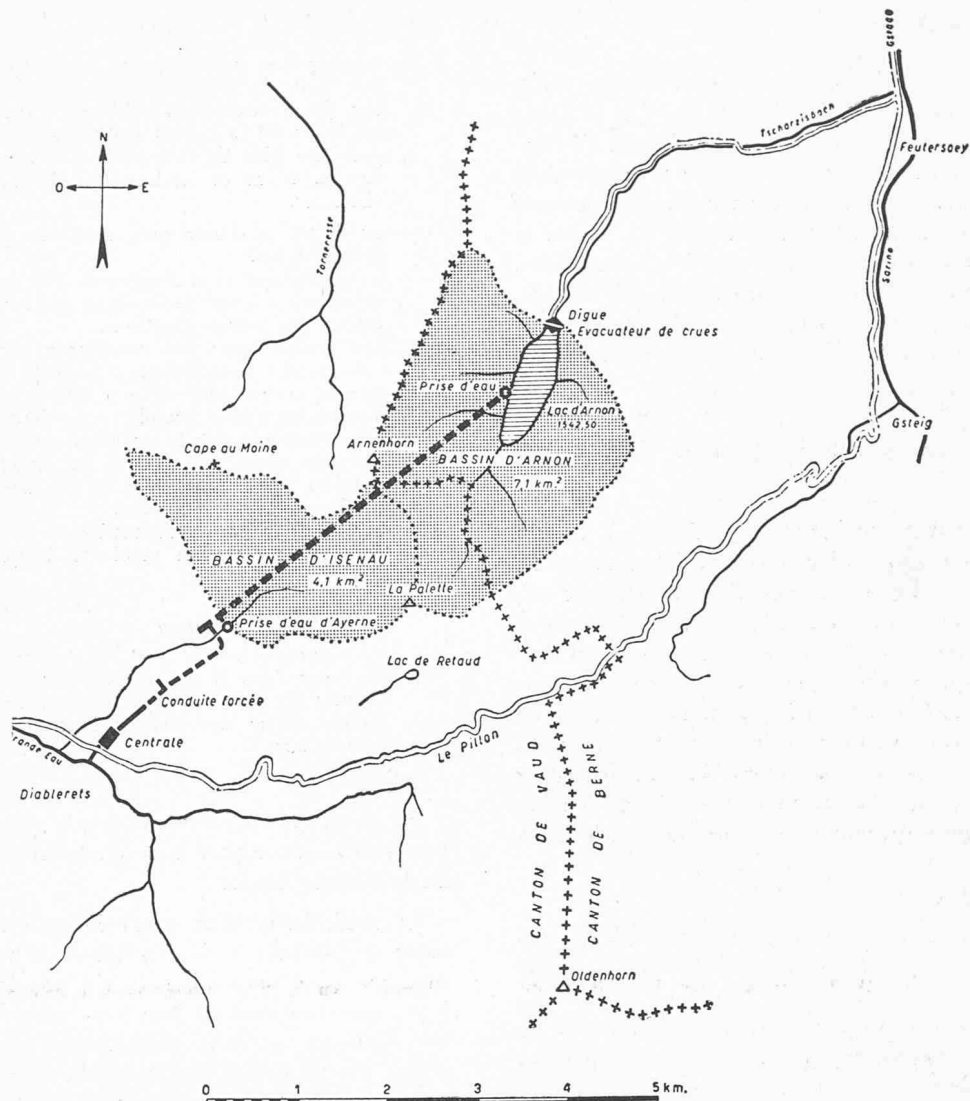


Fig. 2. — Plan de situation. Aménagement Arnon - Diablerets.

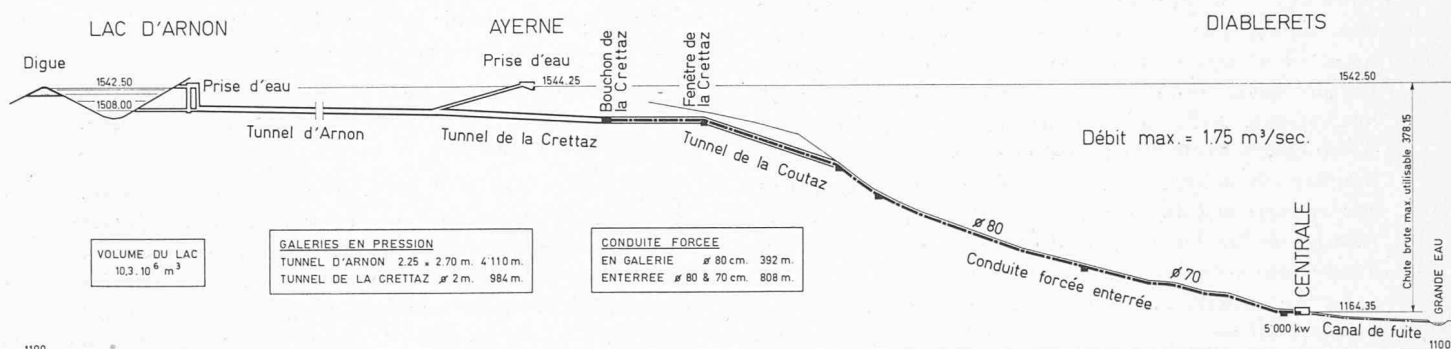


Fig. 3. — Profil en long. Aménagement Arnon-Diablerets.

Du lac d'Arnon, l'eau est amenée à la centrale par une galerie en pression et une conduite forcée. La galerie en pression comprend l'ancien tunnel d'Arnon (4,5 km), fermé à son extrémité aval par un bouchon, et la nouvelle galerie — tunnel de la Crettaz (1 km) — qui prend naissance un peu en amont du bouchon d'Ayerne.

Le bouchon de la Crettaz marque la fin de la galerie en pression et le début de la conduite forcée qui est protégée par une vanne-papillon à commande automatique doublée d'une vanne d'arrêt. Cette conduite, de 1200 m de longueur,  $\phi$  80 et 70 cm, repose sur des

socles dans un premier tronçon en galerie puis est enterrée, pour des raisons de stabilité du terrain et d'esthétique, dès le massif de la Coutaz jusqu'à la centrale des Diablerets.

La centrale est équipée d'un groupe de 5000 kW avec une turbine Pelton à deux injecteurs, pour un débit maximum de 1,75 m<sup>3</sup>/sec sous une chute brute de 378,15 m.

Enfin, le canal de fuite restitue les eaux à la Grande-Eau par une canalisation enterrée en béton armé, de 80 et 70 cm de diamètre, sur une longueur de 190 m.

### III. La digue d'Arnon

L'étude et la direction de ces travaux ont été faites par les ingénieurs et cadres de la S.R.E., sous la haute surveillance de l'expert fédéral, M. le professeur D. Bonnard, que nous tenons à remercier ici. De plus, certaines études particulières ont été faites par les Laboratoires d'hydraulique et de géotechnique de l'EPUL et par le bureau d'étude D. Bonnard et A. Gardel, à Lausanne.

Le Laboratoire de géotechnique publie, par ailleurs, un exposé décrivant les essais rhéologiques, les essais de perméabilité dans les deux directions et les essais triaxiaux.

#### 1) Géologie et sondages de prospection

##### a) Le lac

Situé sur la commune bernoise de Gsteig, à 4,5 km environ de Feutersoey, le lac d'Arnon, d'une superficie de 350 000 m<sup>2</sup> et d'une capacité de 7 millions de m<sup>3</sup>, s'étend du sud au nord sur une longueur de 1000 m et d'ouest en est sur 400 m environ. Son bassin de 7,1 km<sup>2</sup> emprunte le  $\frac{1}{7}$  de sa superficie à la commune vaudoise d'Ormont-Dessus et les  $\frac{6}{7}$  à la commune bernoise de Gsteig. Des forêts de sapins, principalement disposées sur les berges fortement inclinées du lac, occupent 1,5 km<sup>2</sup> de la surface du bassin, le reste étant couvert par des pâturages et par quelques pierriers dans le haut.

##### b) Origine du lac

Géologiquement, le bassin d'Arnon est constitué par du flysch du Niesen, formant une cuvette parfaitement étanche. Comme tous les flyschs, le rocher se présente sous un aspect très tourmenté. En certains endroits, de beaux bancs de grès alternent avec des couches plus ou moins épaisses de roches triturées schisteuses, de marnes, etc. A d'autres places, toute la masse paraît broyée.

Le lac est situé dans une auge d'origine glaciaire. Un petit lac s'est probablement formé dans la cuvette abandonnée par le glacier. Ses dimensions, certainement bien modestes, se sont brusquement agrandies lorsque deux grands glissements descendus de chacun des versants de la vallée ont recouvert le seuil rocheux d'une épaisseur de 50 m d'éboulis. La rapidité du phénomène est attestée par les nombreux fûts de sapins encore verticaux que l'on a retrouvés lors de la première vidange du lac. On a pu constater alors que l'immersion avait surpris du bois en pleine sève.

La digue naturelle ainsi créée est formée par des marnes triturées provenant de la décomposition des schistes argileux et renfermant une forte proportion de cailloux plus ou moins gros, toujours anguleux.

##### c) Sondages de prospection de la masse éboulée

L'examen des sols qui forment la région d'Arnon a été fait par différents procédés :

En 1920

— Sondages préliminaires sous forme de puits et de galeries.

Entrepris sur les conseils du professeur Lugeon, ils comprenaient cinq puits de 6 à 10 m de profondeur (dans l'axe présumé de la digue) et deux galeries de 30 et 36 m de longueur au niveau du couronnement de l'ouvrage.

Dès 1949

— Sondages et prélèvements de reconnaissance.

Les essais du Laboratoire de géotechnique de l'EPUL sur des échantillons prélevés dans une dizaine de sondages de 2 à 4 m de profondeur ont donné une première idée de la qualité des terres en présence à Arnon. Nous reviendrons plus loin sur les valeurs obtenues.

— Sondages géoélectriques effectués par le Dr Fisch, géophysicien.

Comprenaient cinq coupes de 300 m environ perpendiculaires à l'axe de la digue et deux coupes dans la région des terres d'emprunt.

Ces profils nous ont renseignés sur la perméabilité « en grand » des matériaux formant le seuil et montré que le rocher se trouve à 50 m de profondeur. Le désavantage de la grande profondeur du rocher semble être compensé par la prédominance d'éboulis les plus étanches dans les parties moyennes et inférieures. L'absence de sources à l'aval du barrage naturel confirme cette conclusion.

Signalons la bonne concordance de ces sondages géoélectriques avec les résultats d'injection de l'infrastructure.

— Sondages tubés.

Vérifient et contrôlent en quelques points particuliers les résultats acquis par les sondages géoélectriques. En outre, on a pu déterminer en laboratoire des valeurs de perméabilité, densité, granulométrie, tassement pour des échantillons prélevés à diverses profondeurs.

En rassemblant les résultats de ces sondages, nous pouvions résumer ainsi nos connaissances sur l'ensemble de la masse éboulée :

Le seuil, formé d'un amas de matériaux issus d'anciens glissements, a dû, au début de son existence, se montrer assez perméable. Peu à peu les schistes argileux, qui constituaient une forte partie de ces ébouils, ont foisonné, se sont transformés en argile plus ou moins plastique qui a colmaté la masse et l'a rendue pratiquement étanche dans son ensemble. A cause de la plus grande pression, le foisonnement et le colmatage se sont réalisés plus complètement en profondeur. Il s'ensuit une plus faible perméabilité qu'en surface. Ceci est confirmé par les profils géoélectriques.

Dans toute l'infrastructure, le rocher est recouvert d'une couche de 30 à 40 m d'un terrain assez imperméable ( $10^{-4}$  cm/min).

Par contre, les 20 à 25 m en surface montrent une variation considérable dans la composition des éboulements. Les sondages ont confirmé la présence, sous une couche de terre végétale et de tourbe qui a été éliminée, de schistes tendres, marneux ou glaiseux et d'argiles plus ou moins glaiseuses. D'emblée, il est apparu que ces sols superficiels n'étaient pas imperméables dans leur état naturel. Cela est vrai non seulement pour les schistes, mais également pour les argiles peu homogènes et peu compactes qui en dérivent par décomposition. La faible densité de ces schistes révèle bien leur nature friable et perméable. La perméabilité du sol est attestée, en outre, par des cheminements d'eau souterrains se manifestant par des sources ou venues d'eau (en particulier dans la galerie de prospection sur la rive droite). La nature de ces terrains et l'impossibilité pratique de les éliminer nous conduisaient déjà à prévoir un rideau d'injection pour en diminuer la perméabilité. Pour ces injections, voir le chapitre concernant la construction de la digue.

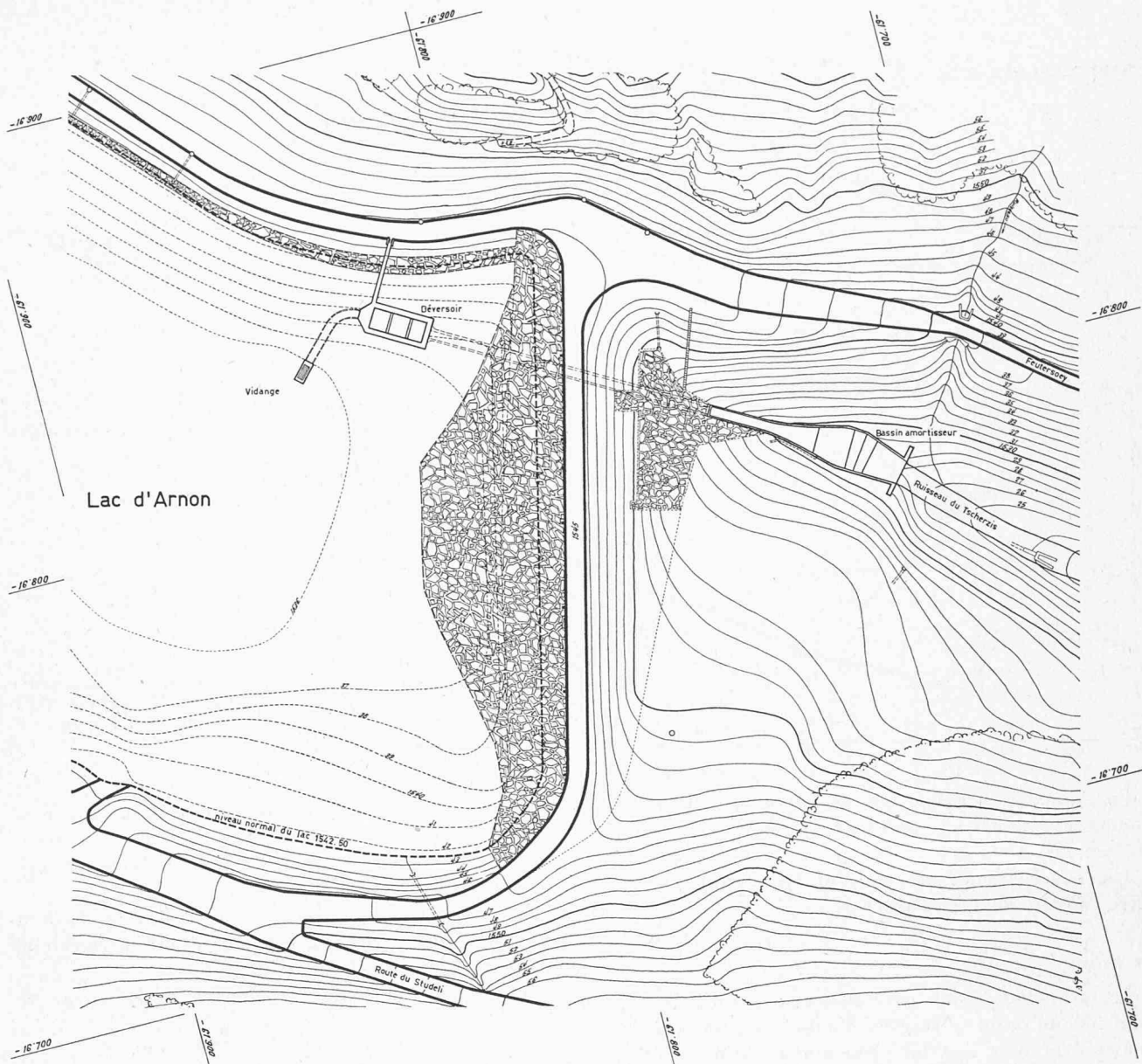


Fig. 4. — Situation de la digue et de l'évacuateur de crues.

#### d) Choix du type de barrage

Le premier choix doit être fait entre deux grandes conceptions :

1. Le barrage monolithique (en béton) : indéformable.
2. La digue en terre : déformable.

L'ouvrage monolithique devant être fondé sur du rocher, il était exclu d'en construire un à Arnon.

La solution digue en terre s'imposait donc. Elle s'imposait d'autant plus qu'une digue naturelle parfaitement étanche existait déjà. Il fallait donc hausser quelque peu l'ouvrage que la nature avait déjà construit.

De plus, il ressortait des essais effectués sur des échantillons provenant des sondages que les argiles étaient de mauvaise qualité et que leur présence dans un noyau étanche aurait donné lieu à des tassements intolérables. Par contre, les schistes pouvaient être utilisés tels quels pour la construction d'une digue homogène.

Le type de l'ouvrage admis, il fallut alors en projeter la forme et les dimensions en utilisant les valeurs fournies par la science géotechnique.

La figure 5 nous montre la coupe de la digue définitivement adoptée. Nous verrons au cours des paragraphes suivants les résultats des études et des essais géotechniques qui expliquent un tel choix.

#### 2) La digue

##### a) Granulométrie

Un aspect remarquable du matériau utilisé pour la construction de la digue est sa grande étendue granulométrique.

Les éléments grossiers donnent une bonne résistance au cisaillement et forment un squelette empêchant l'entraînement des éléments fins par les eaux d'infiltration. La présence d'éléments très fins assure l'étanchéité et procure une bonne maniabilité des terres.



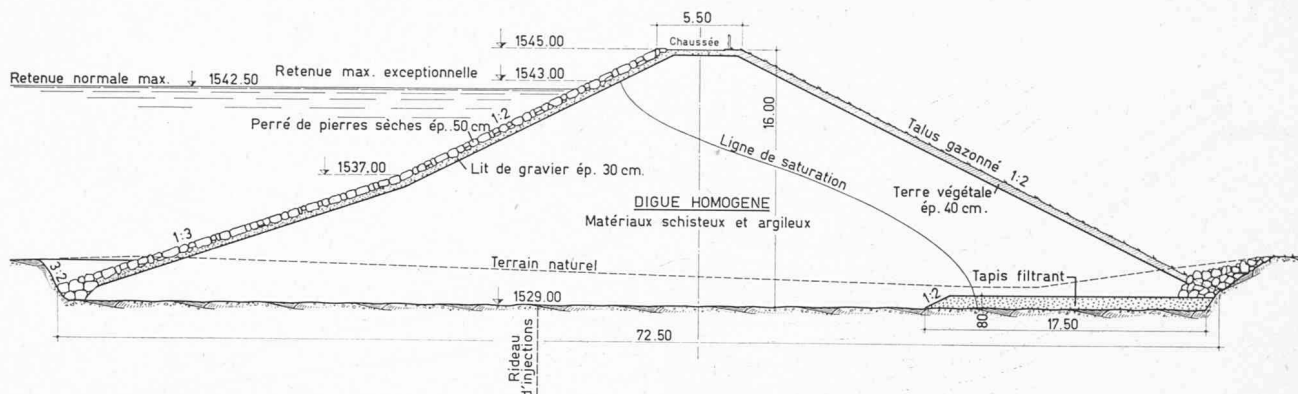


Fig. 5. — Profil type de la digue.

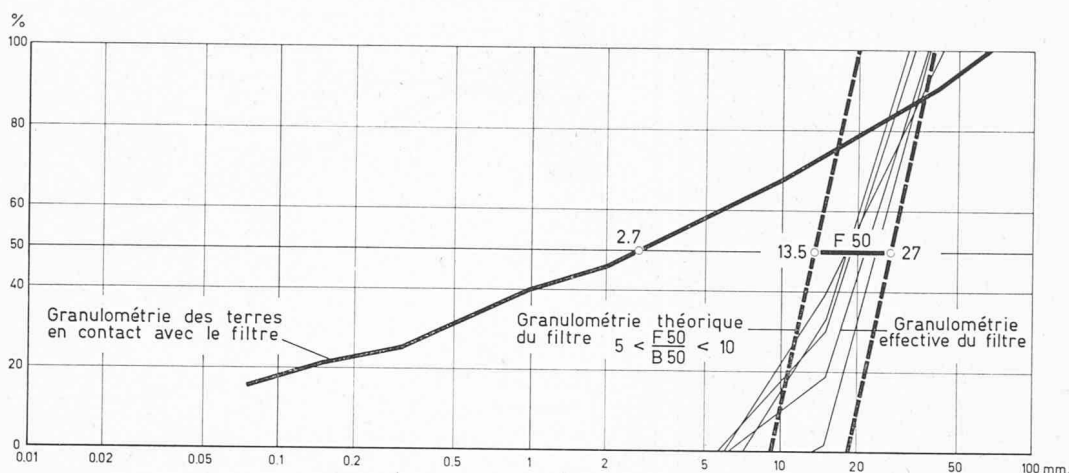


Fig. 6. — Composition granulométrique de la terre et du filtre.

Ces caractères permettent de concevoir une digue homogène sans noyau étanche, les deux rôles (stabilité et étanchéité) étant assumés par un matériau unique.

Les mêmes remarques peuvent être faites pour la terre constituant l'infrastructure.

#### b) Filtre

Le filtre doit, d'une part, être très perméable afin qu'il soit un drain efficace et, d'autre part, sa granulométrie être telle que les éléments qui composent le matériau du corps de la digue ne puissent le colmater.

Deux types de filtre sont également acceptables :

1. Filtre à granulométrie étendue.
2. Filtre à granulométrie étroite.

La position granulométrique est déterminée par des formules établies expérimentalement par le professeur Terzaghi, le Bureau of Reclamation (U.S.A.), etc.

L'efficacité du filtre choisi (fig. 6) (granulométrie étroite) a été vérifiée par des essais appropriés.

#### c) Perméabilité

Le coefficient de perméabilité devait être connu pour deux raisons principales :

1. Pour pouvoir déterminer la position de la ligne phréatique en fonction de la largeur du filtre.
2. Pour évaluer les pertes d'eau au travers de la digue à lac plein.

Cette perméabilité devait être aussi faible que possible pour éviter de trop grandes pertes d'eau et pas trop faible toutefois pour que les pressions interstitielles ne puissent prendre une valeur trop élevée.

Dans la détermination de ce coefficient de perméabilité, il faut tenir compte du fait que les terres seront

mis en place en couches horizontales de faible épaisseur. On est donc en droit de supposer que la perméabilité dans le sens vertical ( $K_v$ ) sera inférieure à la perméabilité dans le sens horizontal ( $K_h$ ).

Un appareil d'essai original, construit par le Laboratoire de l'EPUL, permet de mesurer cette perméabilité dans les deux directions.

Les valeurs moyennes obtenues sont les suivantes :

$$K_v = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ cm/min.}$$

$$K_h = 7,8 \cdot 10^{-4} \text{ cm/min.}$$

$$K_v/K_h = 1/4,3.$$

Il est à remarquer que ce rapport 1/4,3 a été obtenu par des essais dans lesquels on s'est efforcé de damer la terre en couches bien distinctes. Pendant la construction, la séparation des couches a été certainement moins nette. De ce fait, le rapport  $K_v/K_h$  est plus élevé pour la digue que dans les essais.

Notons ici déjà que la position de la ligne de saturation a été déterminée en supposant un rapport de 1 à 9.

Dans le sol d'infrastructure de la digue, la perméabilité  $K_v$  obtenue est égale à  $2,4 \cdot 10^{-3}$  cm/min, valeur 60 fois plus élevée que dans la digue.

#### d) Angle de frottement interne et cohésion

L'angle de frottement interne et la cohésion des matériaux de la digue ont été déterminés par des essais triaxiaux.

Les échantillons furent préalablement soumis à une énergie de damage bien déterminée avec une teneur en eau particulière. Les mêmes conditions ont dû être créées sur le chantier afin que l'exécution corresponde aux hypothèses admises à la base même du projet.

L'angle de frottement interne mesuré augmente avec le diamètre maximum des grains de l'échantillon essayé. L'appareillage d'essai nous a imposé de limiter ce diamètre à 20 mm, bien qu'il soit plus élevé sur la digue (300 mm).

L'angle de frottement dépend aussi de la préconsolidation (consolidation provoquée avant l'essai) et de l'état de saturation.

En définitive, nous avons admis un angle de frottement interne de

22° pour les matériaux non saturés

20° pour les matériaux saturés.

La cohésion décroît rapidement lorsque le diamètre des grains augmente; elle dépend aussi du degré de saturation. Nous avons admis une cohésion de

$C = 0,3 \text{ t/m}^2$  pour les matériaux non saturés

$C = 1,0 \text{ t/m}^2$  pour les matériaux saturés.

#### e) Infiltrations à travers l'ouvrage

Un des buts principaux du rideau d'injection est d'éviter le cheminement des eaux souterraines par un passage privilégié dans le terrain d'assise de la digue. Par ailleurs, la formation d'un renard est efficacement combattue par la présence du filtre qui draine les infiltrations et empêche toute résurgence sur le parement aval de la digue. En outre, la granulométrie très étendue des terres et la proportion relativement importante d'éléments grossiers augmentent la sécurité quant à la formation d'un renard.

Cependant, la meilleure précaution à prendre contre ce risque est de donner à l'ouvrage un empattement suffisant.

La formule de Bligh indique que le rapport  $L/H$  de la longueur d'un filet à la charge dissipée doit être supérieur à un coefficient de percolation admis sur des bases empiriques et statistiques.

La valeur minimum de ce rapport obtenue pour une section de la digue est de 2,9. Cette valeur est admissible suivant les statistiques américaines pour des sables grossiers. Nous la considérons néanmoins comme acceptable parce que le calcul a été fait sans tenir compte du rideau d'injection et parce que les terres d'Arnon

contiennent une proportion appréciable de gros éléments difficiles à entraîner.

#### f) Importance et répartition des infiltrations

Le réseau d'écoulement au travers de l'ouvrage dépend :

1. De la perméabilité des terres de la digue et des sols d'infrastructure.
2. De l'anisotropie de ces terrains.
3. De la position et de la nature du filtre.
4. Du rideau d'injection.
5. Du niveau du lac.

Si l'on veut tenir compte de tous ces facteurs, la détermination analytique du réseau d'écoulement est très difficile.

C'est pourquoi, dans le dessein de préciser un peu la solution du problème, on a entrepris une série d'essais rhéoelectriques. Nous trouvons à la figure 7 la récapitulation des courbes de saturation obtenues.

Le débit maximum d'infiltration étant de l'ordre de 100 litres/jour et par mètre courant de digue et le coefficient de perméabilité du filtre étant, selon les estimations, de 1 à 500, on peut dire que l'épaisseur de 80 cm admise pour le filtre est largement suffisante, en prévoyant même qu'une partie se colmate à la longue.

#### g) Densité et teneur en eau

De nombreux essais de compactage ont été effectués. Nous donnons à la figure 8 une courbe type de compactage.

De ces essais, on a pu déduire que la teneur en eau optimum à respecter au cours de la construction est de 15 en % du poids sec des éléments inférieurs à 8 mm.

#### h) Stabilité de la digue

La stabilité des talus a été déterminée selon la méthode classique, en recherchant le coefficient de sécurité minimum dans la section la plus haute de l'ouvrage pour des surfaces de glissement cylindriques. Ce coefficient de sécurité  $S$  est égal :

$$\frac{\text{Somme des forces qui s'opposent au glissement}}{\text{Somme des forces qui créent le glissement}} = S$$

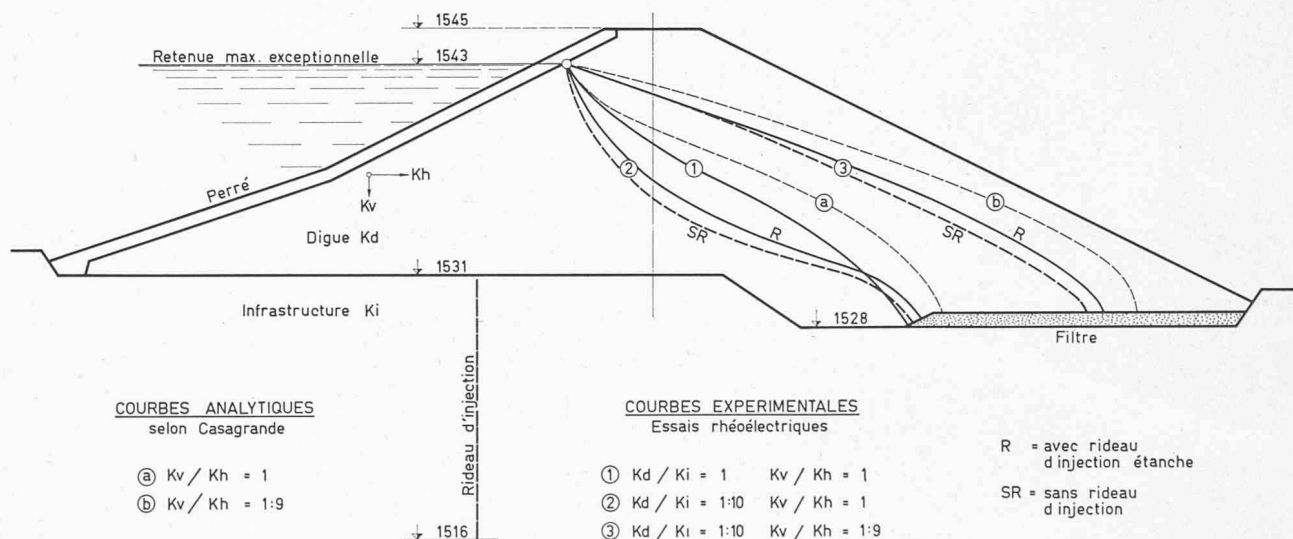


Fig. 7. — Lignes de saturation.

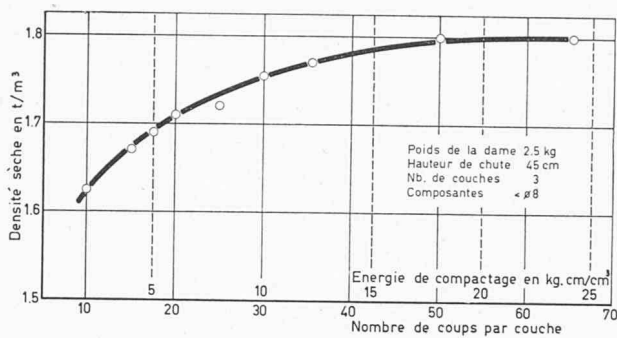


Fig. 8. — Essai de compactage sous teneur en eau constante de 13 %.

Pour le parement aval,  $S = 1,24$ .

Pour le parement amont,  $S = 1,27$ , en faisant l'hypothèse de la brusque vidange du lac.

### i) Tassements et consolidation

Des essais œdométriques ont été effectués pour évaluer les tassements probables de la digue et du sol d'infrastructure.

Cependant, ces tassements s'effectuant en majeure partie pendant la construction de la digue, il est difficile d'estimer leur valeur une fois l'ouvrage achevé. On obtient par le calcul dans la plus grande section de la digue un tassement de 30 cm, dont une partie doit s'être produite à l'achèvement de la digue.

Le plus grand tassement enregistré depuis la fin des travaux sur le couronnement de la digue est de 29 mm ; il atteint 15 mm dans la galerie de l'évacuateur de crues après un tassement de 75 mm observé pendant le remblayage de la digue.

### j) Revêtement des talus

Le talus amont est protégé de l'action des vagues par un perré de pierres sèches. Cette solution a été adoptée

de préférence à un revêtement de dalles de béton à cause de son prix moins élevé et de son aspect esthétique en harmonie avec le paysage. Remarquons que les tassements de la digue apparaîtront moins sur un revêtement de pierres que sur le damier régulier des dalles de béton juxtaposées.

Ce perré, de 50 cm d'épaisseur, repose sur un lit de gravier de 30 cm destiné à éviter un entraînement des particules de terre vers le lac lors de l'abaissement de celui-ci. En effet, les pressions interstitielles dans les zones proches du parement ne diminueront que bien après la baisse du niveau du lac. Il s'établira donc dans la digue un courant en direction du lac. Cette circulation pourrait entraîner les particules fines du parement et causer ainsi, après quelques années, des dégâts au talus. La granulométrie de ce tapis est identique à celle du filtre.

Le talus aval est recouvert de terre végétale ensemencée pour le protéger de l'érosion par les eaux de pluie.

### 3) Evacuation des crues

On compte généralement pour un évacuateur de crues de barrage en montagne un débit maximum de l'ordre de 2 à 4 m<sup>3</sup>/sec par km<sup>2</sup>, ce qui donne pour le bassin d'Arnon de 7 km<sup>2</sup> un débit de 14 à 28 m<sup>3</sup>/sec.

Néanmoins, compte tenu du fait qu'un déversement par-dessus la digue entraînerait la ruine de l'ouvrage, nous avons admis les valeurs fixées par l'Inspection fédérale des travaux publics et les autorités cantonales bernoises.

Débit maximum dans le bassin pour une crue catastrophique :

6 m<sup>3</sup>/sec par km<sup>2</sup>, soit 42 m<sup>3</sup>/sec pour le bassin d'Arnon.

L'évacuation des crues est assurée par un évacuateur (fig. 9), qui comprend :

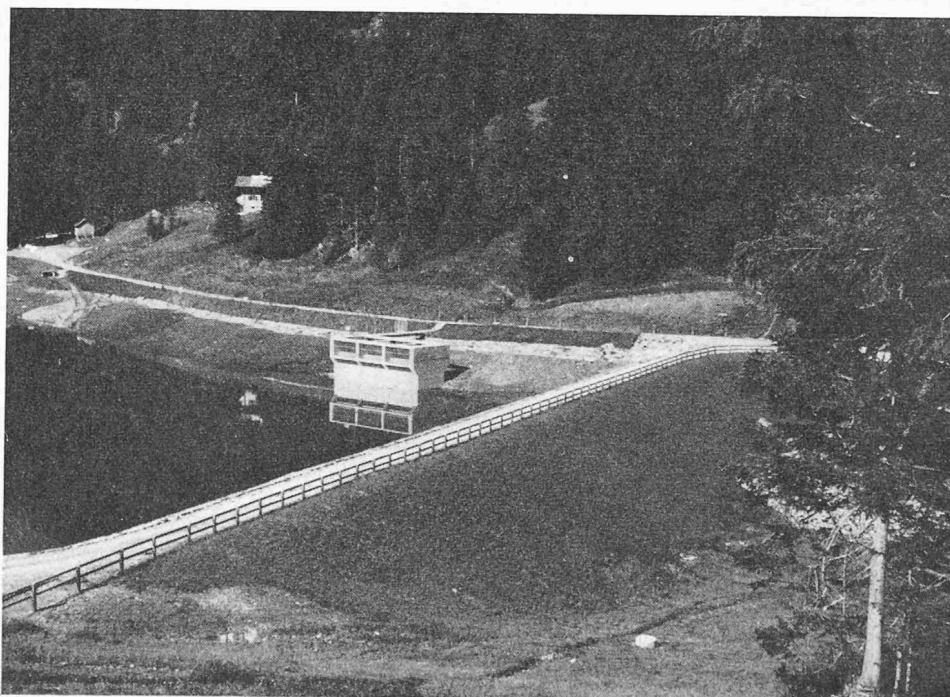


Photo n° 1. — Vue générale de la digue et de l'évacuateur de crues.

Niveau du lac 1'539  
Déversoir 1'542,50



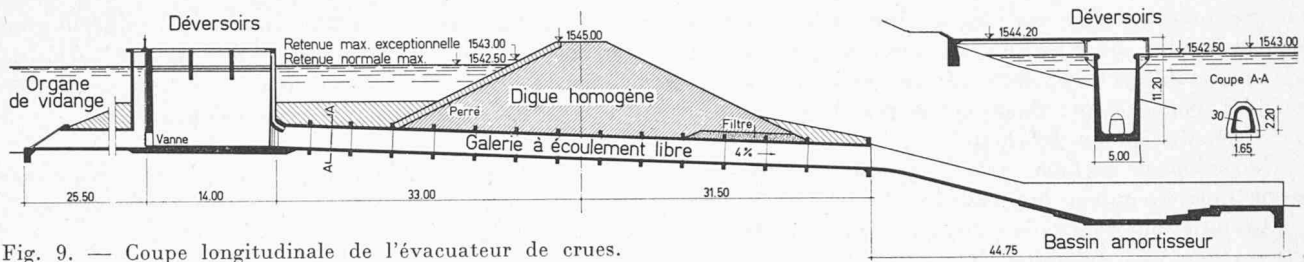


Fig. 9. — Coupe longitudinale de l'évacuateur de crues.



Photo n° 2. — Galerie de l'évacuateur de crues.

1. Un déversoir rectiligne.
2. Une galerie passant sous la digue.  
Le profil choisi permet un damage efficace du remblai contre ses parois.
3. Un bassin amortisseur destiné à détruire l'énergie des eaux de crues avant de les restituer au Tscherzibach.
4. Un organe de vidange relié au déversoir, mais obturé en temps normal par une vanne. Cet organe, imposé par le Département militaire fédéral, permet l'abaissement préventif du niveau du lac en cas de guerre.

Le débit d'engorgement du déversoir est de 25 à 26 m<sup>3</sup>/sec ; il se produit pour une lame déversante de 0,65 m. Lorsque le niveau du lac atteint 1544,5, le débit est maximum ; il vaut 30 m<sup>3</sup>/sec.

Grâce à l'effet de rétention du lac, le débit d'apport du bassin versant peut être notablement supérieur pendant quelques heures (50 m<sup>3</sup>/sec), sans qu'il en résulte d'inconvénients.

L'accès des corps flottants (troncs, branches, etc.) au déversoir est empêché par des grilles placées à l'extérieur de la crête. La lame déversante est bien aérée afin que son écoulement soit régulier.

La section et la pente de 4 % de la galerie permettent l'écoulement en nappe libre du débit maximum. La pente est en outre assez grande pour absorber les tassements de la galerie.

#### IV. Essais effectués sur le chantier et construction de la digue

##### 1) Introduction

Les prospections géologiques, géotechniques et géo-électriques ont fixé le type d'ouvrage ; les valeurs tirées des essais en laboratoire en ont défini la forme et les dimensions.

Etait-il possible d'obtenir pratiquement ces valeurs au moyen des engins de chantier à disposition ? Seuls des essais faits, sur une surface assez grande, avec les engins eux-mêmes, pouvaient donner la réponse à cette question.

De plus, vu les grandes variations des caractéristiques des terres d'une digue (qualité, granulométrie, teneur en eau, etc.), le contrôle fréquent de la qualité technique de la réalisation était indispensable. Partant, la terre devait être portée à un état au moins égal aux hypothèses du projet.

Ainsi, le laboratoire de chantier devait permettre d'atteindre les deux buts suivants :

1. Mise au point du procédé de compactage sur l'aire d'essai.
2. Contrôle de la qualité du remblayage de la digue au fur et à mesure de la construction.

##### 2) Les essais en grand

###### a) L'aire d'essai

L'aire d'essai fut aménagée en août 1955 à proximité des terres d'emprunt. Elle comprenait une surface de 400 m<sup>2</sup> environ, débarrassée de sa couche de terre végétale et d'argile superficielle.

L'aire étant prête, on aurait pu commencer les essais de compactage si le temps n'avait pas été si pluvieux. C'est en vain que l'on attendit le soleil cet été-là. Conscient de la nécessité de faire les essais cette année encore, on décide en octobre d'installer un séchoir à terre (voir plus loin) et de couvrir l'aire d'essai par une tente. Au début du mois de novembre, les essais pouvaient commencer.

Pour faciliter le travail, nous avons disposé parallèlement les deux tentes qui couvraient deux zones de 5×20 m. Le rouleau à pieds de mouton, tiré par un bulldozer, en décrivant une figure fermée, passait à



Photo n° 3. — Vue de l'aire d'essai.

chaque tour une fois sur chaque aire. Ainsi, avec le même nombre de passages du rouleau, on pouvait obtenir simultanément deux valeurs de la densité, en prenant par exemple deux épaisseurs de couche ou deux teneurs en eau différentes.

Un bulldozer étendait très soigneusement la terre sèche apportée par un tournarocker. La régularité de la surface et l'épaisseur de la couche étaient contrôlées au niveau avec une tolérance de  $\pm 1$  cm.

On déterminait les densités soit avec un tube carotier, soit par la méthode du sable. Souvent, afin de les contrôler, les densités ont été prises deux fois.

b) *Caractéristiques du rouleau à pieds de mouton utilisé pour les essais*

Poids du rouleau plein . . . . .	9224 kg
Poids du rouleau vide . . . . .	4704 kg
Remplissage de sable . . . . .	4520 kg

*Dimensions*

Ø extérieur . . . . .	1,52 m
Longueur du cylindre . . . . .	1,53 m
Nombre total des pieds . . . . .	120 pièces
Surface de contact d'un pied . . . . .	42,33 cm <sup>2</sup>
Hauteur du pied . . . . .	19,5 cm

c) *Résultat des essais et commentaires*

Considérons en premier lieu les densités sèches de l'échantillon contenant toutes les composantes et faisons ressortir l'influence du compactage.

Nombre de passes compris entre	Nombre d'essais	Épaisseur des couches cm	Densité sèche moyenne t/m <sup>3</sup>
0-10	9	20-25	1,696
10-15	18	20-25	1,744
15-20	8	20-25	1,700
	35		

Un essai fait après élimination de 40 cm de terre compactée nous a donné une densité de 1,75 t/m<sup>3</sup>.

Moyenne de toutes les densités obtenues 1,722 t/m<sup>3</sup>

Pour la fraction inférieure à  $\phi$  8 mm, la moyenne est de . . . . . 1,562 t/m<sup>3</sup>

Teneur en eau moyenne de tous les essais 12,114 %

De ces résultats, nous remarquons :

1. Qu'il n'est pas possible d'apercevoir un effet de compactage qui irait en augmentant avec le nombre de passes.
2. Que la dispersion de tous les résultats est faible.

Conjointement à cela, le compactage de la terre autour de la galerie de l'évacuateur de crues nous donnait d'autres valeurs intéressantes.

Le damage était réalisé par l'énergie dynamique d'une dame de 100 kg ou d'un crapaud de 1000 kg.

Ici, les densités obtenues ont été les suivantes :

Toutes les composantes	1,88 - 1,915 - 1,95 t/m <sup>3</sup>	moyenne 1,915 t/m <sup>3</sup>
Éléments inférieurs à $\phi$ 8 mm	1,74 - 1,735 t/m <sup>3</sup>	moyenne 1,74 t/m <sup>3</sup>
Teneur en eau :	12 %.	

Voici donc les résultats d'essais qui étaient en notre possession à la fin de la campagne 1955. On était en droit de se demander si le rouleau à pieds de mouton était vraiment l'engin de compactage adapté à cette qualité de terre.

La littérature américaine traitant du problème des digues en terre n'avait jamais laissé de place au doute quant à l'efficacité du rouleau à pieds de mouton. Aux U.S.A., c'est la seule forme envisagée pour le traitement de masses importantes.

Cependant, en Allemagne, K. Keil, dans son ouvrage *Der Dammbau*, édition 1954, considère quatre formes de compactage :

- |              |                                       |
|--------------|---------------------------------------|
| 1. Statique  | Rouleaux de toutes espèces.           |
| 2. Dynamique | Dames, crapauds, grues dameuses, etc. |
| 3. Fonçage   | Pieux.                                |
| 4. Cinétique | Dames vibrantes.                      |

L'auteur discute ces formes de compactage au point de vue de leur efficacité sur les différentes terres que l'on peut rencontrer. Ainsi, à propos de l'effet de compactage dynamique, on peut lire :

« Son emploi s'étend en particulier aux masses rocheuses fortement décomposées — Schistes décomposés par les agents atmosphériques et contenant de l'argile. »

Keil est catégorique lorsqu'il affirme :

« Le compactage des éboulis de pente, des argiles et éboulis décomposés par les agents atmosphériques ne sera couronné de succès qu'avec cette forme d'énergie. »

La terre d'Arnon convenait d'autant plus à cette définition que le compactage dynamique effectué autour de la galerie de l'évacuateur de crues donnait de meilleurs résultats que le compactage avec le rouleau à pieds de mouton.

Quant aux engins développant une énergie cinétique (dames vibrantes), leur efficacité n'est réelle que dans des terrains sableux à faible cohésion.

Le fonçage de pieux était hors de question pour notre genre d'ouvrage.

Les résultats d'essais et les commentaires ci-dessus nous firent adopter une énergie de compactage dynamique. Deux procédés s'offraient à nous :

- a) Dame mécanique.
- b) Grue dameuse.

*Dames mécaniques*

Elles sont fabriquées par la firme Delmag en trois modèles : 500, 1000 et 2500 kg.

La hauteur de chute varie entre 15 et 40 cm et l'avancement est de 15 à 20 cm par coup.

D'après Keil, l'épaisseur des couches varie entre 25 à 40 cm, mais il est prudent d'adopter 25 cm pour les corps d'étanchéité des digues en terre.

	Dame de 1000 kg	Dame de 2500 kg
Épaisseur des couches	25 à 40 cm	30 à 60 cm
Nombre de passes	1 à 2	2
Rendement (2 passes)	100 à 150 m <sup>2</sup> /h	150 à 200 m <sup>2</sup> /h
Barrages jusqu'à	30 000 m <sup>3</sup>	50 000 m <sup>3</sup>

*Grues dameuses*

Résultent de la transformation d'une pelle équipée en dragueline. Une masse de fonte, d'acier ou de béton de 0,5 à 1 m<sup>2</sup> de surface et pesant de 2 à 3 t est fixée à l'extrémité du câble tracteur de la grue.

Le compactage est obtenu en laissant tomber cette masse d'une hauteur de 2 à 3,5 m.

L'effet de la masse se fait sentir jusqu'à 3 m au minimum. L'ébranlement atteint plus de 10 m de profondeur. Ce fait est particulièrement intéressant, car il

assure un contact plus intime des premières couches de la digue avec l'infrastructure et améliore l'infrastructure elle-même.

De même que pour tous les autres engins, l'épaisseur des couches dépend de plusieurs facteurs : poids de la masse, hauteur de chute, qualité des matériaux, teneur en eau, etc.

On peut, selon Keil, admettre que cette épaisseur varie entre 0,80 et 2 m.

Poids	Épaisseur en cm
2 à 2,5 t	80 à 120
2,5 à 4,5 t	100 à 150
4,5 à 6 t	150 à 200

Après le compactage, la surface du sol est irrégulière ; l'arasement et le passage du rouleau lisse permettront le libre écoulement des eaux de pluie.

Avec ce système, on peut laisser dans la masse à compacter des blocs jusqu'à 30 cm de diamètre.

#### Comparaison des deux procédés

Le crapaud utilise tout son poids dans le travail de damage, tandis que la dameuse n'en utilise qu'une faible partie ; il s'ensuit que le crapaud est plus délicat que la dameuse.

L'avantage du crapaud réside surtout dans le fait d'être plus simple, d'un transport plus facile, de mieux s'adapter aux points délicats de l'ouvrage. L'avance automatique du compactage permet un travail plus régulier. Par contre, les dameuses peuvent être transformées à n'importe quel moment en pelles pour exécuter d'autres travaux.

Deux arguments majeurs devaient déterminer notre choix :

1. La grue dameuse permet le damage de couches plus épaisses, donc possibilité pendant les périodes de beau temps d'amener un plus grand volume de terre sans craindre de dépasser la cadence de damage de la grue.

En effet, si l'on admet un rendement de 200 m<sup>2</sup>/h et une épaisseur de couche de 80 cm, on arrive à un volume de 160 m<sup>3</sup> de terre compactée par heure, soit 1600 m<sup>3</sup> en 10 h et 3200 m<sup>3</sup> en 1 jour, ce qui dépasse nettement les possibilités d'extraction et de transport du chantier.

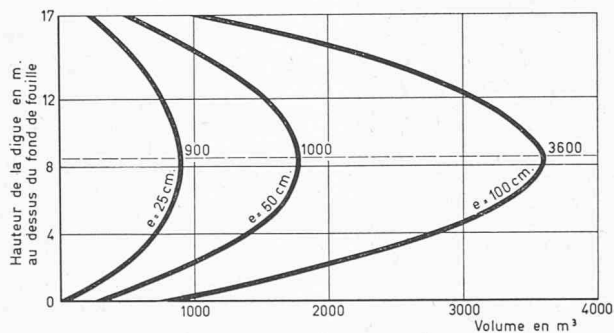


Fig. 10. — Volume des couches en fonction de leur épaisseur et de la hauteur de la digue en construction.

Remarquons encore que la surface totale à traiter au bulldozer pour l'égalisation et au rouleau lisse pour le lissage sera beaucoup plus faible, comme en témoigne le graphique figure 11.

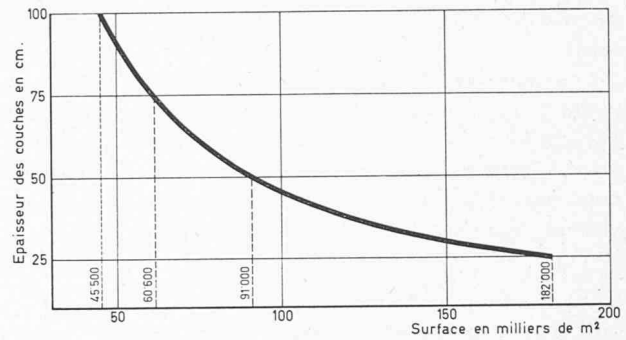


Fig. 11. — Surface totale à compacter en fonction de l'épaisseur des couches.

2. Nombreuses sont les entreprises qui ont fait l'expérience que le fonctionnement des crapauds est délicat et que les réparations sont nombreuses. Si l'on veut donc éviter tout retard dû à une cause mécanique, il faut prévoir un double matériel, ce qui est prohibitif.

#### Caractéristiques de l'engin de compactage choisi

Pelle Ruston Bucyrus 19RB.

Poids de 2,5 t constitué par un bloc de béton armé de 90×90 cm de surface de frappe.

Hauteur de chute : 2,5 à 3 m.

Épaisseur des couches avant compactage : 80 cm.

Nombre de coups par couche : 4.

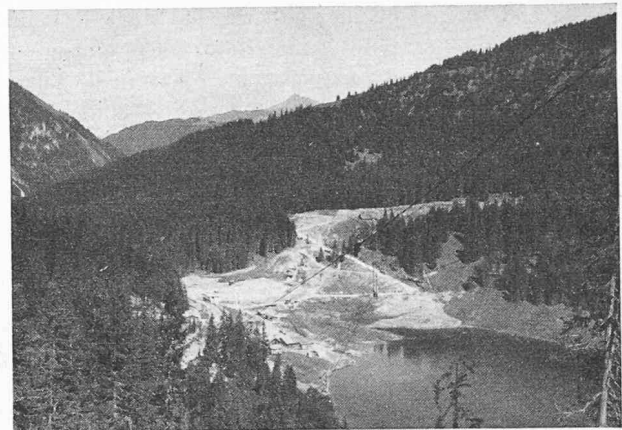


Photo n° 4. — Vue générale du chantier montrant la position de la digue par rapport aux terres d'emprunt situées au milieu en haut de la photo.

### 3) La construction de la digue

Nous nous contenterons, dans ce paragraphe, de parler du remblayage de la digue proprement dite, les travaux annexes étant de moindre intérêt. Disons toutefois que les trois campagnes de travaux (1954, 1955, 1956) furent dominées par le mauvais temps et que le rythme de construction s'en trouva fort ralenti.

#### a) Le remblayage et le compactage de la digue

Ainsi que nous l'avons vu dans le chapitre « Les essais en grand », une installation de séchage des terres avait été montée à la fin de la campagne 1955. Sa fonction était d'abaisser la teneur en eau des matériaux de remblayage de la digue et ainsi d'accélérer le séchage



naturel des terres après la pluie. En voici le fonctionnement :

Les matériaux humides déversés dans un silo tampon muni d'une grille primaire sont débarrassés des pierres plus grandes que 30 cm. Puis, un chargeur à secousses placé à la base du silo charge un tapis roulant à l'extrémité duquel la terre se déverse sur la grille d'un tamis vibreur, qui évacue toutes les pierres plus grandes que 10 cm.

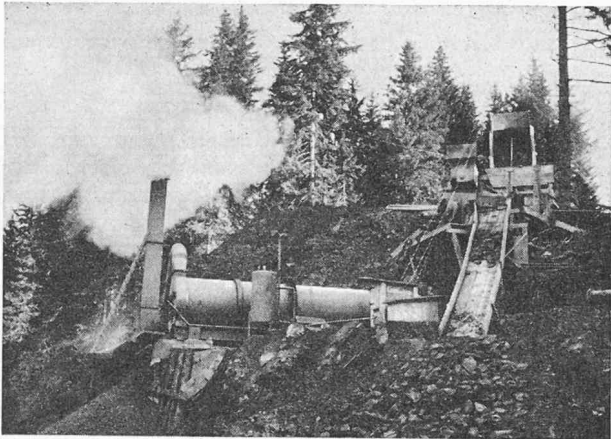


Photo n° 5. — Installation de séchage des terres.

L'élimination des pierres est faite pour ne pas endommager le four. Ensuite, les matériaux passent dans le four rotatif ; ils y sont séchés par la chaleur dégagée par la combustion du mazout giclé par deux brûleurs situés aux deux extrémités du cylindre. Un ventilateur aspire l'air humide et permet ainsi l'arrivée de l'oxygène nécessaire à la combustion. Une série de pales hélicoïdales guident la terre vers l'extrémité aval du four.

A l'origine, lorsqu'il était admis que le rouleau à pieds de mouton serait l'engin de compactage et que



Photo n° 6. — Mise en place des terres. Au premier plan, élimination des grosses pierres. Au deuxième plan, la grue dameuse en action.

l'espoir d'une amélioration du temps subsistait encore, le scraper semblait très bien convenir au remblayage. Les sondages effectués n'avaient décelé qu'une faible proportion de grosses pierres. La pente de la zone d'emprunt devait faciliter le remplissage de la benne grâce à l'aide de la force due à la gravité. Cet engin présentait l'avantage de faire à lui seul plusieurs opérations : son chargement, le transport et l'épandage de la terre en couches d'épaisseur déterminée.

Les essais effectués sur les couches superficielles furent bons. Malgré ces avantages, ce système présentait les deux inconvénients suivants qui l'ont fait rejeter :

1. Le scraper prend peu à la fois, mais sur de longues bandes. Les surfaces découvertes sont grandes. En conséquence, une petite averse suffit à mouiller de grandes quantités de terre.
2. Le scraper exige un matériau relativement homogène, ce qui n'est pas le cas à Arnon. En profondeur, la présence de nombreux blocs aurait créé de sérieuses difficultés.

De plus, le changement de la méthode de compactage ne rendait plus nécessaire la mise en place de couches de terre de faible épaisseur.



Photo n° 7. — Vue de la zone d'emprunt des terres.

Voici comme on procéda :

Une pelle North-West, équipée pour le travail en butte, charge des turnapulls et des dumpers. Selon la teneur en eau de la terre, certains véhicules déchargent leur benne dans le silo du séchoir, d'autres vont directement sur la digue. Là, un trax D6 étend les matériaux en couches de 0,80 m d'épaisseur, en les mélangeant aussi bien que possible. Un dumper est affecté exclusivement au transport des terres sortant du four.

A notre contentement, les matériaux extraits en profondeur avaient une

teneur en eau relativement faible. De ce fait, pendant les périodes de beau temps, le remblayage a pu se faire sans séchage. Le séchoir demeurerait cependant très utile, car il permettrait une prompte reprise du remblayage après les chutes de pluie.

Le massif d'emprunt, bien que formé d'une même qualité de matériaux, possède cependant des zones plus ou moins graveleuses et plus ou moins schisteuses. Afin d'assurer l'homogénéité de la construction, il convenait de mélanger ces variétés. Un bulldozer raclant le sol et poussant la terre près de la pelle donna entière satisfaction. Ce mode de faire, en plus de ses avantages techniques, augmentait le rendement de la pelle : les matériaux débités qui s'entassaient étant plus rapidement chargés dans les véhicules que le terrain en place.

Le compactage de la terre est obtenu par la chute d'une masse de 2,5 t lâchée d'une hauteur de 2,5 à 3 m par une pelle 19RB. Le nombre de coups imposé par les essais est de quatre. Cependant, les quatre coups ne doivent pas être assésés localement ; il faut que toute une surface de la digue soit damée une fois avant de frapper le deuxième coup, et ainsi de suite.

La masse de 2,5 t était formée d'un cube en béton armé. Malgré sa qualité, ce béton se détériorait assez rapidement. Une protection de la surface frappante par une forte tôle d'acier aurait certainement permis d'utiliser pour toute la campagne un seul plot au lieu de trois.

Après la pluie, le travail pouvait promptement être repris si l'on avait eu soin d'appliquer les quelques mesures suivantes :

1. Pendage des couches de 4 % vers l'amont ou vers l'aval, suivant les nécessités du chantier. Cette pente de 4 % est un minimum au-dessous duquel il ne faut pas descendre, si l'on désire une évacuation efficace de l'eau.
2. Arasement de la zone compactée avec la lame du bulldozer et lissage au moyen d'un rouleau lisse de 6,5 tonnes tiré par un tracteur, ceci quelles que soient les prévisions météorologiques.

L'arasement de la surface avant le lissage, en supprimant les irrégularités causées par le compactage, permet au rouleau de produire pleinement son effet.

3. Lissage des surfaces non encore compactées lorsque la pluie menace. L'expérience a montré qu'il vaut mieux perdre du temps à faire un lissage superflu que de risquer une averse sur une couche non préparée.

En effet, si la pluie est abondante, la terre peut se gorger d'eau à tel point qu'elle devient impropre à la construction et doit être éliminée.

4. Creuse de petites rigoles à l'intersection de la surface de la digue avec le fond de fouille. Ce drainage récolte ainsi les eaux qui ruissellent sur le fond de fouille et les empêche de couler sur l'aire de travail. Ce phénomène se produit à

cause de la forme en V de la fouille considérée dans l'axe de la digue. Il va sans dire que l'aménagement de ces rigoles ne se fait que lorsque la surface du fond de fouille est encore appréciable.

Autour de la galerie de l'évacuateur de crues, le damage a été fait à la fin de la campagne 1955 par une dame de 100 kg et un crapaud de 1000 kg. Les résultats obtenus furent bons.

#### Quelques chiffres concernant la digue

Hauteur maximum . . . . .	17 m
Empattement maximum . . . . .	73 m
Longueur au couronnement . . . . .	140 m
Volume de la digue . . . . .	40 000 m <sup>3</sup>
Épaisseur du filtre . . . . .	0,80 m
Surface du perré . . . . .	3 700 m <sup>2</sup>
Épaisseur des couches avant compactage . . . . .	0,80 m
Épaisseur des couches après compactage . . . . .	0,60 m
Remblayage moyen journalier (2×10 heures) . . . . .	620 m <sup>3</sup>
Remblayage maximum journalier (2×10 heures) . . . . .	1 100 m <sup>3</sup>
Surface moyenne compactée par heure . . . . .	115 m <sup>2</sup>

#### b) Injection de l'infrastructure

Ainsi que l'avaient montré les sondages géoélectriques et les sondages tubés, les 50 m d'éboulis recouvrant le rocher en place sont formés schématiquement de trois couches distinctes :

1. Zone inférieure peu perméable de 30 à 40 m d'épaisseur.
2. Zone médiane hétérogène de 20 à 25 m d'épaisseur. Etanchéité moins assurée que dans la zone inférieure. Blocs, lentilles d'argile, sable.
3. Couche superficielle d'épaisseur très variable de 0 à 8 m, presque exclusivement formée de tourbe et d'argile de mauvaise qualité.

La profondeur de la zone inférieure excluait d'y fonder la digue. Il fallait donc éliminer les couches d'argile et de tourbe superficielles et fonder l'ouvrage sur la couche médiane en se prémunissant du danger qu'offraient, au passage de l'eau, des zones localement plus perméables en y faisant des injections.



Photo n° 8. — Vue de la digue et du perré en construction.



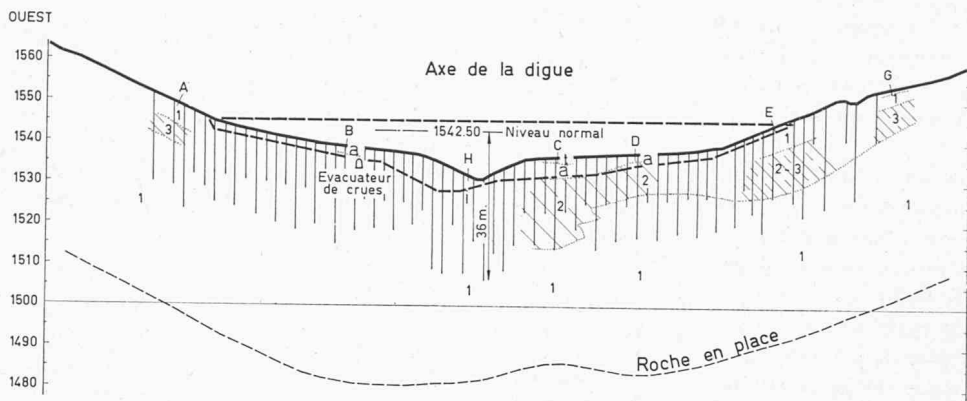


Fig. 12. — Rideau d'injection.

t Tourbe.  
a Argile et dépôts sensiblement argileux.  
i Zone d'infiltration d'eau de surface.  
A-H Sondages géoélectriques D' Fisch, géophysicien.

Types d'éboulis

Résistivité ohm-mètre	Taille des débris	Teneur en argile	Perméabilité
1 90-150	petite	très grande	très petite
2 150-300			
3 300-600	grande	faible	grande

La position du rideau d'injection fut choisie un peu en amont de l'axe de la digue. Quant au produit d'injection, après des essais infructueux avec de l'Opalite, on adopta une matière plus fine encore, la Bentonite (fig. 12).

Voici quelques renseignements sur le rideau d'injection qui fut exécuté :

Longueur en plan du rideau d'injection . . . . .	171 m
Nombre de forages . . . . .	66
Longueur totale des forages . . . . .	1 141 m
Longueur moyenne des forages . . . . .	17,30 m
Surface du rideau (déduction faite de la zone supérieure qui a été éliminée lors de l'excavation de la fouille de la digue) . . . . .	2 100 m <sup>2</sup>
Quantité de Bentonite injectée . . . . .	84 t
Quantité de Bentonite injectée par m <sup>2</sup> de voile . . . . .	40 kg
Quantité de Bentonite injectée par m <sup>1</sup> de trou . . . . .	73 kg

Injections autour de la galerie de l'évacuateur de crues

Ces injections complètent les mesures déjà prises pour empêcher le cheminement des eaux le long de la galerie de l'évacuateur de crues.

Ces mesures sont les suivantes :

1. Construction de chicanes en béton autour de la galerie.
2. Application d'un produit bitumineux assurant un meilleur contact des grains de terre avec le béton.
3. Damage soigné de la terre autour de la galerie.
4. Injections de bitume autour de la galerie.

4) Les contrôles du remblayage de la digue

a) Granulométrie

Les essais de granulométrie faits au cours de la construction de l'ouvrage n'ont jamais infirmé les courbes admises dans les études. Les granulométries reproduites

indiquent la zone de battement dans laquelle on a trouvé toutes les courbes (fig. 13).

Nous avons reporté une courbe idéale qui permettrait d'obtenir un mélange compact de densité maximum, chaque grain occupant le vide laissé par ceux dont le diamètre est supérieur. C'est la courbe déduite de la formule de Talbot :

$$P = \left(\frac{d}{D}\right)^n$$

P = pourcentage en poids sec des grains passant au travers d'un tamis donné dont l'écartement des mailles est connu.

d = diamètre des mailles du tamis.

D = diamètre maximum des grains.

n = exposant variable entre 0,24 et 1,2. Pour les matériaux terreux, n est compris entre 0,25 et 0,40.

Avec n = 0,30, nous voyons que la courbe de Talbot s'inscrit admirablement dans le fuseau granulométrique des terres d'Arnon. Une grande parenté apparaît immédiatement entre ces courbes. A simple lecture de ce graphique, on pourrait rapidement déduire que les terres d'Arnon permettent d'obtenir une forte compacité et une faible perméabilité.

Un autre graphique indique la composition granulométrique du sol de fondation de l'ouvrage. Là encore les mêmes remarques peuvent être faites ; toutefois le pourcentage d'éléments fins est plus grand.

b) Densité sur place et teneur en eau

Quelques essais effectués au moyen d'un tube carotier n'ont pas produit de résultats utilisables à cause de la présence de nombreuses pierres.

Nous avons étudié la mesure de la densité au moyen d'isotopes radioactifs. Dans son principe, l'installation

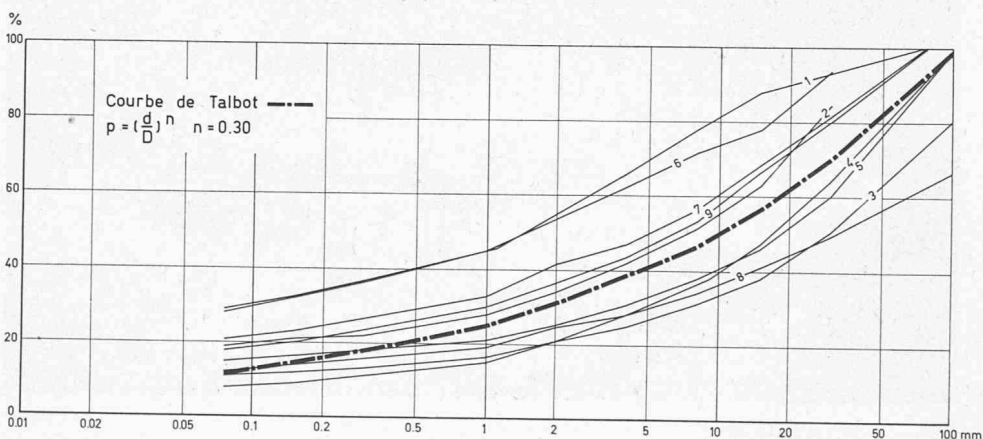


Fig. 13. — Composition granulométrique des terres de remblayage.

- Terre d'emprunt non compactée
- 1 (brune)
  - 2 (grise)
  - 3 avec éléments > 30 mm
  - 4 avec tous les éléments
  - 5 prise à la sortie du four de séchage
- Terre compactée sur la digue
- 6
  - 7
  - 8 avec éléments > 30 mm
  - 9

comprend deux tubes distants de 80 cm enfoncés dans le terrain. L'un des tubes contient la source radioactive, l'autre renferme un compteur Geiger-Müller relié à un numérateur-compteur des impulsions. Plus la densité du sol est grande, plus l'absorption est élevée et plus la fréquence des impulsions reçues est faible.

Nous avons renoncé à ce procédé pour les raisons suivantes :

1. Difficulté technique de foncer les tubes dans le terrain à distance constante.
2. Difficulté d'étalonner l'appareil.
3. Les densités obtenues par ce système sont des valeurs globales. La présence d'une grosse pierre entre la source et le récepteur produirait une augmentation sensible de la densité. Ce défaut pourrait être éliminé en partie en multipliant le nombre de déterminations en déplaçant la source, par exemple, sur une circonférence centrée sur le compteur. Toutefois, puisque ce sont les éléments inférieurs à 8 mm qui sont déterminants pour l'évaluation d'un compactage, une valeur globale de la densité du sol ne saurait donner une indication précise sur l'efficacité du compactage.
4. La source de radiocobalt  $Co^{60}$  utilisable devait avoir une activité de 200 mc. La manutention de cette



Photo n° 9. — Détermination de la densité sur place.

source présente déjà un certain danger puisque le séjour admissible sans protection à 1 m de la source est d'une heure par semaine.

Nous avons déterminé la densité par la méthode du sable fin, qui est longue et laborieuse, mais les valeurs obtenues sont plus sûres que celles données par un autre procédé.

Le principe de la méthode est simple. Le prélèvement se fait en trois temps :

1. Creuse d'un trou cylindrique de  $\varnothing$  20 cm environ et de 18 à 20 cm de profondeur. La terre extraite est soigneusement mise dans un bidon fermé.
2. Remplissage du trou par un sable calibré et de densité connue (à Arnon, sable de quartz).
3. Récupération du sable.

De retour au laboratoire, on détermine par une série d'opérations les valeurs caractéristiques de la terre, surtout la teneur en eau des éléments  $< \varnothing$  8 mm et la densité sèche des éléments  $< \varnothing$  8 mm, qui sont les véritables valeurs de comparaison du compactage d'un sol.

Le nombre total de déterminations fut de 57, ce qui représente pour un volume de digue de 39 225 m<sup>3</sup> un essai pour 688 m<sup>3</sup> de terre en place. Le graphique n° 14 donne les courbes de fréquence des essais.

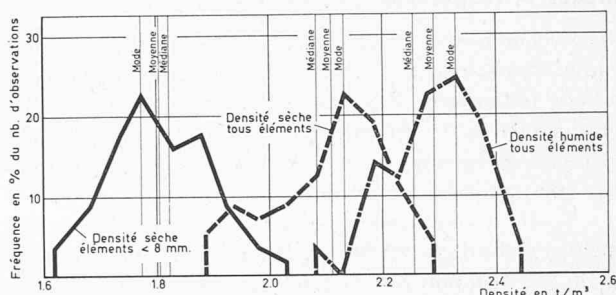


Fig. 14. — Courbe de fréquence des densités.

(à suivre)

## L'ACTUALITÉ AÉRONAUTIQUE (XIX)

### Il faut repenser l'aéronautique européenne

D'une intéressante étude de M. E. de la Gabbe, parue récemment dans une revue allemande<sup>1</sup> et consacrée à la recherche aéronautique en Europe, nous retirons les éléments suivants :

Une entreprise économique ou industrielle ne peut subsister que si son volume d'affaires, c'est-à-dire sa capacité de production, dépasse une certaine valeur, définie par le « seuil économique ». En dessous de cette valeur et avec des investissements insuffisants, une entreprise n'a aucune chance de se développer ni de produire à des prix compétitifs. L'industrie aéronautique ne constitue nullement l'exception à cette règle, bien au contraire. A cause de l'évolution technique très marquée, cette industrie doit précisément consentir des mises de fonds considérables pour la recherche, les essais et les mises au point. C'est pourquoi le « seuil économique » de l'industrie aéronautique est l'un des plus élevés de toutes les industries. Toutefois, dans le cas particulier de l'industrie aéronautique, les lois économiques sont souvent faussées, car cette industrie bénéficie, dans une proportion fort variable, d'une aide de l'Etat. Dans l'actuelle période de transition et d'adaptation de l'avion clas-

sique aux engins guidés, cette aide de l'Etat devient plus nécessaire encore.

En Europe, le progrès technique dans l'industrie aéronautique commence à faire craquer les étroites limites de frontières. Le cadre de l'Etat est déjà devenu trop petit pour que certains travaux puissent jamais être rentables. Il semble que le « Marché commun » puisse offrir précisément à l'industrie aéronautique les poumons dont elle a besoin pour vivre véritablement, au moment où on s'aperçoit qu'elle ne faisait souvent que végéter artificiellement dans le cadre de l'Etat. Le secrétaire général de l'Union syndicale des industries aéronautiques françaises, M. Adenot, contrôleur général, a récemment déclaré qu'à la base d'une industrie aéronautique commune européenne, on constate l'existence des points suivants :

- évaluation commune des types et du nombre des avions nécessaires à la communauté, au moins pour les dix ans à venir ;
- accords bilatéraux ou multilatéraux relatifs à l'exécution en commun des travaux préparatoires, de mise au point et de fabrication, selon des directives à définir.

L'ingénieur, que l'industrie aéronautique met particulièrement à contribution, ne manque pas de s'intéresser à ce genre de problème. Son premier vœu est que la mise en commun de certains moyens de recherche fondamentale et l'adoption d'une ligne de conduite technique commune se réalisent le plus rapidement possible. Il s'agit ici d'un

<sup>1</sup> E. DE LA GABBE, ingénieur, Paris : « Gemeinsame Forschung und Entwicklung in der europäischen Luftfahrt », *Luftfahrttechnik* N° 5, 1959.