



This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

- + *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
- + *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
- + *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
- + *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

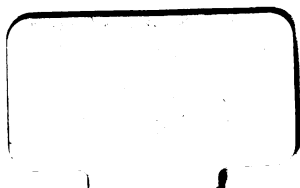
Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at <http://books.google.com/>



GODFREY LOWELL CABOT SCIENCE LIBRARY
of the Harvard College Library

This book is
FRAGILE
and circulates only with permission.
Please handle with care
and consult a staff member
before photocopying.

Thanks for your help in preserving
Harvard's library collections.





ÉTUDE THÉORIQUE ET PRATIQUE

SUR LES

BARRAGES-RÉSERVOIRS

PAR

07-11-12
A. DUMAS.

INGÉNIEUR DES ARTS ET MANUFACTURES

~~~~~  
Extrait du Journal **LE GÉNIE CIVIL**  
~~~~~

PARIS

LE GÉNIE CIVIL | **BAUDRY ET C^{ie}**
6, RUE DE LA CHAUSSEE-D'ANTIN, 6 | 15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

1896

Eno 1078.96.5

MAR -6 1912.
RECEIVED UNDER
DEPARTMENT OF ENGINEERING.

JUL 22 1917
TO THE
LIBRARY

ÉTUDE THÉORIQUE ET PRATIQUE

SUR LES

BARRAGES-RÉSERVOIRS



INTRODUCTION

Historique. — L'idée d'établir une digue en travers d'une vallée, de façon à arrêter l'écoulement naturel des eaux et à constituer un lac artificiel, remonte, sans aucun doute, à l'antiquité la plus reculée. De tous temps l'homme s'est efforcé d'approprier à la satisfaction de ses besoins les diverses ressources que la nature met à sa disposition. L'eau, qui est un des éléments les plus nécessaires à son existence, ne lui étant fournie qu'à des époques plus ou moins espacées, il a dû s'ingénier de bonne heure, surtout sous certains climats, à réparer les effets de l'alternance des saisons en emmagasinant, pendant les périodes de trop grande abondance, les quantités qui peuvent lui faire défaut pendant les moments de sécheresse.

Dès que l'on eut compris les bienfaits effets de l'eau sur la végétation et l'intérêt qu'il y a à suppléer à l'insuffisance des pluies par des irrigations artificielles, on dut s'appliquer à se ménager des réserves pour cet usage, et c'est sans doute pour les besoins de l'agriculture que les premiers grands réservoirs furent créés. Tout porte à croire que ce sont les premiers Égyptiens qui ont imaginé l'emploi d'immenses réservoirs pour retenir une partie des crues du Nil et la restituer ensuite, peu à peu, aux époques de sécheresse. Ils ont établi, dans ce but, des ouvrages gigantesques qui, pour être moins connus que leurs fameuses pyramides, n'en sont pas moins beaucoup plus dignes de notre admiration, tant à cause de l'utilité et de la grandeur de leur but qu'à cause de leurs dimensions colossales.

C'est à un semblable usage qu'était destiné le fameux lac Mœris, que Bossuet décrit ainsi, d'après Hérodote et Diodore de Sicile :

« Tel était l'usage de ce grand lac, qu'on appelait le lac Myris ou

de Mœris, nom du roi qui l'avait fait creuser. On est étonné quand on lit, ce qui néanmoins est certain, qu'il avait de tour environ 180 de nos lieues. Pour ne point perdre trop de bonnes terres, en le creusant, on l'avait étendu principalement du côté de la Lybie. La pêche en valait au prince des sommes immenses et ainsi, quand la terre ne produisait rien, on en tirait des trésors en la couvrant d'eau. Deux pyramides, dont chacune portait sur un trône des statues colossales, l'une de Myris et l'autre de sa femme, s'élevaient de 300 pieds au-dessus du lac et occupaient sous les eaux un pareil espace. Ainsi elles faisaient voir qu'on les avait érigées avant que le creux eût été rempli et montraient qu'un lac de cette étendue avait été fait de main d'hommes, sous un seul prince ⁽¹⁾ ».

M. Linant de Bellefonds a montré ⁽²⁾ que, contrairement à la description qui précède, ce lac, aujourd'hui à sec, avait été *formé*, mais non pas *creusé*, comme le disent la plupart des historiens. Le creusement d'une pareille surface à une aussi grande profondeur aurait évidemment été impossible pendant la durée du règne de Mœris (1740 à 1724 avant J.-C.); mais il n'en est pas moins vrai que les digues qui formaient ce lac avaient des dimensions colossales. Sa contenance, d'après E. Reclus, était de près de trois milliards de mètres cubes, et il pouvait irriguer 180 000 hectares.

Les anciens peuples de l'Asie paraissent également avoir pratiqué les irrigations et construit des réservoirs à une époque très reculée. Le lac ou réservoir artificiel créé par la reine Nitocris était si grand qu'il pouvait recevoir pendant vingt-deux jours tout le débit de l'Euphrate.

Dans l'Inde, les réservoirs ou étangs artificiels se comptent par milliers et la plupart remontent à la plus haute antiquité. Quelques-uns ont des dimensions colossales et l'un d'eux, dans la Présidence de Madras, occupe 20 000 hectares et a 48 kilomètres de tour ⁽³⁾.

Dans l'île de Ceylan, on compte de 600 à 700 réservoirs artificiels dont la construction remonte à une époque très ancienne. Le principal d'entre eux est celui de Padzivil, près d'Anuradhapoura, dont la retenue est formée par un barrage de 18 kilomètres de longueur, 25 mètres de hauteur, 70 mètres de largeur à la base et 10 mètres au couronnement. Ce barrage est aujourd'hui détérioré et sa restauration est estimée à 32 millions ⁽⁴⁾. Dans cette même île se trouve encore le lac artificiel de Minery, qui est formé par une digue de 1 700 mètres de longueur, derrière laquelle est un lac de plus de 32 kilomètres de circonférence. Ce réservoir, qui a plus de vingt siècles d'existence, fonctionne encore aujourd'hui ⁽⁵⁾.

(1) BOSSUET : *Histoire Universelle*.

(2) LINANT DE BELLEFONDS : *Les principaux travaux d'utilité publique en Egypte, depuis les temps les plus reculés jusqu'à nos jours*.

(3) BECHMANN : *Distributions d'eau*.

(4) LÉGER : *Les travaux publics au temps des Romains*.

(5) GUILLEMAIN : *Rivières et canaux*.

Enfin, à Java, il existe un barrage en briques de 325 mètres de longueur sur 4 mètres d'épaisseur servant autrefois à l'alimentation de rizières et dont la construction remonte également aux temps les plus reculés (1).

Les Romains, dont les aqueducs encore debout provoquent à si juste titre notre admiration, ne paraissent pas avoir construit de barrages importants. Les rares barrages de construction romaine que l'on rencontre n'ont, d'ailleurs, pas été établis, comme les précédents, pour le service des irrigations, mais simplement pour l'alimentation des aqueducs et des naumachies. Tel était le but de ceux dont on voit encore des traces dans le voisinage d'Aix, de Saint-Remy et de la Ciotat.

En Afrique on trouve encore de nombreux barrages en belle maçonnerie appareillée, notamment dans la plaine du Hadna et sur les rivières Oued-Selman, Mnaïfa, Chelal, etc., édifiés par les Arabes, de même que la retenue d'Alpera, près d'Albacète, en Espagne, qui date de plus de dix siècles (2).

Toutefois ce ne sont pas les Maures qui ont construit ces fameux barrages espagnols qui nous étonnent, sinon par l'habileté qui a présidé à leur construction, du moins par leur grande hauteur et la masse énorme de maçonnerie avec laquelle ils sont constitués. Le plus ancien de ces barrages, celui d'Almanza, ne paraît pas remonter au delà de la première moitié du xvi^e siècle, et le plus important, celui d'Alicante, a été construit de 1579 à 1592. Il est bien vrai que ce sont les Maures qui introduisirent en Espagne l'usage des irrigations, mais leurs travaux ont surtout consisté dans l'établissement de canaux de dérivation ne comportant comme ouvrages de prise d'eau que des barrages submersibles de peu de hauteur. Tous les barrages-réservoirs de l'Espagne ont été construits par les Espagnols eux-mêmes, tantôt par des syndicats d'usagers à l'aide d'emprunts remboursables par annuités, comme le barrage d'Alicante, tantôt par des sociétés d'exploitation qui vendent l'eau aux riverains, comme à Elche (3).

On pourrait citer un grand nombre d'autres pays où l'on trouve encore des vestiges de barrages remontant à une époque très reculée. Non seulement il en existe en Perse, en Chine et au Japon, mais on en a trouvé au Pérou dont la construction est bien antérieure à la conquête espagnole.

But et utilité des barrages. — Tous les barrages dont il vient d'être question avaient pour but, à part quelques rares exceptions, de fournir des réserves d'eau pour les irrigations, et c'est pour cela qu'on les rencontre surtout dans les pays chauds, soumis à la sécheresse et où la végétation ne se développe convenablement que grâce à l'arrosage. De nos jours les barrages-réservoirs sont, au contraire, appelés à

(1) A. RONNA : *Les irrigations*.

(2) LEGER : *Ouvrage cité*.

(3) ATMARD : *Irrigations du Midi de l'Espagne*.

répondre à des besoins multiples, et non seulement ils continuent à être appliqués à la fertilisation du sol par l'irrigation, mais ils sont employés, en outre, à augmenter la salubrité des villes par d'abondantes distributions d'eau et à créer des puissances mécaniques considérables et faciles à utiliser. Établis sur des cours d'eau inutiles à cause du peu d'importance de leur débit d'étiage et nuisibles par les inondations que déterminent leurs crues, ils permettent de transformer un vallon aride et désert en une contrée florissante, riche par la fertilité de ses terres irriguées et peuplée d'usines auxquelles la force motrice est fournie en abondance et à bas prix.

Nous ne pensons pas qu'il y ait lieu d'insister ici sur les immenses avantages que présente la construction de ces ouvrages et sur l'importance des richesses naturelles qu'ils permettent de conserver et d'utiliser. Nous ferons seulement remarquer que l'aménagement des cours d'eau par la création de réservoirs va, sans doute, être incessamment l'objet d'une vive attention. Si la puissance motrice que recèlent ces cours d'eau a été, jusqu'ici, si peu utilisée, c'est non seulement parce que leur régime plus ou moins capricieux les rend peu propices à l'alimentation régulière des usines, mais aussi parce qu'ils se trouvent souvent dans des régions inaccessibles ou trop éloignées des centres industriels. Grâce aux récents progrès de l'électricité, on pourra maintenant aller chercher les forces naturelles partout où elles seront faciles à recueillir et les amener, par une canalisation peu coûteuse, dans les endroits où elles pourront être avantageusement employées.

Nul doute, dès lors, que la construction des barrages-réservoirs ne prenne bientôt un très grand développement, surtout si l'on considère les effets multiples qu'ils sont susceptibles de produire. Jusqu'ici on a dû, dans beaucoup de cas, renoncer à la création de réservoirs reconnus utiles, soit pour l'irrigation, soit pour l'atténuation des crues, à cause de la grande dépense qu'ils auraient occasionnée et qui aurait peut-être été supérieure aux avantages procurés. On conçoit que l'établissement de ces réservoirs ne sera plus guère différé si, en outre de ces mêmes avantages, il est possible d'utiliser la force motrice créée par les barrages en la transportant à une distance suffisamment grande pour qu'on puisse lui trouver un emploi rémunérateur.

En 1881, M. Chrétien évaluait à 17 millions de chevaux-vapeur la force hydraulique naturelle disséminée dans toute la France, et admettait qu'il était possible d'en utiliser, à l'aide de l'électricité, au moins la dix-septième partie, soit un million de chevaux-vapeur ⁽¹⁾. Sans doute il s'écoulera de longues années avant que ce résultat soit obtenu, mais il n'est pas douteux que l'utilisation des forces hydrauliques ne prenne de jour en jour plus d'extension, grâce à la construction de réservoirs qui permettront de les régulariser et de les recueillir, et grâce à l'électricité qui fournira un véhicule économique pour les amener jusqu'au lieu même d'emploi.

(1) *Dictionnaire d'électricité*, par DUMONT et LEBLANC.

L'utilité des barrages-réservoirs étant bien établie, nous allons examiner leurs divers modes de construction, en faisant ressortir les progrès accomplis dans ces dernières années. En même temps, nous donnerons la description sommaire des principaux barrages construits jusqu'ici et nous ferons connaître les différents besoins auxquels doivent satisfaire les réservoirs qu'ils ont créés.

Divers modes de construction des barrages. — Suivant le genre de leur construction, les barrages peuvent se diviser en trois catégories :

1° *Les barrages en terre*, constitués simplement par un remblai en terrain ordinaire ou convenablement choisi et préparé;

2° *Les barrages mixtes*, composés de différentes manières et avec des matériaux très divers : terre, maçonnerie, bois, fascines, rocaïlle, etc.;

3° *Les barrages en maçonnerie*, dans la construction desquels il n'entre que de la pierre et du mortier.

CHAPITRE PREMIER

Barrages en terre.

Formes et dimensions. — En France, la hauteur des retenues uniquement constituées par des digues en terre ne dépasse, généralement, pas sensiblement une quinzaine de mètres; mais à l'étranger, et notamment en Angleterre, on a construit, comme nous le verrons, des digues d'une hauteur double. Quant à leur forme, elle est extrêmement variable suivant les circonstances locales, les matériaux dont on dispose et les soins apportés dans leur construction.

A cause même de la nature des matériaux qui entrent dans leur constitution, les barrages en terre ne se prêtent pas à un calcul méthodique, et leur épaisseur n'est déterminée que par des règles empiriques plus ou moins justifiées. D'après certains auteurs, il convient de donner aux barrages en terre une largeur en crête égale à la moitié de leur hauteur, tandis que d'autres Ingénieurs estiment que cette largeur doit rester la même quelle que soit la hauteur du barrage. Un Ingénieur américain, M. Trautwine, a proposé de fixer l'épaisseur en crête d'après la formule :

$$e = 2p + 2\sqrt{H}$$

dans laquelle p = pied anglais = 0^m 3048 et H est la hauteur de l'ouvrage.

Enfin, M. Guillemain ⁽¹⁾ estime qu'avec un bon corroi, il est inutile de donner à la plate-forme une largeur égale à la demi-hauteur de la digue, mais que cette largeur ne doit jamais descendre au-dessous de

(1) GUILLEMAIN : *Rivières et Canaux*.

5 mètres. Dans certains cas, où l'action solaire et les grandes pluies sont à redouter, il convient même de porter cette largeur à 8 ou 10 mètres, surtout si l'on prévoit que la digue sera exposée à être battue par les lames ou les glaçons.

Il se forme, en effet, sur les lacs créés par les barrages, des vagues d'autant plus fortes que leur profondeur est plus grande et qu'ils sont plus exposés aux vents violents. Ainsi on a observé, sur l'étang de Chazilly, dont nous parlerons plus loin, des lames de 3 mètres de hauteur, et il est certain que de pareilles vagues sont capables de produire de sérieuses avaries quand elles déferlent sur la digue. Il faut donc qu'elles trouvent en y arrivant une défense assez solide et assez élevée pour ne pas être surmontée. Pour cela il est nécessaire, non seulement que le couronnement du barrage soit assez épais, mais encore qu'il soit à un niveau notablement supérieur à celui de la retenue. On évitera cependant une trop grande surélévation du barrage en le surmontant d'un parapet solidement maçonné, destiné à arrêter l'embrun provenant des lames et à empêcher les dégradations que pourrait occasionner la projection de l'eau sur le couronnement et le talus extérieur.

Quant au profil des barrages en terre, il est extrêmement variable, aussi bien pour le talus d'amont que pour le talus d'aval. Voici cependant, d'après M. Guillemain, le profil qui, en France du moins, paraît réunir aujourd'hui le plus de suffrages

Du côté amont, une inclinaison générale de 1 $\frac{1}{2}$ de base pour 1 de hauteur, dessinée soit par un plan incliné, soit par les gradins en maçonnerie qui constituent le revêtement;

Du côté aval, une succession de surfaces inclinées raccordées par des banquettes horizontales et dont l'ensemble dessine en quelque sorte une courbe ayant sa convexité tournée vers le remblai et analogue au talus que prennent les terres abandonnées à elles-mêmes.

Composition du remblai. — Les dimensions générales qui précèdent supposent que la digue sera constituée, non par un simple remblai composé de matériaux quelconques, entassés sans aucune précaution, mais bien à l'aide de matériaux choisis et convenablement mis en place. D'une part, il faut écarter les terres trop argileuses, à cause des variations de volume qu'éprouve l'argile suivant la plus ou moins grande quantité d'eau qu'elle contient, variations qui produisent des dislocations et des éboulements; d'autre part, il faut proscrire les terres trop sablonneuses comme trop sujettes aux infiltrations. Le massif de la digue doit être formé avec un bon corroi, c'est-à-dire avec une substance homogène et imperméable. L'idéal est d'avoir un terrain argilo-sableux ne contenant que juste ce qu'il faut d'argile pour relier entre eux les grains de sable, de façon à constituer une espèce de mortier dans lequel la chaux serait remplacée par l'argile.

Un pareil terrain ne se trouve, naturellement, pas toujours à proxi-

mité du lieu d'emploi, et, dans certains cas, il devient nécessaire, comme cela a été fait pour le barrage de la Liez, de composer un corroi artificiel avec les terres dont on dispose. Dans d'autres cas, comme à la digue de Mittersheim, par exemple, on a simplement amélioré la nature, déjà satisfaisante, du corroi en le mélangeant avec une petite quantité de chaux hydraulique, soit à l'état de poudre, soit sous forme de lait de chaux, suivant que le terrain était plus ou moins humide.

Toutes les précautions qui précèdent ne suffisent d'ailleurs pas, et il faut, en outre, pendant la mise en place des matériaux, opérer un battage ou un pilonnage très soigné et en procédant par couches de reu d'épaisseur.

Revêtement des talus. — Nous avons vu que le talus d'amont est sujet à être dégradé, soit par les projections d'eau qui le pénètrent et tendent à l'affouiller, soit par le choc des glaçons ou autres masses pesantes qui tendent à le renverser. Tant que la profondeur est peu considérable, on peut, en général, se borner à revêtir ce talus par de simples perrés ordinaires, de 0^m50 à 0^m80 d'épaisseur, qui constituent une sorte de tapis perméable détruisant la force affouillante du clapotis. Mais un pareil revêtement, solidaire dans toute l'étendue de la digue est difficile à réparer, et lorsque la profondeur augmente, il devient convenable de fractionner l'inclinaison générale en gradins d'environ 2 mètres de hauteur, afin que les avaries se trouvent localisées. Enfin, lorsque la profondeur devient importante, et que le réservoir est exposé à des vents violents qui poussent à la digue, le parement est exposé à des chocs redoutables auxquels on ne peut résister qu'avec l'aide de la maçonnerie.

Quant au talus d'aval, il ne demande pas, à beaucoup près, les mêmes précautions. On peut se borner à le gazonner, mais il est bon toutefois de le drainer jusqu'à une certaine profondeur, afin d'éviter tout ramollissement du corroi. D'après M. Hirsch ⁽¹⁾, il est très important de donner un libre écoulement aux infiltrations qui peuvent se produire, afin d'en empêcher l'introduction dans le corps de la digue.

Ouvrages accessoires. — En dehors de la digue en terre qui sert à le former, un réservoir comporte divers ouvrages accessoires dont le nombre et le but sont d'ailleurs très variables. Ceux qu'on rencontre le plus fréquemment sont :

- Les prises d'eau destinées à fournir des écoulements facultatifs;
- Les bondes de fond employées pour vider le réservoir;
- Les déversoirs qui laissent écouler le trop-plein;

Et enfin, dans certains cas, des bassins de décantation pour recevoir les troubles et éviter les envasements.

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1869.

Ayant décrit les éléments constitutifs des barrages en terre, nous allons maintenant dire quelques mots des principaux et plus intéressants de ceux qui ont été construits jusqu'à ce jour.

Réservoir de Montaubry. — Ce réservoir, construit pour l'alimentation du canal du Centre, de 1859 à 1861, nous paraît être le plus ancien des réservoirs en terre un peu importants exécutés en France. Avant cette époque, on avait bien construit divers autres réservoirs en terre, soit pour l'alimentation du canal du Centre, soit pour celle du canal de Bourgogne, mais qui ne comportaient que des retenues de

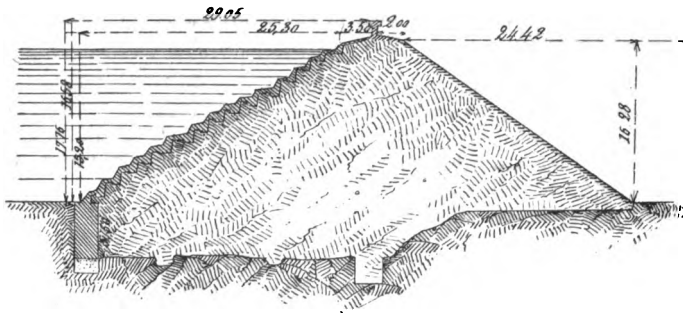


FIG. 1. — Enracinement de la digue de Montaubry.

plus faible hauteur. C'est cependant dans l'établissement de l'une de ces retenues, à l'étang Berthaud, en 1830, qu'a été inauguré, par M. Vallée, le système de revêtement par gradins indépendants (1).

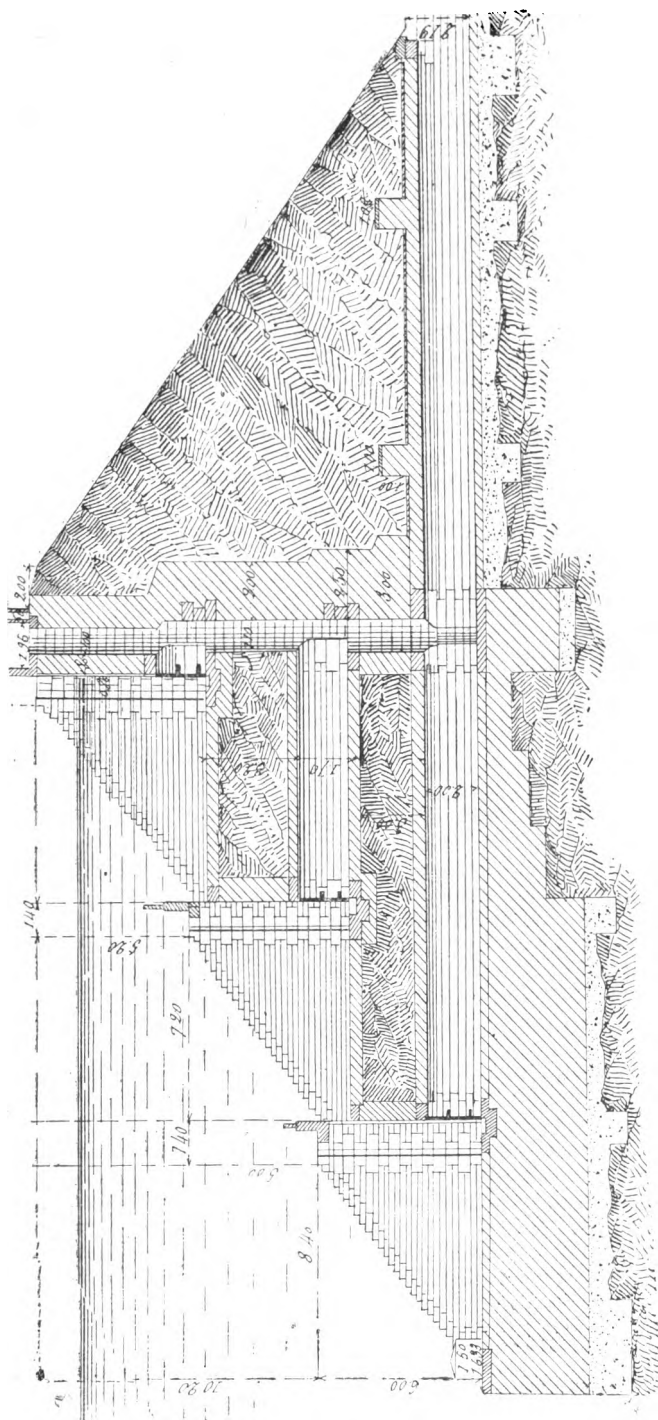
La hauteur maximum de la digue de Montaubry (fig. 1) est de 17^m 78, non compris le parapet et la hauteur de la retenue qu'elle constitue est de 13^m 20. Le remblai ou corroi avec lequel est formé le barrage n'a pas été simplement posé sur le sol naturel, mais on a, au contraire, creusé, pour le recevoir, une fouille descendant jusqu'au rocher sur la moitié amont de l'épaisseur, et dans laquelle on a même placé des clés en corrois. Quant à la moitié aval de la digue, elle a été établie sur le sol naturel purgé de toute partie meuble et de toute trace de végétation, afin de se relier bien intimement au remblai.

Les terres composant ce remblai étaient de nature à former un excellent corroi, car elles contenaient environ deux tiers de sable et un tiers d'argile. Leur corroyage a été fait en partie avec des battes à main, mais surtout à l'aide de rouleaux trainés par des chevaux. Le mètre cube de corroi est revenu à environ 1 franc à la batte à main et à 0 fr. 40 au rouleau. Le prix moyen du battage, y compris régalaie, arrosage, etc., a été de 0 fr. 80 par mètre cube (2).

Le revêtement du talus amont est composé d'une succession de pe-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1833.

(2) *V^e Congrès de navigation intérieure*. Rapport de M. FONTAINE.



tits murs en maçonnerie indépendants les uns des autres, dont la face est inclinée à 3 de base pour 4 de hauteur, et dont l'épaisseur est de 0^m 90 à la base et 0^m 30 au sommet. La hauteur de ces murs est de 0^m 80 et ils sont supportés par une fondation en béton de 0^m 40 de profondeur. La tête de chacun d'eux, placée à 0^m 20 au-dessous du pied de celui qui le précède, et distante de 0^m 90 de ce pied, lui est rattachée par une chape en béton hydraulique bien pilonné. A l'avant se trouve un mur de 2 mètres d'épaisseur, servant de support au dernier mur en même temps que de mur de garde.

On a reconnu, dans ces derniers temps, que les prises d'eau, bondes ou déversoirs, ne devaient pas être établies dans la digue même, car elles en rompent l'homogénéité et déterminent des points faibles qui peuvent occasionner des ruptures. A Montaubry, cette précaution n'a pas été observée et la prise d'eau a été encastrée dans le corps de la digue (fig. 2). Elle se compose d'un puits vertical en maçonnerie, de 1^m 10 de diamètre, communiquant avec un aqueduc voûté de 1 mètre de largeur sur 2 mètres de hauteur. Vers la paroi amont, ce puits est percé de trois ouvertures, dont l'une est à 4 mètres au-dessous du niveau de la retenue, la seconde à 9 mètres, et la troisième en face de l'aqueduc de vidange. Ces deux dernières ouvertures sont prolongées par des aqueducs à la tête desquels se trouve un cadre en charpente de 0^m 30 sur 0^m 60, que ferme une vanne ordinaire.

Chaque vanne est commandée par un cric qui était primitivement placé sur la plate-forme immédiatement supérieure, ce qui avait l'inconvénient de ne permettre l'ouverture des vannes inférieures que lorsque la plate-forme correspondante était déjà découverte, c'est-à-dire le réservoir en partie vidé. Cette disposition ne permettant pas de faire des prises d'eau suffisantes, on y a remédié en construisant, au-dessus des deux vannes inférieures, des tours en maçonnerie au sommet desquelles on a placé les crics de façon à pouvoir lever simultanément toutes les vannes.

Les dépenses de construction de ce réservoir se sont élevées à environ 730 000 francs, ce qui, pour un cube de 5 030 000 mètres cubes, fait ressortir un prix de 0 fr. 125 par mètre cube de capacité. C'est là un prix de revient très-faible, dû à l'emplacement extrêmement favorable de la digue, qui n'a que très peu de longueur.

Réservoir du Plessis. — Ce réservoir a également été construit pour l'alimentation du canal du Centre, de 1868 à 1870. La hauteur de la retenue n'y est que de 7^m 75 et la digue (fig. 3) ne présente pas de particularités de construction bien remarquables. Elle est constituée par un corroi analogue à celui de Montaubry et mis en œuvre de la même manière. Toutefois, le revêtement du parement amont est un peu différent. Les bermes découpées dans le corroi ont été simplement revêtues d'une couche de béton de 0^m 20 d'épaisseur recouverte d'un enduit de 0^m 02 en ciment de Portland. Quant au talus lui-même, il est revêtu d'un perré maçonné reposant sur du béton.

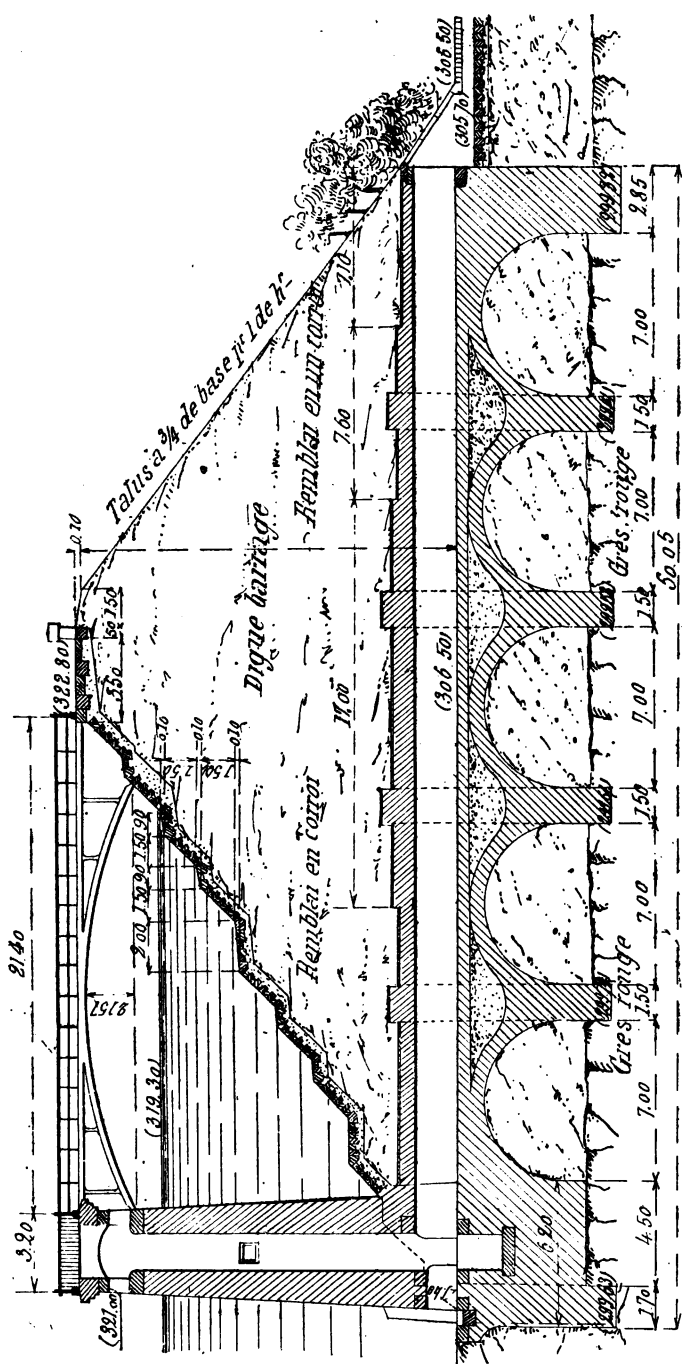


FIG. 5. — Réservoir de Torcy-Neuf. Digue et prise d'eau.

imitée dans la suite, et il sera préférable, dans les cas analogues, de recourir aux vannes cylindriques employées aux écluses du canal du Centre. Ces vannes, qui ont été décrites dans le *Génie Civil* ⁽¹⁾, sont plus robustes, moins coûteuses, et donnent passage à un plus grand débit tout en n'exigeant qu'un très faible effort pour leur manœuvre, et si on ne les a pas employées à Torcy-Neuf, c'est qu'à ce moment leur emploi n'avait pas encore été sanctionné par la pratique.

Les dépenses de construction de ce réservoir se sont élevées à 2 233 000 francs; mais dans ce chiffre sont compris 770 000 francs pour acquisitions de terrains et indemnités de dommages et 580 000 francs pour déviations de routes ou de chemins de fer. La longueur de la digue au couronnement est de 136^m 70, sa largeur à la base, au droit du thalweg, de 52^m 90, sa hauteur maximum de 16^m 30 et son volume de 129 000 mètres cubes. La capacité du réservoir étant de 8 767 000 mètres cubes, le prix de revient du mètre cube de capacité ressort à 0 fr. 25.

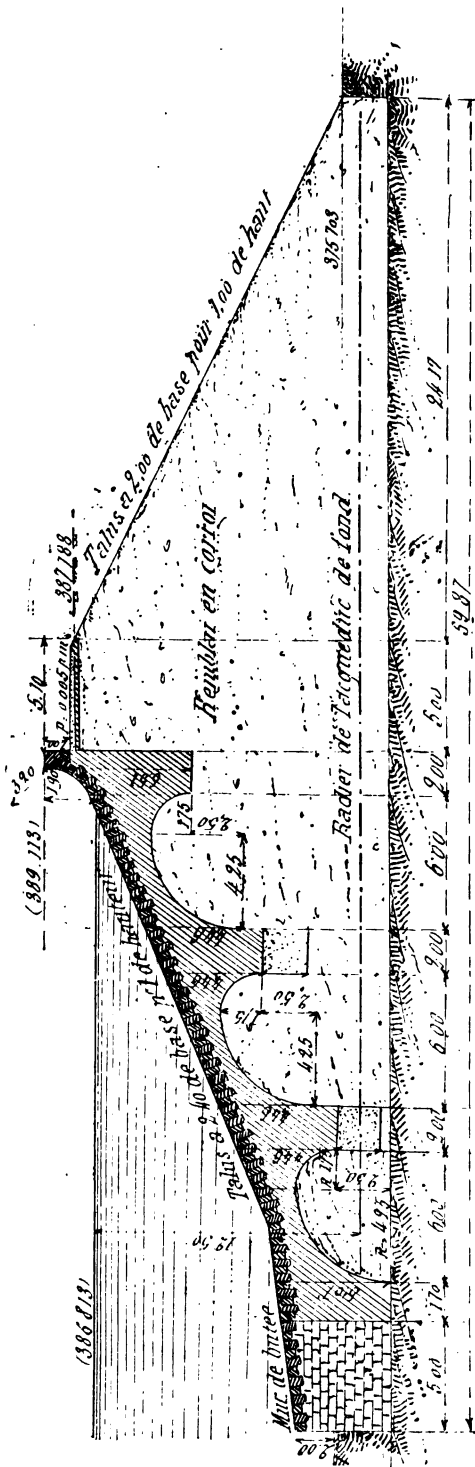
Réservoirs de Cercey et de Panthier. — Ces deux réservoirs, établis pour l'alimentation du canal de Bourgogne, datent de la mise en exploitation de ce canal (1830-1838). Ils sont constitués, comme ceux du canal du Centre, par des digues en terre, mais ont un profil un peu différent, à cause de la moins bonne qualité des matériaux employés. Leurs talus sont plus inclinés sur l'horizontale et, malgré cela, ces digues étant faites avec des terres trop argileuses, il s'y est produit des glissements et il a été nécessaire de les consolider. Pour cela on a établi, dans la masse du corroi, des contreforts en maçonnerie (fig. 6) perpendiculaires à la digue et la coupant dans toute sa partie amont. À Cercey, ces cloisons ont 2 mètres d'épaisseur et sont espacées de 12 mètres; elles forment chacune trois voûtes rampantes de 6 mètres d'ouverture dont les piédroits ne descendent qu'à 5 mètres dans la masse du remblai. On a en outre fortement buté le pied de celui-ci par un gros mur de 4^m 50 d'épaisseur.

À Panthier, la hauteur de la retenue, qui n'était d'abord que de 7^m 60, a été portée plus tard à 12^m 80, et ce réservoir a été considérablement agrandi (1867 à 1873). En procédant à cet agrandissement, on a de même disposé des cloisons transversales pour limiter les glissements et consolider toute la digue. Ces cloisons sont espacées de 40 mètres et n'ont que 1^m 50 d'épaisseur, mais les arceaux qui les supportent ont leurs piédroits descendus jusqu'au terrain naturel.

À Cercey, le revêtement du talus amont a une inclinaison régulière, mais à Panthier, ce talus est découpé par des bermes de 3 mètres de largeur. Ce revêtement est, dans les deux cas, constitué par un perré maçonné de 0^m 50 d'épaisseur.

Réservoir de Mittersheim. — Ce réservoir a été établi pour l'alimen-

(1) Voir le *Génie Civil*, tome I, n° 8, p. 182.



tation du canal des Houillères de la Sarre. Il n'a que 8 mètres de profondeur.

La digue en terre qui le constitue ne présente pas de particularités bien remarquables, et quoique les terres qui la composent soient un peu argileuses (à peu près autant d'argile que de sable), elle s'est parfaitement comportée, grâce, sans doute, au soin qui a présidé à sa construction. Le corroyage était obtenu par des rouleaux en fonte traînés par 6 chevaux et dont le poids s'élevait à 2 100 kilogr. Après environ 12 passages, la couche de corroi, réduite au tiers de son épaisseur, était parfaitement liée et avait coûté 0 fr. 21 par mètre cube.

La particularité la plus intéressante de ce réservoir réside dans le système d'écoulement du trop-plein qui y a été employé. Jusqu'ici cet écoulement a généralement été obtenu à l'aide de déversoirs de superficie, qui ont besoin, pour produire un effet puissant, d'être surmontés d'une lame épaisse ou d'avoir une grande longueur, et il en résulte des sujétions coûteuses. M. Hirsch (1) a supprimé ces inconvénients par l'emploi d'un déversoir-siphon qui permet de débiter toute l'eau que comporte son diamètre, dès qu'il est amorcé. C'est un tuyau métallique de 0^m 70 de diamètre (fig. 7), recourbé et formant siphon, et qui est amorcé ou désamorcé par l'effet d'un second tuyau de 0^m 15 de diamètre, dit amorceur. La tête de ce petit tuyau présente deux lèvres, dont l'une au niveau de la retenue réglementaire et l'autre à 5 millimètres au-dessus. Lorsque le niveau de l'étang dépasse la lèvre inférieure, le petit tuyau donne, et dès que l'étang a monté de 5 millimètres, la lèvre supérieure est noyée à son tour. A ce moment, l'écoulement qui s'effectue par le petit tuyau aspire par son passage l'air placé dans la partie supérieure du siphon, l'eau y monte et le siphon s'amorce de lui-même. Dès que, par suite de l'écoulement ainsi produit, le niveau de l'étang est redescendu de façon à découvrir la lèvre supérieure de l'amorceur, l'air rentre dans le gros tuyau et le siphon se désamorce.

A Mittersheim, pour écouler les 6^m 50 à la seconde que peuvent donner les affluents de l'étang, on a employé deux siphons pouvant donner chacun 3^m 30. On leur a donné une forme circulaire pour mieux résister aux effets de la force centrifuge.

Réservoir de la Liez. — Ce réservoir est destiné à l'alimentation du canal de la Marne à la Saône non encore complètement achevé. Il est établi dans la vallée de la Liez, petit affluent de rive droite de la Marne, et la digue en terre qui le constitue a été construite de 1880 à 1884. Cette digue, qui est rectiligne, a une longueur en couronne de 460 mètres, et sa plus grande hauteur est de 16^m 53. Le maximum de la retenue est de 14^m 43; la surface du réservoir est alors de 278 hectares et son volume utilisable de 15 374 000 mètres cubes.

Le talus amont est revêtu d'un parement maçonné peu différent de

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1889.

ceux dont nous avons déjà parlé, mais le talus aval est découpé par des banquettes horizontales (fig. 8).

Ce qui caractérise cette digue, c'est qu'elle a été formée avec un mélange artificiel de deux sortes de terres. Les terres dont on disposait à proximité étaient, en effet, trop argileuses, car elles ne renfermaient guère qu'un tiers de matières sableuses, et on les a mélangées avec un menu gravier provenant, du reste, d'une tranchée qui s'exécutait simultanément pour le canal. Le mélange a été fait dans la proportion de deux volumes de terre pour un de gravier, ce qui a ramené la proportion d'argile à 44 % du volume total contre 56 % de matières sableuses. La terre était d'abord répandue sur une épaisseur de 0^m133 et soigneusement émietlée, puis elle était recouverte d'une couche de gravier de 0^m067 d'épaisseur. Le mélange était fait avec une herse-rouleau d'un système spécial, puis un cylindrage ramenait la couche totale de 0^m20 aux deux tiers de son épaisseur. Le volume des terres et du gravier, mesurés en fouille, qui sont entrés

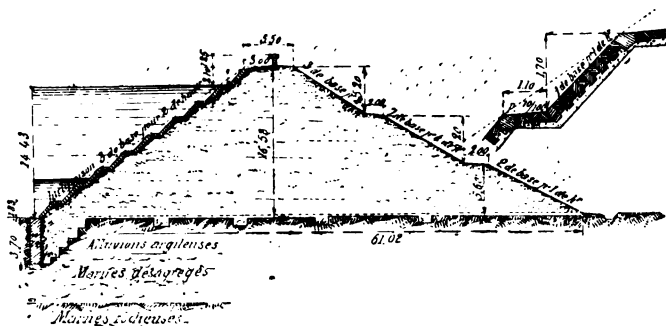


FIG. 8. — Digue du réservoir de la Liez ; détail du revêtement.

dans la construction de la digue, est de 196 995 mètres cubes, tandis que le volume de celle-ci, après corroyage, n'est que de 174 200 mètres cubes. Le retrait dû au corroyage est donc de 11,57 % (1).

L'originalité du procédé suivi pour ce corroyage consiste dans le mode de traction de la herse-rouleau et du cylindre compresseur. L'installation était identiquement la même que celle employée dans le labourage à vapeur par le système Fowler. Aux extrémités de la digue et perpendiculairement à son axe, étaient posées deux voies sur chacune desquelles était installé un treuil actionné par une locomobile. Un câble en acier, d'une longueur un peu supérieure au double de la digue, réunissait ces deux treuils, et la herse-rouleau et le cylindre compresseur étaient attelés tour à tour le long de ce câble. Ces instruments étaient ainsi animés d'un mouvement de navette et parcouraient

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. — Rapport de M. CADART.

la digue dans toute sa longueur alternativement dans l'un et l'autre sens. La herse-rouleau portait neuf petits socs répartis sur deux rangées et semblables à ceux d'un scarificateur, et quant au cylindre, il était composé de deux séries de disques en fonte montés sur deux essieux distincts et d'une caisse de charge pouvant recevoir un lest d'eau de 1 900 kilogr. Le poids de ce cylindre, à charge complète, était de 4 400 kilogr. et le nombre moyen des passages sur la même piste était de cinq.

La disposition employée pour la prise d'eau est analogue à celle du réservoir de Montaubry, et, quoiqu'elle réalise sur cette dernière de très notables améliorations, elle n'est pas à imiter, à cause des nombreuses sujétions qu'elle entraîne.

Le prix total du réservoir, y compris l'acquisition des terrains et accessoires, a été de 1 233 000 francs, ce qui, pour une capacité de réservoir utile de 15 374 000 mètres cubes, fait ressortir un prix de revient du mètre cube de 0 fr. 19. Les 174 200 mètres cubes de corroi ayant coûté 700 375 francs, le prix de revient du mètre cube a été de 4 fr. 02.

Réservoir de Vassy. — Le but de ce réservoir est l'alimentation du canal de Saint-Dizier à Vassy, et sa contenance n'est que de 2 146 000 mètres cubes. La digue qui le constitue est rectiligne dans sa partie centrale, mais ses extrémités sont recourbées vers l'amont suivant une courbe de 150 mètres de rayon. Elle a une longueur totale de 467 mètres, et le maximum de sa retenue est de 15^m 90. Elle a été construite suivant un profil semblable à celui de la Liez, dont elle ne diffère guère qu'en ce que son corroi est constitué par des terres naturelles employées sans aucun mélange. Le corroyage a été simplement obtenu par un cylindre trainé par des chevaux, et le retrait a été de 9,36 %.

Cette digue a été construite avec une trop grande rapidité (de juin 1881 à août 1882), et c'est à cela qu'on attribue le glissement qui s'est produit dans le talus amont lors de la première vidange. On y a remédié à l'aide de contreforts en maçonnerie disposés d'une ma-

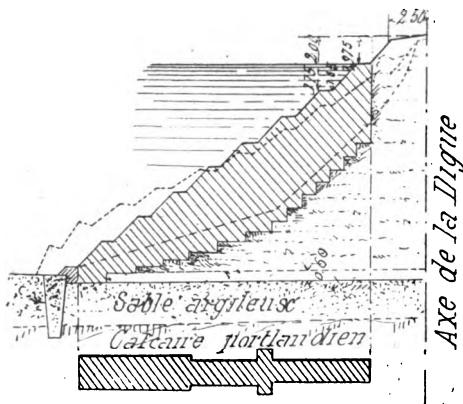


FIG. 9. — Consolidation de la digue de Vassy.

nière analogue à ceux de Cercey et de Panthier, et espacés de 10 à 12 mètres (fig. 9).

Ce réservoir a coûté, tout compris, 695 000 francs, ce qui donne 0 fr. 32 pour prix de revient du mètre cube de capacité. Les 82 500 mètres cubes de corroi qui constituent la digue ayant coûté 270 000 francs, chaque mètre cube de corroi est donc revenu à 3 fr. 27.

Barrage de Marengo. — Ce barrage ayant déjà été longuement décrit dans le *Génie Civil* du 1^{er} septembre 1882, nous ne ferons que rappeler en quelques mots les procédés employés pour sa construction, de façon à en rendre la comparaison facile avec ceux qui précèdent.

Cet ouvrage (fig. 10) a été construit, de 1853 à 1861, par le génie militaire sur l'Oued Meurab, un des cours d'eau de la plaine de la Métidja, en Algérie. Il est destiné au service des irrigations et à l'alimentation du village de Marengo. La hauteur de la retenue est de 21 mètres, la longueur du barrage en couronne de 120 mètres, et son épaisseur de 90 mètres à la base et de 3^m50 en crête. Il a été constitué avec des terres soigneusement triées et purgées de toutes matières étrangères. Ces terres étaient apportées par couches de peu d'épaisseur et pilonnées pendant que le niveau de l'eau dans le réservoir était maintenu

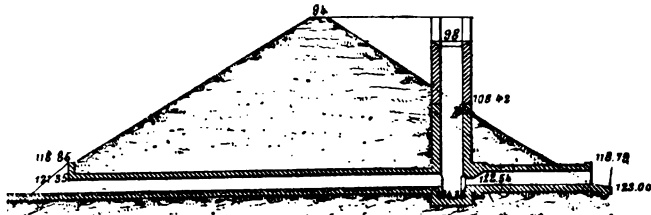


FIG. 10. — Digue et prise d'eau du réservoir de Marengo.

sensiblement égal à celui de la digue. Cette digue était donc mise progressivement en charge dès le commencement de sa construction, et ce procédé n'était pas sans danger. Néanmoins, il a donné de fort bons résultats, car, malgré un corroyage très imparfait, les filtrations à travers le corps du barrage ne sont que de 10 à 15 litres par seconde. Le produit de ces filtrations n'est d'ailleurs pas perdu et, comme il est très régulier, on a pu en tenir un compte exact dans la distribution journalière.

La prise d'eau est faite au moyen d'une galerie maçonnée traversant tout le barrage et sur la partie amont de laquelle se trouve une tour de prise d'eau complétée par une galerie de chasse pour l'évacuation des vases (4). Cette tour est reliée au sommet de la digue par une passerelle métallique, comme à Torcy-Neuf.

(4) Voir le *Génie Civil*, t. II, n° 23, p. 536.

ment de main d'homme et sans l'emploi d'aucune machine. Les remblais, transportés par petites quantités, ont d'abord été foulés par les pieds des travailleurs, puis soumis à l'action de la pluie et du soleil, qui ont contribué à leur tassement. Ce qui a le plus contribué à la solidité de ces ouvrages, c'est précisément la lenteur avec laquelle ils ont été édifiés.

La digue du réservoir du Cummun, dans la Présidence de Madras, que nous reproduisons ici (fig. 12), remonte aux premiers temps de

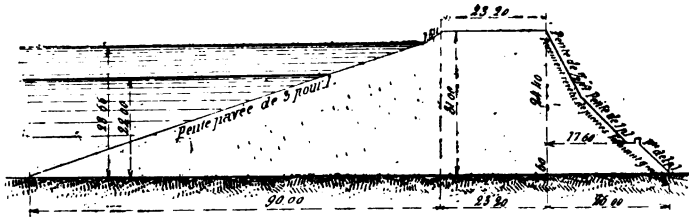


FIG. 12. — Type de digue hindoue.

l'histoire des Hindous, c'est-à-dire à l'antiquité la plus reculée. Elle a 31 mètres de hauteur et la largeur de son couronnement est de 23^m 20.

Conclusion. — Les procédés de construction des anciens Hindous n'étant pas en rapport avec nos mœurs actuelles, il ne reste plus en présence que les digues françaises et les digues anglaises, et on a les meilleures raisons, suivant M. Guillemain, de penser que les premières, grâce à l'homogénéité de leur masse et au soin avec lequel est défendu leur profil, sont celles qui présentent le plus de garanties. Pour peu que les précautions qui doivent être observées dans la construction des digues anglaises soient négligées, la digue est en péril et sa destruction peut être aussi rapide que désastreuse. Nous verrons plus loin comment une pareille digue a été détruite.

Quant à la hauteur qu'il est possible d'atteindre avec les digues en terre, les avis sont très partagés et ce sujet a fait l'objet d'une discussion intéressante à la première section du V^e Congrès de navigation intérieure tenu à Paris, en 1892 (1). A la suite de cette discussion, à laquelle ont pris part les Ingénieurs les plus compétents, il a été reconnu qu'on ne saurait indiquer une hauteur précise et déterminée au-dessus de laquelle un pareil ouvrage cesserait d'être recommandable; il nous paraît cependant intéressant de citer l'avis de M. Fontaine à ce sujet :

« Si j'avais à faire un réservoir dans la région du canal du Centre,

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Procès-verbaux des séances.

où les terres sont excellentes, et que ce réservoir dût avoir 20 mètres de hauteur, je n'hésiterais pas à le construire en terre. Ce point dépend surtout, je crois, de la qualité des terres dont on dispose. J'hésiterais d'ailleurs, probablement, à dépasser la hauteur de 20 mètres. »

Cet avis d'un Ingénieur, cependant très partisan des digues en terre, porte à penser qu'il est prudent d'admettre cette hauteur de 20 mètres comme limite des retenues qu'il est possible de créer avec des ouvrages de cette nature. Toutefois il y a lieu de remarquer qu'il s'agit ici de réservoirs destinés à être vidés, au moins en grande partie, une ou plusieurs fois par an. Or, dans certains réservoirs, créés dans des buts différents, les variations de niveau sont, au contraire, très faibles par rapport à la hauteur de la retenue totale, et ces réservoirs ne comportent quelquefois même pas d'ouvrages de vidange. Dans ces cas particuliers, il nous paraît que la hauteur des retenues en terre pourrait être notablement augmentée, car une des principales causes de destruction serait alors supprimée. Il est clair, en effet, qu'un talus constamment noyé et soumis à une pression peu variable présente beaucoup moins de chances de détérioration qu'un talus qui est tantôt comprimé et recouvert par l'eau, tantôt exposé à l'air libre et soumis à l'action du soleil et à toutes les intempéries. La preuve en est que les glissements de talus déjà observés se sont toujours produits pendant la vidange ou le remplissage ou, tout au moins, peu après ces opérations. Il est vrai que si le réservoir ne doit pas être vidé, les réparations du talus amont deviennent presque impossibles ; malgré cela, il nous semble qu'avec des réservoirs à niveau peu variable, comme par exemple ceux destinés à recueillir la force motrice, on peut atteindre de plus grandes hauteurs qu'avec ceux dont tout le volume doit être utilisé. En tout cas, leur exécution peut être un peu plus rudimentaire et plus économique.

En ce qui concerne le genre de réservoirs que nous avons décrits plus haut, le V^e Congrès de navigation intérieure a admis comme conclusions générales :

1^o Que le corroyage à la main devait être proscrit comme trop coûteux et trop irrégulier et qu'il y avait lieu de recommander le corroyage par cylindres compresseurs ;

2^o Que les revêtements maçonnés ne devaient pas être exécutés en même temps que le corroi, mais un peu après ;

3^o Que les prises d'eau par tours isolées du remblai, comme aux Water-Works d'Édimbourg et à Torcy-Neuf, devaient être recommandées, car elles facilitent l'exécution d'un corroi homogène.

CHAPITRE II

Barrages mixtes.

Nous comprenons dans cette catégorie tous les barrages qui ne sont pas uniquement constitués soit en terre, soit en maçonnerie.

Suivant les contrées dans lesquelles doivent être établis les réservoirs, on dispose de matériaux différents pour la construction des digues qui doivent les former, et il existe une très grande variété de ces sortes d'ouvrages. Dans certaines régions, il n'est pas possible de songer aux digues en terre, à cause des soins minutieux qu'elles exigent, et il est en même temps impossible de recourir aux murs en maçonnerie, soit à cause de leur prix de revient élevé, soit que les dispositions locales ne permettent pas de leur assurer des fondations convenables. On a eu alors recours aux matériaux les plus divers, tels que métaux, bois, équarris ou non, fascines, rocaille, pierres sèches, etc., qui, judicieusement employés, ont parfaitement rempli le but qui leur avait été assigné. Dans d'autres cas, on a cru obtenir un supplément de garantie, pour les retenues de grande hauteur, en alliant aux digues en terre des murs en maçonnerie ; mais cette combinaison n'a, en général, pas été heureuse et le plus souvent il eût été préférable de concentrer tous les efforts soit sur la digue, soit sur le mur.

Barrages de l'Oise. — Les barrages de l'Oise ne sont pas destinés à former des réservoirs, mais simplement à la canalisation de la rivière. Nous croyons cependant utile de rappeler leur construction, parce qu'elle est de nature à fournir, dans certains cas, une solution très convenable pour la création de barrages de faible hauteur destinés à servir de déversoirs.

Ces barrages (fig. 13) sont simplement formés à l'aide d'un massif

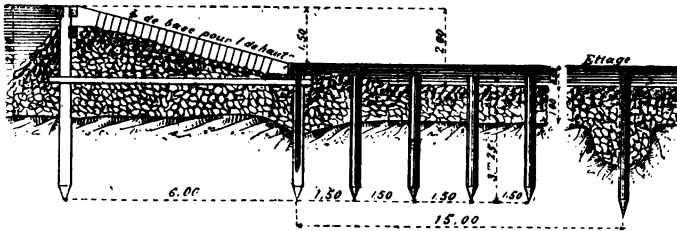


FIG. 13. — Barrages de l'Oise.

en moellons et libages plus ou moins gros, entassés de façon à ne laisser que le moins possible de vide. Le talus d'amont est exécuté avec de gros blocs irréguliers, tandis que celui d'aval est constitué de

pierres dressées en parement, avec lits et joints retournés d'équerre, de façon à former un glacis plan. Ce massif est, en outre, encadré par une carcasse en charpente destinée à le maintenir en place, et les enrochements se prolongent sur une certaine longueur à l'aval, de façon à éviter les affouillements.

Barrages californiens. — L'emploi de la méthode hydraulique pour le traitement des minerais aurifères de la Californie a donné lieu à la création d'un grand nombre de barrages-réservoirs très importants. Pour pouvoir travailler en toute saison, il a été nécessaire de constituer de grandes réserves d'eau dans des contrées éloignées des voies de communication et où la construction de digues ordinaires en terre ou en maçonnerie eût été très difficile et très onéreuse. En revanche, les forêts voisines pouvaient fournir, quelquefois en abondance et à bon marché, des bois de grandes dimensions, et ces conditions spéciales ont provoqué la création de divers types de barrages très curieux et s'adaptant parfaitement aux conditions locales.

Là où le bois est abondant, le barrage a été constitué par des cadres superposés, en bois de grandes dimensions, non équarris et simplement fixés les uns aux autres par de gros clous. L'intérieur de ces cadres est rempli de pierres et de terre, et la surface amont est protégée contre l'eau par des planches dont les joints sont calfatés. Tel est le barrage de Bowman (fig. 14) appartenant à la North Blomfield C^o, et

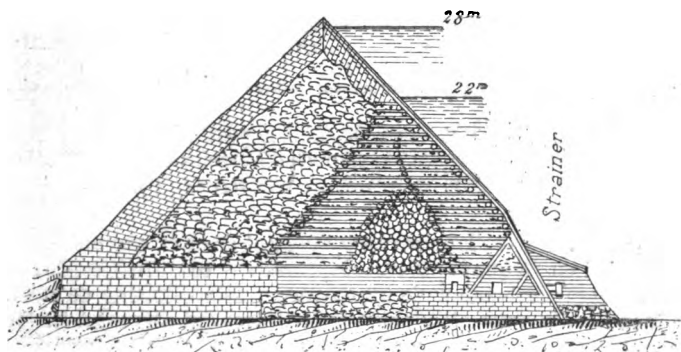


FIG. 14. — Barrage de Bowman.

qui a d'abord été construit pour une retenue de 72 pieds ou 22 mètres. Plus tard, cette retenue a été portée à 28 mètres, et cette surélévation a été obtenue entièrement à l'aide d'un massif en terre et cailloux recouvert par un perré de grandes dimensions ⁽¹⁾.

Dans les contrées peu boisées, les barrages sont, au contraire, entièrement construits en pierres et terre. C'est ainsi que le barrage du lac

(1) WARNFORD LOCK : *Practical Gold-mining*.

Eureka est uniquement composé, à la base, de blocs de granit d'un dixième à un quart de mètre cube, et à la partie supérieure, de terre pilonnée. La surface qui est en contact avec l'eau est recouverte par des planches de sapin clouées sur des poutres horizontales de 30 à 40 centimètres d'épaisseur et dont les joints sont calfatés (1).

Ces deux barrages sont traversés par une galerie d'écoulement constituée par un canal en bois recouvert de dalles en granit. Dans celui de Bowman, la prise d'eau est faite à l'aide d'un tube en fonte réglé par des valves et prolongé par un *strainer* ou canal de décharge.

Le tableau ci-après indique les dimensions et les prix de revient des principaux réservoirs californiens :

PROPRIÉTAIRES	CAPACITÉ TOTALE	SUPERFICIE de LA NAPPE d'eau	HAUTEUR MAXIMUM des digues	LONGUEUR MAXIMUM des digues	COUT TOTAL	PRIX de REVIENT du mèt. cube emmaga- siné
	Mèt. cub.	Hect.	Mèt.	Mèt.	Fr.	Fr.
North Blomfield Co.	29.505.000	27,69	30,48	129,20	1.233.500	0,041
Eureka Cake Co. . . .	26.267.900	21,44	20,73	76,00	215.000	0,003
Milton Co.	18.265.000	16,36	33,82	100,82	775.000	0,042
South Yuba Co. . . .	34.774.500	59,06	22,80	197,60	—	—
Spring Valley. . . .	—	—	57,15	380,12	—	—
Tuolumne.	—	—	18,24	91,20	2.000.000	—

Ces barrages présentent assez de solidité pour résister à des crues considérables, et quelques-uns ont servi de déversoirs à des nappes d'eau atteignant un débit de 500 mètres cubes à la seconde (2).

Réservoirs russes. — Ces réservoirs diffèrent de ceux que nous avons vus jusqu'ici en ce que le volume de la réserve constituée est dû, non pas à une grande hauteur de la retenue, mais à l'étendue de la surface inondée. En outre, la plupart des barrages qui servent à les former sont construits sur des rivières navigables et doivent, par suite, présenter des pertuis pour la navigation. Le but de ces réservoirs est d'ailleurs d'emmagasiner les eaux provenant de la fonte des neiges ou des pluies abondantes, et de les restituer ensuite aux cours d'eau de façon à leur assurer à certaines époques un mouillage suffisant pour la batellerie.

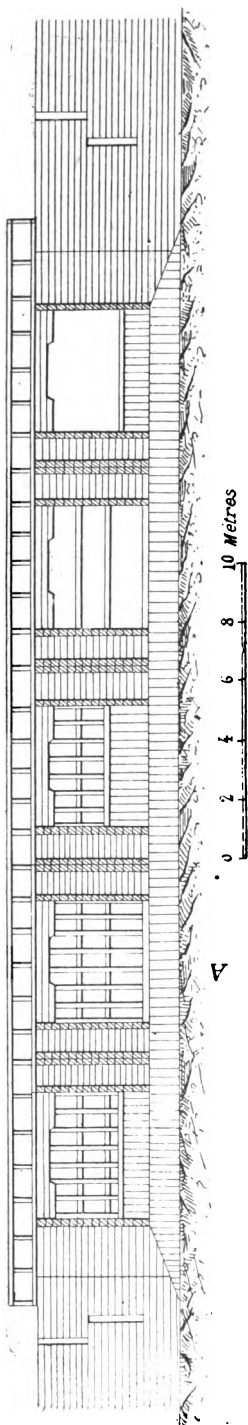
Le plus grand de ces réservoirs, le réservoir Verkhnévoljsky, sert

(1) SAUVAGE : *Exploitation hydraulique de l'or en Californie.* (*Annales des Mines*, 1876.)

(2) CUMENGE et FUCHS : *Métallurgie de l'Or.* (Encyclopédie chimique de Frémy.)

Élévation d'amont

B



A

Coupe suivant AB

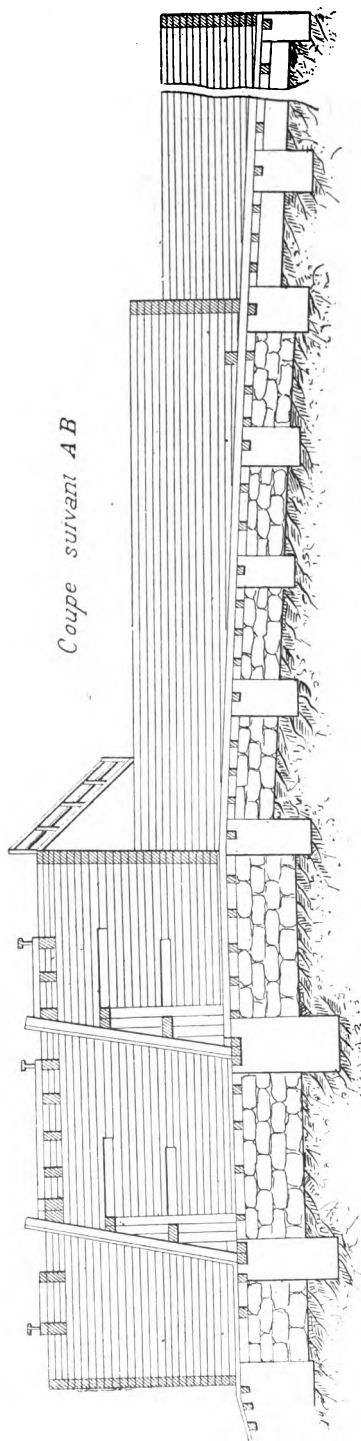


FIG. 15 et 16. — Élévation et coupe du barrage de Verkhnévoljsky.

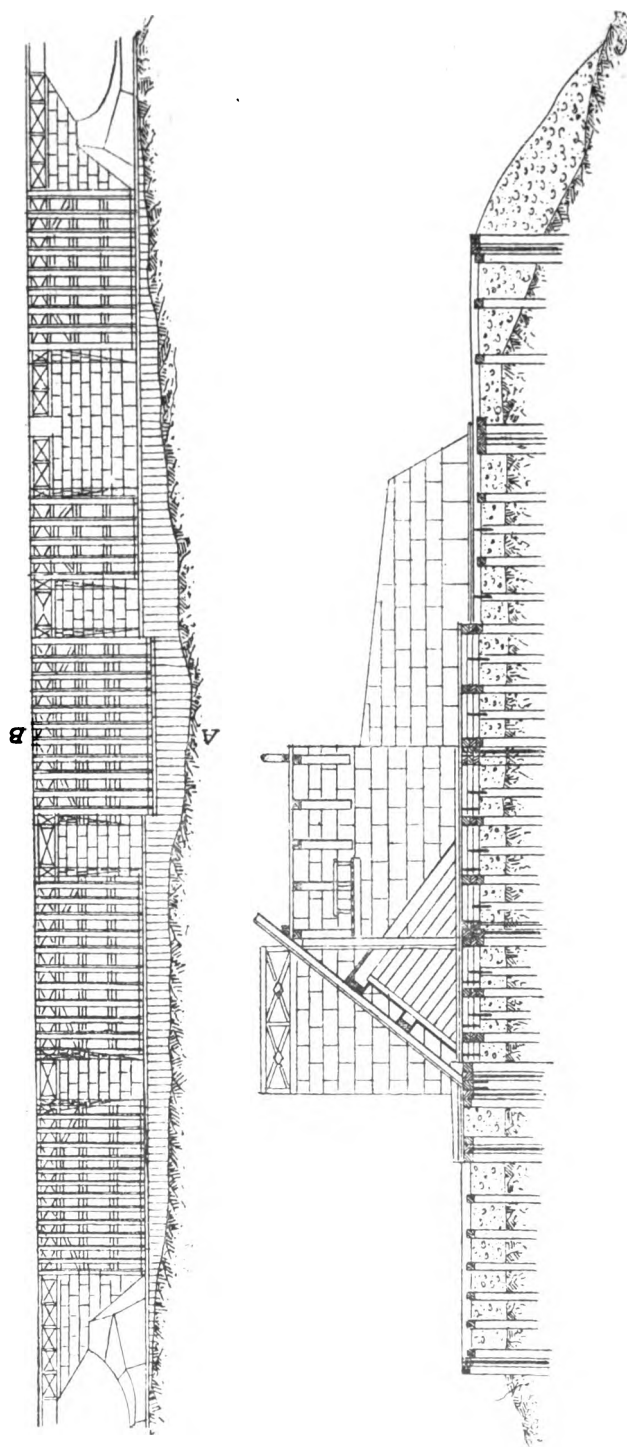


Fig. 17 et 18. — Élévation et coupe suivant AB du barrage Zavodsky supérieur.

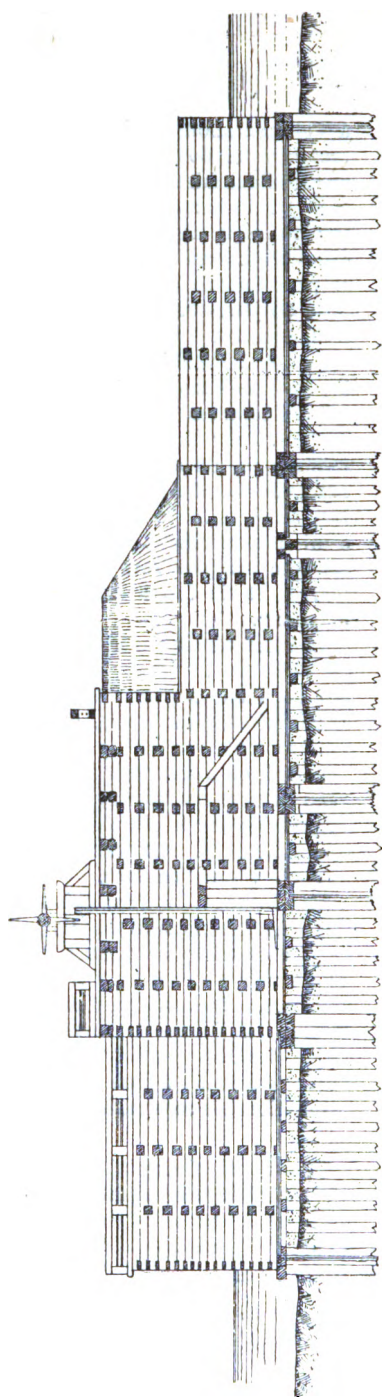
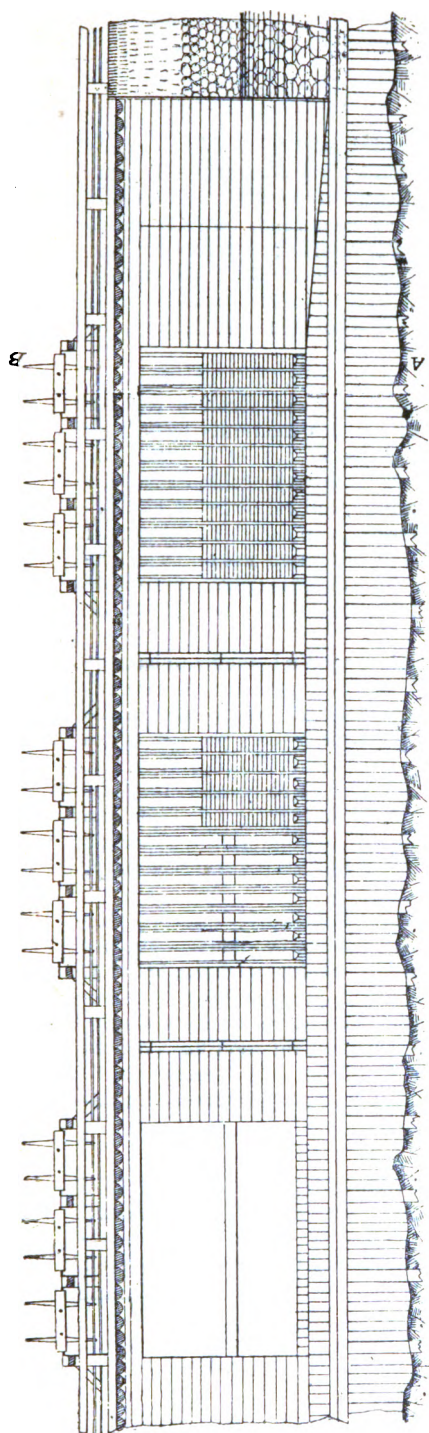


FIG. 19 et 20. — Élévation et coupe suivant AB du barrage Zavodsky inférieur.

à l'alimentation du haut Volga et peut lui fournir un débit supplémentaire de 60 mètres cubes par seconde, qui détermine une crue artificielle se faisant sentir jusqu'à 700 kilomètres en aval (1). Ce réservoir, créé par le barrage du Volga lui-même, comprend, outre la vallée inondée de ce fleuve, divers lacs situés à proximité ; sa longueur totale est de 96 kilomètres et sa largeur moyenne de 2^{km} 5 à 3 kilomètres. Il peut fournir le débit supplémentaire de 60 mètres cubes pendant 80 à 90 jours et sa contenance totale est d'environ 400 millions de mètres cubes.

Le barrage Verkhnévoljsky, construit en 1843 (fig. 15 et 16), comprend 5 passes de 4 sagènes, ou 8^m 53 de largeur, qui sont fermées par des vannes levantes en bois et s'appuyant sur des montants également en bois. Pour diminuer la pression sur les vannes et faciliter leur manœuvre, on a mis une double rangée de ces appareils, de façon à subdiviser en deux la hauteur de la retenue, qui est de 5^m 33, et à former ainsi, entre les deux rangées de vannes, une espèce de sas rempli à mi-hauteur. Les fondations de ce barrage sont en maçonnerie, tandis que les piles sont constituées par des caissons en bois remplis de pierres et de terres argileuses, de 5^m 68 de largeur sur 21^m 52 de longueur.

Le réservoir de Zavodsky date de 1722, époque à laquelle un barrage en bois, de 2^m 13 de hauteur, a été construit pour la première fois sur la Tsna, sous-affluent du Volga. Plus tard, ce barrage a été exhaussé et, peu à peu, sa retenue portée à 5^m 33 ; puis il a été entièrement remplacé par un ouvrage en maçonnerie (fig. 17 et 18). En 1846, on a construit, à 320 mètres en aval de ce dernier, un nouveau barrage en bois (fig. 19 et 20) de 2^m 84 de hauteur, de façon que la pression sur le premier se trouve diminuée de moitié. Les pertuis de ces barrages sont fermés, comme ceux du barrage Verkhnévoljsky, par des vannes en bois.

Ces barrages se rapprochent, par leurs dispositions, beaucoup plus des barrages mobiles établis pour la canalisation des fleuves, que des digues de réservoirs ; mais il n'en est pas moins vrai que leur but est le même que celui de ces dernières. Tandis que les barrages mobiles ordinaires ont pour but de découper la rivière en biefs étagés, de façon à réduire le courant et à créer partout un mouillage convenable, les barrages russes qu'on vient de voir servent à créer des réservoirs destinés à jouer un rôle analogue à ceux qui servent à l'alimentation des canaux à point de partage.

Barrage du Mourgab (Asie Centrale). — Dans la séance du 19 avril 1895 de la Société des Ingénieurs Civils de France, M. Poklewski-Koziell a exposé les procédés très intéressants employés par lui pour la construction d'un barrage sur le Mourgab, destiné à créer un réservoir

(1) V^e Congrès de Navigation intérieure. Rapport de M. de Hoerschelmann.

d'alimentation pour les irrigations de l'ancienne oasis de Merv, sur la ligne du chemin de fer Transcaspien. Il s'agissait d'établir une retenue sur une rivière, le Mourgab, qui débite un volume d'eau variant de 40 à 370 mètres cubes à la seconde, dans un pays désert et privé de tous matériaux de construction autres que de grandes herbes sèches, du loess (sorte de sable argileux) et une petite quantité de bois de tamaris. Le lit de la rivière, composé d'une couche de sable fin de très grande épaisseur, ne pouvait d'ailleurs recevoir qu'une construction d'un genre tout spécial.

Avec le loess qui se trouvait sur place, M. Poklewski-Koziell fit d'abord faire une grande quantité de briques destinées à charger des espèces de matelas construits avec des fascines sur les bords de la rivière et lancés à l'eau à l'aide de plans inclinés. Ces matelas, de 10 mètres de long sur 10 de large et 1^m50 d'épaisseur, pesaient à vide 15 000 kilogr., et une fois mis en place, on remplissait leurs compartiments avec 18 ou 20 000 kilogr. de briques, de façon à les faire enfoncer dans la rivière. On constitua ainsi un radier de 20 mètres de longueur sur 40 de large. Quant au corps du barrage, il fut formé

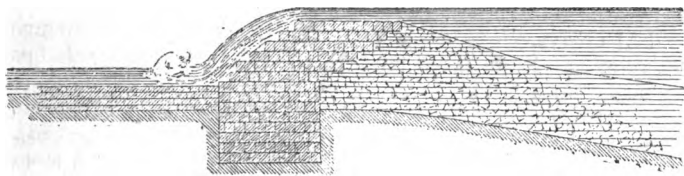


FIG. 21. — Barrage du Mourgab.

de fascines de 5 mètres de longueur et de 1 mètre de diamètre, remplies de briques et pesant environ 2 400 à 2 500 kilogr. Les premières fascines s'enfonçaient et disparaissaient dans le sable (fig. 21), mais peu à peu on obtint une base solide, lorsque le tassement eut atteint, à peu près, 5 mètres de hauteur. Au fur et à mesure de l'élévation du barrage, on plaçait, à l'amont, des paquets d'herbes recouverts de briques et de fascines lourdes, et on faisait couler du loess dans la rivière, de façon à rendre les eaux troubles et à activer l'empâtement et l'étanchéité des fascines. On parvint ainsi à élever sur ce terrain mouvant une retenue de 10 mètres de hauteur constituant un lac de 42 mètres de longueur, quoique, pendant toute la durée des travaux, les eaux de la rivière se fussent déversées par-dessus la digue. Des déversoirs spéciaux furent ensuite ménagés pour l'écoulement, et la hauteur de la retenue portée à 12 mètres.

Ce barrage a été établi en un point où le Mourgab n'a que 40 mètres de largeur et où des ouvrages du même genre avaient déjà été cons-

truits. Le plus ancien de ces barrages, successivement détruits, remonterait, dit-on, au temps de Zoroastre et d'Alexandre le Grand (1).

Réservoirs du Rio-Rimac (Pérou). — Ces réservoirs sont formés par des lagunes naturelles situées dans la Cordillère, dans la vallée supérieure du Rio-Rimac, à une altitude comprise entre 4 287 et 4 867 mètres au-dessus du niveau de la mer. Ils ont été aménagés en vue de s'opposer aux dégâts produits pendant la saison des pluies, et de fournir l'eau nécessaire aux irrigations en même temps qu'à l'alimentation des villes de Lima et de Callao (2).

La région dans laquelle sont situées ces lagunes étant peu propice à l'établissement de maçonneries, tant à cause des intempéries et des tremblements de terre qui y sont fréquents, qu'à cause des difficultés qu'aurait présentées l'exécution de grands travaux en des points très éloignés de tout centre de population, on a résolu le problème d'une façon toute particulière. Au lieu de surélever le niveau des lagunes à l'aide de digues, comme on l'a fait au lac d'Oredon, on a conservé leur niveau naturel et on a pratiqué, en certains points convenablement choisis, des tranchées qui ont été ensuite fermées à l'aide de parois métalliques s'appuyant sur des piliers ou des culées en maçonnerie encastrées dans le rocher. La plus grande largeur de ces tranchées atteint 51 mètres.

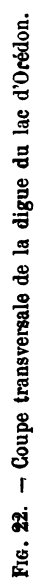
Les voies d'accès ne permettant pas le transport de pièces d'un poids supérieur à 150 kilogr., la largeur donnée à ces parois métalliques n'est que de 3 mètres, et elles sont constituées à l'aide de plaques de fer appuyées sur des poutres horizontales. Ces poutres sont en forme de double T et distantes de 0^m38 d'axe en axe. Il y en a de deux modèles, suivant la hauteur des barrages. Les petites, c'est-à-dire celles employées pour les barrages de peu de hauteur ou pour la partie supérieure des autres, sont d'une seule pièce de 3 mètres de longueur sur 0^m22 de hauteur, 0^m11 de largeur, 0^m010 d'épaisseur, et pèsent 113 kilogr., tandis que les grandes, employées pour la partie inférieure des barrages les plus élevés, sont formées de deux fers en U accolés de 0^m300 sur 0^m075 et 0^m012 d'épaisseur, pesant chacun 106 kilogr., et leur ensemble forme également une poutre en double T de 0^m300 de hauteur.

Les planches posées sur ces poutres ont 3 mètres de longueur, 0^m38 de hauteur et 0^m0175 d'épaisseur; leur poids est de 133 kilogr., et leurs joints sont recouverts d'une bande de feutre sur laquelle est placée une lame de fer formant couvre-joint de 0^m12 de largeur. Toutes ces diverses pièces sont réunies par des boulons espacés de 0^m075 d'axe en axe.

A la partie inférieure de ce mur métallique se trouvent des vannes manoeuvrées de la partie supérieure du barrage.

(1) *Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils.*

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, années 1875 et 1877.



Les lagunes ainsi aménagées sont au nombre de 9, et les volumes d'eau utilisables ainsi que les hauteurs des barrages correspondants sont donnés par le tableau ci-après :

	Mètres	Mètres cubes
Pirhua	5,00	495.000
Manca	10,50	1.020.000
Huachua	4,20	1.093.000
Puiro	10,50	1.732.000
Misa	5,00	614.000
Huasca	6,50	5.392.000
Carpa	16,50	20.896.000
Quisha	16,50	9.921.000
Sacra	»	5.667.000

Réservoir du lac d'Orédon. — Ce lac est situé dans les Pyrénées, près du faite de partage des eaux du Gave de Pau et de la Neste, affluent de la Garonne, à une altitude de 1852 mètres. A l'état primitif, sa surface était de 24 hectares, et une surélévation de son niveau de 17 mètres a permis de porter à 7 270 000 mètres cubes la réserve d'eau utilisable pour l'alimentation du canal de la Neste (1). Dans ce but, on a creusé, dans le déversoir naturel du lac, une tranchée de 5 mètres de largeur (fig. 22), destinée à recevoir la galerie contenant les appareils de vidange, et permettant de prendre les eaux à 7 mètres en contre-bas du niveau normal, de sorte que la hauteur de la couche d'eau utilisable a été portée à 24 mètres. La longueur de cette tranchée est de 480 mètres, dont 167 empiètent dans le lac même et 313 le long du seuil.

Le barrage destiné à créer la retenue artificielle a été établi avec des déblais graveleux qui se trouvaient à proximité, mais avec lesquels il n'était pas possible de songer à obtenir un corroi étanche, et la digue a dû être protégée du côté de l'eau, non pas par un simple perré comme dans les barrages que nous avons déjà décrits, mais par une véritable maçonnerie. Au fur et à mesure de sa mise en place, le remblai était lavé à grande eau, de façon à le purger de toute matière terreuse et à ne laisser que les sables, graviers et cailloux qui, en se mélangeant intimement, formaient une masse incompressible.

Pour empêcher les filtrations d'arriver jusqu'au remblai, on a d'abord recouvert le talus amont d'une couche de béton de 20 centimètres reposant sur un perré ordinaire (fig. 23). En avant de ce béton, on a établi un autre perré destiné à servir de drain et reposant à sa base sur une galerie d'écoulement avec laquelle il communique par des barbacanes et qui conduit les eaux provenant des filtrations dans l'aqueduc de vidange. Sur ce perré s'appuie un fort revêtement en béton de 1^m60 d'épaisseur à la base et de 1^m20 au sommet, protégé lui-même par une chape en bitume de 2 centimètres d'épaisseur, mise

(1) V^e Congrès de Navigation intérieure. — Rapport de M. Bouvier.

à l'abri de la gelée et du choc des vagues par un troisième perré d'un mètre d'épaisseur.

L'aqueduc de vidange a été recouvert d'une voûte en arc de cercle reposant sur les flancs du rocher et formant le seuil d'une galerie supérieure à laquelle on accède par l'aval et destinée à la manœuvre des tiges des robinets. Ces derniers, au nombre de 11, sont placés à la sortie d'un massif en béton de 8 mètres d'épaisseur sur 7 de hauteur, qui ferme les galeries et dans lequel sont encastrés les tuyaux de prise d'eau qui ont 0^m30 de diamètre.

La longueur du barrage en crête est de 95 mètres et son épaisseur

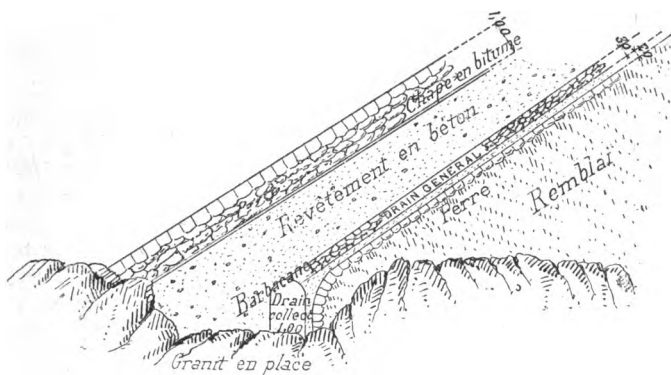


FIG. 23. — Enracinement et détails de la digue du lac d'Orédon.

à la base de 86 mètres. Les travaux, qui ont duré de 1869 à 1884, ont coûté 710 000 francs, y compris 40 000 francs pour la construction du chemin d'accès, de sorte que le mètre cube de capacité utile est revenu à un peu moins de 10 centimes.

Réservoir de Saint-Ferréol. — Ce réservoir, construit par Riquet pour l'alimentation du bief de partage du canal du Midi, est sans doute le plus ancien des ouvrages de ce genre établis en France. La première pierre en a été posée avec solennité le 17 novembre 1667, par le président des États du Languedoc. Il a été constitué, en barrant la vallée du Laudot, un des sous-affluents du Tarn, par une digue en terre et maçonnerie qui retient les eaux sur une hauteur de 31^m35. Avec cette retenue maximum, le lac ainsi formé présente une surface de 67 hectares, dont le niveau est à 349 mètres au-dessus de celui de la mer, et sa contenance est de 6 400 000 mètres cubes.

La fermeture de la vallée a été obtenue par un énorme massif en terre de 140 mètres d'épaisseur à la base (fig. 24), soutenu à ses extrémités par des murs fondés sur le rocher, et dans l'intérieur duquel se trouve encastré un troisième mur plus important, reposant également

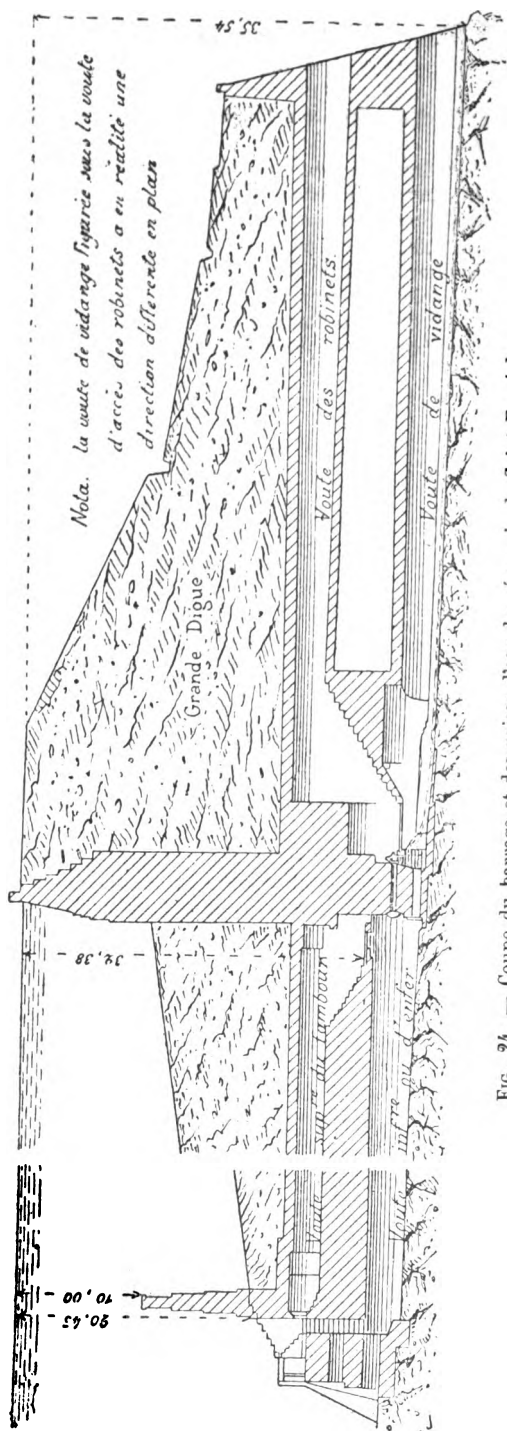


Fig. 24. — Coupe du barrage et des prises d'eau du réservoir de Saint-Ferréol.

sur le rocher et destiné à jouer le rôle d'écran. Les remblais constituant le massif sont des matériaux tout-venants, composés de cailloux et de terre, incapables de procurer l'étanchéité, qui est alors demandée au mur central, de même que dans les digues anglaises elle doit être fournie par le corroi argileux. Ces remblais sont d'ailleurs recouverts par une couche de terre glaise de 2 mètres d'épaisseur.

Ce barrage est traversé par plusieurs prises d'eau situées à diverses hauteurs et dont les principales consistent dans trois robinets situés au fond du réservoir. En outre, une vanne de fond peut permettre la mise à sec du réservoir. L'accès des robinets a lieu par deux galeries superposées qui traversent tout le massif, mais l'abondance des infiltrations a fait renoncer à l'usage des galeries d'amont, et on a dû reporter les robinets à l'aval du mur central. Ces robinets sont placés sur des tuyaux en fonte qui traversent ce mur et débouchent dans la galerie inférieure.

Quoique dans des proportions beaucoup moindres que celles d'amont, les galeries d'aval n'ont pas cessé de donner lieu à d'abondantes filtrations et d'exiger des réparations incessantes, ce qui prouve que le mur central ne remplit pas entièrement le rôle d'écran en vue duquel il a été établi. Des sondages faits en 1879 ont cependant montré que les maçonneries avaient été bien faites et étaient encore en bon état. Le remblai d'aval étant mal protégé contre les filtrations, il s'y est produit des affaissements qui ont nécessité des réparations difficiles. En résumé, « ce mode de construction, dont la résistance n'est pas susceptible d'être méthodiquement déterminée, ne répond pas d'une manière complètement satisfaisante aux conditions de solidité qu'on doit rechercher pour des ouvrages de cette nature, et ne mérite pas d'être cité comme un exemple à suivre ⁽¹⁾. »

Réservoir du Couzon. — Ce réservoir a été construit en barrant le ruisseau du Couzon, pour l'alimentation du canal de Givors, de 1789 à 1812. Le barrage qui ferme la vallée a une longueur, en couronne, de 220 mètres, et opère une retenue de 31 mètres de hauteur; il a été construit suivant les mêmes principes que celui de Saint-Ferréol. Il se compose, de même, d'un massif en terre enfermé entre deux murs de soutènement et partagé en deux parties par un mur central. Les remblais d'amont ont 47 mètres d'épaisseur et sont soutenus par un mur qui a 10 mètres de hauteur et 4 mètres d'épaisseur moyenne, tandis que ceux d'aval ont 53 mètres d'épaisseur et sont retenus par un mur de pied de 18^m 50 de hauteur et de 5 mètres d'épaisseur moyenne. Le mur central a 6^m 80 d'épaisseur à la base et 3^m 20 au sommet, et l'épaisseur totale du massif à la base est de 117^m 77.

Un déversoir, établi sur la rive gauche, permet l'évacuation du trop-plein, et la vidange s'opère au moyen de deux tuyaux en fonte qui traversent le mur central à 3^m 25 au-dessus du fond de la vallée. Ces tuyaux sont munis de robinets auxquels on accède par une galerie

(1) V^e Congrès de Navigation intérieure. Rapport de M. Bouvier.

maçonnerie ménagée dans le remblai et située au-dessus d'une galerie à peu près semblable et destinée à l'écoulement. Ces deux galeries se prolongent également dans le remblai amont, de même qu'à Saint-Ferréol. Pour évacuer les vases, on a ménagé dans le mur central, au niveau du radier des galeries inférieures, une vanne de 2 mètres de hauteur sur 2 mètres de largeur.

La capacité de ce réservoir est de 1 600 000 mètres cubes et sa surface de 13 hectares. Son exécution ayant coûté 1 238 000 francs, le mètre cube de capacité utile est donc revenu à 0 fr. 77 c.

Barrage du Guadarrama (Espagne). — Quoique ce barrage ait été détruit avant son complet achèvement, nous croyons devoir en dire quelques mots, à cause de l'intérêt que présente la grande hauteur avec laquelle il avait été projeté. Contrairement aux autres barrages espagnols, dont nous parlerons plus loin, au lieu d'être constitué uniquement en maçonnerie, il se composait de deux murs verticaux de 2^m 80 d'épaisseur uniforme formant parements, et reliés entre eux par des murs perpendiculaires constituant des compartiments qui étaient remplis avec des pierres sèches noyées dans de la glaise. Sa hauteur devait être de 93 mètres, mais lorsqu'elle eut atteint 57 mètres, le 14 mai 1789, les pluies ayant fait gonfler la glaise, une partie du mur extérieur fut renversée et l'ouvrage n'a pas été repris depuis. D'après M. Aymard ⁽¹⁾, si les murs de parement n'avaient que 2^m 80 d'épaisseur, il y a même lieu de s'étonner que l'ouvrage ait pu être monté jusqu'à la hauteur de 57 mètres.

Barrage de Kabra (Indes anglaises). — Les digues hindoues sont généralement construites entièrement en terre, les transports de matériaux

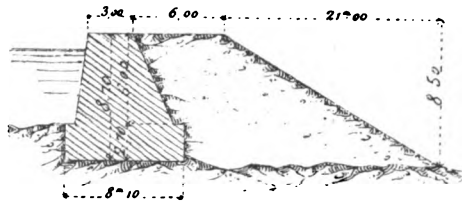


FIG. 25. — Coupe du barrage de Kabra.

se faisant à bras d'hommes à l'aide de couffins, et leur corroyage étant naturellement obtenu par le piétinement des travailleurs. Dans certains cas, cependant, on a eu recours à des barrages en maçonnerie ou à des barrages mixtes, et celui qui constitue le réservoir de Kabra appartient à cette dernière catégorie.

Ce barrage, construit en 1837 (fig. 25), se compose d'un mur en

(1) AYMARD, *Irrigations du Midi de l'Espagne*.

maçonnerie de 8^m 70 de hauteur et de 190 mètres de longueur, consolidé par trois contreforts accolés au parèment d'amont. Ce mur est soutenu, à l'aval, par une digue en terre ayant 6 mètres de largeur en couronne et 21 mètres d'empatement ⁽¹⁾. Le réservoir qu'il constitue est destiné au service des irrigations ; il a une surface de 74 hectares et contient un volume disponible de 1 600 000 mètres cubes. Sa construction n'ayant coûté que 14 500 francs, le prix de revient du mètre cube de capacité utile n'a donc été que de 0 fr. 009.

Barrage de Dunning (États-Unis). — Ce barrage a été construit de 1887 à 1889, sur une petite rivière appelée le Roaring Brook, pour créer un réservoir destiné à l'alimentation de la ville de Scranton (85 000 habitants) ⁽²⁾. La moitié de ce barrage ayant pu être fondée sur le rocher, a été construite en maçonnerie, mais l'autre moitié a dû être établie sur un sol argilo-sableux, et elle a été constituée par une énorme digue en terre comprenant un mur en maçonnerie en son milieu (fig. 26). La plus grande partie du déversoir devant égale-



FIG. 26. — Coupe de la digue de Dunning.

ment être fondée sur un terrain peu consistant, on a dû prendre de grandes précautions pour éviter les affouillements que n'aurait pas manqué de produire une masse d'eau assez considérable tombant d'une hauteur de 50 pieds (environ 15^m 20). Pour cela, on a d'abord disposé le parèment d'aval de ce déversoir en gradins (fig. 27) de façon



FIG. 27. — Déversoir du barrage de Dunning.

à détruire, autant que possible, la vitesse de l'eau. A une certaine distance en aval de ce déversoir, on a construit un mur qui lui est parallèle et dont le sommet est un peu plus élevé que son pied, et l'espace compris entre les deux murs a été bétonné et pavé de grosses

(1) V^e Congrès de Navigation intérieure. Rapport de M. Barois.

(2) Comptes rendus de la Société des Ingénieurs Civils américains. Rapport de M. Gould.

pierres de taille destinées à recevoir le choc de l'eau tombant du déversoir.

La prise d'eau a naturellement été placée dans la partie du barrage fondée sur le rocher et constituée en maçonnerie. Elle comporte deux tuyaux en fonte de fort diamètre, auxquels on accède par une tour et une galerie.

Ce réservoir, destiné à fournir une réserve de 1 200 millions de gallons, soit environ 5 100 000 mètres cubes, occupe une superficie de 193 acres 87 (78 hectares) et a coûté 312 430 dollars, soit environ 1 600 000 francs, ce qui fait ressortir le prix de revient du mètre cube de capacité utile à 0 fr. 31.

La grande diversité des barrages que nous venons d'examiner ne permet pas de leur appliquer une conclusion générale. Toutefois, on doit reconnaître que la combinaison des digues en terre avec des murs en maçonnerie est, en général, peu avantageuse et qu'à moins de circonstances toutes spéciales, il est préférable de renoncer à ce genre de constructions et d'adopter des ouvrages, soit entièrement en terre, soit entièrement en maçonnerie si les conditions locales permettent de donner à ces derniers des fondations convenables. Quant aux barrages californiens, ce sont des ouvrages d'une nature toute particulière, dont la durée paraît assez limitée et la sécurité incertaine, et qui ne seraient guère admissibles dans les contrées où leur rupture serait susceptible de causer de grands désastres.

CHAPITRE II

Barrages en maçonnerie.

Nous avons vu qu'avec les barrages en terre il n'était pas possible de créer des retenues de très grande hauteur, et que, d'autre part, il n'y avait lieu de recourir aux barrages mixtes que dans certains cas particuliers où ce mode de construction est imposé par les conventions locales. Les barrages en maçonnerie permettent, au contraire, d'aborder de bien plus grandes hauteurs, et maintenant que l'on connaît bien les conditions dans lesquelles ils doivent être établis, ils fournissent, le plus souvent, même pour les retenues de moyenne hauteur, la solution la plus sûre et la plus économique. Nous commencerons leur étude par la description de ces fameux barrages espagnols dont quelques-uns fonctionnent depuis plus de trois siècles, et auxquels on doit faire remonter l'origine de ce genre de constructions.

Barrages espagnols. — Ces barrages, établis pour créer des réservoirs destinés au service des irrigations, sont tous situés sur des cours d'eau à régime torrentiel qui, pendant leurs crues, débitent des

quantités considérables de vases et de limons. Ces dépôts s'accumulant dans les réservoirs, ces derniers auraient été comblés et mis hors d'usage en peu de temps si l'on n'avait pris la précaution de se ménager la possibilité d'évacuer les dépôts dès qu'ils réduisaient dans une trop grande proportion la capacité utile. Cette évacuation a été obtenue en produisant des chasses énergiques par l'ouverture d'orifices de grandes dimensions situés au fond du réservoir. En laissant écouler ainsi une partie de l'eau sous une forte charge, et, par suite, avec une très grande vitesse, on a pu entraîner au dehors, et même jusqu'à la mer, les vases accumulées dans le réservoir sous plusieurs mètres d'épaisseur. Ce système de curage n'a sans doute pas été étranger à l'adoption des barrages en maçonnerie, car des digues en terre ne pourraient certainement pas résister aux courants extrêmement violents qui se produisent pendant une vidange aussi rapide. Aussi, dans les quelques réservoirs avec digues en terre qui ont été récemment construits en Espagne, a-t-on eu soin de ne pas admettre les eaux bourbeuses des crues. Des dérivations spéciales empêchent alors les eaux troubles de pénétrer dans les réservoirs, qui perdent ainsi une grande partie de leur utilité, en ne pouvant plus jouer le rôle de régulateurs des crues.

Barrage d'Almanza. — Le plus ancien, mais aussi le plus petit de ces barrages, est celui d'Almanza, dont on ne connaît pas exactement la date de la construction, mais qui fonctionnait déjà depuis un certain temps en 1586 (1). Ce barrage (fig. 28), construit tout entier en maçonnerie et revêtu en grosses pierres de taille, est disposé en plan, au moins dans sa partie la plus importante, suivant un arc de cercle dont la convexité est tournée vers l'amont. Sa plus grande hauteur est de 20^m69 et sa largeur à la base de 10^m28, tandis qu'au sommet elle n'est que de 3^m98. La partie supérieure, beaucoup plus longue et composée de plusieurs parties rectilignes (fig. 29), paraît, d'ailleurs, appartenir à une époque postérieure à celle de la construction du reste du barrage.

La prise d'eau est constituée par une galerie traversant tout le corps du barrage et aboutissant à l'aval sous une petite chambre dans laquelle se trouve la tige de manœuvre de la ventelle qui ferme la galerie. Aucune précaution n'ayant été prise pour empêcher la galerie d'être obstruée par les dépôts, il est nécessaire, pour éviter cette obstruction, de maintenir la ventelle plus ou moins ouverte pendant tout le temps que durent les crues, ce qui occasionne une perte d'eau regrettable que l'on a réussi à éviter dans les autres barrages.

A côté de la galerie de prise d'eau se trouve une autre galerie destinée au curage du réservoir, et que l'on ferme à l'aide de poutrelles en bois de fort équarrissage, avec joints calfatés, et contre-butées par d'autres poutrelles et des contre-fiches. Les dépôts qui s'accumulent

(1) AYMARD, *Irrigations du Midi de l'Espagne*.

contre le barrage, sous plusieurs mètres d'épaisseur, prennent, au bout de quelques années, une certaine consistance, de sorte que lors-

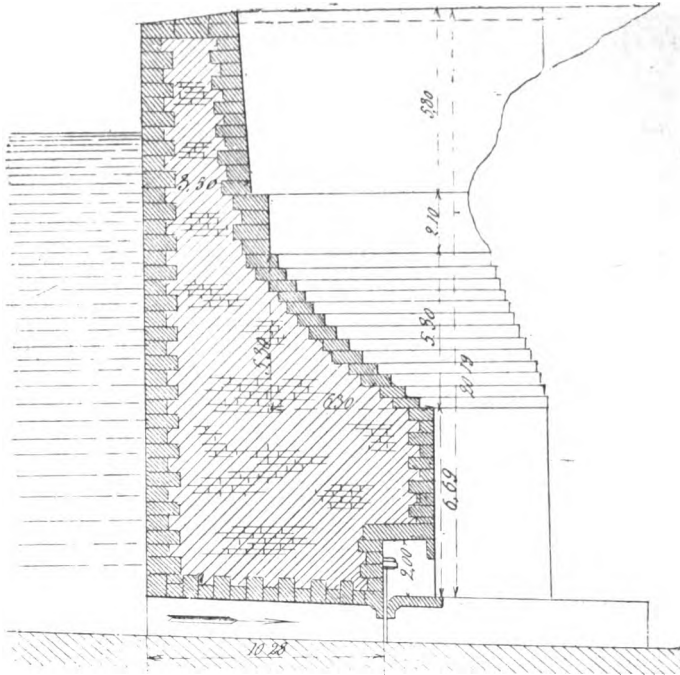


FIG. 28. — Barrage d'Almanza.

qu'on veut curer le réservoir, il est possible d'enlever les poutrelles

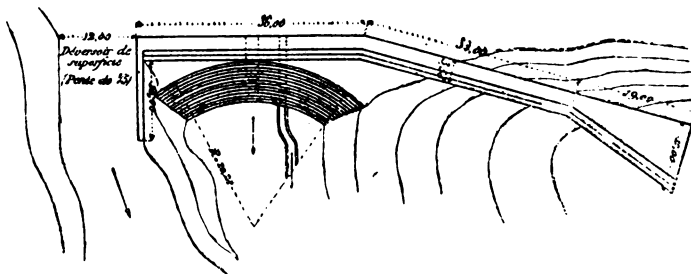


FIG. 29. — Plan du barrage d'Almanza.

sans en provoquer l'effondrement. On monte alors sur la crête du barrage et, avec une longue barre à mine mue par un treuil, on per-

fore un trou vertical dans l'épaisseur des dépôts. L'eau pénètre par ce trou dans la galerie appelée *desarenador* ⁽¹⁾ et, en affouillant les dépôts, elle produit bientôt une véritable débâcle qui entraîne au loin toutes les matières meubles. On procède à cette opération tous les 10 ou 12 ans, et pour qu'elle réussisse bien, il faut l'effectuer alors qu'il y a encore 2 ou 3 mètres d'eau au-dessus des vases.

La capacité du réservoir d'Almanza est de 1 400 000 mètres cubes ⁽²⁾; il sert à l'arrosage d'environ 700 hectares.

Barrage d'Alicante. — Cet ouvrage (fig. 30) est non seulement le plus important de ceux existant encore en Espagne, mais, avant la construction du barrage du Furens (près Saint-Étienne), il était le plus élevé de tous les barrages connus. Il a été construit de 1579 à 1594, et, quoique l'on n'en connaisse pas l'auteur d'une façon certaine, on pense qu'il faut en attribuer le mérite à l'architecte Her-reras, le fameux constructeur de l'Escorial ⁽³⁾.

Le barrage du Tibi ou d'Alicante est construit sur le Rio Monégre pour l'alimentation de la *huerta* (jardin) d'Alicante. Il est situé dans une gorge très resserrée, qui n'a que 9 mètres de largeur au fond et 53 mètres à la hauteur à laquelle se trouve le couronnement du barrage. Sa hauteur totale est de 41 mètres, et il est entièrement construit en maçonnerie, dont les parements sont revêtus de pierres de taille de grosses dimensions, très bien appareillées. En plan, il affecte la forme d'un arc de cercle faisant voûte contre la pression des eaux.

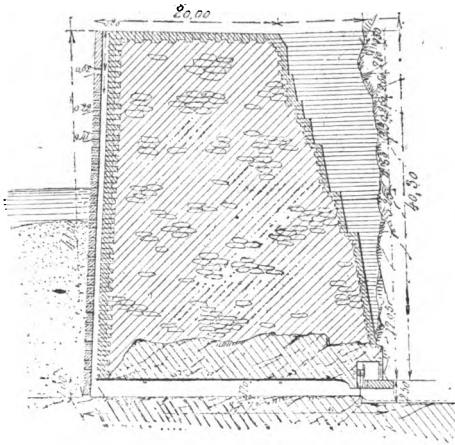


FIG. 30. — Barrage d'Alicante.

La prise d'eau a lieu à l'aide d'une galerie creusée dans le rocher, située au fond du réservoir et fermée par une ventelle dont la manœuvre se fait de l'intérieur d'une petite chambre ménagée au-dessus de l'extrémité aval de la galerie. Pour éviter l'obstruction de la galerie par les dépôts, on a surmonté son extrémité amont d'un puits régnant sur toute la hauteur du barrage et percé de barbacanes peu

(1) Mot dont la traduction littérale serait *désensableur*.

(2) V° *Congrès de navigation intérieure*. Rapport de M. de LLAURODO.

(3) *ATYARD. Irrigations du Midi de l'Espagne*.

éloignées les unes des autres, de façon que l'eau puisse pénétrer dans ce puits quelles que soient les hauteurs d'eau et de vase qui se trouvent dans le réservoir.

Ce barrage est percé, en outre, d'une galerie de 3 mètres de largeur sur 3 mètres de hauteur, destinée à servir au curage, qui se fait de la même manière qu'au réservoir d'Almanza.

A diverses reprises, les eaux ont surmonté la crête du barrage, par suite de l'insuffisance du déversoir. Les gigantesques cascades ainsi produites n'ayant occasionné aucun dégât, on a acquis une telle confiance dans la solidité du barrage que le déversoir a été, depuis 1792, fermé par des poutrelles à poste fixe, de façon à emmagasiner un plus grand volume d'eau. Le volume total du réservoir, lorsque le niveau de l'eau atteint la crête du barrage, est de 3 700 000 mètres cubes.

Barrage d'Elche. — Ce barrage, construit sur le Rio Vinolapo, est beaucoup moins important que celui d'Alicante, car il n'a que 23^m20 de hauteur, mais il est de même constitué par d'excellente maçonnerie, recouverte de magnifiques pierres de taille, ce qui lui assure une solidité suffisante, quoique son épaisseur soit relativement très réduite (fig. 31). La prise d'eau a lieu d'une manière analogue à celle employée au barrage d'Alicante, mais le *desarenador* présente sur ceux des deux barrages précédents une amélioration très importante. A Almanza et à Alicante, pour procéder au curage, il faut enlever, par la galerie d'écoulement elle-même, les poutrelles qui forment l'obturation, et cet enlèvement demande les plus grandes précautions, car, s'il se produisait une débâcle trop rapide, les ouvriers chargés de cette manœuvre n'auraient sans doute pas le temps de s'enfuir et seraient emportés par le courant. Pour éviter ce danger, on a ménagé dans le barrage d'Elche, au-dessus de la galerie d'écoulement des sables, une autre galerie permettant d'accéder à la partie amont de la première, où se trouvent les poutrelles formant obturation, et d'enlever ces poutrelles en toute sécurité.

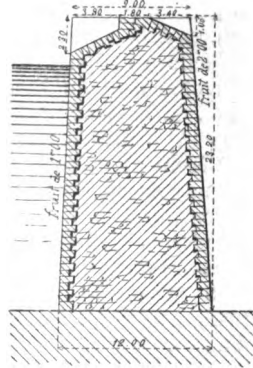


FIG. 31. — Barrage d'Elche.

La création du réservoir d'Elche remonte à la fin du xvi^e siècle.

Barrage du Val de Inferno. — Cet ouvrage est situé dans une gorge du Rio Luchena, un affluent du Guadalantín, à 25 kilomètres de la ville de Lorca, dans la province de Murcie. Il est aujourd'hui envasé jusqu'à la crête et ne constitue plus qu'une magnifique cascade, mais il est question de procéder à son curage et de le remettre en service.

Ce barrage (fig. 32), projeté pour une hauteur de 40^m50, n'a été monté qu'à la hauteur de 35^m50, parce que, pendant la construction, on s'est aperçu qu'à cette altitude il existait un banc perméable qui aurait fait perdre les eaux. C'est à cette circonstance, sans doute, qu'il faut attribuer l'excès d'épaisseur que l'on constate à sa base. La prise d'eau et la galerie de curage sont semblables à celles des barrages précédents. Toutefois, les barbicanes du puits de prise d'eau avaient reçu de trop grandes dimensions, ce qui en rendait l'obstruction facile, et, de plus, elles étaient trop éloignées les unes des autres, ce qui,

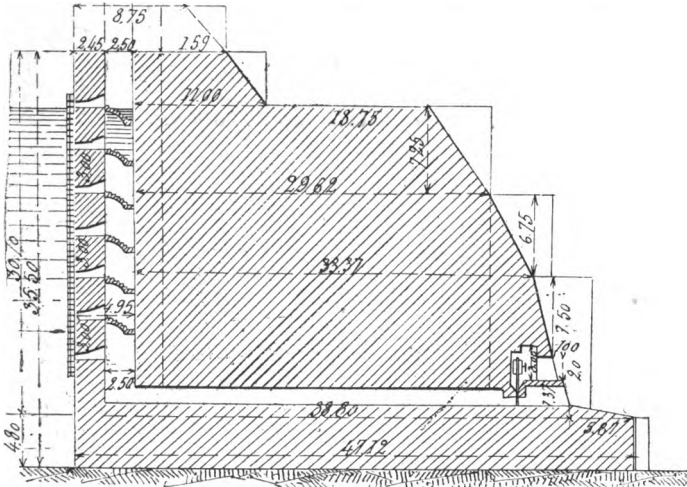


FIG. 32. — Barrage du Val de Inferno.

dans certains cas, empêchait l'accès de l'eau dans le puits. Pour ces diverses raisons, ce puits a été peu à peu démoli, et l'on est ainsi revenu au système d'Almanza.

Barrage de Puenteès. — Ce barrage a été construit, en même temps que celui du val de Inferno, de 1785 à 1791, sur la rivière Guadantin, un peu en aval de son confluent avec le Rio Luchena. Il a fonctionné pendant onze ans et a été détruit, le 30 avril 1802, dans des conditions que nous relaterons plus loin.

Cet ouvrage avait 50 mètres de hauteur et était construit en maçonnerie recouverte de pierres de taille appareillées avec le plus grand luxe. Son tracé en plan était disposé suivant trois alignements en forme de double chevron (fig. 33), et dont le développement total était, au couronnement, de 282 mètres. Les deux extrémités du barrage ont été fondées sur un rocher très résistant, mais le milieu a été établi sur pilotis de 6^m70 de fiche (fig. 34), battus en quinconce

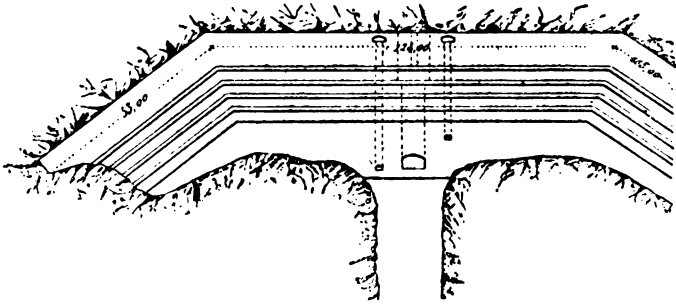


FIG. 33. — Plan du barrage de Puentès.

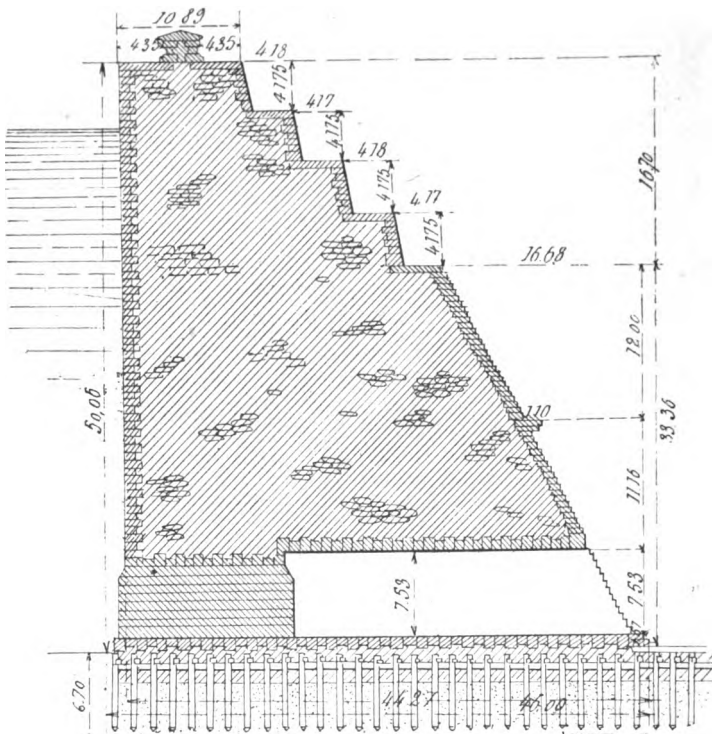


FIG. 34. — Barrage de Puentès.

et reliés par des moises. Ce pilotage a été prolongé à 40 mètres à l'aval de la fondation, afin d'éviter les affouillements.

Ce barrage comportait des prises d'eau et une galerie de curage analogues à celles des réservoirs que nous avons déjà vus, mais de plus grandes dimensions. Sa capacité aurait été de 35 millions de mètres cubes. Nous reviendrons à la fin de cette étude sur les causes qui ont déterminé sa ruine et les désastres qu'elle a occasionnés.

Barrage de Nijar. — Ce barrage a été construit assez récemment, de 1843 à 1850, dans une gorge du rio Carrizal, près de la petite ville de Nijar, pour le service des irrigations. Il est entièrement

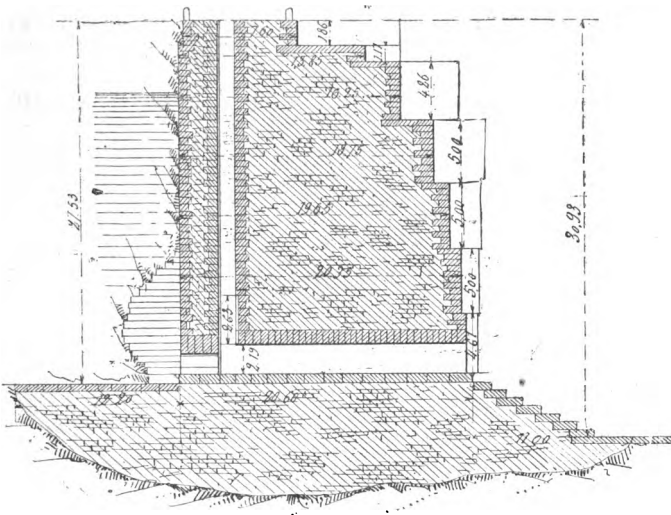


FIG. 35. — Barrage de Nijar.

fondé sur le rocher et disposé, en plan, en arc de cercle dont la convexité est tournée vers l'amont. Sa hauteur totale est de 30^m93, mais la hauteur effective de la retenue n'est que de 27^m53 (fig. 35).

Le système de fermeture de ce barrage est un peu différent de ceux que nous avons déjà vus, car, au lieu d'être constitué par des poutrelles amovibles, il comporte une vanne manœuvrée du haut du barrage à l'aide d'une longue tige de transmission placée dans un puits spécial.

La capacité de ce réservoir est de 13 millions de mètres cubes, mais, malheureusement, il ne peut être qu'assez rarement rempli en entier.

Barrage du Lozoya. — Contrairement aux ouvrages qui précèdent, ce barrage n'a pas été construit pour le service des irrigations, mais pour l'alimentation de la ville de Madrid. Il a été terminé en 1885, et son but principal n'est pas l'emmagasinement des eaux, mais plutôt le relèvement de leur niveau.

Sa construction (fig. 36) diffère assez de celle des barrages précédents. D'abord, au lieu d'être courbé en arc de cercle, son tracé est rectiligne. D'autre part, il présente un fruit considérable à l'amont, et il est

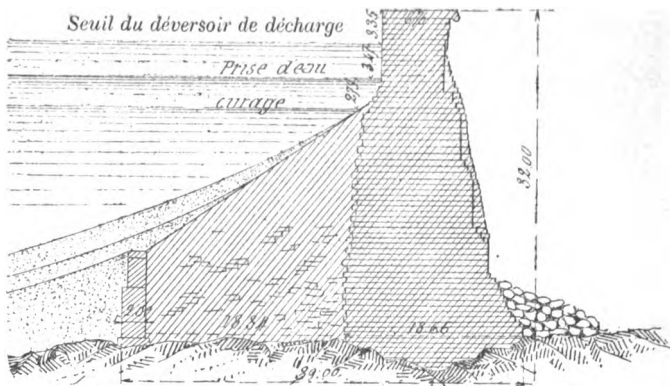


FIG. 36. — Barrage de Rio Lozoya.

constitué par deux sortes de maçonneries : l'une de pierres de taille à l'aval et l'autre en maçonnerie de gros blocs, appuyée sur un mur formant écran. Il n'est percé d'aucune galerie et toutes les prises d'eau, situées, d'ailleurs, à de faibles profondeurs, sont ouvertes dans les rochers latéraux.

Autres barrages espagnols. — Parmi les anciens barrages espagnols, il faut encore citer le barrage de Huesca, sur l'Isuela, dont la construction remonte au xvi^e siècle. Il est également construit en maçonnerie et a 20 mètres de hauteur sur 35 mètres seulement de longueur en crête. Sa capacité est de 1 780 000 mètres cubes, et il a coûté environ 500 000 francs, ce qui donne 0 fr. 28 pour prix de revient du mètre cube de capacité.

Tout récemment, on a construit en Espagne trois autres grands réservoirs en maçonnerie, qui sont :

1^o Le barrage del Vilar, construit en 1870, sur le Rio Lozoya, pour suppléer à l'insuffisance de celui dont nous avons parlé plus haut, et augmenter les ressources alimentaires de la ville de Madrid. Situé à

27 kilomètres en amont du premier, ce barrage a 51^m40 de hauteur et 134^m80 de longueur en crête. Son profil s'éloigne de ceux que nous avons déjà décrits pour se rapprocher de la forme des barrages français que nous verrons plus loin. Son parement d'amont est vertical, tandis que celui d'aval présente une courbe prononcée. Il a 46^m50 de largeur à la base et 5^m20 au couronnement. Avec une hauteur d'eau de 41^m50, il a une capacité de 20 millions de mètres cubes, et sa construction a coûté 1 665 000 francs, ce qui donne 0 fr. 083 pour prix du mètre cube de capacité utile.

2° Le nouveau barrage de Puentés, construit un peu en amont de l'ancien, en 1885, avec une hauteur de 48 mètres et une capacité utile de 6 millions de mètres cubes. Pour éviter les fondations défectueuses de l'ancien barrage, on a descendu les maçonneries du nouveau jusqu'au terrain solide, à 24 mètres au-dessous du thalweg.

3° Le barrage de Hajar, sur le Rio Martin, construit en 1887, avec une hauteur de 43 mètres et une contenance de 11 millions de mètres cubes.

Le coût total de ces deux derniers barrages, construits suivant les profils nouveaux, n'a été que de 1 227 500 francs, ce qui fait ressortir le prix du mètre cube de capacité à 0 fr. 07 seulement (1).

Anciens barrages français. — Barrage du Lampy. — Ce barrage est le plus ancien des grands ouvrages de ce genre construits en France. Il a été établi de 1777 à 1780, pour augmenter les ressources alimentaires du bief de partage du canal du Midi et suppléer à l'insuffisance du réservoir de Saint-Ferréol. Le point choisi pour son emplacement est un rétrécissement de la vallée du Lampy, cours d'eau du versant méditerranéen de la montagne Noire.

Ce barrage est établi en maçonnerie de pierres granitiques reposant de toutes parts sur le rocher; sa longueur totale est de 126 mètres et sa plus grande hauteur de 16^m20 (fig. 37). Son parement intérieur est à peu près vertical, tandis que son parement extérieur présente un fruit assez considérable et est de plus contre-buté par dix contreforts.

Les prises d'eau sont au nombre de quatre et consistent en des aqueducs ménagés à diverses hauteurs dans le corps de la maçonnerie (fig. 38), et munis de vannes qui sont manœuvrées du couronnement du mur, quand elles sont peu profondes, ou à l'aide d'escaliers spéciaux qui en permettent l'accès.

La capacité de ce réservoir, pour une retenue maximum de 15^m65 et un plan d'eau correspondant de 23 hectares, est de 1 672 000 mètres cubes.

L'exécution des maçonneries de ce barrage ayant laissé à désirer, il s'est produit à l'origine d'abondantes filtrations qui ont traversé le

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Rapport de M. DE LLAURADO.

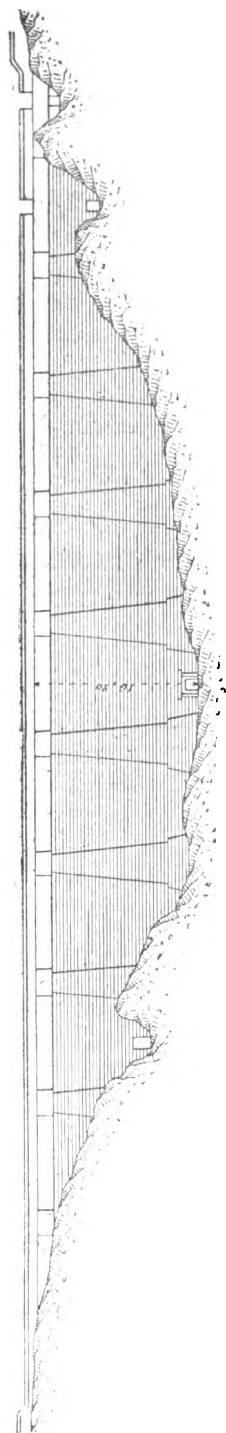


FIG. 37. — Élévation du barrage du Lamy (Vue d'aval).

mur. On y a remédié en jetant au-devant du parement intérieur de la chaux éteinte que l'eau a délayée et entraînée dans les interstices de la maçonnerie. En arrivant au parement extérieur, cette chaux a absorbé l'acide carbonique de l'air et a tapissé ce parement d'une couche blanche de carbonate de chaux, qui a produit une étanchéité presque absolue (1).

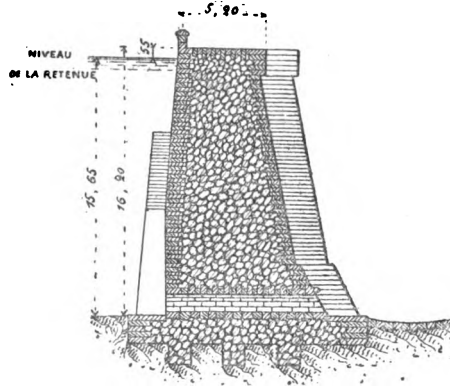


FIG. 38. — Section transversale du barrage du Lampy.

D'après M. Minard, ce barrage a légèrement fléchi sous l'influence de la poussée de l'eau, et il présente en plan une courbure dont la flèche est de 0^m03 sur 100 mètres de longueur (2).

Réservoirs de Grosbois et de Chazilly. — Ces deux réservoirs ont été créés, de 1830 à 1838, pour l'alimentation du canal de Bourgogne, et ils sont tous les deux constitués par des murs en maçonnerie ayant le même profil et des dimensions eu différentes. Ce profil (fig. 39) est composé d'un parement amont fortement incliné au moyen de retraites successives, tandis qu'à l'aval le parement présente un fruit uniforme de un vingtième seulement. Cette disposition, peu rationnelle, est très défavorable à la stabilité et c'est à ce grave défaut de construction qu'il faut attribuer les mouvements qu'ont subis ces ouvrages. Sous l'influence de la poussée de l'eau, les murs ont fléchi, et il s'y est produit des lézardes inquiétantes. On a dû alors procéder à leur consolidation en soutenant par de puissants contreforts leur parement d'aval. Ces contreforts, établis sur toute la hauteur du barrage, ont donné une sécurité suffisante, mais chèrement achetée; ils sont au nombre de neuf au barrage de Grosbois et de sept au barrage de Chazilly.

Le réservoir de Grosbois, pour une retenue maximum de 22^m30, contient 9 220 000 mètres cubes, tandis que celui de Chazilly, pour une hauteur d'eau presque égale, ne contient que 5 300 000 mètres cubes.

(1) GÉNÉRAL ANDRÉOSSY, *Histoire du Canal du Midi*.

(2) MINARD, *Cours de construction des canaux*.

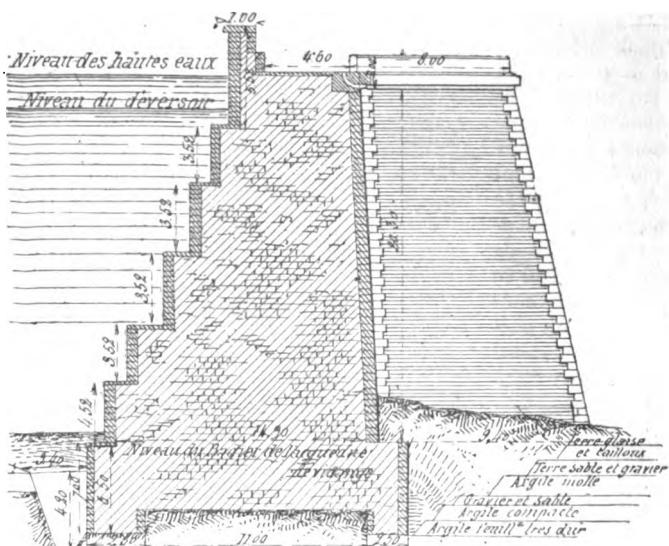


FIG. 39. — Section transversale du barrage de Grosbois, montrant l'élévation d'un contrefort.

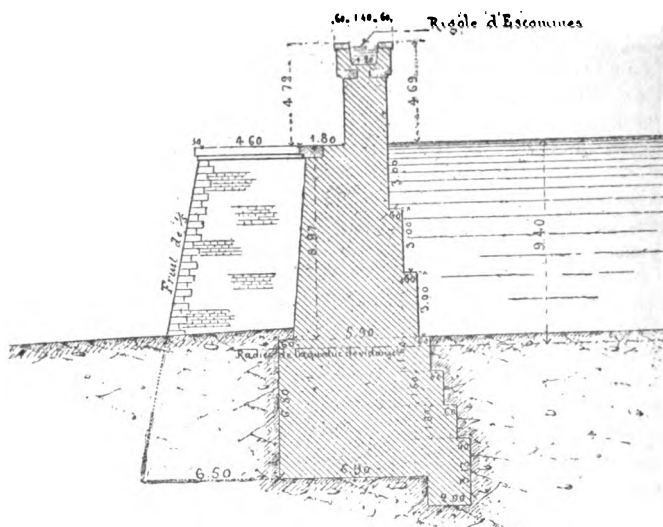


FIG. 40. — Section transversale du barrage du Tillot.

Réservoir du Tillot. — Ce réservoir, qui n'a qu'une contenance de 520 000 mètres cubes pour une hauteur d'eau maximum de 9^m 40, a également été construit pour l'alimentation du canal de Bourgogne. Le barrage qui le constitue (fig. 40) est du même type que les deux précédents et mérite les mêmes critiques. La seule particularité qu'il présente, c'est que son couronnement supporte l'aqueduc qui conduit au bief de partage les eaux venant du réservoir de Chazilly.

Réservoirs du Vioreau, de Glomel et de Bosméléac. — Ces trois réservoirs ont été créés de 1833 à 1842 pour l'alimentation du canal de Nantes à Brest, qui, comme on sait, comporte trois points de partage.

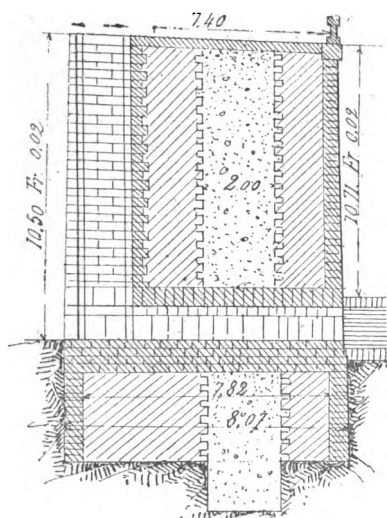


FIG. 41. — Section transversale du barrage du Vioreau.

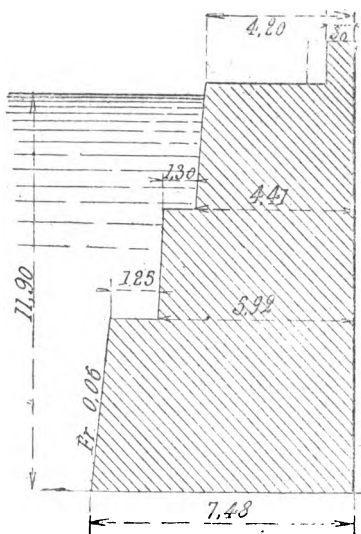


FIG. 42. — Section transversale du barrage de Glomel.

Le réservoir du Vioreau sert à l'alimentation de la première section du canal, située entre la Loire et la Vilaine. Celui de Bosméléac alimente la partie située entre la Vilaine et le Blavet; enfin celui de Glomel fournit l'eau nécessaire au bief de partage de la partie comprise entre le Blavet et l'Aulne. Les barrages constituant ces trois réservoirs, construits à peu près à la même époque, ont cependant été établis suivant des profils très différents. Le barrage du Vioreau (fig. 41), constitué par deux murs en maçonnerie ordinaire entre lesquels on a coulé du béton, n'a que 10^m 50 de hauteur, et ses constructeurs semblent surtout avoir eu la préoccupation d'éviter les infiltrations. Néanmoins, cette construction peu homogène a donné lieu, au début, à des suin-

tements importants qui ont disparu avec le temps. Le barrage de Glomel (fig. 42), établi sur un profil analogue à celui de Grosbois, n'a cependant éprouvé aucune déformation, grâce, sans doute, à son peu

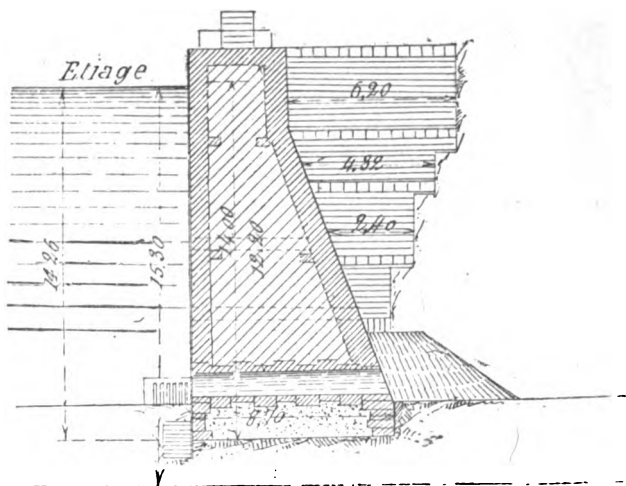


FIG. 43. — Section transversale du barrage de Bosméléc.

de hauteur (13^m90). Enfin le barrage de Bosméléc (fig. 7), dont la retenue est de 15^m30, a été construit avec un profil qui rappelle celui de Lampy et se trouve dans d'excellentes conditions.

Barrage des Settons. — Le réservoir des Settons a été créé de 1855 à 1858, près de Montsauche-en-Morvan, pour favoriser le flottage et la navigation de l'Yonne pendant l'été. Il a été constitué par le barrage de la vallée de la Cure, dans une gorge étroite qui termine, à l'aval, la plaine des Settons. Il est situé à 568 mètres d'altitude, occupe une surface de 400 hectares, et contient 22 millions de mètres cubes avec une retenue maximum de 18 mètres de hauteur.

La longueur en crête du mur qui constitue ce réservoir est de 271 mètres, et sa plus grande hauteur de 20 mètres (fig. 44). Il est percé de trois systèmes d'épanchoirs, situés l'un au fond, l'autre à 12 mètres et le troisième à 6 mètres de profondeur. Chacun de ces épanchoirs est lui-même composé de cinq aqueducs de 0^m70 de largeur sur 1 mètre de hauteur, fermés par des vannes en bois que l'on manœuvre à l'aide de crics en se plaçant sur des plates-formes spéciales. Les prises d'eau se font par lâchages intermittents et dont le débit est de 5 à 10 mètres cubes par seconde.

Depuis sa mise en charge, ce barrage, dont le profil, presque vertical à l'amont et incliné à l'aval sous un fruit de 0^m303 par mètre, est

assez satisfaisant, n'a pas éprouvé de mouvement apparent. Immédiatement après son remplissage, on a seulement constaté, à la partie inférieure, quelques suintements qui ont disparu au bout de peu de temps.

Les frais d'établissement du réservoir des Settons se sont élevés à

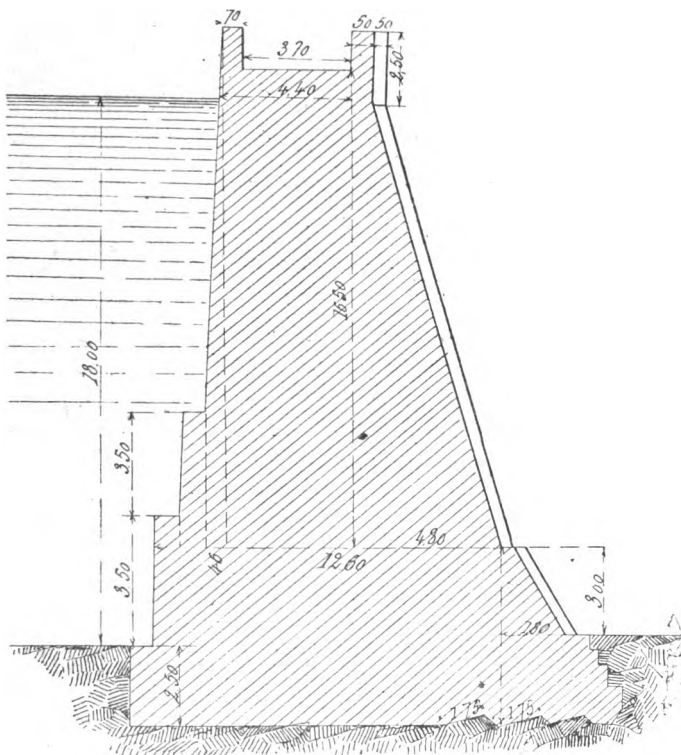


FIG. 44. — Section transversale du barrage des Settons.

1 327 700 francs, dont 807 700 francs pour les travaux et 520 000 fr. pour acquisitions de terrains. Le prix du mètre cube de capacité n'est donc revenu qu'à 0 fr. 06 ⁽¹⁾.

Considérations techniques sur les barrages précédents. — L'examen des différents barrages qui précèdent montre bien que, pas plus dans les murs français que dans les murs espagnols, aucune règle générale

(1) Notice sur les modèles et dessins relatifs au service des Ponts et Chaussées à l'Exposition de Londres, 1862.

n'a présidé à leur construction et au choix de leur rages d'Elche ou d'Almanza ne ressemblent pas plus à ou de Nijar que le barrage du Lampy à celui de Gros du Vioreau à celui de Bosméléac. Cette grande variété à l'absence d'une saine théorie, n'a d'ailleurs pas été l'étude pratique de la question, car c'est en étudiant les qui se sont produits dans divers barrages, après leur que l'on a pu apprécier leurs vices de construction et remédier. C'est en observant la nature des mouvements manifestés et des disjonctions qui se sont opérées dans des barrages français que nous avons vu plus haut, qu'a reconnu le défaut de l'ancienne théorie.

Nous ne savons rien des considérations techniques des constructeurs des grands barrages espagnols; mais nous savons que, en général, ces Ingénieurs ont été mieux que ceux qui ont déterminé le profil de plusieurs de nos barrages. A part le barrage de Puente, qui a été détruit par sa fondation, tous les anciens barrages espagnols sont en conservation et n'ont subi aucune déformation apparente. Les barrages du Lampy, de Gros-Bois et de Chazilly ont l'avons vu, donné lieu à des mouvements inquiétants, les deux derniers, n'ont été qu'incomplètement arrêtés par des réparations.

D'après l'ancienne théorie, les murs de réservoir étaient comme des murs de soutènement ordinaires et on ne leur donnait que de leur donner une épaisseur suffisante pour assurer leur stabilité contre la poussée de l'eau. Pour cela, il suffisait, d'un moment de stabilité ⁽¹⁾ du mur fût supérieur à son moment de renversement et, d'autre part, que sa base fût suffisamment épaisse pour empêcher son déplacement par glissement sur le sol.

D'après Navier ⁽²⁾ l'épaisseur minimum que devrait avoir un mur de section rectangulaire, pour résister à l'effort de renversement dû à la pression de l'eau, serait de

$$e = 0,577 h \sqrt{\frac{1}{D}}$$

h étant la hauteur du mur et de la retenue, et D la densité de la maçonnerie; l'épaisseur nécessaire pour empêcher le glissement du même mur serait :

$$e = \frac{h}{2F} \times \frac{1}{D}$$

F étant le rapport du frottement à la pression.

(1) On sait que le moment de stabilité est le moment du poids du mur par rapport à l'arête autour de laquelle le mouvement tend à se produire, et que le moment de renversement est le moment, par rapport à la même arête, de la force qui tend à renverser le mur.

(2) NAVIER, *Résistance des matériaux*.

ettant $D = 2$ et $F = 0,50$ ⁽¹⁾, hypothèses également défavorables à la stabilité, les formules ci-dessus deviennent :

$$e = 0,40 h$$

$$e = 0,50 h.$$

cela, ce serait la résistance au glissement qui donnerait lieu à une grande épaisseur; mais, en réalité, il n'en est pas ainsi, car, pour D , F atteint environ 0,75. D'autre part, Minard estime que pour avoir une sécurité suffisante, le coefficient de stabilité, c'est-à-dire le rapport du moment de stabilité au moment de renversement, au moins égal à 2. Au barrage de Lampy, ce coefficient est de 1,5, et cependant ce mur a fléchi. A Gros-Bois, où ce coefficient est que de 1,65, les déformations observées ont été beaucoup plus importantes.

D'après cette théorie, les murs de réservoirs étaient donc simplifiés de façon à pouvoir résister au renversement que tend à produire la poussée de l'eau, en les faisant tourner sur leur arête d'appui, et au déplacement horizontal, par suite d'un glissement, sur la base, soit sur l'une des assises. M. de Sazilly a, le premier, remarqué que cette double condition n'est pas suffisante pour assurer la stabilité, et qu'il y a lieu de se préoccuper, en outre, au-dessus du chef, des pressions supportées par les maçonneries ou par le sol sur lequel elles reposent, et de vérifier si ces pressions ne dépassent pas la limite qu'il est convenable de leur imposer eu égard à la résistance des matériaux qui les constituent. A son avis, les déformations observées dans les murs de réservoirs sont précisément dues à ce que les maçonneries ou le sol de fondation, ou tout à la fois les maçonneries et le sol, ont eu à supporter des pressions trop élevées.

ix barrages français. — Partant de ce point de vue qu'il est nécessaire de profiler les barrages en maçonnerie de façon qu'en aucun point leurs matériaux n'aient à supporter des charges supérieures à celles que leur nature leur permet d'admettre, M. de Sazilly a déterminé la forme générale à donner à ces barrages et posé les bases de la théorie d'après laquelle ces ouvrages sont maintenant établis ⁽²⁾. Cette théorie, complétée et mise en pratique pour la première fois par M. l'Inspecteur général des Ponts et Chaussées Delocre ⁽³⁾ dans la construction du fameux barrage du Furens, a reçu ensuite de notables perfectionnements de la part de MM. les Inspecteurs généraux Bouvier ⁽⁴⁾ et Guillemain ⁽⁵⁾ et est actuellement universellement adoptée. Elle est basée sur la loi de répartition des pressions

(1) MINARD, *Cours de construction de canaux*.

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1853.

(3) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1866.

(4) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875.

(5) GUILLEMAIN, *Rivières et canaux*.

indiquée par Méry (1) et qui, complétée par Bélanger, est maintenant

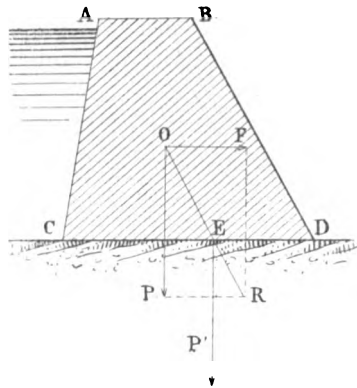


Fig. 45.

connue sous le nom de *loi du trapèze*. Avant d'exposer la méthode actuellement suivie pour la détermination des profils des murs de réservoirs, il nous paraît donc nécessaire de rappeler brièvement cette loi et les formules qui en sont l'expression.

Considérons d'abord un profil de barrage ABCD (fig. 45) de forme quelconque. Si nous découpons dans ce barrage une tranche de 1 mètre de longueur, on peut admettre qu'elle est soumise à l'action de deux forces : la composante verticale P du poids du mur et de la

poussée de l'eau, d'une part, et la composante horizontale F de la poussée de l'eau, d'autre part. La résultante R de ces deux forces peut être considérée comme appliquée au point E, où elle coupe la base, et décomposée en ce point en une force verticale P' égale à P, et en une force horizontale égale à F. Cette dernière ne tend qu'à provoquer le glissement du mur sur sa base, tandis que la force verticale se répartit sur la base suivant une loi décroissante à partir de l'extrémité D la plus rapprochée du point d'application de la résultante. On admet que cette répartition se fait dans une mesure proportionnelle aux ordonnées d'un trapèze dont la surface représenterait la pression totale et dont le centre de gravité se trouverait sur la direction de la composante verticale P' .

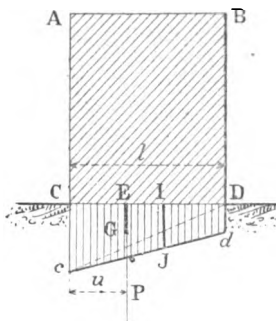


Fig. 46.

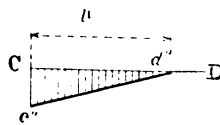


Fig. 47.

Cette loi admise, il est facile de calculer l'effort supporté par un

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1840.

point quelconque de la fondation. Il suffit d'appliquer au prisme ABCD les formules générales de la flexion plane établies pour les prismes métalliques homogènes, mais en ayant soin de remarquer que, dans ce cas, la résistance à la traction est très inférieure à la résistance à la compression. On est même d'accord pour reconnaître que cette résistance à la traction, due simplement à l'adhérence des pierres au mortier, est si faible et si variable qu'on ne doit pas en tenir compte dans les calculs, et la considérer comme nulle.

Les formules exprimant la loi du trapèze peuvent d'ailleurs être établies directement. Supposons un prisme ABCD (fig. 46), de 1 mètre de largeur et d'une épaisseur l , reposant normalement sur sa base, et soumis à une pression d'eau qui s'exerce sur sa face AC. Soit P la pression normale qui s'exerce au point E, où la résultante du poids du mur et de la poussée de l'eau coupe la base. Sous l'action de la force comprimante à laquelle il est soumis, le prisme ABCD tendra à diminuer de hauteur et le raccourcissement qu'il éprouvera ira en décroissant de C en D. La pression en un point quelconque I sera proportionnelle au raccourcissement IJ, et si p et p' sont les pressions en C et D, et K une constante pour les points de cd , on aura :

$$p = K Cc \quad \text{et} \quad p' = K Dd,$$

$$\text{d'où :} \quad P = K \frac{(Cc + Dd)}{2} l = \frac{p + p'}{2} l.$$

D'autre part, si l'on prend les moments par rapport à la droite AC du trapèze CDdc et des triangles CDe et Dcd en lesquels il se décompose, on a, en posant $u = CE$, et G étant le centre de gravité du trapèze CDcd :

$$u \frac{(Cc + Dd)}{2} = l \frac{Cc}{2} \frac{l}{3} + l \frac{Dd}{2} \frac{2l}{3},$$

et en multipliant par K et ayant égard aux valeurs de p et p' :

$$u (p + p') = \frac{l}{3} (p + 2p'),$$

d'où l'on déduit :

$$p = \frac{2P}{l} \left(2 - \frac{3u}{l} \right),$$

$$p' = \frac{2P}{l} \left(\frac{3u}{l} - 1 \right).$$

Pour que ces formules soient applicables, il faut qu'elles donnent lieu pour p et p' à des valeurs positives, c'est-à-dire accusent des compressions réelles en C et D et non des tractions. Il est facile de voir que, pour que cette condition soit remplie, il est nécessaire et suffisant que l'on ait $\frac{2l}{3} > u > \frac{l}{3}$, c'est-à-dire que le point E tombe dans le tiers du milieu de l .

Pour $u = \frac{l}{3}$, le trapèze CDdc devient un triangle CDc; la pression en D est alors nulle et la pression en C égale à $\frac{2P}{l}$ ou $\frac{2}{3} \frac{P}{u}$, c'est-à-dire au double de la pression moyenne. Pour $u < \frac{l}{3}$, on trouverait $p' < 0$, c'est-à-dire qu'il y aurait traction en D, ce qui est contraire à l'hypothèse. On admet alors que le trapèze se change en un triangle cd''c'' (fig. 47); la surface d'D non pressée est considérée comme inutile à la résistance, et la pression en C est alors $\frac{2P}{l} = \frac{2}{3} \frac{P}{u}$. Les deux formules fondamentales dont on aura à faire usage sont donc :

$$p = \frac{2P}{l} \left(2 - \frac{3u}{l} \right), \quad [1]$$

et
$$p' = \frac{2}{3} \frac{P}{u}, \quad [2]$$

suivant que u est plus grand ou plus petit que $\frac{1}{3} l$.

Ces formules peuvent se compléter en y introduisant la hauteur maximum λ que l'on peut donner à un mur à parois verticales pour que la pression sur sa base ne dépasse pas la limite R admise pour la résistance des matériaux. Il suffit de remarquer que si δ représente la densité de la maçonnerie, on a : $R = \delta \lambda$.

Les expressions précédentes deviennent alors :

$$2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{l} = \delta \lambda,$$

et,
$$\frac{2}{3} \frac{P}{u} = \delta \lambda,$$

et pour que les pressions p et p' ne dépassent pas la limite admise, il faudra que l'on ait :

$$2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{\delta l} \leq \lambda, \quad [3]$$

$$\frac{2}{3} \frac{P}{u \delta} \leq \lambda. \quad [4]$$

La discussion de ces formules permet, en remplaçant u , l et P par leurs valeurs respectives en fonction de la hauteur du mur, de son épaisseur réduite et de l'inclinaison des parements, de reconnaître :

1° Que le profil le plus avantageux, c'est-à-dire celui offrant la plus petite épaisseur moyenne, tout en satisfaisant aux conditions de stabilité, est celui dont le parement situé du côté de l'eau est vertical et dont l'autre présente un élargissement à la base;

2° Que lorsque la hauteur augmente, l'épaisseur moyenne augmente, mais moins rapidement, de sorte qu'un profil construit avec un parement vertical du côté de l'eau et un fruit du côté opposé, combiné de

manière à satisfaire à la condition limite de stabilité pour sa base, présenterait un excès de stabilité sur tout le surplus de la hauteur.

Il en résulte qu'un profil rationnel doit avoir son parement d'amont vertical et son parement d'aval terminé par une courbe dont la convexité est tournée du côté de l'eau. Théoriquement, l'épaisseur du mur au sommet devrait être nulle, et l'on aurait un profil de la forme indiquée par la figure 48, pour tous les points de la courbe BCD, la pression étant égale à la charge limite R imposée aux matériaux.

Ce profil, établi pour assurer la stabilité du mur lorsque le réservoir est plein, pourrait, si la hauteur est trop grande, donner lieu, lorsque le réservoir est vide, à de trop fortes pressions sur le parement d'amont, d'autant plus que la forme concave donnée au parement d'aval a pour effet d'augmenter notablement la pression sur le parement opposé. On sait d'ailleurs que la hauteur maximum λ , que peut atteindre un mur à parements verticaux, est égale à $\frac{R}{\delta}$, et qu'au-dessus de cette hauteur, pour que les matériaux ne supportent pas une pression supérieure à la limite R admise, il est nécessaire de donner un empalement à la construction. Cet empalement doit être tel que, dans chaque section, l'accroissement de surface soit proportionnel à l'accrois-

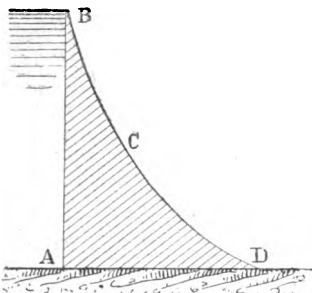


FIG. 48.

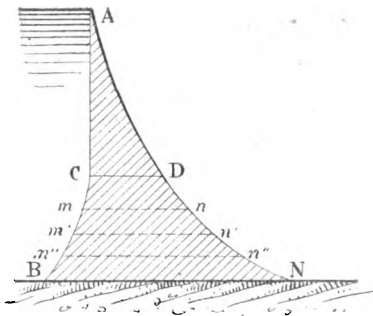


FIG. 49.

sement de pression, et M. Delocre a montré que la courbe qui profile alors le mur est une logarithme dont l'équation est :

$$y = \lambda \log. \text{ nep. } \frac{x}{\lambda} = 2,3026 \lambda \log \frac{x}{\lambda},$$

y étant la largeur du mur correspondant à la hauteur x .

Il suit de là qu'à partir d'une certaine hauteur, pour laquelle la limite R sera atteinte sur le parement d'amont, il faudra donner à ce parement une forme courbe, et le profil théorique définitif sera analogue à celui indiqué par la figure 49. Dans la ligne droite AC, les pressions vont en augmentant depuis zéro jusqu'à la limite admise R , tan-

dis que tout le long des courbes CB et ADN, la pression est constamment égale à R.

Ces courbes sont faciles à mettre en équation, mais la solution de ces équations exige des intégrations impossibles ou qui, tout au moins, conduiraient à des calculs extrêmement laborieux et absolument inacceptables dans la pratique. Même pour la partie AD de la courbe extérieure, M. Delocre n'a pu parvenir à intégrer les équations donnant y en fonction de x que par une méthode approchée et sans utilité pratique.

Pour éviter ces difficultés, on remplace les courbes CB et ADN par les contours polygonaux tels que $mm'm''...$, $nn'n''...$, calculés par la condition que, pour chaque tranche horizontale telle que mn passant par les sommets correspondants, les pressions par unité de surface en n et en m , suivant que le réservoir est plein ou vide, soient égales à la limite R admise pour les matériaux employés. On obtiendra ainsi un profil qui se rapprochera d'autant plus du profil d'égale résistance

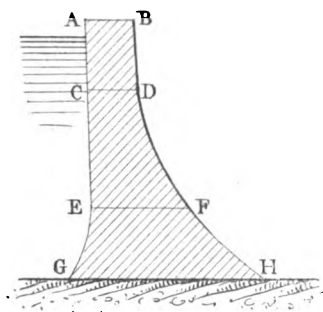


FIG. 50.

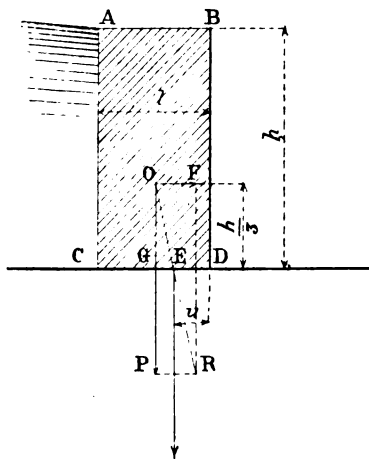


FIG. 51.

figuré par le profil à parements courbes, que les tranches mn , $m'n'$, etc., seront plus rapprochées.

Il faut d'ailleurs remarquer que le profil théorique que nous venons d'envisager doit, dans la pratique, être notablement modifié. On ne saurait, en effet, admettre au sommet une épaisseur nulle et, tant pour résister à l'action des vagues que pour donner passage aux voitures, ou au moins aux piétons, il est nécessaire que le mur ait une certaine épaisseur au sommet. De plus, la hauteur du mur doit dépasser notablement le niveau de l'eau pour empêcher les vagues de le franchir.

Il s'ensuit que le profil pratique d'un mur de réservoir devra com-

porter d'abord à la partie supérieure un profil à parements verticaux et dans lequel les maçonneries ne seront soumises qu'à des pressions inférieures à la limite admise, et, sur tout le surplus de la hauteur, un profil se rapprochant autant que possible du profil d'égale résistance (fig. 50).

On commencera donc par déterminer la hauteur de la partie ABCD du mur dont la largeur, fixée par des considérations locales, est connue, et cette hauteur devra être telle que la pression par unité de surface au point D, le réservoir étant plein, soit égale à la limite R.

Soit $AB = l$ et $AC = h$ la hauteur à calculer (fig. 15).

Le réservoir étant plein, les deux seules forces qui agissent sur le mur sont la poussée horizontale de l'eau F et le poids P du mur dont la résultante coupe la base au point E. Cette résultante se décompose en ce point en une force horizontale, tendant à produire le glissement et dont nous parlerons plus loin, et une force verticale égale à P qui se répartit sur la base suivant la loi du trapèze indiquée plus haut. Pour mettre le problème en équation, il suffit d'exprimer que la pression au point D est égale à la limite $R = \lambda \delta$, et la sécurité sera obtenue si les données de la question satisfont aux relations :

$$2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{\delta l} = \lambda, \quad [3]$$

$$\text{ou :} \quad \frac{2}{3} \frac{P}{u \delta} = \lambda, \quad [4]$$

suivant que u est plus grand ou plus petit que $\frac{l}{3}$.

Pour remplacer les lettres par leur valeur, il suffit de remarquer que la poussée de l'eau F, appliquée au tiers de la hauteur, a pour expression, en admettant que la densité du liquide est représentée par π :

$$F = \frac{\pi h^2}{2};$$

que le poids P du mur, pour une tranche de 1 mètre de largeur, est égal à :

$$P = \delta l h$$

et qu'il est appliqué au milieu G de la base;

enfin, que l'on a :

$$u = ED = GD - GE = \frac{l}{2} - GE.$$

A cause des triangles semblables, on a :

$$GE = \frac{OG \times PR}{OP} = \frac{h}{3} \times \frac{F}{P},$$

d'où :

$$GE = \frac{\pi h^2}{6 \delta l};$$

et, par suite :

$$u = \frac{l}{2} - \frac{\pi h^2}{6 \delta l} = \frac{3 \delta l^2 - \pi h^2}{6 \delta l}.$$

En portant cette valeur de u dans les équations [3] et [4], on obtient les deux équations suivantes :

$$\pi h^3 + \delta l^2 h - \delta \lambda l^2 = 0, \quad [5]$$

$$\lambda \pi h^2 + 4\delta l^2 h - 3\lambda \delta l^2 = 0. \quad [6]$$

Si nous prenons, par exemple, $l = 5$ mètres, $\pi = 1\,000$, $\delta = 2\,000$ et $R = 6$ kilogr. par centimètre carré, soit 60 000 kilogr. par mètre carré, il en résulte :

$$\lambda = \frac{R}{\delta} = \frac{60\,000}{2\,000} = 30,$$

et, en remplaçant les lettres π , δ et λ dans l'équation [5], on obtient :

$$h = 9^m 35.$$

On reconnaît que c'est l'équation [5] qu'il faut appliquer, et non l'équation [6], à ce que l'on a :

$$u = \frac{3\delta l^2 - \pi h^2}{6\delta l} > \frac{l}{3},$$

c'est-à-dire :

$$l^2 > \frac{\pi}{\delta} h^2.$$

La partie supérieure du mur ABCD étant complètement déterminée, il faut ensuite calculer les dimensions des deux autres parties CDEF et EFGH (fig. 50). Notamment, il est intéressant de déterminer le point E pour lequel le parement amont cesse d'être vertical. La détermination de ce point peut se faire par une méthode analogue à celle qui précède, mais, comme il y a deux inconnues, la hauteur CE et la base EF, on est conduit à deux séries d'équations du troisième degré qu'il faut combiner entre elles et qui conduisent à la résolution d'une équation du sixième degré. Nous renverrons pour ces calculs, qui ne peuvent trouver place ici, au savant mémoire de M. Delocre, en faisant remarquer que ces calculs laborieux peuvent être avantageusement remplacés par une méthode graphique beaucoup plus simple et suffisamment exacte, et qui a l'avantage de ne pas masquer la suite des opérations.

Quant à la partie EFGH, sa détermination algébrique est encore plus longue et plus difficile. Il est nécessaire de la partager en tranches horizontales, dont on calcule successivement l'épaisseur, après s'être donné leur hauteur.

Cette impossibilité de déterminer mathématiquement les courbes qui doivent profiler les murs de réservoirs, avait contribué, avec certaines considérations pratiques qui n'ont pas prévalu, à faire admettre par M. de Sazilly un profil peu différent, dans son ensemble, de celui représenté par la figure 50, mais dont les parements étaient disposés en gradins. Cet Ingénieur avait ainsi calculé, en partant des mêmes formules que M. Delocre, un profil qui s'éloigne peu du profil d'égalé

résistance (fig. 52). Ce profil (1) n'a, d'ailleurs, jamais été exécuté, car on a reconnu que les inconvénients que présenteraient les gradins

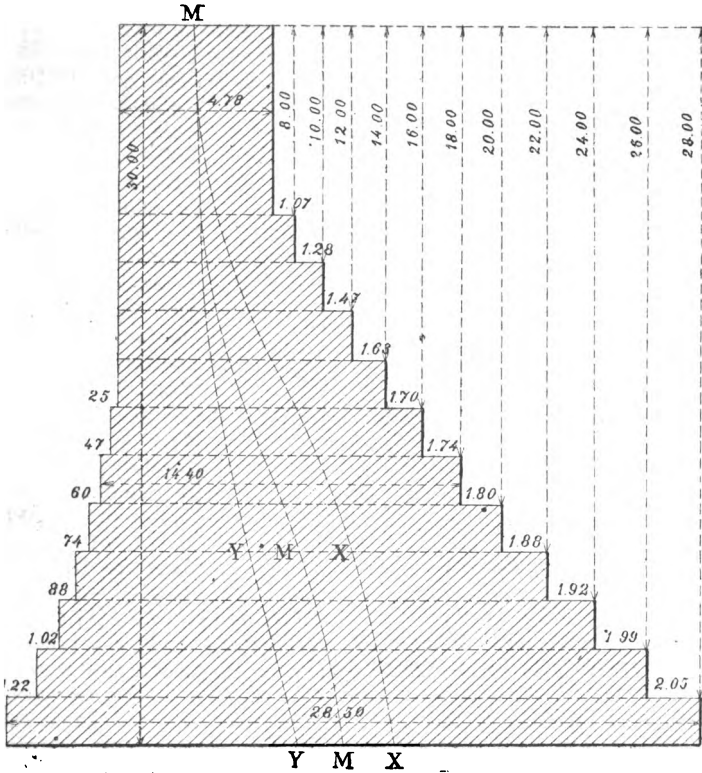


FIG. 52.

compenseraient, et au delà, les avantages qu'avait cru devoir leur attribuer M. de Sazilly.

Ainsi que nous l'avons dit, on remplace ordinairement les calculs algébriques qui servent à déterminer les parties CDEF et EFGH (fig. 50) du mur par une méthode graphique. Le principe de cette méthode consiste, après avoir adopté pour le mur un profil arbitraire, à le diviser en un certain nombre de joints fictifs au-dessous de CD, qui

(1) Le profil de la figure 16 a été calculé en admettant 2000 kilogr. pour poids du mètre cube de maçonnerie et 4 kilogr. par centimètre carré pour pression limite à faire supporter par les matériaux. La ligne MMM représente le lieu des milieux des différentes assises, la ligne MXX la courbe des pressions lorsque le réservoir est plein, et la ligne MYY la courbe des pressions lorsque le réservoir est vide,

est exactement connu et qui satisfait aux conditions de stabilité. Pour déterminer la longueur exacte de ef (fig. 53), on cherche d'abord le centre de gravité G_2 du trapèze $CDef$, ainsi que sa surface qui représente le poids de l'assise. En composant ce poids p_2 avec celui de la partie supérieure $ABCD$ du mur p_1 , on obtiendra le poids total P de la partie $ABef$ appliqué en G_3 . D'autre part, la poussée de l'eau F est

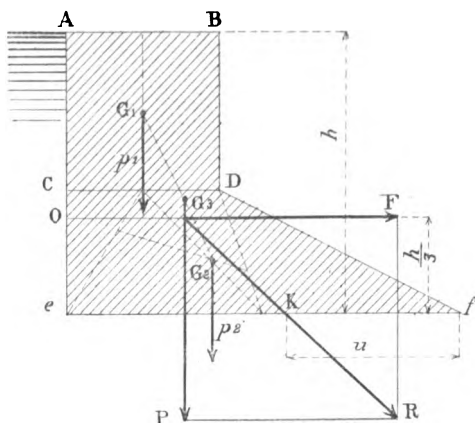


FIG. 53.

applicable au tiers de la hauteur, c'est-à-dire un peu au-dessous de G_3 ; mais on peut considérer le poids P comme appliqué au point où la verticale passant par G_3 rencontre l'horizontale OF . En composant alors les forces P et F , on obtient une résultante qui coupe la base ef en un point K . En mesurant sur l'épure la longueur Kf , on aura immédiatement la valeur de u et on pourra

calculer la pression au point f en se servant des formules [1] ou [2].

Si la pression ainsi trouvée est sensiblement égale à la pression limite admise pour les matériaux employés, on pourra conserver le joint ef pour l'étude de l'assise inférieure; sinon il faudra, en procédant par tâtonnements, chercher une longueur de ef qui donne lieu à une pression en f plus satisfaisante. Ces tâtonnements peuvent d'ailleurs être abrégés en les faisant d'une manière méthodique ⁽¹⁾. Supposons, par exemple, que, d'après la position du point K , le point f supporte une pression supérieure à la pression limite d'une certaine quantité que nous représenterons par f_1R_1 (fig. 54). Nous en concluons que la longueur ef_1 , attribuée au joint fe , est trop faible, et nous devons l'augmenter. Répétons la même construction avec deux nouvelles longueurs ef_2 et ef_3 , et supposons que ef_2 donne encore lieu à une pression trop forte de f_2R_2 , tandis que ef_3 donne lieu à une pression trop faible de f_3R_3 . En reliant les trois points R_1, R_2, R_3 , on obtient une courbe continue qui coupe la ligne ef au point f , et la longueur ef satisfait, aussi exactement que possible, à la condition cherchée.

On continuera donc ainsi, en procédant du haut en bas et en déterminant au fur et à mesure la longueur des joints fictifs, jusqu'à ce

(1) FLAMANT, *Stabilité des constructions et résistance des matériaux*. (Encyclopédie des travaux publics.)

que l'on arrive en un point où la pression sur le parement d'amont, lorsque le réservoir est vide, soit supérieure à la pression limite, c'est-à-dire au point où ce parement cesse d'être vertical. Ce point exact se déterminera par tâtonnements, en procédant d'une manière analogue à celle indiquée ci-dessus.

Au-dessous du joint qui passe par ce point, les deux parements sont inclinés, et la détermination de la longueur des joints est un peu plus longue. On suppose d'abord l'un des parements vertical, et on détermine, comme nous l'avons vu, la longueur du joint G'H' (fig. 55)

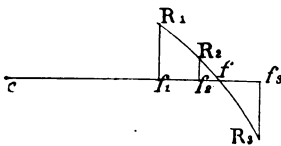


FIG. 54.

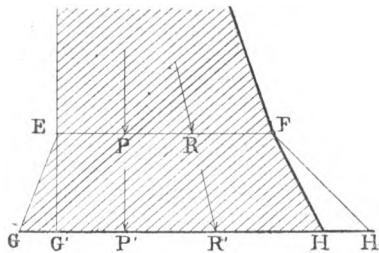


FIG. 55.

pour que la pression en H' soit égale à la pression limite. On suppose ensuite le réservoir vide, et on constate que, sous la seule action du poids P du mur, la pression en G' dépasse la limite admise. Il en résulte que le parement d'amont ne peut rester vertical. On prendra donc GG' tel que la pression en G soit précisément égale à celle admise, et l'on adoptera EG comme parement provisoire. Cette hypothèse modifiera la valeur et le point d'application de la force R', relative au réservoir plein, et, par suite, conduira à adopter une direction nouvelle FH pour le parement d'aval. Le poids P' se trouvera alors lui-même légèrement modifié ainsi que son point d'application, et la pression en G ne sera plus exactement égale à la pression limite. On corrigera la position de ce point, ce qui donnera une nouvelle direction pour le parement d'aval, et on arrivera ainsi, par approximations successives, à obtenir qu'en G et en H les pressions soient égales à la pression limite qu'on se sera fixée. Dans la pratique, il suffit, en général, de s'en tenir à la première ou à la seconde approximation.

On remarquera que la méthode graphique que nous venons de voir donne, pour chaque assise fictive, le point de rencontre de la résultante des pressions dues à la partie supérieure, avec la base de cette assise. Le lieu de tous ces points de rencontre a reçu le nom de courbe des pressions, et sa considération est très utile dans l'étude de la stabilité des constructions. Un des grands avantages de la méthode graphique est précisément de permettre le tracé immédiat de cette courbe. La seule inspection de cette courbe permettra de se rendre compte du degré de stabilité obtenu et de la plus ou moins bonne ré-

partition des matériaux. Cette répartition sera d'autant meilleure que la courbe des pressions s'éloignera moins de la ligne médiane. En tout cas, cette courbe devra, autant que possible, ne pas sortir du tiers médian de chaque assise, afin que toutes les assises soient comprimées sur toute leur longueur et n'aient pas à subir des extensions. Pour les hauteurs comportant un parement d'amont incliné, il y aura lieu de tracer également la courbe des pressions correspondant au réservoir vide. Dans le profil représenté par la figure 52 on a tracé ces deux courbes des pressions ainsi que la ligne médiane.

La méthode graphique que nous venons d'exposer a, d'ailleurs, reçu diverses modifications intéressantes, notamment de la part de MM. Debaube ⁽¹⁾ et Clavenad ⁽²⁾, que l'on trouvera dans les ouvrages publiés par ces auteurs.

Nous n'avons considéré jusqu'ici les profils de barrage qu'au point de vue de leur résistance aux pressions verticales, et il y a lieu de s'assurer, en outre, si les dimensions ainsi obtenues sont suffisantes pour que le mur ne puisse pas glisser sur l'une de ses assises ou sur la base de fondation.

Nous avons vu que la force horizontale qui tend à produire ce glissement est :

$$F = \frac{\pi h^2}{2}.$$

D'autre part, les résistances qui s'opposent à l'action de cette force sont :

1° Le frottement f qui se développe au contact des assises, qui tendent à glisser l'une sur l'autre par suite de la pression exercée par la résultante P du poids du mur et des pressions verticales de l'eau ;

La force de cohésion γ par unité de surface due au mortier.

Pour que le glissement ne puisse avoir lieu, il faudra donc que l'on ait :

$$F < Pf + \gamma l.$$

Ordinairement, on néglige la cohésion due au mortier et l'on admet que le glissement doit être empêché par le frottement seul, c'est-à-dire que l'on doit avoir :

$$F < Pf.$$

On admet, en général, $f = 0,76$, et, pour que la stabilité soit assurée, il suffit que la poussée horizontale F reste inférieure aux trois quarts de la résultante verticale P .

Graphiquement, il faut que la courbe des pressions ne coupe aucune assise horizontale sous un angle dont la tangente trigonométrique soit inférieure à 0,76.

(1) DEBAUBE, *Manuel de l'Ingénieur des Ponts et Chaussées*.

(2) CLAVENAD, *Annales des Ponts et Chaussées*, 1887.

Forme en plan des barrages en maçonnerie. — Dans tout ce qui précède, nous avons supposé un mur de longueur indéfinie, et nous avons admis que la tranche de 1 mètre de longueur que nous avons considérée devait être établie de façon à pouvoir résister seule à la poussée de l'eau, comme si elle n'avait aucune liaison avec les parties adjacentes. Dans la pratique, les barrages en maçonnerie sont, au contraire, en général, placés dans des gorges étroites constituées par des parois rocheuses, et on a immédiatement le sentiment qu'en donnant à ces barrages une forme courbe, il est possible de reporter horizontalement une partie de la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée, et d'accroître ainsi la sécurité. Cette considération n'avait pas échappé aux constructeurs des anciens barrages espagnols, car nous avons vu que tous les ouvrages qu'ils ont laissés affectent en plan la forme d'une courbe convexe vers l'amont, ou tout au moins sont arc-boutés en forme de double chevron (barrage de Puente). Il y a, au contraire, lieu d'être surpris que les Ingénieurs français, au moins jusque dans ces dernières années, n'y aient pas attaché plus d'importance, et aient cru devoir implanter leurs murs de réservoirs suivant une seule ligne droite.

La forme rectiligne a évidemment l'avantage, sur la forme courbe ou polygonale, de réduire la longueur du mur à son minimum, et on pourrait penser que, plutôt que de recourir à ces deux dernières formes, il peut être préférable de reporter sur cette longueur réduite le cube de maçonnerie supplémentaire qu'occasionnerait, par suite de son excès de longueur, un mur courbe ou polygonal. Il faut, d'ailleurs, reconnaître que si les avantages de la forme courbe sont incontestables dans le cas de barrages de peu d'épaisseur et de peu de longueur, dont il est facile d'encasturer solidement les extrémités, c'est-à-dire dans les cas où tout porte à croire que le barrage se comportera réellement comme une voûte, il n'en est plus de même lorsque le barrage doit avoir une grande longueur et une grande épaisseur, et surtout lorsque les flancs de la vallée ne fournissent pas des points d'appui inébranlables. Cependant, même dans ce cas, il convient encore d'établir les barrages en courbe, afin de remédier aux effets que peut produire la dilatation sur les murs de grande longueur. Sous l'influence de l'abaissement de la température, les maçonneries éprouvent un retrait qui, dans ce cas, se traduit par des fissures verticales qui s'ouvrent l'hiver et se ferment généralement l'été. Ces fissures paraissent, au premier abord, n'avoir d'autre inconvénient que d'occasionner des pertes d'eau, puisque les murs sont calculés de façon qu'un tronçon quelconque, considéré isolément, puisse résister, par son seul poids, à la pression de l'eau. Dans la pratique, il n'en est pas ainsi, et ces fissures, en facilitant le délavage des mortiers, deviennent, à la longue, une cause d'affaiblissement du mur. Si ce mur est rectiligne, rien ne s'opposera à ce qu'un tronçon affaibli finisse par être renversé, tandis que, s'il est disposé en forme de voûte, la pression de l'eau aura pour effet d'appuyer les divers tronçons les uns contre les autres et de leur faire jouer le rôle de vous-

soirs, de sorte que le renversement ne pourra plus avoir lieu.

Pour calculer l'épaisseur d'un barrage disposé en forme de voûte, il y a lieu de remarquer, tout d'abord, que l'on se trouve ici en présence d'une voûte dont la charge est nulle et dont la surcharge, au lieu d'être dirigée suivant une perpendiculaire à l'ouverture, agit, au contraire, normalement à l'extrados. Cette disposition de la surcharge est précisément celle admise par Navier dans les voûtes ordinaires, et elle conduit à la formule :

$$T = \rho F,$$

dans laquelle T désigne la pression sur un joint quelconque, ρ le rayon de courbure de l'intrados, et F la valeur de la surcharge par mètre de longueur de l'intrados.

Si l'on désigne par e l'épaisseur du barrage, et R la limite admise pour la résistance des matériaux, on a :

$$T = Re.$$

D'autre part, pour un point quelconque de profondeur h , la surcharge F est égale à :

$$F = \pi h,$$

π étant la densité du liquide.

En définitive, on a donc :

$$Re = \rho \pi h,$$

formule qui, lorsqu'on s'est donné R et ρ , permet de calculer l'épaisseur e qu'il faut donner au barrage pour chaque tranche horizontale de hauteur h .

M. Krantz ⁽¹⁾ a donné une formule semblable, mais dans laquelle ρ , au lieu de désigner le rayon de l'intrados, désigne le rayon moyen de la section du barrage considérée.

Ces deux formules supposent qu'en tous les points la pression est uniformément répartie sur chaque joint, et, par suite, que la courbe des pressions coïncide avec la courbe formée par les centres des joints. Dans son mémoire précité, M. Delocre admet, au contraire, ainsi qu'on le fait généralement pour les voûtes ordinaires, que la courbe des pressions passe au tiers de l'épaisseur de la voûte, à partir de l'extrados, cette courbe étant d'ailleurs, par raison de symétrie, dans le cas considéré, un cercle concentrique à celui qui forme le parement d'aval. D'après cela, la pression sur le parement d'amont serait égale au double de la pression moyenne, tandis que sur le parement d'aval la pression serait nulle.

M. Pelletreau ⁽²⁾, s'appuyant sur la théorie de M. l'Inspecteur général Dupuit, d'après laquelle, même dans les voûtes ordinaires, la courbe des pressions passerait, à la clef, très près du centre de figure, a fait

(1) KRANTZ, *Étude sur les murs de réservoirs*.

(2) PELLETREAU, *Annales des Ponts et Chaussées*, 1879.

une étude spéciale des barrages curvilignes, en admettant, pour point de départ, que la pression maximum est égale à la pression moyenne. Il obtient ainsi, pour calculer l'épaisseur du barrage, une formule identique à celle de Navier. Pour une vallée de largeur constante, cette formule permet de calculer le volume total du barrage, dont l'expression minimum serait la suivante :

$$V = \frac{\pi l^2 y^2}{9N},$$

π étant le poids spécifique de l'eau, l la largeur de la vallée, y la hauteur du barrage et N la pression-limite admise.

D'après cela, le volume d'un mètre courant de barrage serait :

$$V_1 = \frac{\pi l y^2}{9N}.$$

Ainsi que l'a fait remarquer M. Delocre, il ne serait pas prudent de faire travailler un barrage comme voûte, si l'épaisseur devenait trop considérable par rapport au rayon, car alors on serait dans des conditions trop différentes de celles dans lesquelles se trouvent les voûtes que l'on connaît, pour pouvoir assimiler les deux cas. M. Delocre estime que ce rapport ne doit pas dépasser un tiers, tandis que M. Pelletreau pense qu'on pourrait le pousser sans inconvénient jusqu'à la moitié.

M. Thiéry ⁽¹⁾, reprenant les idées de M. Pelletreau, a démontré que la pression sur un joint quelconque est appliquée en un point voisin de son milieu, et établit la formule suivante :

$$e = \frac{\pi R y}{N} + \frac{e^2}{2R},$$

dans laquelle e désigne l'épaisseur, et les autres notations les mêmes quantités que ci-dessus. Cette équation se résoudra par approximation, en négligeant d'abord le second terme, qui est assez petit. M. Thiéry fait en outre remarquer que, dans le cas de barrages destinés à la correction des torrents, au lieu de prendre π égal à 1 000 kilogr., il faudra lui donner sa véritable valeur, qui peut atteindre, suivant lui, 1 800 kilogr.

Par des considérations différentes, M. Delocre a, de plus, montré que, dans aucun cas, il n'est nécessaire, si l'on ne tient compte que de la résistance à la poussée de l'eau, de donner à une section située à une hauteur quelconque du barrage une épaisseur supérieure à la largeur de la vallée, à cette hauteur. Il en résulterait que, pour les barrages de grande hauteur construits dans des vallées à fond très étroit, comme cela a souvent lieu, on pourrait donner à la partie inférieure du barrage une épaisseur plus faible que dans la partie moyenne. Cette forme, au premier abord paradoxale, n'a pas été ad-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1888.

mise dans la pratique, et il y a d'ailleurs lieu de remarquer que la courbure en plan n'atténue en rien l'action du poids propre des maçonneries, qui ne peut être détruite que par un plan horizontal. Le poids de la construction doit toujours être supporté de la même manière, qu'il y ait courbure ou non, de sorte que l'économie due à la courbure ne peut porter que sur l'accroissement qu'on serait obligé de donner à un mur supportant déjà son propre poids, pour le rendre capable de résister, en même temps, à une pression d'eau. Toutefois, pour les hauteurs ordinairement employées, l'économie que présente la forme courbe est considérable, si l'on tient comme applicable la formule $T = \rho F$. Cette disposition est avantageuse surtout pour les faibles largeurs, ainsi que le montre le tableau suivant, extrait du mémoire de M. Pelletreau et qui donne, dans les divers cas, le volume de maçonnerie employée par mètre courant de barrage.

y (HAUTEUR)	PROFIL ORDINAIRE	PROFIL EN FORME DE VOUTE				RAPPORTS			
		l = 10	l = 20	l = 30	l = 40	l = 10	l = 20	l = 30	l = 40
Mètres	Métr. cubes	Métr. cubes	Métr. cubes	Métr. cubes	Métr. cubes				
10	26,50	3,50	7,00	10,50	14,00	1/7	1/3,5	1/2,5	1/1,7
20	109,50	14,00	28,00	42,00	56,00	1/7,8	1/3,9	1/2,6	1/1,9
30	261,50	31,50	63,00	93,50	126,00	1/8,2	1/4,1	1/2,7	1/2
40	462,50	56,00	112,00	168,00	224,00	1/8,3	1/4,1	1/2,8	1/2,1

Malheureusement, l'hypothèse de l'égale répartition des pressions sur toute l'épaisseur est loin d'être absolument démontrée, et il serait sans doute plus prudent de s'en tenir à la théorie développée par Lamé pour la résistance des enveloppes cylindriques épaisses. Autant il est logique d'admettre que, dans une enveloppe métallique de très faible épaisseur, la pression est uniformément répartie sur cette épaisseur, autant il nous paraît douteux qu'il en soit de même dans une enveloppe de forte épaisseur, surtout si cette enveloppe, au lieu d'être en métal, est composée de matériaux ne jouissant que d'une élasticité beaucoup moindre. La théorie de Lamé conduit à la formule :

$$e = R \left[\sqrt{\frac{N + p_0}{N + 2p' - p_0}} - 1 \right],$$

dans laquelle R est le rayon intérieur de l'enveloppe, N la pression limite, p_0 la pression intérieure et p' la pression extérieure. Cette formule donne pour e des valeurs notablement plus élevées que les précédentes.

Quoi qu'il en soit, il paraît certain que la courbure en plan peut permettre une diminution appréciable du cube de maçonnerie. Dans ces conditions, on pourrait se demander si, pour les grandes longueurs, il n'y aurait pas lieu de constituer le barrage par une série de voûtes à axe vertical ; mais M. Pelletreau a fait remarquer, dans

son mémoire, que l'épaisseur à donner aux piles, pour résister au glissement, serait alors inadmissible.

Cette considération nous conduit à dire quelques mots des contreforts employés dans les anciens barrages. D'après Gauthey (1), l'expérience a démontré que, pour la même épaisseur, les murs de soutènement les plus longs avaient moins de résistance que les autres, et cet Ingénieur recommande l'emploi des contreforts. Nous avons vu que, dans plusieurs barrages, cet emploi n'avait pas donné les résultats attendus, et on est aujourd'hui d'accord pour penser, avec M. Krantz, que les contreforts ne constituent pas un emploi judicieux de la maçonnerie, et qu'il est préférable de répartir le volume de ces contreforts sur toute la longueur du mur. Néanmoins, M. Hétier (2) a montré qu'en employant des contreforts très rapprochés, reliés par des parements courbes en maçonnerie appareillée, on peut obtenir une réduction notable du cube total. En outre, ces contreforts auraient, d'après cet Ingénieur, l'avantage de mieux répartir la matière en diminuant le travail à l'extension.

Il faut, d'ailleurs, remarquer que la diminution de dépense sera notablement plus faible que la réduction du cube de maçonnerie, car les barrages en voûte devront être construits en maçonnerie appareillée, et avec plus de soin que les barrages rectilignes. En général, dans les barrages construits jusqu'ici, on a utilisé la forme courbe chaque fois que la disposition des lieux a permis de le faire ; mais on n'en a pas tenu compte dans les calculs de stabilité, et le résultat de cette omission volontaire a été de se procurer un surcroît de garantie.

Barrage du Furens. — Nous allons voir comment la théorie qui précède a été appliquée, pour la première fois, par MM. Graeff et Delocre au barrage du Gouffre d'Enfer, sur le Furens, près du village de Rochetaillée, à 10 kilomètres en amont de Saint-Etienne.

Ce barrage a été établi pour créer un réservoir destiné à restituer à la rivière le volume qui lui était enlevé au profit de la distribution d'eau de Saint-Etienne, et à protéger cette ville contre les inondations, en emmagasinant momentanément les crues du Furens. Il opère une retenue de 50 mètres de hauteur et le lac qu'il détermine a une surface de 25 hectares, environ, et une contenance totale de 1 million 600 000 mètres cubes, dont 400 000 réservés pour recevoir les crues, et 1 200 000 pour le service de l'alimentation. Sa construction a eu lieu de 1861 à 1866.

Le profil de ce barrage (fig. 56) est très sensiblement celui d'un profil d'égale résistance déterminé par les formules de M. Delocre. Il en diffère seulement en ce que les contours polygonaux obtenus à l'aide de ces formules ont été remplacés par des lignes droites et des courbes

(1) *Traité de la construction des ponts.*

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1885.

tangentes, de façon à éviter des jarrets qui auraient été d'un aspect disgracieux. En plan (fig. 57), il est disposé en arc de cercle tournant sa convexité du côté de l'eau, et ses extrémités sont solidement encastrees dans les parois rocheuses de la vallée, ce qui lui donne un surcroît de solidité. Les chiffres inscrits entre parenthèses sur les parements (fig. 56) indiquent les pressions maxima supportées par les maçonneries à diverses hauteurs, ceux situés sur le parement d'amont correspondant au réservoir vide, et ceux du parement d'aval au réservoir plein.

Les constructeurs de cet ouvrage s'étaient imposé la condition de ne pas faire supporter aux matériaux des pressions supérieures à 6 kilogr. par centimètre carré, tandis que l'on voit que, à la base du parement d'aval, cette pression

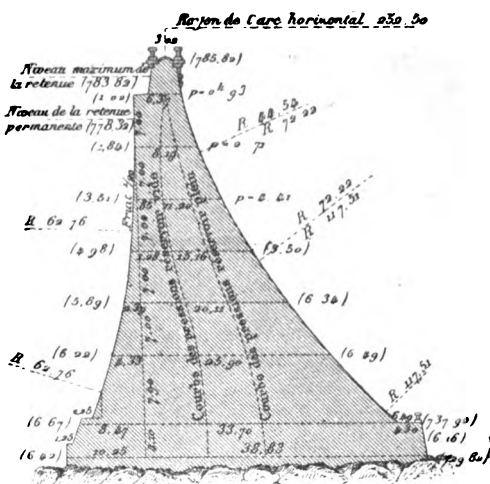


Fig. 56. — Section transversale du barrage du Furens.

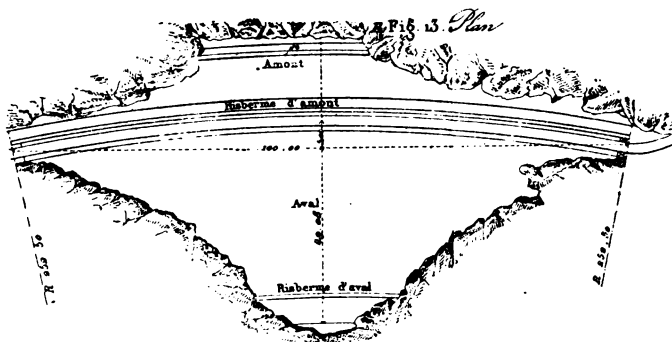


Fig. 57. — Vue en plan du barrage du Furens.

atteint 6^{kg} 49. Cela tient à ce que les pressions ont été calculées comme si l'on avait eu en présence un mur de longueur indéfinie et de forme

rectiligne. En tenant compte de l'étroitesse de la vallée et de la convexité du barrage, M. Graeff a admis qu'au point considéré, au lieu d'atteindre 6^k 49, la pression resterait sans doute inférieure à 6 kilogr.

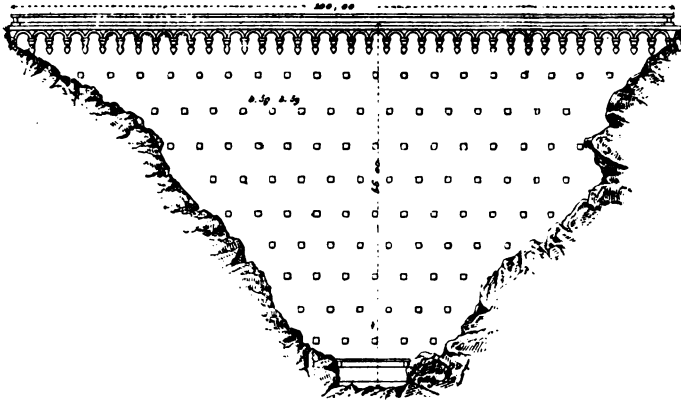


FIG. 58. — Élévation du barrage du Furens.

Nous verrons, d'ailleurs, que, par suite d'une correction faite par M. Bouvier aux formules de M. Delocre, les pressions indiquées (fig. 56) doivent être notablement majorées.

Le couronnement du barrage supporte une voie charretière qui se

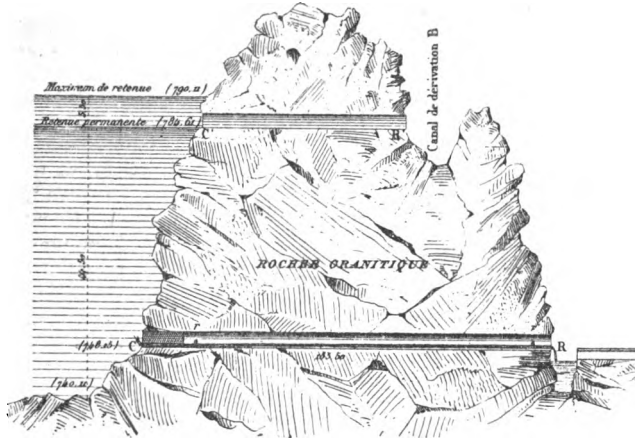


FIG. 59. — Prise d'eau du barrage du Furens.

trouve à deux mètres au-dessus du niveau maximum de la retenue. Cette voie est comprise entre deux parapets, qui contribuent, surtout

celui d'aval, à l'ornementation du couronnement. En outre; sur le parement d'aval, on a disposé en quinconce (fig. 58) de grosses pierres de taille formant des saillies destinées à recevoir les échafaudages dont on peut avoir besoin pour l'exécution des travaux d'entretien, et qui produisent à l'œil un très heureux effet en rompant la monotonie qu'aurait présentée un parement uni d'aussi grande surface.

Afin de ne pas affaiblir la solidité du barrage, on a évité d'y placer les prises d'eau, et la vidange s'opère par un tunnel maçonné, de 185 mètres de longueur, percé dans le contrefort rocheux de la rive droite, de 2 mètres de hauteur sur 1^m 80 de largeur, et débouchant dans le réservoir à 8 mètres au-dessus du fond (fig. 59). Ce tunnel renferme trois conduites en fonte: deux de 0^m 40 de diamètre, destinées aux écoulements, et une de 2^m 16 de diamètre, destinée à l'évacuation des vases. Ces conduites traversent, à leur origine, un bouchon en maçonnerie de 11 mètres d'épaisseur, et elles sont munies, à l'amont, de valves qui se manœuvrent du sommet, et à l'aval d'un double jeu de robinets.

En outre, un canal de dérivation (fig. 60), creusé dans le flanc droit de la vallée, permet d'écouler directement, en temps de crue, sans

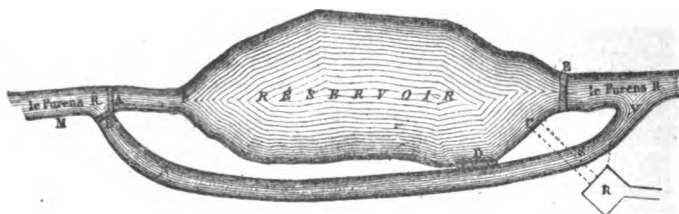


FIG. 60. — Plan du réservoir du barrage du Furens.

passer par le réservoir, un volume de 90 mètres cubes par seconde, insuffisant pour occasionner des dégâts. Le débit des crues excédant 90 mètres cubes est seul reçu dans le réservoir, où il trouve toujours disponible, pour le recevoir, la tranche comprise entre la retenue normale, qui n'est qu'à 44^m 50 au-dessus du fond, et la retenue maximum, qui en est à 50 mètres. Le volume de cette tranche est de 400 000 mètres cubes, et un tunnel spécial C'R', fermé par une vanne en tôle, sert à l'évacuer dès que le débit de la crue est redescendu au-dessous de 90 mètres cubes. Enfin, un déversoir de 20 mètres de longueur D, communiquant avec le canal de dérivation (fig. 60), a été établi de façon à empêcher le niveau du réservoir de dépasser la retenue maximum.

Les dépenses de construction de cet ouvrage se sont élevées au chiffre total de 1 590 000 francs, dont 902 000 francs pour le barrage proprement dit, 182 000 francs pour les acquisitions de terrains, 350 000 francs pour le canal de dérivation et 156 000 francs pour les tunnels de prise d'eau et la ventellerie. Le cube emmagasiné pouvant

atteindre 1 600 000 mètres cubes, le prix de revient du mètre cube de capacité utile a donc été de 1 franc environ ⁽¹⁾.

Barrage de la Rive ou du Ban. — Le réservoir créé par ce barrage a pour but de régulariser le jeu des usines du Gier et de fournir de l'eau potable à la ville de Saint-Chamond. Sa surface est de 18 hectares

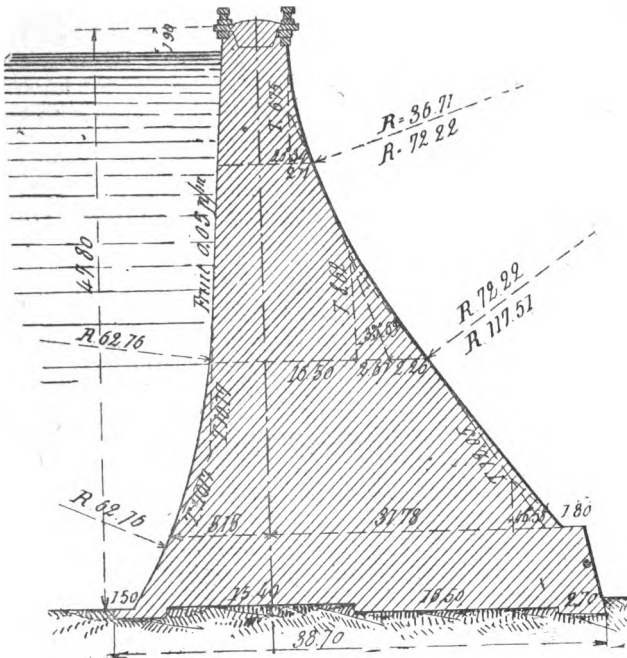


FIG. 61. — Coupe du barrage de la Rive.

et sa contenance de 1 850 000 mètres cubes. Le barrage qui le constitue a été construit, de 1866 à 1870, en un point resserré de la vallée du Ban, affluent du Gier, et opère une retenue de 45^m 10 (fig. 61). Il a été établi sur les mêmes principes que le barrage du Furens, dont il ne diffère que par des dispositions locales. Toutefois, les Ingénieurs, enhardis par le succès obtenu dans la construction précédente, ont augmenté la pression limite imposée aux maçonneries et l'ont portée de 6^k 50 à 8 kilogram.

Ce barrage, disposé également suivant un arc de cercle, convexe

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875. Mémoire de M. DE MONTGOLFIER.

vers l'amont, dont le rayon est de 404 mètres, présente un couronnement de 165 mètres de longueur. Pour la même raison qu'au barrage du Furens, les prises d'eau n'ont pas été placées dans le corps de la maçonnerie, mais dans un tunnel spécialement creusé à cet effet dans le flanc gauche de la vallée. Ce tunnel maçonné, qui a 60 mètres de longueur, débouche à 9 mètres au-dessus du fond du réservoir et contient deux tuyaux en fonte de 0^m40 de diamètre et munis de robinets-vannes pour en régler les écoulements. L'un débouche directement dans le réservoir et sert à donner un débit régulier de 30 litres par seconde à la rivière, tandis que l'autre, destiné à l'alimentation de Saint-Chamond, est prolongé à l'intérieur du réservoir par un aqueduc dont la voûte, percée de trous, est recouverte d'une couche filtrante de pierres et graviers de 2 mètres d'épaisseur.

Les dépenses de construction de ce réservoir ne se sont élevées qu'à 950 000 francs, ce qui, pour une contenance de 1 850 000 mètres cubes, ne donne que 0 fr. 50 pour prix du mètre cube de capacité utile, c'est-à-dire moitié moins qu'au Furens (1).

Barrage du Pas-du-Riot. — Ce barrage a été construit, de 1873 à 1878, à 5 kilomètres en amont de celui du Gouffre-d'Enfer, également sur le Furens et dans le même but. Situé dans un étranglement de la vallée, il opère une retenue de 33^m50, et il est disposé en plan suivant un arc de cercle, convexe vers l'amont, de 350 mètres de rayon. Son épaisseur au sommet est de 4^m90, et il a été profilé de la même manière que les barrages précédents, la pression maximum admise dans les calculs ayant été portée à 7^{ks}50.

Les prises d'eau ont été établies avec les mêmes précautions et d'une manière absolument semblable à celles des deux barrages précédents.

Le réservoir du Pas-du-Riot, dont la surface est de 13,73 hectares, et la capacité de 1 300 000 mètres cubes, a coûté 1 280 000 francs, de sorte que le prix du mètre cube de capacité y est revenu à 1 franc, comme pour le réservoir du Gouffre-d'Enfer.

COMPARAISON DE DIVERS TYPES DE BARRAGES EN MAÇONNERIE. — Nous avons vu que le barrage du Furens était, à très peu près, un solide d'égale résistance soumis à une pression maximum de 6^{ks}5 par centimètre carré. Il s'ensuit que le profil ainsi déterminé paraît pouvoir servir pour toutes les hauteurs; nous verrons plus loin que, d'après la théorie de M. Guillemain, il n'en est pas tout à fait ainsi, mais l'écart est peu considérable. Naturellement, si la pression maximum change, le profil est un peu modifié: c'est ainsi que le barrage de la Rive, qui a été calculé pour une pression maximum de 8 kilogr., au lieu de 6^{ks}5, présente une forme un peu différente de celle qu'a la partie correspondante du barrage du Furens. Cette augmentation de la charge s'est traduite par une économie de maçonnerie de 105 mètres

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Rapport de M. BOUVIER.

cubes par mètre courant de barrage. La comparaison des courbes de pression de ces deux barrages montre, d'ailleurs, que ces courbes se rapprochent d'autant plus des parements que la pression limite augmente ; de sorte que, pour un même type de barrage, la stabilité varie en sens inverse de la charge imposée aux matériaux. Il y a donc grand intérêt à connaître, aussi exactement que possible, cette pression limite, et la prudence commande de se tenir très au-dessous de la charge capable de produire l'écrasement, de façon qu'une erreur d'appréciation, même considérable, ne soit cependant pas suffisante pour mettre l'ouvrage en danger.

Le meilleur moyen de se rendre compte de tous les avantages que présente le profil rationnel inauguré au barrage du Furens, c'est de le comparer au profil des anciens barrages. M. de Sazilly avait déjà comparé son profil à ceux employés aux barrages de Gros-Bois, Bosméléac et Glomel, et était arrivé aux résultats suivants :

Que tout en diminuant le volume des maçonneries, on aurait pu abaisser à 4 kilogr. par centimètre carré les charges sur les fondations, qui atteignent 8^k 40 à Bosméléac, 9^k 69 à Glomel et 14^k 26 à Gros-Bois.

Au niveau des fondations, la pression sur l'arête extérieure atteint

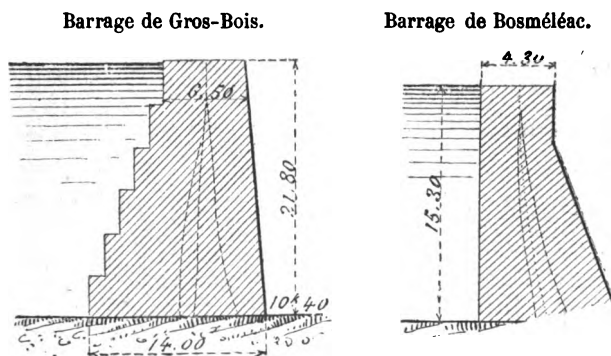


FIG. 62 et 63. — Courbes des pressions des barrages de Gros-Bois et de Bosméléac.

encore, dans ce dernier barrage, 10^k 40, tandis que si l'on avait adopté le type employé au Furens, on aurait pu réduire cette pression à 6^k 5, tout en réalisant une économie de maçonnerie de : $226 - 156 = 70^m^3$ par mètre courant. Le profil employé à Gros-Bois et à Glomel est d'ailleurs le plus irrationnel de tous, car les deux courbes des pressions se trouvent d'un même côté de la ligne médiane (fig. 62). De plus, la courbe des pressions passant très près de l'arête extérieure (à 3^m 50 seulement), une grande partie de la base ne se trouve pas comprimée, mais, au contraire, soumise à des extensions. Il est assez curieux de

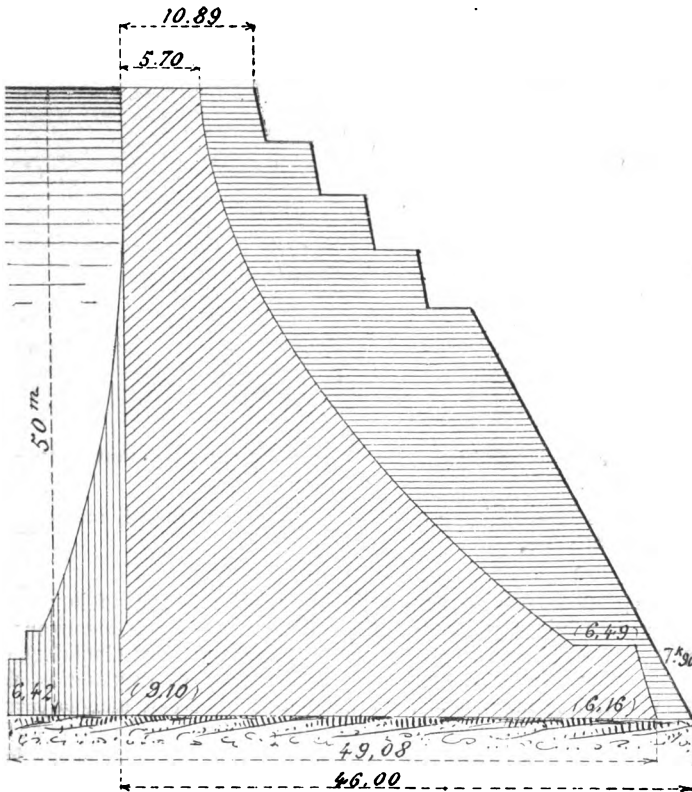
remarquer que si l'on avait retourné le profil de ce barrage en mettant le parement rectiligne du côté de l'eau, il se serait, au contraire, trouvé dans de bonnes conditions de stabilité. C'est ainsi que le mur de Bosméléac, dont le parement incliné est celui d'aval, est dans d'excellentes conditions de résistance, car la ligne médiane se trouve à peu près à égale distance des deux courbes des pressions (fig. 63), et la pression qu'il supporte au niveau du dessus de la fondation n'est que de 6^{te} 09.

M. Graeff a comparé le barrage du Furens aux six anciens barrages espagnols et dressé le tableau suivant, qui montre bien que, tout en

HAUTEUR des BARRAGES	INDICATION DES BARRAGES	PRESSIION MAXIMUM par centimètre carré	D'APRÈS LE TYPE exécuté	D'APRÈS LE TYPE du Furens	DIFFÉRENCES
Mètres		Kilogr.	Mètres cubes	Mètres cubes	Mètres cubes
50,00	Barrage de Puentès	7,90	1.519	1.029	+ 490
35,70	— du Val del Inferno	6,50	1.084	391	+ 693
27,50	— du Nijar	7,50	499	308	+ 191
20,70	— d'Almanza	14,00	139	141	— 2
23,20	— d'Elche	12,70	243	187	+ 51
41,00	— d'Alicante	11,30	1.100	566	+ 534

exagérant démesurément le cube des maçonneries, dans la plupart de ces ouvrages, on a cependant soumis les matériaux à des pressions plus élevées. Ainsi, par exemple, au barrage de Puentès, tout en employant un cube de maçonnerie de 50 % environ plus élevé qu'au Furens, on a cependant eu à supporter des pressions atteignant 7^{te} 90 par centimètre carré (fig. 64). Au barrage d'Almanza, le cube de maçonnerie est sensiblement le même qu'il serait, pour la même hauteur, avec le profil théorique; mais, en revanche, la pression maximum (fig. 65) y atteint des valeurs exagérées, et il aurait été facile, sans augmenter la dépense, de réduire cette pression de plus de moitié. Dans la plupart des cas, cet excès de maçonnerie a été plus nuisible qu'utile, car il a eu précisément pour effet d'accroître la pression exercée sur la base. C'est ainsi qu'au barrage d'Alicante, quoique les pressions soient assez convenablement réparties, puisque les courbes des pressions s'écartent peu de part et d'autre de la ligne médiane (fig. 66), la charge sur l'arête extérieure atteint 11^{te} 30. Cependant, malgré les pressions exagérées qu'ils supportent, les barrages espagnols n'ont éprouvé aucun mouvement, ce qui tient aux conditions particulièrement favorables dans lesquelles ils sont édifiés. Nous avons vu, en effet, que leurs parements sont constitués en excellentes pierres de

taille, ce qui est parfaitement d'accord avec la théorie, puisque les pressions maxima se produisent précisément sur ces parements. De plus, ces barrages n'ont qu'une longueur assez faible et sont tous profilés



///. Partie commune aux deux profils
 ||||| : spectale au Furens.
 ≡ : à Puentès.

FIG. 64. — Comparaison des barrages du Furens et de Puentès.

en plan suivant des formes qui reportent, au moins en partie, la pression de l'eau sur les flancs de la vallée. Il ne faut donc pas s'étonner si le barrage d'Almanza, dont la partie qui a la plus grande hauteur est disposée suivant une courbe de faible rayon, a parfaitement résisté

depuis plus de trois siècles, malgré son peu d'épaisseur. Grâce à cette forme courbe, il est certain que la pression de 14 kilogr., qui aurait

Barrage d'Almanza Barrage d'Alicante

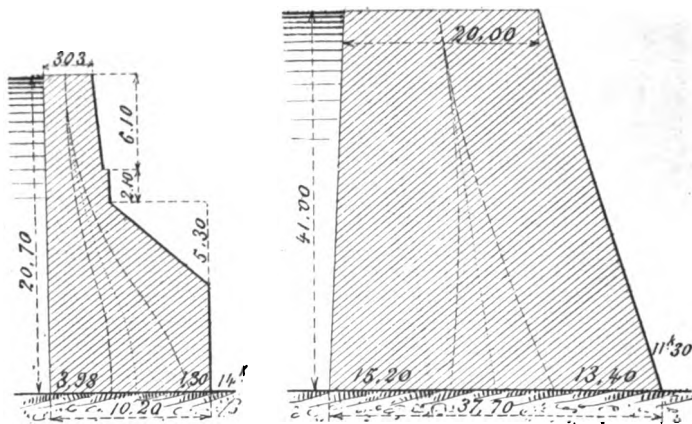


FIG. 65 et 66. — Courbes des pressions des barrages d'Almanza et d'Alicante.

lieu sur l'arête extérieure avec un profil rectiligne, est, en réalité, loin d'être atteinte.

Barrage du Ternay. — Ce barrage, construit à peu près à la même époque que celui du Furens (de 1861 à 1867), a eu pour but de créer un réservoir destiné à l'alimentation de la ville d'Annonay (Ardèche), et surtout au service de ses nombreuses papeteries et mégisseries. Ce réservoir sert en même temps à l'atténuation des crues, mais la particularité la plus remarquable qu'il présente réside dans la façon ingénieuse dont ses eaux sont utilisées. Ces eaux sont, en effet, doublement utilisées, car, avant d'être employées à l'alimentation de la ville ou des usines, elles servent d'abord à l'irrigation des prairies situées immédiatement à l'aval du barrage. L'eau sortant du réservoir est d'abord jetée sur ces prairies, puis recueillie, à deux kilomètres plus bas, par une galerie filtrante établie en travers de la vallée et reposant sur le rocher qui, en cet endroit, est recouvert d'une couche de sable granitique de quatre mètres d'épaisseur. Cette galerie arrête les infiltrations provenant des irrigations et donne naissance à une espèce de source artificielle, d'un débit de 100 litres par seconde; sur ce débit, 60 litres sont prélevés pour la distribution d'eau d'Annonay, et le reste va rejoindre la rivière et accroître son débit d'étiage.

La hauteur de la retenue créée par ce barrage (fig. 67), était d'abord

de 34^m 50, mais, comme nous le verrons plus loin, elle a été augmentée, après quelques années, de 1 mètre. A cette hauteur maximum, la surface du plan d'eau est de 30 hectares et la capacité du réservoir

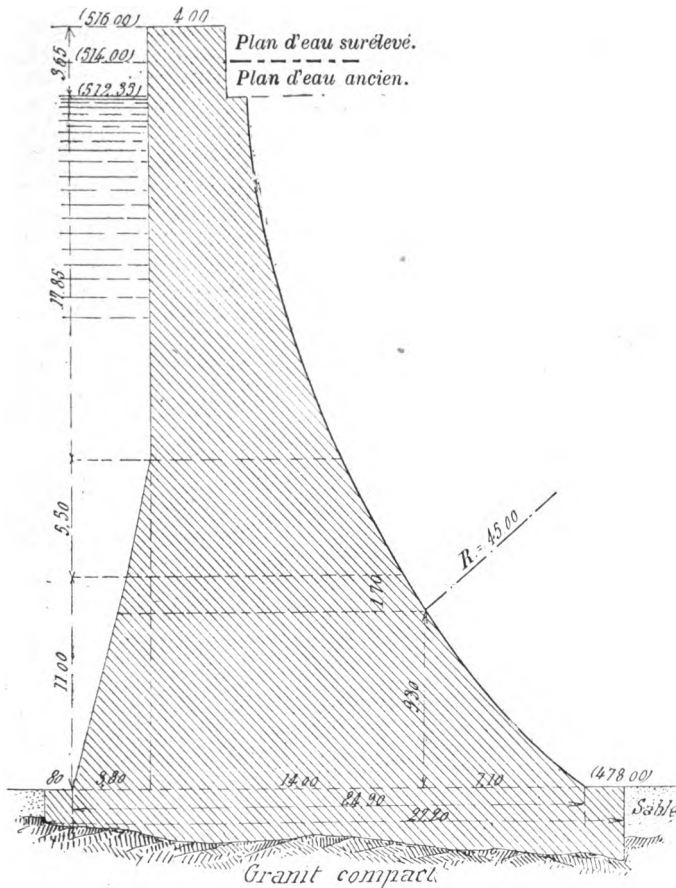


FIG. 67. — Coupe du barrage du Ternay.

de 3 000 000 de mètres cubes. La dépense d'établissement ayant été de 1 020 000 francs, le mètre cube de capacité utile est donc revenu à 0 fr. 34 (1).

(1) V^e Congrès de navigation intérieure, Rapport de M. BOUVIER.

Le profil de ce barrage, dû à M. l'Inspecteur général Bouvier, diffère surtout de celui du Furens, en ce que son parement d'amont est vertical sur une grande hauteur (17^m 85). Il a d'ailleurs été établi d'après les mêmes principes et suivant les mêmes formules, mais en admettant une pression limite de 7 kilogr. par centimètre carré, pression qui dans la réalité se trouve, comme nous le verrons, notablement dépassée. En plan, le barrage est disposé en courbe convexe vers l'amont et dont le rayon est de 400 mètres sur l'axe de la voie charretière qui surmonte son couronnement. Ce couronnement, qui a 3^m 65 de hauteur sur 4 mètres d'épaisseur, a un développement de 464 mètres.

Contrairement à ce qui a lieu dans les barrages du département de la Loire, que nous avons vus précédemment, la galerie de vidange et de prise d'eau n'a pas été creusée dans les flancs de la vallée, mais simplement ménagée dans le corps même du barrage. Elle a deux

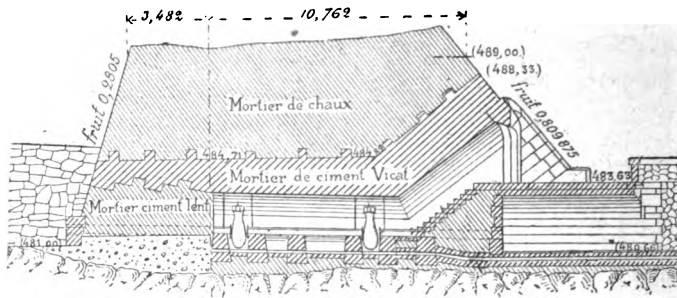


FIG. 68. — Coupe de la galerie de vidange du barrage du Ternay.

mètres de largeur sur 3^m 50 de hauteur (fig. 68), et a été exécutée en pierres smillées granitiques de fortes dimensions, assemblées au mortier de ciment. Elle renferme deux tuyaux de vidange de 0^m 40 de diamètre scellés, par de fortes brides en fer, sur de grandes pierres de taille et traversant un bouchon en maçonnerie de 6^m 40 d'épaisseur. A l'aval, ces tuyaux débouchent dans un bassin allongé terminé par une vanne à cadran qui permet de mesurer les débits. Ils sont munis d'un double jeu de robinets-vannes et une galerie descendante en permet l'accès.

La création de ce réservoir a, en outre, nécessité l'exécution de quelques travaux accessoires dont les principaux sont :

1^o Un petit barrage de 10^m 50 de hauteur, destiné à arrêter les dépôts dans la partie supérieure du réservoir ;

2^o Un canal de décharge destiné à recevoir l'écoulement du déversoir arasé au niveau de la retenue maxima, ainsi que celui de deux

aqueducs qui traversent le corps du barrage. Ces aqueducs, dont le seuil est à 6^m 25 en contre-bas du niveau de la retenue et qui sont fermés à l'aide de vannes métalliques, permettent d'évacuer rapidement, si cela est nécessaire, un volume de 1 300 000 mètres cubes.

Formules rectifiées de M. Bouvier. — Nous avons vu que le barrage du Ternay était surmonté d'un mur de garde de 3^m 65 de hauteur. L'expérience ayant démontré que cette hauteur pourrait être réduite à deux mètres, sans que l'on eût rien à craindre de l'action des vagues, les intéressés ont demandé que le plan d'eau fût surélevé de 1^m 65, de façon à pouvoir utiliser la capacité correspondante, qui est de 400 000 mètres cubes. Il suffisait pour cela d'exhausser de pareille hauteur le déversoir de 60 mètres de longueur, arasé au niveau de la retenue maxima primitivement admise, ce qui ne demandait qu'une très faible dépense. Toutefois, il y avait lieu d'examiner si cette surélévation du plan d'eau n'aurait pas pour effet d'accroître d'une façon dangereuse la pression supportée par les maçonneries, et M. Bouvier fut ainsi amené à refaire les calculs de résistance de ce barrage. C'est à la suite de cette étude que cet ingénieur fit remarquer que l'application des formules :

$$p = 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P}{l}, \quad [1]$$

$$t : \quad p = \frac{2}{3} \frac{P}{u}, \quad [2]$$

ne donnait pas la valeur réelle de la pression maxima sur le parement d'aval, mais seulement une valeur approchée et notablement plus faible (1).

Dans ces formules, il n'entre, en effet, que la composante verticale P de la résultante totale des forces destructives qui agissent sur le barrage, et l'on admet simplement que la composante horizontale est détruite par le frottement. Cette hypothèse conduit à admettre que la répartition des pressions exercées par la composante verticale sur un joint fictif quelconque, se fait de la même manière que celle qui serait due à la résultante elle-même, tandis qu'en réalité, il n'en est pas ainsi.

Supposons un profil de barrage ABCD (fig. 69), dans lequel la courbe des pressions à charge rencontre un joint fictif *mn* en un point *o*. Pour un joint situé au-dessus de *mn*, tel que *mk*, il est facile de voir que la pression en *m* serait plus faible que celle obtenue en considérant le joint *mn*, car, non seulement la résultante totale aurait une valeur plus faible, mais encore elle passerait à une plus grande distance du point *m*. Au contraire, si nous considérons le point *m* comme faisant partie du joint *mn'*, situé au-dessous de *mn*, il en résultera pour *m*

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875.

une pression supérieure à celle obtenue en envisageant seulement ce dernier joint. Admettons, en effet, que α soit l'angle de la résultante oR des forces agissant au-dessus du joint mn avec la verticale, et que l'angle nmn' soit aussi égal à α . En négligeant l'action de l'eau sur la partie mn' et le poids du triangle nmn , la valeur de la résultante reste la même pour mn' que pour mn , et le triangle nmn' joue alors le rôle d'un simple corps de transmission, en reportant sur mn'

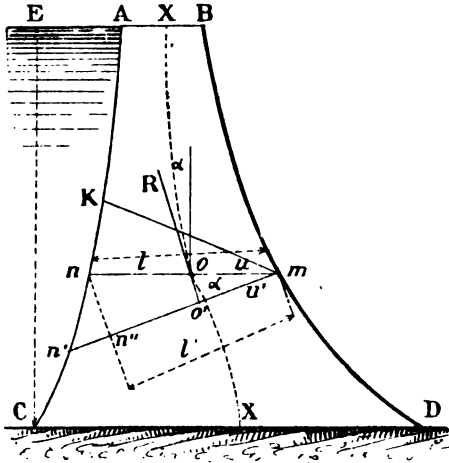


FIG. 69.

la pression exercée sur mn . Or, cette transmission de pression ne peut se faire que suivant des lignes parallèles à la résultante oR qui, par construction, est perpendiculaire à mn' , de sorte que la pression totale exercée sur mn , au lieu d'être transmise sur toute la longueur de mn' , ne sera communiquée qu'à la longueur mn'' , mn'' étant parallèle à oR . Non seulement la résultante intervient alors dans le calcul avec sa valeur absolue, mais la distance om de son point d'ap-

plication au point m devient aussi petite que possible, et la longueur de joint mn'' sur laquelle doit se répartir l'action de cette résultante est également réduite à sa plus faible expression.

Pour que les formules [1] et [2] donnent les valeurs exactes des pressions au point m , il faudra donc, dans ces formules, remplacer u et l par leurs véritables valeurs qui, d'après ce qui précède, sont :

$$u' = u \cos \alpha \quad \text{et} \quad l' = l \cos \alpha.$$

Ces formules deviennent alors, en désignant par R' la résultante oR :

$$P' = 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{R'}{l \cos \alpha} \quad [3]$$

$$P' = \frac{2}{3} \frac{R'}{u \cos \alpha}. \quad [4]$$

D'autre part, si on désigne par P' le poids du mur et π_v le poids

du volume d'eau ACE, on a pour expression de la composante verticale

$$P = P' + \pi_v = R' \cos \alpha.$$

d'où :
$$\cos \alpha = \frac{P' + \pi_v}{R'},$$

et :
$$\frac{R'}{\cos \alpha} = \frac{R'^2}{P' + \pi_v}.$$

D'autre part, si on désigne par π_h la composante horizontale de la pression de l'eau, on a :

$$R'^2 = (P' + \pi_v)^2 + \pi_h^2,$$

d'où :
$$\frac{R'}{\cos \alpha} = \frac{(P' + \pi_v)^2 + \pi_h^2}{P' + \pi_v} = P' + \pi_v + \frac{\pi_h^2}{P' + \pi_v}.$$

En portant cette valeur de $\frac{R'}{\cos \alpha}$ dans les formules précédentes, on obtient :

$$p' = 2 \left(2 - \frac{3u}{l} \right) \frac{P' + \pi_v + \frac{\pi_h^2}{P' + \pi_v}}{l}, \quad [5]$$

et :
$$p' = \frac{2}{3} \frac{P' + \pi_v + \frac{\pi_h^2}{P' + \pi_v}}{u},$$

suivant que u est plus grand ou plus petit que $\frac{1}{3}$ de l .

Telles sont les formules que, d'après M. Bouvier, il y a lieu de substituer aux formules employées par M. Delocre pour calculer la pression exercée en un point m du parement d'aval. On remarquera que ces formules, ou plutôt les formules correspondantes [3] et [4], ne diffèrent des formules [1] et [2] qu'en ce que la valeur de P , c'est-à-dire de la composante verticale, y est remplacée par $\frac{R'}{\cos \alpha}$. Comme, d'autre part, on a :

$$P = R' \cos \alpha,$$

il en résulte que, en définitive, les nouvelles formules introduisent dans le calcul la valeur $\frac{R'}{\cos \alpha}$ au lieu de $R' \cos \alpha$, et, en réalité, les valeurs de p et p' sont entre elles dans le rapport de $\cos^2 \alpha$ à 1. Ce rapport atteint $\frac{1}{2}$ pour $\alpha = 45^\circ$, c'est-à-dire que, dans ce cas, les formules de M. Bouvier donneraient des pressions doubles de celles accusées par les anciennes formules. Pour $\alpha = 30^\circ$, le rapport ci-dessus atteint encore $\frac{3}{4}$, et, même lorsque α reste très petit, les pressions obtenues par les nouvelles formules sont encore notablement supérieures à celles données par les anciennes.

Déjà, en 1856, M. Leblanc, dans un mémoire sur la stabilité des voûte biaises en maçonnerie ⁽¹⁾, avait fait remarquer l'erreur que l'on commet en introduisant dans les calculs la valeur de $R' \cos \alpha$ au lieu de celle de $\frac{R'}{\cos \alpha}$, mais les idées de cet Ingénieur ne furent tout d'abord pas prises en considération. Dans un second mémoire, publié en 1869 ⁽²⁾, M. Leblanc constate, en effet, qu'on n'en a tenu aucun compte dans les calculs relatifs aux ouvrages établis postérieurement à son premier mémoire, et, à ce propos, il donne une démonstration directe de la nécessité qu'il y a d'introduire dans le calcul la résultante totale et son inclinaison sur la surface destinée à lui faire équilibre.

Nous ne croyons donc pas inutile d'insister sur ce point et de faire remarquer combien est peu justifiée la tendance que l'on a eue, jusque dans ces dernières années, à remplacer une force oblique par sa seule composante normale, en admettant que la composante tangentielle est

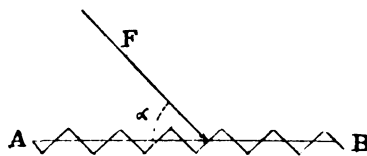


FIG. 70.

purement et simplement détruite par le frottement. Si l'on considère deux corps frottant l'un sur l'autre suivant une surface AB (fig. 70), cette surface ne sera pas un plan, mais présentera, au contraire, une série de facettes dues à ce que la pression qui produit le frottement fait pénétrer l'une dans l'autre les aspérités des corps en contact. Ces facettes seront diversement inclinées, mais on peut les concevoir alternativement parallèles et perpendiculaires à la direction de la pression F qui produit le frottement; les premières ne supporteront rien, tandis que les autres devront résister à l'effort tout entier, suivant la loi trapézoïdale. La surface de ces dernières étant à la surface AB dans le rapport de $\cos \alpha$ à 1, il s'ensuit que l'effort qu'elles auront à supporter serait le même que celui qui serait exercé sur AB par une force normale égale à $\frac{F}{\cos \alpha}$.

De ce que la composante de F, parallèle à AB, est, au point de vue de l'équilibre, réellement détruite par le frottement, il ne s'ensuit pas qu'il n'y ait pas lieu de s'en préoccuper, car elle n'en exerce pas moins une action destructive sur la cohésion des matériaux. Ainsi que l'a fait remarquer Dupuit, la rupture par écrasement est due à la dilatation latérale, les parties comprimées cherchant à se distendre du côté où elles ne trouvent pas de résistance. Cela est si vrai, que toute cause qui empêche cette dilatation latérale, augmente par cela même la résistance à l'écrasement, en annulant une partie de la force d'ex-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées.*

(2) *Annales des Ponts et Chaussées.*

pansion latérale, et c'est d'après ce principe qu'il est d'usage de frotter en fer les pieux qui doivent être fortement chargés.

Il paraît donc évident que, dans une base pressée par une force oblique, l'écrasement se produira bien plutôt dans le sens de l'obliquité que suivant la normale, puisque le déplacement latéral y est plus facile. En tout cas, en l'absence d'une démonstration irréprochable, il est prudent de faire entrer dans les calculs cette force oblique en grandeur et en direction, puisque l'on est ainsi conduit à donner aux ouvrages des dimensions plus considérables que si l'on ne tenait compte que de sa composante normale.

DENSITÉ DES MAÇONNERIES. — Dans un ouvrage publié en 1870 ⁽¹⁾, M. Krantz avait déjà fait remarquer la convenance qu'il y a à évaluer la densité des maçonneries avec plus de précision qu'on ne l'avait fait précédemment. Pour la commodité des calculs, les ingénieurs avaient, en effet, évalué jusqu'alors cette densité à 2 000 kilogr. par mètre cube, tandis que, d'après M. Krantz, cette densité doit être ainsi calculée :

0 ^m 67 de moellons à 2 500 kilogr. le mètre cube. . . kilogr.	1 675
0 ^m 33 de mortier mouillé à 1 900 kilogr.	627
<u>1^m 00</u>	<u>2 302</u>

soit en nombre rond 2 300 kilogr. par mètre cube.

Ces chiffres s'appliquent à des moellons en granit ou en calcaire compact, mais avec des moellons en calcaire moins dense, le poids du mètre cube de maçonnerie peut s'abaisser, d'après M. Pochet, à 2 150 kilogr. ⁽²⁾.

D'après les expériences et les observations faites par M. Bouvier au barrage du Ternay, la densité de la pierre granitique employée était de 2 620 kilogr., et le poids du mètre cube de mortier, après dessiccation, de 1 970 kilogr. La proportion de mortier employée à ce barrage étant de 0^m 40 par mètre cube, il s'ensuit que la densité de la maçonnerie s'établit ainsi :

0 ^m 60 de moellons à 2 620 kilogr. le mètre cube. . . kilogr.	1 572
0 ^m 40 de mortier à 1 970 kilogr.	788
Poids du mètre cube. kilogr.	<u>2 360</u>

Les murs de réservoirs devant résister par leur poids aux forces tendant à produire le glissement, on conçoit que plus les matériaux seront denses, plus l'épaisseur du mur pourra être faible, mais, en revanche, plus la base sera chargée. Il y a d'ailleurs lieu de remarquer que les matériaux les plus denses sont aussi, en général, les plus résistants. En outre, la question du choix des matériaux à employer dans un ouvrage de ce genre n'a pas un grand intérêt, car des raisons économiques conduisent presque toujours à utiliser ceux qui se trouvent à proximité.

(1) *Étude sur les murs de réservoirs.*

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875.

Dans chaque cas, il faudra donc étudier la densité qu'auront les maçonneries faites avec le sable et les moellons dont on dispose, et c'est le chiffre ainsi obtenu qu'il y aura lieu d'introduire dans les formules.

RECTIFICATION DES CALCULS DU BARRAGE DE TERNAY. — Introduisant la densité ci-dessus établie de 2 360 kilogr. par mètre cube de maçonnerie dans les formules (5) et (6), M. Bouvier a refait à nouveau les calculs de résistance du barrage du Ternay et calculé la nouvelle expression des pressions subies par le parement d'aval. Les colonnes 1, 2, 3, 5, 7 du tableau suivant résument les principaux résultats trouvés par cet Ingénieur et l'on voit que la pression maximum, au lieu de rester inférieure à la limite de 7 kilogr. par centimètre carré que l'on avait cru obtenir en établissant le barrage suivant la méthode de M. Delocre, atteint au contraire 9^{ks} 27. On remarquera d'ailleurs que sur 22 mètres au-dessous du plan d'eau (25^m 65 au-dessous du couronnement), grâce à la surépaisseur qu'il a fallu donner à la partie supérieure de l'ouvrage, les pressions vont progressivement en augmentant jusqu'à 9 kilogr., pour rester ensuite peu différentes de cette valeur, de sorte que, en définitive, le profil adopté répond d'une manière très satisfaisante aux conditions d'égale résistance.

Tableau comparatif des pressions exercées sur le parement d'aval du barrage du Ternay, suivant que le plan d'eau est à 3^m 65 (niveau normal) ou à 2 mètres (niveau surélevé) au-dessous du couronnement.

HAUTEUR DES JOINTS au-dessous DU COURONNEMENT	ÉPAISSEURS DU BARRAGE Valeurs de l	COMPOSANTES HORIZONTALES DES PRESSIONS DE L'EAU Valeurs de π_h		DISTANCE ENTRE LE PAREMENT D'AVANT ET LE PIED DE LA RÉSULTANTE TOTALE Valeurs de u		PRESSIONS MAXIMA PAR C ² SUR LE PAREMENT D'AVANT Valeurs de p	
		niveau normal	niveau surélevé	niveau normal	niveau surélevé	niveau normal	niveau surélevé
(4)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Mètres	Mètres	Tonnes	Tonnes	Mètres	Mètres	Kilogr.	Kilogr.
3,65	4,80	»	1,36	2,40	2,77	»	0,38
7,65	5,18	8,00	15,96	2,79	2,55	1,22	1,70
11,65	5,93	32,00	46,56	2,82	2,34	2,72	4,12
15,65	7,07	72,00	93,16	2,88	2,18	4,87	7,31
19,65	8,63	128,00	155,76	3,04	2,17	7,19	11,01
23,65	10,96	200,00	234,36	3,58	2,61	8,85	13,19
27,65	14,21	288,00	328,96	4,77	3,79	9,27	12,61
31,65	18,32	392,00	439,56	6,64	5,69	9,03	11,32
35,65	22,46	512,00	566,16	8,57	7,66	9,10	10,98
38,00	24,90	589,86	648,00	9,74	8,83	9,20	10,96

La comparaison entre la pression-limite admise au moment de l'établissement du barrage et celle accusée par les formules de M. Bouvier, montre bien l'importance des considérations qui précèdent sur l'influence des résultantes obliques à la direction des joints. Grâce à l'excellence des matériaux employés et à la faible valeur primitivement attribuée à la pression-limite, le barrage du Ternay se trouve encore dans de très bonnes conditions de résistance, malgré l'erreur de calcul commise; mais il n'en serait pas de même si l'on avait, au début, adopté pour pression maximum une valeur plus élevée.

INFLUENCE DE LA SURÉLEVATION DU PLAN D'EAU. — Ainsi que nous l'avons déjà dit, M. Bouvier a eu à examiner le cas de la surélévation du plan d'eau du barrage du Ternay, et les calculs qu'il a faits à ce sujet pour déterminer les nouvelles pressions que produirait ce déplacement du niveau maximum, présentent un grand intérêt. Dans le tableau précédent, les colonnes 4, 6 et 8 indiquent les résultats obtenus et montrent que, si une simple augmentation de 1^m 63 de hauteur du niveau de l'eau n'a pas une influence bien sensible sur les pressions exercées à la base, elle a, au contraire, une très grande action sur la partie supérieure et la partie moyenne de l'ouvrage. Tandis que, à la base, la pression n'est portée de 9^{ks} 20 qu'à 10^{ks} 96, dans la partie moyenne, elle est portée de 7^{ks} 19 à 11^{ks} 01 et de 8^{ks} 85 à 13^{ks} 49.

Cette remarque démontre la nécessité de ne pas laisser dépasser notablement le niveau primitivement assigné à la retenue et pour lequel ont été établis les calculs de stabilité. Il est donc indispensable que les orifices d'écoulement destinés à empêcher que ce niveau ne soit dépassé aient un débouché suffisant pour évacuer rapidement les crues et empêcher un trop grand exhaussement du niveau de la retenue.

On remarquera, en outre, que la surélévation de niveau a pour effet de faire sortir la courbe des pressions du tiers médian de l'épaisseur du barrage. En comparant les colonnes 6 et 2 du tableau ci-dessus on voit en effet que, à partir de 14 mètres environ de profondeur, les valeurs de u sont plus petites que $\frac{l}{3}$. Il en résulte que la pression sur le parement d'amont est nulle et peut-être même négative, c'est-à-dire remplacée par une traction, ce qui, comme nous le verrons, serait une circonstance très défavorable à la résistance. Aussi le Conseil général des Ponts et Chaussées, tout en approuvant, en principe, la surélévation de niveau demandée par les intéressés, a-t-il néanmoins jugé prudent de limiter cet exhaussement à 1 mètre, au lieu de lui laisser atteindre 1^m 63, comme le comportait le projet qui lui était soumis.

RÉSISTANCE DES MAÇONNERIES. — Nous avons vu que l'effort-limite à faire supporter aux maçonneries avait été diversement apprécié par les Ingénieurs, puisque le barrage de Furens a été calculé pour une

pression maximum de 6^{kg} 5 par centimètre carré (ou 6 kilogr. en tenant compte de l'étroitesse de la vallée), le barrage du Ternay pour une pression de 7 kilogr., et enfin celui de la Rive pour une pression de 8 kilogr. En réalité, ces pressions-limites ont été notablement dépassées, ainsi que nous l'avons vu, par suite de l'inexactitude des formules primitivement employées, et cependant il n'en est résulté aucun inconvénient. Cette constatation a conduit M. Bouvier à penser que les limites indiquées ci-dessus peuvent être considérablement majorées, surtout lorsque, comme dans les ouvrages qui précèdent, les maçonneries sont faites avec beaucoup de soin et d'excellents matériaux. S'appuyant sur les expériences de Rondelet et de Vicat, ainsi que sur des observations personnelles, cet Ingénieur estime que, dans les constructions des murs de réservoirs avec moellons ordinaires et chaux éminemment hydraulique, les maçonneries peuvent, sans s'écarter des règles de la plus grande prudence, être soumises, dès l'achèvement de l'ouvrage, à des pressions de 10 kilogr. par centimètre carré.

Cela suppose, d'ailleurs, que les maçonneries seront progressivement mises en charge et que, lorsque cette charge atteindra son maximum, les maçonneries inférieures, les plus chargées, auront déjà deux ou trois ans d'âge.

Lorsque les maçonneries ont acquis leur dureté définitive, c'est-à-dire au bout d'une dizaine d'années, M. Bouvier estime qu'il n'y a aucun danger à porter la pression maximum à 14 kilogr. par centimètre carré, mais à condition que l'on ait affaire à des maçonneries construites avec beaucoup de soin et d'excellents matériaux, comme celles des barrages du Ternay, du Furens ou du Ban. Le V^e Congrès de navigation intérieure, sur la proposition de cet Ingénieur et à la suite d'une discussion à laquelle ont pris part MM. Delocre, Bouvier, Carlier, Cadart, Pelletreau, etc., a adopté la conclusion suivante : « Avec de bons matériaux on peut faire travailler, sans imprudence, les maçonneries à la compression jusqu'à une limite de 12 kilogr. par centimètre carré. »

Quant à la résistance des maçonneries aux efforts d'extension, elle est incomparablement moins élevée et, même dans les cas les plus favorables, il ne serait pas prudent de l'évaluer à plus du dixième de la résistance à la compression. On conçoit, d'ailleurs, que cette résistance doit être excessivement variable, car elle dépend non seulement de la qualité des mortiers, mais encore de l'adhérence des moellons au mortier et des soins employés pour la mise en œuvre des matériaux. En présence de l'incertitude dans laquelle on se trouve à cet égard, il est sage de ne pas compter du tout sur cette résistance et de la considérer comme nulle.

Nécessité d'éviter le travail des maçonneries à l'extension. — En exposant la loi du trapèze, nous avons dit qu'il était d'usage, lorsque la valeur de u était plus petite que $\frac{l}{3}$ (fig. 71), d'admettre que la lon-

gueur utile du joint n'est plus égale à l , mais seulement à $3u$, et que l'on ne se préoccupait généralement pas de ce qui se passe alors dans la partie $l - 3u$, qui était simplement regardée comme inutile à la résistance et comme n'étant soumise à aucun effort. Dans ces dernières années, cette manière de voir a été fortement combattue, et l'on est maintenant à peu près d'accord pour reconnaître que c'est précisément dans cette partie négligée jusqu'ici qu'il y a lieu de porter le plus d'attention.

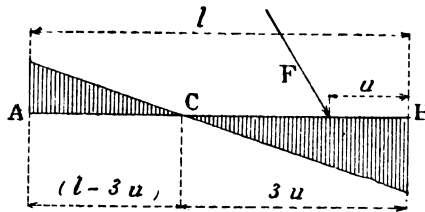


FIG. 71.

Si on admet qu'un profil de barrage se comporte comme un solide encasté à sa partie inférieure, et que les déformations s'y produisent suivant les lois de la flexion plane, on est conduit à penser que la longueur $l - 3u$ n'est pas inactive, mais, au contraire, soumise à des efforts dirigés en sens inverse de ceux qui se manifestent dans la partie CB. En d'autres termes, si CB est soumis à la compression, il se développera en AC des extensions. Si les lois que l'on admet comme exactes pour la flexion plane des prismes métalliques homogènes étaient réellement applicables dans le cas particulier qui nous occupe, il serait facile de calculer, en même temps que les compressions qui se produisent en B, les tractions qui ont lieu en A. Il n'y aurait qu'à appliquer la formule générale :

$$R = \frac{N}{\omega} \pm \frac{v\mu}{I}, \quad [1]$$

dans laquelle R exprime le travail de compression ou d'extension développé en un point quelconque, O, du joint fictif AB, situé à une distance v du centre de ce joint G (fig. 72);

N la composante normale au joint;

ω la section du joint, c'est-à-dire :

$$l \times 1 \text{ mètre} = l;$$

v la distance du point considéré au centre du joint;

μ le moment de la composante normale par rapport au centre de la section;

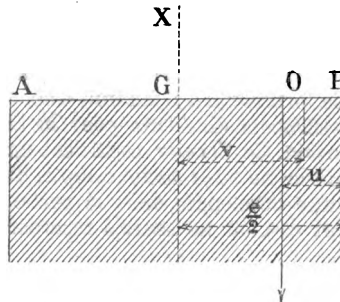


FIG. 72.

I le moment d'inertie de la section ω .

Pour avoir le travail développé en B et A, il suffirait alors de remplacer dans cette formule les lettres par leur valeur en faisant successivement $v = \frac{l}{2}$ et $v' = -\frac{l}{2}$, et l'on trouverait :

$$p = \frac{2P}{l} \left(2 - \frac{3u}{l} \right), \quad [2]$$

$$p' = \frac{2P}{l} \left(\frac{3u}{l} - 1 \right). \quad [3]$$

Ces valeurs sont les mêmes que celles dont il a été précédemment question ⁽¹⁾ et qui expriment la loi du trapèze. Seulement, dans la nouvelle hypothèse, p' peut avoir des valeurs négatives et représenter des tractions, ce qui se produira lorsque l'on aura :

$$\frac{3u}{l} - 1 < 0,$$

c'est-à-dire : $u < \frac{l}{3}$.

Quant à p , il ne peut représenter que des valeurs positives, c'est-à-dire des compressions, car l'on a toujours :

$$2 - \frac{3u}{l} > 0,$$

puisque $u \leq \frac{l}{2}$ ⁽²⁾.

Malheureusement, la question n'est pas aussi simple et l'on n'est pas en droit d'appliquer purement et simplement la formule [1] au cas qui nous occupe. Cette formule a, en effet, été établie en admettant l'égalité des coefficients de résistance à l'extension et à la compression, et la non-déformation des sections planes, hypothèses qu'on ne saurait admettre dans le cas de solides en maçonnerie. Pour qu'on pût appliquer la formule [1], il faudrait d'abord la compléter en y introduisant des coefficients différents pour la résistance à la compression et à l'extension. Ce dernier coefficient est si faible et si variable, qu'il est prudent de ne tenir aucun compte, dans les calculs de stabilité, de la résistance développée dans la partie du joint soumise à l'extension. En tout cas, on ne saurait regarder les formules [3] et [4] comme

(1) Voir page 61.

(2) Si, comme cela a généralement lieu dans les barrages, la pression P exercée sur AB n'est pas normale à cette section, les formules ci-dessus restent les mêmes, mais à condition de remplacer, ainsi que nous l'avons vu, l par $l \cos \alpha$ et u par $u \cos \alpha$, α étant l'angle formé par la force P avec la normale αAB .

applicables dans tous les cas, et dès que l'on aura $u < \frac{l}{3}$, il faudra toujours calculer la pression en B par la formule :

$$p = \frac{2}{3} \frac{P}{u}$$

qui donnera pour p des valeurs plus grandes que la formule [2].

Quant à l'effort d'extension qui peut s'exercer en A, son évaluation exacte ne paraît pas possible, à cause de la variabilité du coefficient de résistance des maçonneries à ce genre d'efforts. Toutefois, en faisant certaines hypothèses sur la valeur K du rapport entre les coefficients à la compression et à la traction, M. Pelletreau ⁽¹⁾ est parvenu à fixer un peu les idées sur ce point et à démontrer que K est généralement compris entre 100 et 200. En tenant compte de cette inégalité des deux coefficients, on arrive à des formules qui accusent des compressions plus fortes et des tensions moins élevées que les formules ordinaires; mais il faut remarquer alors que, au point de vue du danger, une tension de n kilogr. est autant à redouter qu'une compression atteignant Kn kilogr.

En présence de l'incertitude qui règne au sujet des efforts à l'extension qu'il est permis d'admettre, il y a donc lieu de regarder la partie comprimée comme seule utile à la résistance et de lui donner des dimensions suffisantes pour lui permettre de faire face à toutes les forces destructives qui agissent sur le mur. Quant à la partie soumise à des tractions, il est facile de voir que non seulement elle est inutile, mais encore nuisible à la résistance.

Supposons en effet un mur de réservoir (fig. 73) dans lequel la courbe des pressions à charge XX sorte du tiers médian. Il existera une certaine partie du mur, représentée par la surface hachurée, qui sera soumise à des efforts d'extension. Sous l'influence de ces efforts,

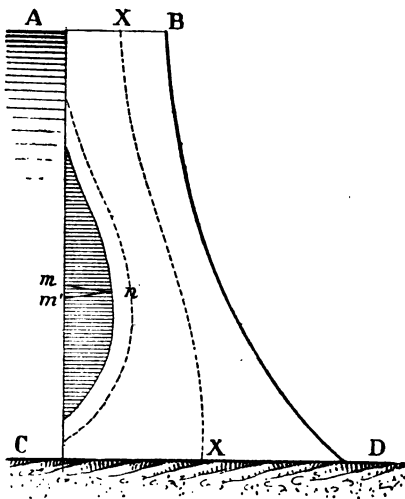


FIG. 73.

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Mémoire de M. PELLETREAU.

les joints du parement d'amont tendront à s'ouvrir, et il pourra se produire une fissure telle que mn , qui s'étendra peu à peu sur toute la partie non comprimée. On conçoit alors que la partie de l'ouvrage située au-dessus de cette fissure sera en danger, car l'eau, s'introduisant dans la fissure, produira une sous-pression ayant pour effet d'alléger cette partie du mur et de la placer dans des conditions toutes différentes de celles dans lesquelles sa résistance a été calculée.

A notre avis, la fissure mn tendrait à s'approfondir de plus en plus, et à amener, peu à peu, la destruction certaine du mur. En effet, la diminution de poids produite par la sous-pression exercée en mn aura pour résultat de reporter à l'aval le centre de gravité du mur, et par suite de rapprocher encore davantage de ce parement la courbe des pressions. Non seulement la pression sur le parement d'aval sera ainsi augmentée, mais, de plus, l'effort d'extension développé sur le parement d'amont sera aussi accru, et il en résultera un certain approfondissement de la fissure mn . Cet approfondissement ayant pour résultat d'augmenter la surface sur laquelle s'exerce la sous-pression, il s'ensuivra un nouvel allègement et une nouvelle déformation du mur vers l'aval, qui augmenteront encore la puissance des forces destructives. Il en résultera un nouvel approfondissement de la fissure, et ainsi de suite, jusqu'à ce que la partie intacte du mur soit assez réduite pour que les pressions qui se développent sur le parement d'aval soient suffisantes pour y déterminer l'écrasement des matériaux. Il pourra même arriver que le mur périsse par cisaillement de la section réduite, avant que cet écrasement se soit produit, car l'allègement du mur aura pour effet de diminuer la force qui s'oppose au glissement des assises les unes sur les autres.

Tout ce qui précède suppose que le mur est constamment soumis à la poussée de l'eau ; il est facile de voir que sa situation sera encore aggravée si, comme cela est le cas général, le réservoir doit être alternativement plein et vide. Lorsqu'on videra le réservoir, la fissure mn tendra à se refermer sous l'influence du poids de la partie $AXmn$, et il pourra même se former une lézarde suivant Xn . En tout cas, les mouvements alternatifs que tendra à prendre, à chaque remplissage et à chaque vidange, la partie $AXmn$, seront certainement funestes pour la conservation des maçonneries. Toute la partie hachurée, que M. Clavenad appelle la *surface de rupture* ⁽¹⁾, se trouvant alternativement soumise à des efforts d'extension et de compression, subirait une action désagrégratrice qui, à la longue, finirait sans doute par déterminer des fissures telles que mn .

Ces considérations montrent que les barrages ne doivent pas être construits par assises réglées et que les parements, celui d'amont surtout, doivent être construits à joints de hasard, car ces joints présenteront une plus grande surface et, par suite, une plus grande résistance aux efforts d'extension, et ils auront beaucoup moins de

(1) *Annale des Ponts et Chaussées*, 1887.

tendance à s'ouvrir que des joints horizontaux. D'ailleurs, afin d'opposer plus de résistance au cisaillement, le massif tout entier du barrage devra être construit en laissant des boutisses dans toutes les directions, et la liaison devra être bien faite dans tous les sens.

Il y a, d'ailleurs, lieu de remarquer que lorsque le réservoir est vide, la courbe des pressions peut, si le profil extérieur est suffisamment incliné, se rapprocher assez du parement d'amont pour que certaines parties du parement d'aval échappent à la compression et soient, au contraire, soumises à des efforts d'extension. Cet inconvénient est beaucoup moins grave que lorsqu'il se produit sur le parement intérieur, d'abord parce que, avec les profils généralement adoptés, ces efforts d'extension ne peuvent être que très faibles, et ensuite parce que, dans ce cas, on n'a pas à redouter l'influence des infiltrations. Toutefois, nous croyons devoir faire une remarque sur l'utilité qu'il y a à supprimer, autant que possible, la production des efforts d'extension, même sur le parement d'aval.

Les expériences de Wöhler ont, en effet, démontré que la charge de rupture des métaux était beaucoup plus faible lorsque, au lieu d'être constituée par une charge statique permanente, elle était produite par une succession d'efforts alternatifs. Ainsi il a été constaté qu'un échantillon de fer capable de résister à une charge permanente de 34 kilogr. par millimètre carré, pouvait se rompre à la suite d'efforts alternatifs variant de 28 à 32 kilogr. La charge de rupture du même échantillon est descendue à 22 kilogr. lorsqu'il a été soumis à des efforts variant de 0 à 22 kilogrammes, et enfin elle s'est abaissée à 12 kilogr. lorsque le métal a été soumis alternativement à des efforts d'extension et de compression de 12 kilogr. chacun. Si, pour un corps homogène comme le fer, la charge amenant la rupture est réduite presque au tiers lorsque l'effort, au lieu d'être permanent, est dirigé alternativement en sens inverse, n'est-il pas logique d'admettre que, dans une maçonnerie placée dans les mêmes conditions, la charge de rupture sera réduite dans une proportion au moins aussi considérable? A notre avis, la variation des efforts, et surtout l'interversion du sens dans lequel ils agissent, auront une influence destructive bien plus grande sur des maçonneries que sur un corps homogène comme le fer, et il nous paraît incontestable que des efforts alternatifs doivent être regardés comme beaucoup plus redoutables que des efforts permanents.

Il est vrai de dire que la variation des efforts et leur changement de sens ne se feront, dans les barrages, que d'une façon progressive et avec une extrême lenteur, les remplissages et les vidanges du réservoir n'ayant jamais lieu très brusquement, et que l'on se trouvera dans des conditions différentes de celles dans lesquelles ont été faites les expériences que nous relatons. Nous estimons néanmoins que les murs de réservoirs ne sauraient être assimilés aux autres constructions en maçonnerie dans lesquelles les forces destructives agissent toujours dans le même sens et ne varient que fort peu d'intensité. En pré-

sence de l'action désagréatrice que ne peut manquer de produire l'intervention des efforts supportés, ou tout au moins leur variation d'intensité, il nous paraît prudent de n'adopter, pour ce genre de constructions, qu'une pression-limite notablement inférieure à celle généralement admise dans les autres ouvrages en maçonnerie.

Détermination des pressions dans les sections obliques. — Dans tout ce qui précède, les conditions de stabilité n'ont été examinées qu'en appliquant le calcul à des sections horizontales du barrage. M. l'inspecteur général des Ponts et Chaussées Guillemain a fait remarquer ⁽¹⁾ que cette méthode était insuffisante, et qu'il y avait lieu d'évaluer également le travail développé dans les sections inclinées menées fictivement suivant des directions quelconques à travers l'épaisseur du barrage.

Déjà M. Bouvier s'était préoccupé, ainsi que nous l'avons vu, de la répartition des pressions dans une section inclinée telle que MS (fig. 74), mais en admettant que cette section ne supporte que la charge

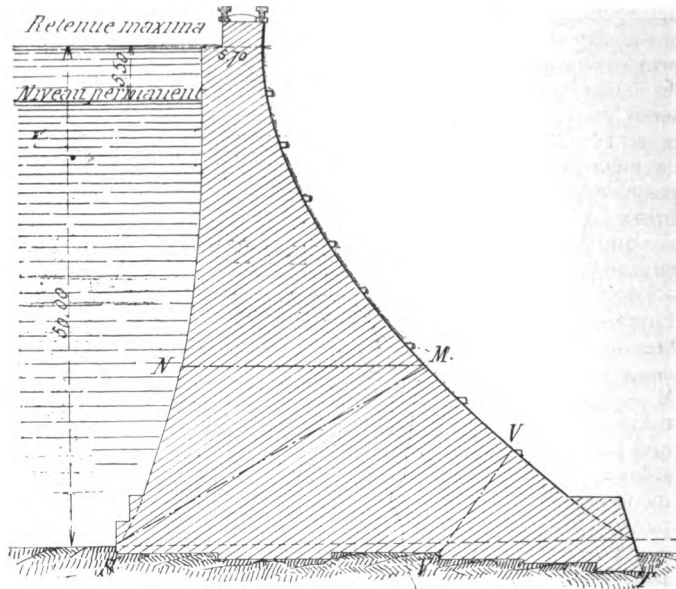


FIG. 74. — Coupe du barrage du Furens.

qui lui est transmise par la section horizontale MN, c'est-à-dire en ne tenant aucun compte du poids du triangle MNS ni de la pression exercée par l'eau sur NS. Cela revient à admettre que l'action de ces

(1) *Rivières et canaux.*

deux forces est sans influence sur le point M, tandis que M. Guillemain estime que l'on n'est nullement autorisé à faire cette supposition, et qu'il y a lieu, au contraire, de considérer la section MS, non pas comme simplement soumise aux forces agissant au-dessus de MN, mais bien au poids de la partie du mur située au-dessus de MS et à la poussée de l'eau sur toute la hauteur au-dessus de S. Avec cette nouvelle hypothèse, on trouve que la pression exercée en un point M situé à 30^m80 en contre-bas du niveau maximum du barrage du Furens, que nous avons pris pour exemple, est de 9^k540 par centimètre carré, tandis que cette pression ne serait que de 7^k540 si, au lieu de considérer le point M comme faisant partie de la section MS, on ne l'envisageait que comme représentant l'arête aval d'un mur limité à la partie inférieure par la base MN. Si l'on fait entrer en ligne tout le massif, on trouve que la pression exercée sur les fondations en T serait de 8 à 8^k30, et si l'on examine de même ce qui se passe dans la section brisée VV'S, on trouve que la pression en V serait de 9^k30 à 9^k40. Le mur du Furens, aurait donc besoin d'avoir, en des points tels que M et V, des maçonneries présentant une plus grande résistance à l'écrasement que celles employées à la base. Pour rendre uniforme l'effort supporté par les maçonneries dans toutes les parties du mur, il faudrait augmenter l'épaisseur des sections telles que MN et VV', et le parement d'aval, au lieu d'être constitué par une courbe concave, le serait par une courbe convexe.

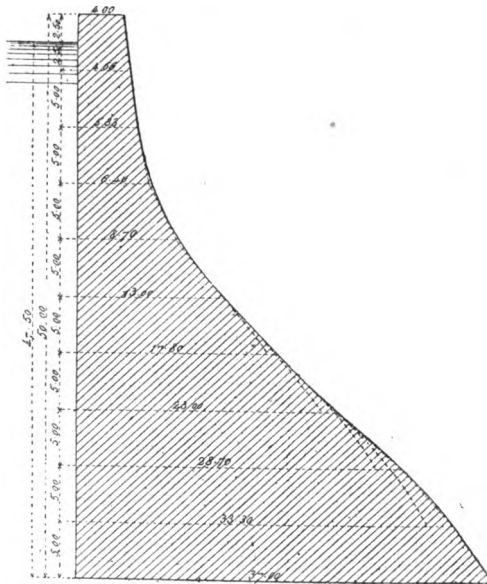


FIG. 75. — Profil-type de barrage, d'après M. Guillemain.

Il suit de là que la largeur horizontale MN, suffisante pour un mur de 30 mètres, ne l'est plus pour un mur de hauteur supérieure, c'est-à-dire que le profil à adopter pour un mur de 30 mètres de hauteur n'est pas tout à fait le même que celui qui convient aux 30 pre-

miers mètres d'un mur de 50 mètres de hauteur. Plus la hauteur croît, plus la différence s'accroît, et elle se prononce d'autant plus tôt que le coefficient de résistance des maçonneries employées est plus faible.

D'après les calculs de M. Hétier ⁽¹⁾, avec les matériaux généralement employés, il n'y aurait lieu de tenir compte des pressions, dans les sections obliques, que dans les barrages d'une hauteur supérieure à 35 mètres, et ce n'est guère qu'à partir de 30 mètres de profondeur que la considération des pressions subies par ces sections conduit à augmenter l'épaisseur du barrage.

Pour fixer complètement les idées sur la forme générale d'un barrage déterminé par la méthode de M. Guillemain, nous reproduisons (fig. 75) le profil donné comme type par cet Ingénieur dans son ouvrage intitulé *Rivières et Canaux*. Ce profil a été établi en supposant des maçonneries capables de résister à une pression de 10 kilogr. par centimètre carré, et dont la densité serait égale à 2,3. Le parement d'amont a été supposé entièrement vertical, et l'on n'a pas tenu compte du léger élargissement que nécessiterait l'hypothèse du réservoir vide. Quant aux lignes tracées en pointillé près du parement d'aval, elles représentent les profils qui conviendraient à des murs de différentes hauteurs, qui auraient pour bases les horizontales auxquelles elles se terminent.

Résistance au cisaillement. — Nous avons vu que l'une des conditions

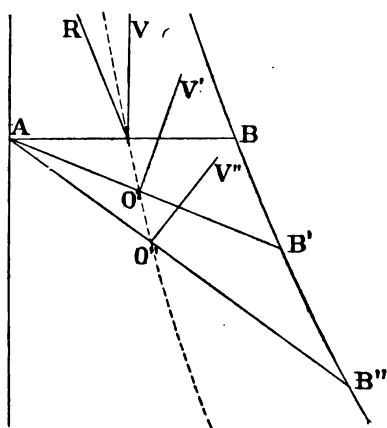


FIG. 76.

de stabilité des barrages était leur résistance au cisaillement, c'est-à-dire au glissement sur une assise quelconque ou sur la base de fondation. En général, on ne tient aucun compte de la cohésion des mortiers, et l'on admet que la résistance au glissement est assurée lorsque la résultante des forces qui agissent au-dessus d'une assise horizontale fait, avec la normale à cette assise, un angle inférieur à l'angle de frottement des maçonneries sur elles-mêmes. M. Clavenad a fait remarquer ⁽²⁾ que cette condition n'est

pas suffisante et que, bien que le glissement ne puisse se produire sur

Annales des Ponts et Chaussées, 1886.
Annales des Ponts et Chaussées, 1887.

une assise horizontale, il peut très bien se produire sur des sections inclinées, auquel cas il peut arriver que la cohésion des maçonneries soit impuissante à l'arrêter. De ce que la résultante des pressions qui agissent au-dessus de AB (fig. 76) fait, avec la normale à cette assise, un angle inférieur à l'angle de frottement, il n'en résulte pas qu'il en soit de même pour des sections telles que AB' ou AB''. On conçoit, au contraire, que la courbe des pressions, représentée en pointillée sur la figure, peut faire avec les perpendiculaires O'V', O''V'', un angle supérieur à l'angle de frottement, et dans ce cas le glissement ne pourra être empêché que par la cohésion des mortiers. La différence entre la composante parallèle aux sections AB' AB'' et le frottement devra donc être inférieure à cette cohésion pour qu'il ne se produise aucun mouvement, et la section sur laquelle le mouvement sera le plus à craindre sera celle pour laquelle cette différence, rapportée à l'unité de longueur, aura la plus grande valeur.

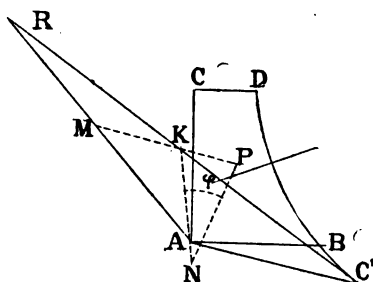


FIG. 77.

M. Clavenad emploie la méthode graphique suivante pour déterminer cette différence, c'est-à-dire l'effort auquel aura à résister la cohésion des maçonneries.

Supposons que AM (fig. 77) représente en grandeur et en direction la résultante totale pour ABCD, et AN le poids du triangle quelconque ABC'; la composante normale à AC' sera NP, et la composante parallèle MP. En menant par N une droite NK, faisant avec NP l'angle φ de frottement des maçonneries sur elles-mêmes, KP sera détruite par le frottement, et MK devra être détruite par la cohésion. Cet effort tranchant sera maximum avec $\frac{MK}{AC'}$ ou, en menant KC' jusqu'à sa ren-

contre avec AM, avec $\frac{RM}{RA}$. En faisant la construction pour tous les triangles tels que ABC', la section cherchée sera celle par laquelle le point R sera le plus éloigné de K.

Il faut remarquer toutefois que ce qui précède suppose que le mouvement de glissement tendra à se produire suivant un plan, tandis que rien ne permet de supposer qu'il doive en être ainsi. De plus, il faut remarquer que l'obstacle qui s'opposerait à un mouvement du genre de celui que nous avons indiqué ne résiderait pas uniquement dans la cohésion des mortiers, car la résistance au cisaillement des

moellons eux-mêmes entrerait certainement en jeu. En tout cas,

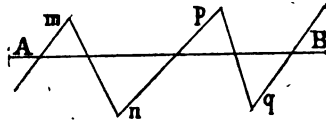


Fig. 78.

la résistance à l'arrachement s'exercerait, non pas suivant une ligne droite telle que AB (fig. 78), mais bien suivant une ligne brisée telle que $mnpq$ d'un développement beaucoup plus grand. La remarque de M. Clavenad perd donc une grande partie de son importance et, dans la pratique, nous

ne pensons pas que son application puisse faire modifier les profils de barrage déterminés par les méthodes que nous avons exposées.

Profil triangulaire. — On voit, par ce qui précède, que la détermination rationnelle d'un profil de barrage est une opération assez longue et assez délicate, et qui n'est, en somme, basée que sur des hypothèses dont la vérification n'est pas absolument démontrée. D'autre part, si l'on considère un profil triangulaire formé par une droite verticale à l'amont et, à l'aval, par une autre droite faisant avec

la première un angle α dont la tangente soit $\sqrt{\frac{1}{D}}$, D étant la densité des maçonneries, on voit facilement que ce profil jouit des principales propriétés que doit présenter un barrage, c'est-à-dire que : quand le réservoir sera vide, la pression passera au tiers du côté amont de chaque joint horizontal, et, quand le réservoir sera plein, la pression passera au tiers du joint du côté aval. Il n'y aura donc jamais d'extensions, les pressions iront en croissant à partir du sommet et seront proportionnelles aux profondeurs; enfin, on aura une symétrie absolue dans le travail sur les deux parements. Ces propriétés ne sont, d'ailleurs, pas sensiblement modifiées si l'on ajoute à ce profil une certaine épaisseur en couronne.

C'est en s'appuyant sur les propriétés du profil triangulaire ci-dessus défini que M. Williot a donné une méthode graphique permettant de déterminer immédiatement le profil d'un barrage d'une façon assez approximative pour qu'une vérification théorique ne lui fasse subir que des modifications peu importantes. M. Pelletreau est allé plus loin dans cette voie, et, dans un mémoire présenté au V^e Congrès de navigation intérieure, tenu à Paris en 1892, il a proposé de substituer purement et simplement le profil triangulaire au profil à parement courbe que nous avons précédemment étudié. D'après M. Pelletreau, l'augmentation du volume des maçonneries produite par l'adoption du profil triangulaire ne serait guère supérieure à 10 %, et ce surcroît de dépense serait, suivant lui, largement compensé par l'accroissement de sécurité obtenu surtout dans la partie supérieure de l'ouvrage, qui est la partie délicate.

La communication de M. Pelletreau a fait, à la 1^{re} section du Congrès précité, l'objet d'une discussion intéressante à laquelle ont pris part

MM. Delocre, Bouvier et Carlier, mais les dispositions préconisées par cet Ingénieur n'ont pas été admises, et l'on a fait remarquer, avec raison, que l'application de la ligne droite sur le parement d'aval a pour effet non seulement d'augmenter la dépense, mais encore d'accroître la pression sur la base. Le profil triangulaire n'est d'ailleurs possible que jusqu'à la hauteur à partir de laquelle on est obligé d'établir un fruit à l'amont.

A la suite de cette discussion, le Congrès a adopté la résolution suivante : « Le profil de la digue de Chartrain, ou tout autre profil s'en rapprochant et combiné de façon à supprimer autant que possible le travail à l'extension sur l'arête extérieure, doit être recommandé. »

Nous allons voir maintenant quel est le profil de cette digue de Chartrain qui réalise tous les perfectionnements connus et qui, suivant l'expression de M. Carlier, peut être considérée comme étant « le barrage classique en France ».

Derniers types de barrages français. — Barrage de Chartrain. — Ce barrage a été établi, de 1888 à 1892, sur le ruisseau de la Tâche, affluent de la Renaison qui se jette dans la Loire à Roanne. Le réservoir qu'il crée a pour objet l'alimentation de la ville de Roanne, mais une partie de sa capacité est réservée pour servir à l'atténuation des crues. Sa capacité est de 4 500 000 mètres cubes, correspondant à une surface du plan d'eau de 24 hectares, et sa construction a coûté environ 2 100 000 francs, ce qui donne 0 fr. 47 pour prix du mètre cube de capacité utile.

L'axe du barrage a été tracé suivant une courbe, convexe vers l'amont, de 400 mètres de rayon, et la hauteur de la retenue qu'il détermine, au niveau du déversoir, est de 46 mètres (fig. 79). Sur son couronnement a été établie une voie charretière de 4 mètres de largeur qui, du côté aval, est supportée par une série de voûtes d'évitement et de pilastres qui servent à l'ornementation. Le déversoir forme le bajoyer d'un canal de décharge de 5 mètres de largeur sur 4 mètres de profondeur, et est accompagné d'un vannage dont le seuil est à 3^m 75 en contre-bas de sa crête. La manœuvre de ce vannage est destinée à maintenir le niveau normal du plan d'eau à 2 mètres plus bas, de manière à réserver la capacité de 500 000 mètres cubes, correspondant à cette hauteur, pour l'atténuation des crues.

La prise d'eau s'opère par deux tuyaux en fonte, de 0^m 45 de diamètre, placés à 4^m 25 au-dessus du fond, et par un troisième tuyau de 0^m 30 de diamètre placé à 2 mètres au-dessous des deux premiers.

Les moellons employés sont de nature granitique, de même que le sable, qui a été obtenu sur place par le broyage des roches. On a employé 340 kilogr. de chaux du Teil pour 0^m 90 de sable et 0^m 40 de mortier pour 0^m 60 de moellons. Le poids du mètre cube de maçonnerie ainsi obtenu a été estimé à 2 400 kilogr., et des expériences faites sur le mortier employé ont montré que sa résistance à l'écrasement était de 9^{kg} 27 par centimètre carré au bout de deux jours de fabrication, de 52^{kg} 34 au bout de deux mois, et de 105^{kg} 20 au bout de six mois et demi.

obtenus par l'application des diverses méthodes de calcul, nous avons reproduit sur la figure les valeurs des pressions accusées sur le parement d'aval, dans le cas du réservoir plein, par les trois méthodes que nous avons exposées ainsi :

P_1	représente le chiffre obtenu par la méthode de M. Delocre;
P_2	— — — M. Bouvier;
P_3	— — — M. Guillemain.

On remarquera que les chiffres correspondant aux deux dernières méthodes sont assez peu différents, mais que les résultats obtenus par la méthode de M. Delocre sont, au contraire, très notablement inférieurs à ceux donnés par les deux autres.

Il est juste aussi de remarquer que le profil ci-dessus est très peu différent du profil triangulaire préconisé par M. Pelletreau. Dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, de mai 1894, cet Ingénieur fait observer que le profil triangulaire aurait donné les mêmes garanties tout en présentant une surface un peu moindre et que l'on aurait pu, en l'adoptant, s'éviter de laborieux calculs.

Barrage de la Mouche. — Ce barrage, dont la construction (1885-1890) est presque aussi récente que celle de celui que nous venons de décrire, a, de même, été établi avec tous les perfectionnements apportés à la théorie dans ces dernières années. Toutefois, son profil (fig. 4) est assez différent de celui du barrage de Chartrain, ce qui tient, non-seulement à sa plus faible hauteur, mais aussi à ce que les matériaux qui le constituent ont une résistance moindre que ceux employés dans ce dernier, et enfin à ce que son couronnement est aménagé d'une façon toute spéciale. Le seul reproche qui lui ait été adressé, au moment où il a été discuté par le V^e Congrès de navigation intérieure, c'est d'avoir été établi, en plan, suivant une ligne droite et non suivant une courbe convexe vers l'amont ⁽¹⁾. A part cela, cet ouvrage a été considéré comme pouvant servir d'excellent modèle dans les cas analogues; aussi croyons-nous utile de le décrire avec quelques détails.

Le barrage de la Mouche a été construit sur la rivière de ce nom, affluent de gauche de la Marne, pour créer un réservoir destiné, concurremment avec ceux de la Liez et de Vassy, à l'alimentation du canal de la Marne à la Saône. La capacité de ce réservoir est de 8 648 000 mètres cubes et sa superficie de 97 hectares 46. La construction ayant coûté 5 020 000 francs, le mètre cube de capacité utile serait de 0 fr. 58; mais, en réalité, ce prix est bien moindre, car le réservoir peut se remplir plusieurs fois par an.

La longueur totale de la digue, qui est normale à la vallée, est de 410^m25, et la hauteur de la retenue au-dessus du thalweg de 20^m90.

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Procès-verbaux des séances et rapport de M. CADART.

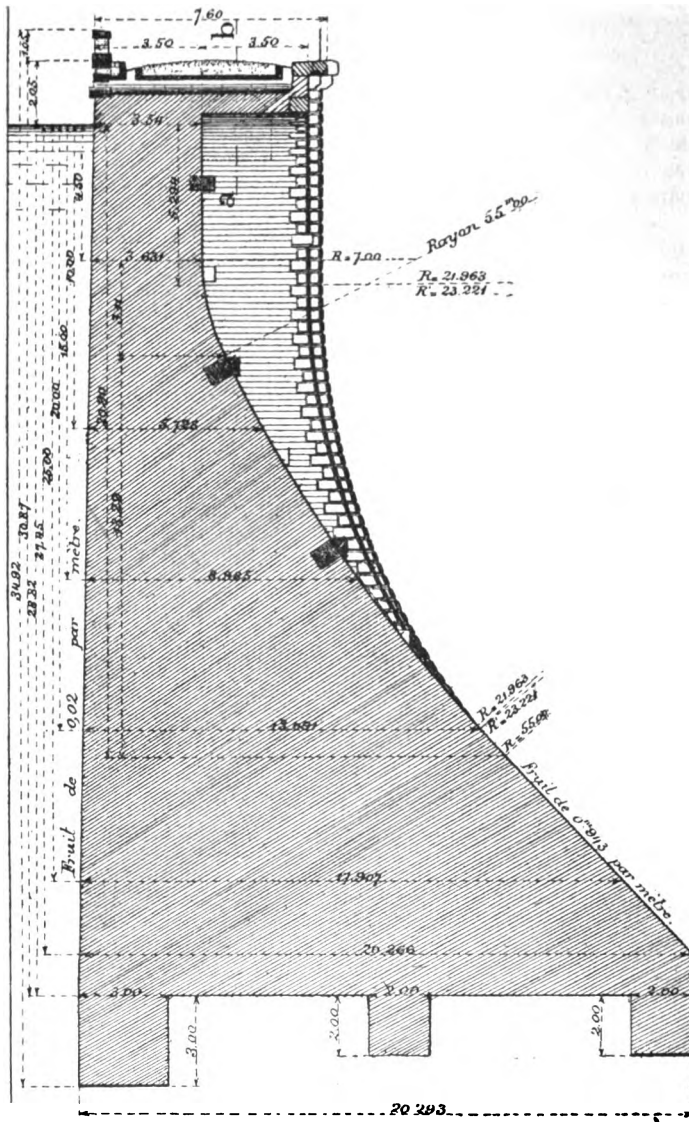


FIG. 80. — Profil du barrage de la Mouche.

Au-dessus du seuil de la bonde de fond, établie à peu près au niveau du fond de la rivière, cette retenue s'élève à 22^m53, et elle atteint 28^m82 au-dessus de la base de la fondation. Les terrains suffisamment résistants pour supporter un pareil ouvrage, n'ont, en effet, été trouvés qu'à une assez grande profondeur en contre-bas du terrain naturel, et les fondations ont dû être descendues à 7^m2; au-dessous de ce terrain, au droit du thalweg, de sorte qu'en ce point la hauteur totale du mur, depuis la base du mur de garde jusqu'au sommet du parapet, atteint 34^m92 (fig. 80).

Sur les coteaux, la profondeur des fondations a été encore beaucoup plus grande que dans le thalweg, et elle a atteint jusqu'à 21 mètres sur le coteau de la rive droite (fig. 81). Il en résulte cette particula-

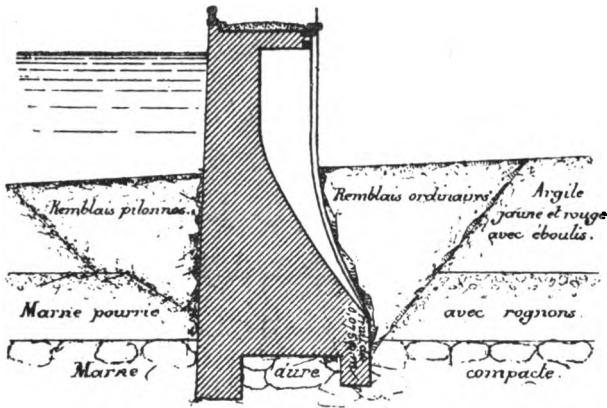


FIG. 81. — Profil d'un enracinement.

rité assez curieuse que, dans la digue de la Mouche, le cube des maçonneries vues n'est que de 44 % du cube total, et qu'il y a 56 % des maçonneries enfouies dans le sol. Cependant le cube de ces dernières a été très notablement réduit par le fait que le fruit curviligne du parement d'aval a été arrêté à 10 mètres en contre-bas du terrain naturel et remplacé par un fruit rectiligne de 0^m075 par mètre. On a cru pouvoir agir ainsi parce que, avec un enracinement aussi profond, la digue est solidement encastree, et aussi parce qu'on a considéré comme impossible que l'eau pût encore parvenir sous pression à une profondeur de 10 mètres, après avoir traversé les remblais soigneusement corroyés devant le parement d'amont. De pareilles fondations ne se sont pas exécutées sans difficultés, et l'on a eu à se défendre contre des glissements importants. On y est parvenu en battant des enceintes de pieux et de palplanches et en les descendant assez profondément pour atteindre le terrain solide.

Le profil du barrage a été déterminé par la méthode préconisée par MM. Bouvier et Guillemain et, de plus, on s'est imposé comme condition absolue, que la courbe des pressions, le réservoir étant plein, passe dans l'intérieur du tiers médian du mur. Cette condition a primé celle relative à la limite de compression sur le parement d'aval, dans la partie supérieure du mur, de sorte que, sur 15 mètres de hauteur au-dessous du niveau de la retenue, les pressions sur le parement d'aval sont bien inférieures à la limite de résistance qui avait été admise.

Les pressions par centimètre carré ne dépassent pas $6^{\text{kg}}26$ lorsque le réservoir est plein et $6^{\text{kg}}36$ quand il est vide. Avec les matériaux employés et le soin avec lequel les maçonneries ont été exécutées, on aurait, sans doute, pu dépasser notablement les chiffres ci-dessus, mais les marnes du lias qui servait de fondation ne paraissaient pas de nature à supporter de plus fortes pressions.

Le couronnement du barrage devait supporter un chemin vicinal de 7 mètres de largeur, et cependant il n'était pas rationnel de lui donner une aussi grande largeur. On a résolu la question par une disposition très heureuse due à M. l'inspecteur général Carlier, et qui a consisté à accoler sur le parement d'aval une sorte de viaduc formé de 40 arches de 8 mètres d'ouverture (fig. 80 et 82). Cette solution, très avantageuse, en même temps qu'elle économise la maçonnerie, donne à l'ouvrage un aspect architectural des plus satisfaisants. Il a, d'ailleurs, été tenu compte du viaduc dans les calculs de résistance du barrage.

Les prises d'eau, au nombre de deux, ont été disposées à peu près de la même manière qu'au réservoir de Bouzey. Elles consistent toutes deux en une demi-tour accolée au parement amont du barrage et ayant extérieurement la forme d'un demi-décagone, de $3^{\text{m}}15$ d'apothème, évidé intérieurement par un demi-cercle de $1^{\text{m}}15$ de rayon. Sur les faces extérieures se trouvent des vannes de prise d'eau espacées verticalement de $4^{\text{m}}50$ les unes des autres et établissant la communication entre le réservoir et le puits intérieur de la demi-tour (fig. 83 et 84). Sur la face plane de ce puits se trouvent deux vannes de garde qui permettent l'évacuation de l'eau une fois qu'elle est entrée dans la tour. Il y a donc double garde, de sorte que si un accident arrivait à une vanne extérieure ou si un corps étranger empêchait sa fermeture, on pourrait néanmoins continuer le service avec les seules vannes intérieures jusqu'à la prochaine vidange du réservoir. De plus, ainsi que nous l'avons vu à propos du réservoir de Torcy-Neuf, la double garde présente encore l'avantage de permettre de disposer du niveau de l'eau à l'intérieur de la tour et d'atténuer, autant qu'on le veut, la chute dans le puits de l'eau écoulée par les orifices de prise d'eau extérieurs à la demi-tour. Ces orifices ne doivent, d'ailleurs, être utilisés que successivement, au fur et à mesure de l'abaissement de la retenue, de sorte qu'on n'a jamais à les ouvrir sous de fortes pressions. Ils ont 1 mètre de hauteur sur $0^{\text{m}}80$

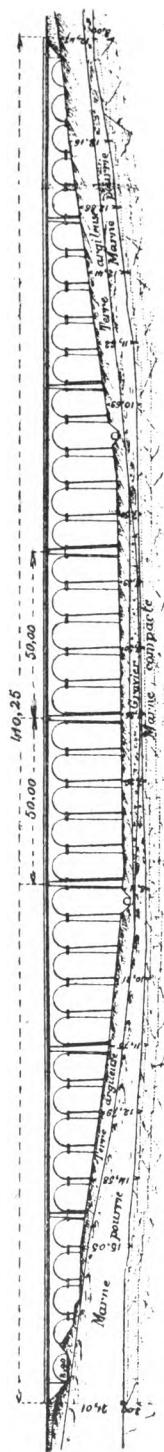


FIG. 82. — Élévation de la digue de la Mouche. (Vue d'aval.)

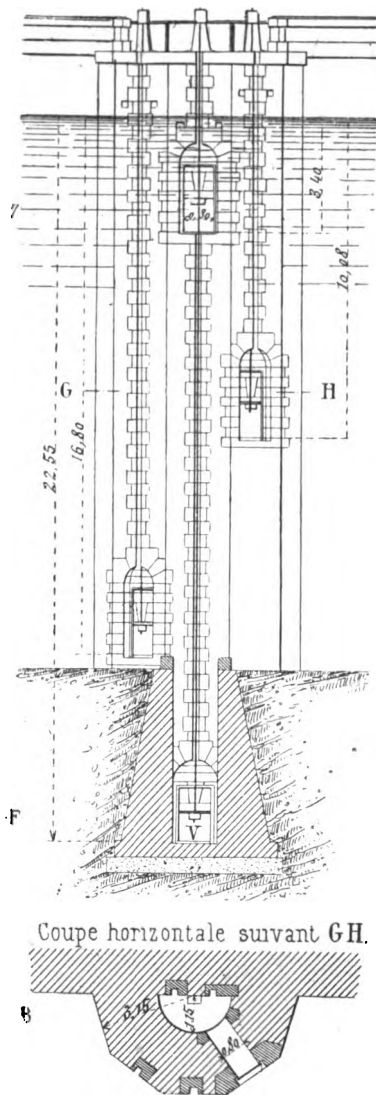


FIG. 83 et 84.
Élévation et coupe de la demi-tour
de prise d'eau de la Mouche.

de largeur, et les vannes qui les ferment sont actionnées par des tiges métalliques reliées à des crics placés sur le couronnement du barrage. Ces vannes sont de simples plaques de fer, placées devant des glissières rabotées de même métal, et leur épaisseur varie de 20 à 45 millimètres.

Pour empêcher que les eaux dépassent le niveau maximum assigné à la retenue, le réservoir de la Mouche est muni d'ouvrages régulateurs, qui comprennent un déversoir de superficie de 30 mètres de longueur et un vannage formé de trois vannes de 1^m25 de largeur libre et de 1^m25 de hauteur. Sous l'influence d'une surélévation de niveau accidentelle de 0^m20, ces ouvrages peuvent écouler un débit de 17^m3462 à la seconde; ils sont prolongés par un canal de décharge maçonné conduisant les eaux dans le thalweg de la vallée. A cause de la grande hauteur à racheter, ce canal est composé de 15 petits biefs successifs de 10 mètres de longueur, séparés par des déversoirs rachetant chacun une chute de 1^m26.

Pendant l'hiver de 1890-1891, alors que la température variait entre 10 et 20 degrés centigrades au-dessous de zéro, sept fissures verticales se sont produites dans la digue de la Mouche. D'après M. Cadart, il n'est pas douteux que ces fissures, dont la longueur varie entre 1 et 2 millimètres, ne soient dues exclusivement à la température, car elles se refer-

ment en été. On a même constaté que la fermeture de ces fissures n'était pas suffisante pour permettre la dilatation, et que la digue prenait, en été, des formes courbes excessivement variables et généralement à points d'inflexion. L'implantation de l'ouvrage suivant une courbe convexe vers l'amont, aurait, sans doute, comme nous l'avons déjà fait remarquer, assuré le libre jeu de la dilatation et évité la production des fissures et de toute déformation permanente. Aucun inconvénient appréciable n'aurait, d'ailleurs, compensé cet avantage, car, ainsi que l'a fait remarquer M. Cadart, si on avait construit la digue suivant un arc de cercle de 25 mètres de flèche, sa longueur n'aurait été augmentée que de 4^m05, soit de $\frac{1}{101}$, et la capacité du réservoir n'aurait été diminuée que de 112 000 mètres cubes, soit de $\frac{1}{77}$.

Barrage de Bouzey. — Ce barrage, désormais tristement célèbre, avait pour but de créer un réservoir destiné à l'alimentation du bief de partage du canal de l'Est. Etabli sur un petit affluent de la Moselle, l'Avière, il n'était pas seulement destiné à emmagasiner les eaux de cette rivière, dont le débit est peu important, mais surtout à constituer une réserve alimentée par les eaux mêmes de la Moselle, au moyen d'une dérivation de 42 kilomètres de longueur, capable de débiter 2 mètres cubes par seconde. La surface du réservoir était de 127 hectares 80, et sa contenance de 7 094 000 mètres cubes; sa construction ayant coûté 3 millions 349 000 francs, le mètre cube de capacité utile est donc revenu à 8 fr. 47.

La hauteur de la retenue créée par ce barrage est de 15 mètres au-dessus du seuil de la vanne de vidange, mais la hauteur totale de la digue, entre la base du mur de garde et la crête des parapets qui surmontent le couronnement, atteint 22^m95. L'axe de la digue est rectiligne et sa longueur est de 432 mètres au niveau du terrain naturel, et de 520 mètres en tenant compte des prolongements souterrains.

Contrairement à ce qui a eu lieu dans les barrages précédents, les constructeurs du barrage de Bouzey ne paraissent s'être préoccupés que de la pression maximum imposée aux matériaux sur le parement d'aval et n'ont pas songé à éviter que le parement d'aval fût soumis à des efforts d'extension. Il en est résulté un profil très élégé dans lequel la courbe des pressions sort notablement du tiers médian du mur et qui a été insuffisant pour résister aux forces destructives qui agissaient sur lui. Nous verrons, à la fin de cette étude, que c'est bien à cette cause qu'il faut attribuer la rupture de la digue survenue le 27 avril 1895.

Dès sa première mise en service, la digue de Bouzey a, d'ailleurs, donné lieu à d'importants travaux de consolidation. Le 15 mars 1884, la retenue atteignait pour la première fois la cote 368,80 lorsque, sous l'influence de la charge, la digue a subi, dans sa partie médiane, un déplacement horizontal suivant une courbe à peu près régulière

de 120 mètres de longueur et de 30 centimètres de flèche. Cette déformation a occasionné au centre et aux extrémités de la courbe, et surtout dans le terrain de fondation, de nombreuses fissures qui donnaient passage à 30 000 mètres cubes d'eau en 24 heures (1).

On a reconnu que cet accident était dû à l'état de fissuration du grès bigarré qui constitue le terrain de fondation. Le mur de garde établi à l'aplomb du parement d'amont du barrage (fig. 85), n'avait pu empêcher les eaux de pénétrer dans les fissures et d'y déve-

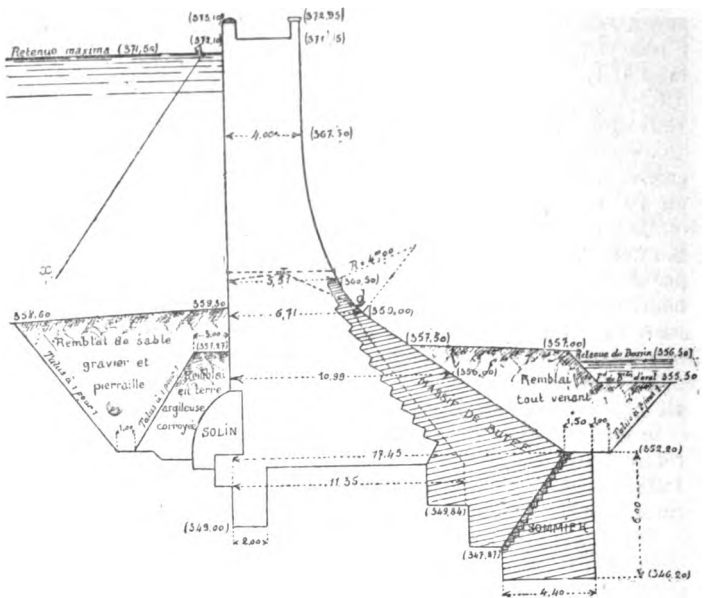


Fig. 85. — Coupe du barrage de Bouzey après sa consolidation.

lopper des sous-pressions verticales qui, en diminuant le poids de la digue, avaient, comme nous le verrons dans le dernier chapitre, permis à la poussée horizontale de faire glisser tout le massif sur sa base en le détachant du mur de garde.

Les travaux de consolidation ont été les suivants. On a établi un sommier en maçonnerie de section trapézoïdale dont la face d'aval est verticale et s'appuie sur le rocher, tandis que la face d'amont destinée à recevoir la butée de la digue, est dirigée normalement au parement

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Rapport de M. Denys.

extérieur de celle-ci. Entre le sommier et le pied de la digue, on a établi un massif de butée ayant sensiblement la forme d'un triangle rectangle, dont la petite base, de 5 mètres de longueur, s'appuie sur le sommier, dont la grande base forme le nouveau parement d'aval du barrage et dont l'hypoténuse, taillée par redans, se relie avec l'ancien parement. Les maçonneries du sommier sont assisées horizontalement et celles du massif de butée normalement au nouveau parement d'aval.

De cette façon, non seulement l'empâtement de la digue se trouve augmenté de 50 %, mais, en outre, la partie de la poussée qui pourrait ne pas être détruite par le frottement horizontal de la digue sur sa base, est contre-butée par une surface d'appui de 5 à 6 mètres carrés par mètre courant. Sous la face d'amont du sommier est établi un dallot de 40 centimètres sur 40 qui reçoit les eaux d'infiltration et les évacue par des aqueducs transversaux et des puisards verticaux établis en saillie sur le parement d'aval du sommier.

Au-dessous de la digue, on a enlevé en sous-œuvre, au moyen de galeries blindées, toutes les parties du terrain de fondation qui avaient été particulièrement disloquées, par suite du déplacement du barrage ou du passage prolongé des filtrations, et on les a remplacées par de la maçonnerie de ciment soigneusement bourrée au mortier de ciment pulvérulent. Enfin, en amont de la digue on a nettoyé à vif et bourré en mortier de ciment la fissure qui séparait le corps du barrage du mur de garde, et on a recouvert cette fissure d'un solin en maçonnerie dont la section a la forme d'un quart de cercle de 2^m 50 de rayon. Ce solin est lui-même recouvert d'un massif en argile corroyée de 3 mètres d'épaisseur minima.

Depuis l'exécution de ces travaux le réservoir a été entièrement rempli et il n'avait donné lieu à aucune inquiétude jusqu'au 27 avril 1895, au moment où eut lieu la terrible catastrophe sur laquelle nous reviendrons dans un autre chapitre.

La prise d'eau du barrage de Bouzey était à peu près semblable à celle du barrage de la Mouche, que nous venons de voir, et, comme cette dernière, elle était constituée par deux vannages réalisant une double garde. Quant au déversoir, il consistait en un simple dérasement de 15 mètres de longueur, du couronnement de l'ouvrage à son enracinement dans la rive droite de la vallée.

Barrage de Pont. — Cet ouvrage a été établi de 1878 à 1881, sur la rivière l'Armançon, pour constituer un réservoir d'alimentation du canal de Bourgogne. La capacité du réservoir ainsi créé est de 3 millions 500 000 mètres cubes (1).

Le profil de ce barrage (fig. 86) est analogue à celui du Furens, mais il en diffère par quelques détails. Le parement est rectiligne d'amont avec un fruit de 1/20°, tandis que le parement d'aval descend, sur 18 mètres de hauteur, suivant un arc de cercle de 30 mètres de rayon,

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Rapport de M. FONTAINE.

eût été plus rationnel, ainsi que nous l'avons fait remarquer, de répartir sur toute l'épaisseur du mur la maçonnerie qui a été employée dans ces contreforts.

Le réservoir de Pont sert autant à la régularisation des eaux de l'Armançon, au profit de la ville de Semur et des usines d'aval, qu'à l'alimentation du canal de Bourgogne. Pour éviter l'envasement, on est obligé de tenir presque constamment ouverts les orifices de vidange, ce qui occasionne de grandes pertes d'eau ; mais cela ne présente pas d'inconvénients, car le débit de la rivière serait suffisant pour remplir le réservoir 16 ou 18 fois par an. Les prises d'eau consistent dans neuf petits aqueducs de 1 mètre de hauteur et 0^m 70 de largeur, placés à différentes hauteurs et débouchant dans une tour accolée au mur. Ils sont fermés par des vannes en fonte, manœuvrées par des crics établis sur des plates-formes spéciales.

BARRAGES ALGÉRIENS. — La sécheresse du climat de l'Algérie a, de tout temps, obligé ses habitants à recourir aux bienfaits de l'arrosage, et l'on y trouve encore des vestiges des travaux faits par les anciens possesseurs, soit pour détourner les cours d'eau, soit même pour emmagasiner une partie de leur débit. Toutefois, l'importance de ces travaux ne paraît jamais avoir été considérable, et ce n'est que depuis la conquête française que l'on s'est réellement préoccupé d'y développer l'usage des irrigations. On fut alors conduit à étudier ce qui avait été fait dans ce but, dans un pays où le régime des cours d'eau présente de grandes analogies avec celui des rivières de l'Algérie et, en 1862, un Ingénieur des Ponts et Chaussées reçut la mission d'aller étudier les irrigations du midi de l'Espagne. M. Aymard en rapporta un ouvrage remarquable, faisant admirablement ressortir tout le parti qu'avaient su tirer les Espagnols de l'emmagasinement des crues des petits cours d'eau et, depuis cette époque, de nombreux et très importants barrages-réservoirs ont été construits dans notre belle colonie du nord de l'Afrique.

Barrage de l'Habra. — Ce barrage a été construit par la Société de l'Habra et de la Macta, devenue, plus tard, la Compagnie Franco-Algérienne. Moyennant une cession de 24 000 hectares de terres cultivables, qui lui a été faite par l'État, cette Société s'est engagée à construire un barrage-réservoir, à établir des canaux d'irrigation et à faire les travaux d'assainissement de la plaine de l'Habra, le tout suivant un avant-projet dressé par le service des Ponts et Chaussées. Les deux tiers de l'eau disponible devaient, d'ailleurs, être réservés au service des 24 000 hectares précités, et le troisième tiers livré aux particuliers possesseurs des 12 000 autres hectares de terres, également cédés par l'État dans le voisinage du barrage (1).

La construction de ce barrage, commencée en 1863, a été terminée

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1873. Mémoire de M. POCHET.

en août 1871. Il est établi au confluent de l'Habra et de l'Oued Fergoug, et présente en crête une longueur totale de 455 mètres, en y comprenant un déversoir de superficie qui lui est accolé et dont le développement est de 125 mètres. La hauteur normale de la retenue est de 32 mètres, mais on a admis que, pendant les crues, elle pourrait subir un exhaussement momentané de 1^m 60. La capacité du réservoir créé est de 30 000 000 de mètres cubes, et les dépenses de son établissement se sont élevées à 4 000 000 de francs, de sorte que le prix du mètre cube de capacité utile a été de 0 fr. 133. Toutefois, le barrage s'étant rompu, en 1881, et les travaux de réparation de la brèche ainsi produite ayant coûté 1 367 324 francs, il s'ensuit qu'actuellement le prix de revient du mètre cube emmagasiné atteint 0 fr. 18.

La figure 87 représente le profil primitif du barrage, profil qui a bien été déterminé par la méthode de M. Delocre, mais qui a le grave

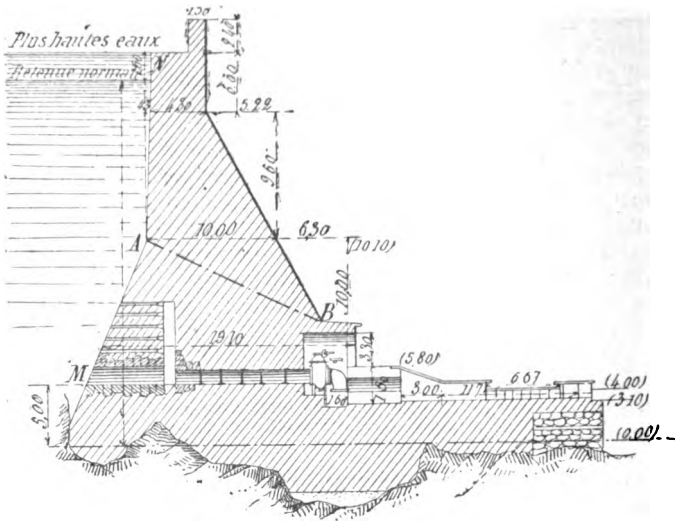


Fig. 87. — Profil primitif du barrage de l'Habra.

défaut de présenter un angle rentrant en A. A la suite de pluies torrentielles qui déterminèrent un exhaussement du plan d'eau de 2^m 25 au-dessus de la crête du déversoir, le barrage fut emporté sur 136^m de longueur et 18 mètres de hauteur, en contre-bas du couronnement. Les travaux de réparation ont été exécutés par l'Etat, de 1883 à 1887, et la brèche a été fermée suivant un profil notablement différent de l'ancien : le parement d'amont a été redressé et le parement d'aval a été constitué par un arc de parabole sur 18 mètres de hauteur à partir du sommet, prolongé à la partie inférieure par une tangente à la

- courbe; la largeur totale, à la base, dépasse de 1^m 47 la largeur primitive (1).

Le barrage comporte deux prises d'eau ménagées dans les maçonneries, mais celle de la rive droite a été seule utilisée jusqu'ici. Elle se compose de deux tuyaux en fonte de 0^m 80 de diamètre intérieur, distants de 1^m 80, d'axe en axe, et noyés dans la maçonnerie du mur. Ces tuyaux prennent l'eau du réservoir par un puits vertical percé du côté de l'eau par des barbacanes, ainsi que cela a lieu dans les barrages espagnols; seulement ici les puisards ne règnent que sur 10 mètres de hauteur. Pour détruire la vitesse de l'eau, à sa sortie des tuyaux, on la reçoit, par l'intermédiaire de tuyaux coudés, sur un matelas d'eau de 1^m 50 d'épaisseur.

Enfin deux évacuateurs, distants de 35^m 70 l'un de l'autre; ont également été ménagés dans le corps du barrage. Ils ont 2 mètres de hauteur sur 1^m 20 de largeur et sont fermés par des vannes métalliques manœuvrées au moyen d'appareils placés sur le couronnement. Ils servent à l'évacuation des vases, qui a lieu à peu près tous les ans.

Quant au déversoir de 125 mètres de longueur qui est accolé au barrage, il a été emporté le 10 mars 1872, sur 50 mètres de longueur, à la suite d'une crue exceptionnelle et dans des conditions sur lesquelles nous reviendrons plus loin. Il a été reconstruit peu après.

Barrage du Hamiz. — Ce barrage, établi en amont du village du Fondouk, dans la plaine de la Mitidja, crée une réserve de 14 millions de mètres cubes, et sa construction, faite par l'Etat, a entraîné une dépense de 2 850 000 francs, de sorte que le mètre cube de capacité utile est revenu à 0 fr. 20.

Le profil de ce barrage (fig. 8), dont la construction est un peu plus récente que celle du précédent (il a été terminé en 1880), est assez satisfaisant, quoique présentant un excès de largeur à la partie supérieure. Il eût cependant été préférable de réduire cette largeur, qui est de 7 mètres, à 4^m 50 ou 5 mètres, et de donner un peu plus d'empiatement à la base.

La hauteur de la retenue créée est de 35 mètres, et la hauteur totale du mur, entre la base de fondation et le sommet du couronnement, de 38 mètres. Ce couronnement a 167 mètres de développement, tandis qu'au fond de la vallée, la longueur de la base n'est que de 40 mètres.

Les prises d'eau, au nombre de deux, sont presque identiques à celles du barrage de l'Habra; toutefois, au Hamiz, les puits à barbacanes règnent sur toute la hauteur de la retenue.

Deux évacuateurs ont également été ménagés dans ce dernier barrage. Ils sont, ainsi que l'indique la figure, du même type que celui employé au barrage d'Elche, et une galerie supérieure B permet d'effectuer sans danger la manœuvre des obturateurs.

En Algérie comme en Espagne, l'ennemi des barrages-réservoirs

(1) *Les travaux publics en Algérie*, par NEVEU-DEROTRIE et MEUNIER.

c'est l'envasement, et nous avons vu que, pour s'en défaire, il fallait procéder de temps en temps à des chasses qui font perdre beaucoup d'eau. M. Martin-Calmels, frappé de cet inconvénient, a proposé d'éviter le dépôt des vases en maintenant l'eau en agitation dans le fond du réservoir à l'aide de l'air comprimé⁽¹⁾. Cet air comprimé serait, d'ailleurs, obtenu sans frais à l'aide d'une turbine utilisant la force motrice de l'eau sortant du barrage. Ce système aurait l'avantage, non

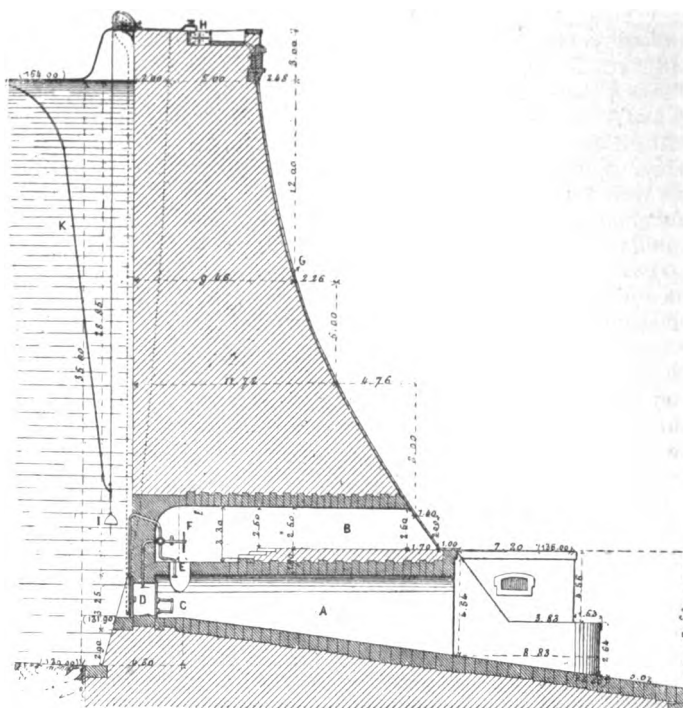


FIG. 88. — Profil du barrage du Hamiz.

seulement d'éviter les pertes d'eau consommées par les chasses, mais encore de permettre l'utilisation des vases par l'agriculture. Il a été essayé avec un certain succès au barrage du Sig, mais cependant il n'est pas, à notre connaissance du moins, entré dans le domaine de la pratique.

(1) Voir le *Génie Civil*, t. I, n° 20, p. 482; et n° 24, p. 510.

Barrages du Sig. — De même que l'Habra, le Sig est un des principaux cours d'eau dont la réunion forme la Macta, rivière de la province d'Oran. Il est célèbre par les nombreux barrages qui ont été établis sur son cours et dont les principaux, aujourd'hui détruits, sont ceux de la Tabia, de Saint-Denis-du-Sig et des Cheurfas.

Le barrage de la Tabia, qui formait, un peu en amont du village de ce nom, un réservoir de 3 500 000 mètres cubes, était construit en terre, et a été emporté par une crue en 1856. Jusqu'ici, on n'a pas songé à le reconstruire, à cause des difficultés de fondation qu'exigerait un ouvrage en maçonnerie. Toutefois, il est question de créer, dans les environs, un barrage moins important, constituant une retenue de 1 600 000 mètres cubes (1).

Le barrage de Saint-Denis-du-Sig avait été construit sur l'emplacement d'un ancien barrage de dérivation construit autrefois par les Turcs, quelques-uns disent même par les Romains. Il se composait d'un mur en maçonnerie de 19 mètres de hauteur sur 102 de longueur en couronne, et dont l'épaisseur à la base était de 10 mètres. Le volume de la réserve d'eau ainsi créée était de 3 275 000 mètres cubes.

Cette réserve étant devenue insuffisante, par suite du développement de la colonisation, le Syndicat de Saint-Denis-du-Sig obtint, en 1880, l'autorisation de construire, au Cheurfas, à 22 kilomètres en amont du premier, un second barrage destiné à créer une retenue de 18 000 000 de mètres cubes. Cet ouvrage était terminé et le réservoir plein quand, le 8 février 1885, les eaux se frayèrent un passage sur la rive droite, à travers le massif dans lequel le barrage était encastré, et ouvrirent une brèche de 40 mètres de longueur, entre le massif principal du barrage et la partie restée intacte de la berge droite.

L'énorme crue produite par cette brèche détermina la rupture du barrage, situé à l'aval, qui fut surmonté par une lame déversante de 6^m 25 de hauteur.

Aucun de ces deux barrages n'a encore été reconstruit, mais le Syndicat du Sig projette le rétablissement du barrage des Cheurfas. Ce barrage avait coûté 1 300 000 francs, et l'on estime que la fermeture de la brèche produite en 1885 coûterait à peu près pareille somme.

Nous reviendrons plus loin sur les causes qui ont amené les ruptures des ouvrages qui précèdent et sur les circonstances qui les ont accompagnées.

Autres barrages algériens. — En outre des barrages précédents, on en a construit un grand nombre d'autres de plus faible importance, qu'il est intéressant de signaler.

De 1868 à 1872, on a construit dans des conditions particulièrement difficiles, à cause des crues de la rivière, un barrage sur le Cheliff à 20 kilom. en amont d'Orléansville. Ce barrage, qui crée une retenue de 11^m 75 de hauteur et de 5 000 000 de mètres cubes de capacité, a

(1) VIVIEN DE SAINT-MARTIN, *Dictionnaire de Géographie*.

85 mètres de longueur en couronne et 58 seulement à la base. Son épaisseur au sommet n'est que de 2^m 50, mais elle atteint 10 mètres à la base. Le parement d'amont est dressé suivant un seul fruit rectiligne de $\frac{1}{20}$, tandis que le parement d'aval est incliné suivant trois fruits successifs, de façon à amortir le choc des eaux. Ce barrage est, en effet, sujet à être surmonté par les crues de la rivière qui n'ont pas d'autre issue et dont le débit peut dépasser 1 000 mètres cubes à la seconde (1).

Un barrage en maçonnerie de 21 mètres de hauteur a été construit sur le Tlélat pour créer un réservoir d'une capacité de 720 000 mètres cubes, qui a été réduite, par les vases, à 500 000 mètres cubes.

Sur l'Oued Magoum, à trois kilomètres d'Arzew, on a également établi un barrage composé d'un mur en maçonnerie de 68 mètres de longueur, prolongé sur la rive droite par une digue en terre de 2^m 50 de largeur en couronne et de 38 mètres à la base.

Le barrage de la Djeddioufa, construit sur cette rivière, affluent du Chelif, à 4 kilomètres en amont du village de Saint-Aimé, constitue un réservoir dont la capacité primitive était de 2 000 000 de mètres cubes, mais qui a été réduite par les vases au quart environ de ce volume. Le mur qui forme ce barrage a 15 mètres de hauteur sur 40 mètres seulement de longueur; il a coûté 580 000 francs.

Un certain nombre d'autres grands barrages-réservoirs sont à l'état de projet en Algérie. Nous citerons seulement les deux principaux qui sont:

Un barrage sur le Saf-Saf, fleuve côtier de la province de Constantine, dans la gorge des Zardéas, emplacement qui permettrait de créer un réservoir de 22 millions de mètres cubes avec une dépense de 5 000 000 de francs;

Un barrage sur le Rhummel, dans la gorge de l'Oued-Atménia, un peu en amont de Constantine. Cet emplacement, exceptionnellement favorable, permettrait, avec une dépense de deux millions environ, de constituer une réserve de 70 millions de mètres cubes.

Barrages en maçonnerie construits à l'étranger. — Nous avons vu que l'Espagne possédait un assez grand nombre de ces ouvrages, dont beaucoup datent de plusieurs siècles, mais dont aussi quelques-uns, tels que ceux del Vilar et de Hajar, sont construits d'après la nouvelle méthode française. Dans les autres pays, on a appliqué également cette méthode, mais avec une certaine timidité, et en donnant souvent aux ouvrages des dimensions notablement plus considérables que celles indiquées par la théorie. Nous signalerons seulement les plus intéressants.

Barrage de la Gileppe (Belgique). — Ce barrage a été construit sur la rivière de ce nom, pour créer un réservoir destiné à l'alimentation de la ville de Verviers. La hauteur de la retenue créée est de 45 mètres, et la capacité du réservoir de 14 000 000 de mètres cubes. Sa

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*. Mémoire de M. LAMAIRESSE.

construction ayant coûté 5 549 000 francs, le mètre cube de capacité est donc revenu à 0 fr. 37 ⁽¹⁾.

Quoique ce barrage ait été construit un peu après ceux du Furens, du Ternay et de la Rive, il n'a pas été édifié suivant la méthode rationnelle adoptée dans ces derniers ouvrages. On a, au contraire,

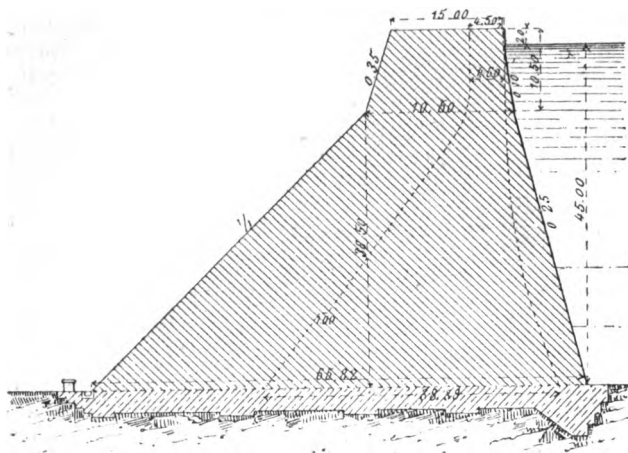


FIG. 89. — Profil du barrage de la Gileppe (Belgique).

employé un profil excessivement massif (fig. 89), et dans lequel le volume de maçonnerie employé est à peu près le double de celui qu'il pourrait être sans imposer une plus grande charge aux matériaux. La largeur en couronne atteint 15 mètres, et l'auteur du projet,

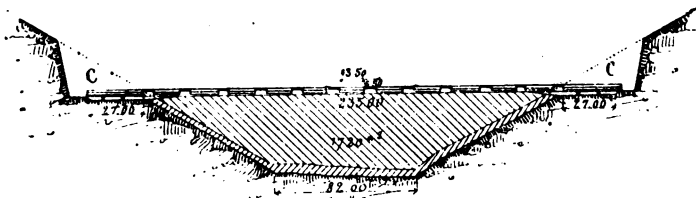


FIG. 90. — Coupe longitudinale du barrage de la Gileppe.

M. Bidaut, l'a déterminée en prenant une valeur un peu supérieure à la moyenne de celle qui existe au barrage d'Alicante, qui est de 49^m50, et de celle adoptée au Furens, qui n'est que de 5^m70. Quant à la largeur à la base, elle atteint le chiffre énorme de 68^m82, que rien ne paraît justifier,

(1) Voir le *Génie Civil*, tome III, n° 15, p. 349.

si ce n'est l'appréhension des habitants de Verviers au sujet de l'établissement d'une aussi grande réserve d'eau un peu en amont de leur ville.

D'après M. Crugnola, la pression maximum atteint néanmoins 6 kilogr. par centimètre carré, et en adoptant le profil indiqué en pointillé à

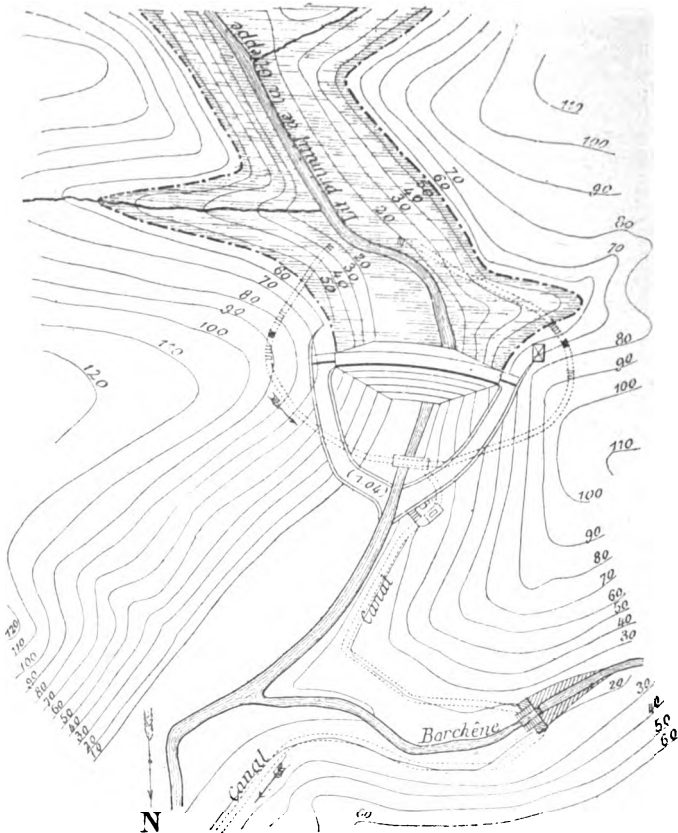


FIG. 91. — Plan du barrage de la Gileppe et de ses abords.

l'intérieur du premier, on n'aurait obtenu qu'une pression de 7 kilogr., tout en réduisant de 1738 à 781 mètres cubes le volume des maçonneries par mètre courant du barrage. Il est vrai que le profil proposé par M. Crugnola, de même que ceux du Furens et du Ternay, aurait eu son parement d'amont soumis à des extensions ; mais il est néan-

moins certain qu'on aurait pu réaliser de très grandes économies et obtenir une sécurité équivalente en employant les profils usités à la Mouche et au Chartrain.

Le barrage proprement dit repose sur une couche de béton de ciment qui atteint jusqu'à 7 mètres de profondeur. En plan, il est établi suivant un arc de cercle de 500 mètres de rayon, dont le développement est de 82 mètres à la base et de 235 mètres au sommet (fig. 90). Cette grande longueur n'a pas été étrangère à la surépaisseur donnée à l'ouvrage, car M. Bidaut estimait, à tort comme nous l'avons vu, que les murs de réservoirs doivent avoir une épaisseur proportionnelle à leur longueur.

Afin de ne pas affaiblir la résistance du barrage, on a cru devoir, de même qu'au Furens, placer les prises d'eau dans des galeries percées dans les flancs de la vallée. Ces galeries, situées une dans chaque rive, s'écartent de 100 mètres des extrémités du barrage (fig. 91), et ont 2^m 70 de hauteur sur 2^m 40 de largeur. Elles ont d'ailleurs servi, pendant la construction du barrage, à l'évacuation des eaux de la rivière, et elles ont été établies de 1867 à 1869, tandis que la construction du barrage a eu lieu de 1870 à 1875. Ces galeries renferment les tuyaux d'alimentation en fonte qui se réunissent dans un petit bassin d'où part le canal maçonné et couvert amenant l'eau au réservoir de la distribution de la ville de Verviers.

Aux deux extrémités du barrage se trouve un déversoir C de 27 mètres de longueur (fig. 90), pratiqué dans le roc, et dont les eaux sont ramenées par des canaux dans le lit de la Gileppe (fig. 91).

Barrage du Vyrnwy (Angleterre). — La ville de Liverpool vient de construire tout récemment, de 1881 à 1888, un réservoir destiné à son alimentation en eau potable. Ce réservoir, qui a été décrit en détail dans le *Génie Civil* ⁽¹⁾, a été obtenu en barrant la vallée du Vyrnwy, affluent de la Severn; il ne contient pas moins de 55 millions de mètres cubes et pourra fournir à la ville 181 720 mètres cubes d'eau par jour, tandis que l'aqueduc de la Vanne n'en amène à Paris que 110 000. L'aqueduc qui le relie à Liverpool a 124 kilomètres de longueur et comporte des passages très coûteux, notamment un tunnel sous la Mersey. Néanmoins, les dépenses occasionnées par ce beau travail ne se sont élevées, y compris celles relatives au barrage et aux réservoirs de distribution, qu'à 52 500 000 francs, tandis que l'aqueduc de la Vanne, qui a, il est vrai, 173 kilomètres de longueur, a coûté, avec ses réservoirs, presque autant (50 millions), quoique son débit soit beaucoup moindre. Le barrage du Vyrnwy, à lui seul, a coûté 12 260 000 fr., ce qui donne 0 fr. 22 pour prix de revient du mètre cube de capacité.

La hauteur de la retenue créée entre le lit de la rivière et le niveau du réservoir n'est que de 25^m 61, et la longueur totale

(1) Voir le *Génie Civil*, tome XXI, n° 23, p. 373; n° 25, p. 411.

du barrage atteint à peine 355 mètres, et du réservoir s'élève à 453 hectares, ce qui n'a été établi en un point extrêmement favorable d'établir l'ouvrage sur un sol imperméable et de descendre les fondations à 18^m 30 en contre de sorte que la hauteur totale du barrage, e des fondations et le dessus du parapet qui s

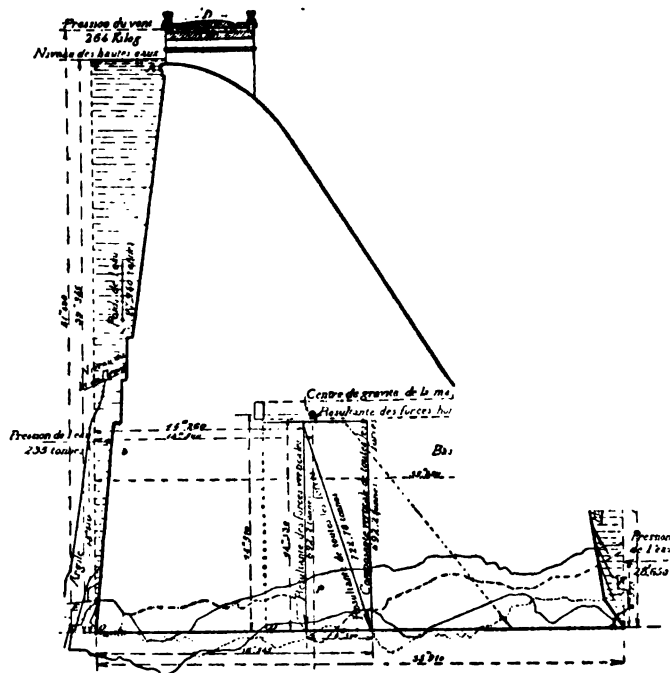


FIG. 92. — Profil du barrage du Vyrnwy (Angleterre).

ment, est de 49^m 10 (fig. 92). La hauteur de la retenue au-dessus de la base des fondations est de 39^m 345, mais il existe à l'aval une contre-pression correspondant à une hauteur d'eau de 13^m 725. Le profil adopté a 35^m 91 d'épaisseur à la base, et il comporte, à l'amont, un parement dont l'inclinaison générale est de $\frac{1}{1.31}$ et, à l'aval, un parement formant déversoir et composé d'une courbe convexe raccordée par une ligne droite à une courbe concave. Le barrage est surmonté par une route de 6^m 40 de largeur, qui s'appuie sur sa crête par une série d'arçades d'un très heureux effet (fig. 93).

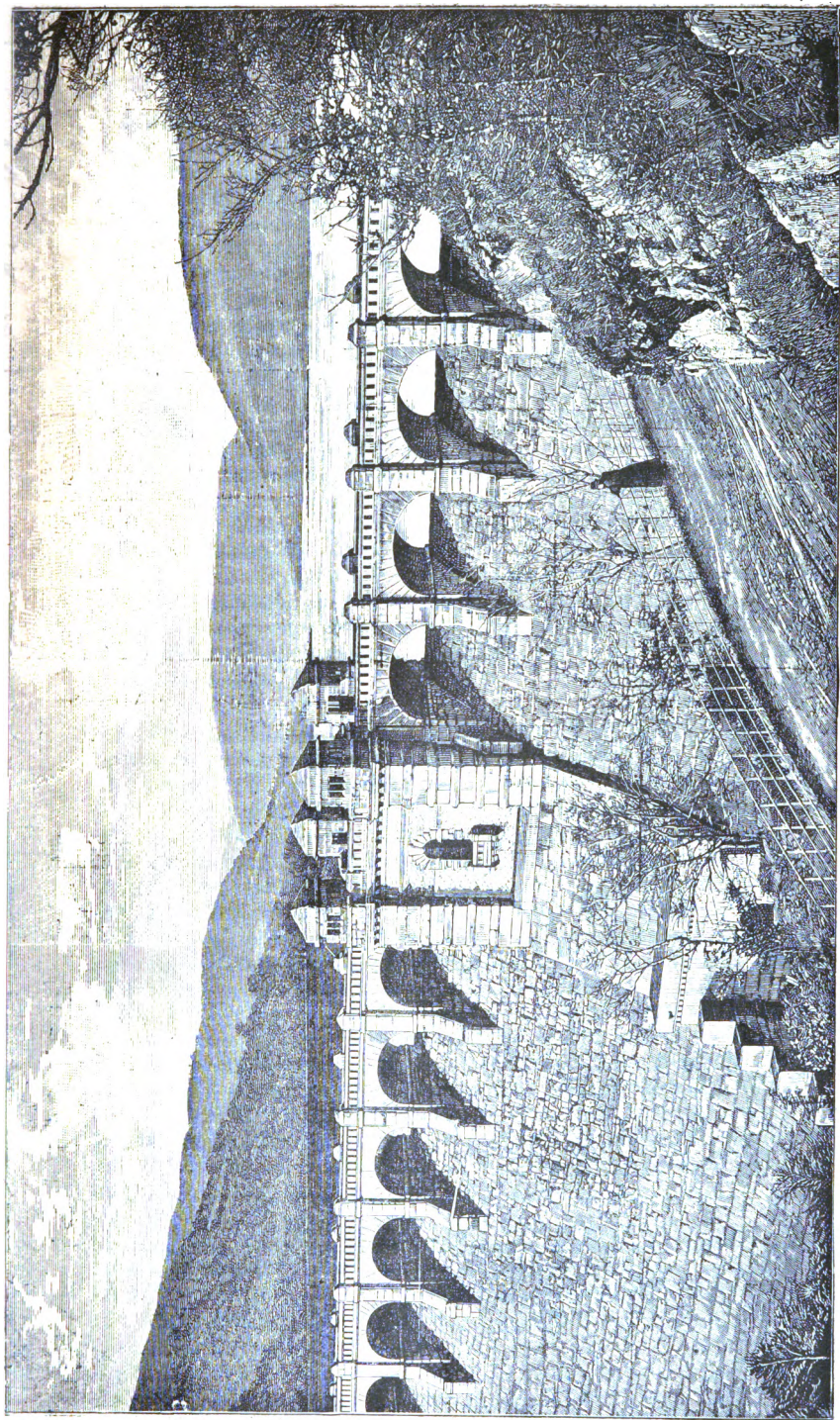


Fig. 93. — Vue générale du barrage du Vyrnwy.

Le profil de ce barrage, dû à M. Deacon, est très satisfaisant au point de vue de la stabilité, car, ainsi qu'on le voit sur la figure, la résultante des pressions à charge est peu inclinée sur la verticale et elle rencontre la base à peu de distance de son milieu ⁽¹⁾. On remarquera cependant que ce profil aurait pu être un peu élégi, car il comporte un cube de maçonnerie notablement supérieur à celui qui serait réellement nécessaire. D'après le général Clarke et M. Russel Aitken, qui ont été chargés de vérifier les calculs de M. Deacon, un profil notablement plus réduit que celui de la figure 4 aurait été suffisant. Toutefois, à cause du rôle de déversoir que doit jouer ce barrage, on ne saurait blâmer le surcroît de garantie qu'on a cru devoir se donner en augmentant notablement l'épaisseur.

Avec le profil adopté, la charge maximum à la base ne dépasse pas 9^{kg} 82 par centimètre carré, charge qui est très admissible étant donné que le béton employé dans la fondation avait une résistance à l'écrasement de 320 kilogr. par centimètre carré. Le corps du barrage a, d'ailleurs, été construit entièrement en pierres de taille et blocs de grandes dimensions noyés dans du béton, mode de construction qui n'est sans doute pas irréprochable dans un ouvrage de ce genre. On peut craindre, en effet, que, dans une pareille maçonnerie, l'inégalité des tassements n'entraîne des dislocations facilitant les infiltrations et, avant de l'apprécier, il est prudent d'attendre que l'expérience ait prononcé à cet égard.

Barrage du Croton (États-Unis). — Depuis 1842, la ville de New-York est alimentée par le lac du Croton, obtenu en barrant cette rivière à l'aide d'une digue en maçonnerie de 87 mètres de longueur, 12^m 20 de hauteur au-dessus de l'étiage, et d'une hauteur totale de 16^m 77. Le noyau de la digue, dont l'épaisseur au niveau de l'étiage atteint 18^m 61, est formé par des crèches juxtaposées et superposées avec un diaphragme intermédiaire en béton. De plus, le barrage est épaulé à l'amont par un remblai en terre perreyé, et son parement d'aval est formé par une courbe convexe dans le haut, se raccordant à une courbe concave dans le bas, de façon à conduire les eaux. Ce barrage doit, en effet, servir de déversoir, et, pendant les fortes crues, les eaux le surmontent de plus de 2 mètres.

La surface du lac créé est de 162 hectares et une tranche d'eau de 1^m 80 de hauteur suffit pour créer un approvisionnement de 2 millions 270 000 mètres cubes. Cette réserve, ajoutée au débit d'étiage de la rivière, permet de fournir un débit constant de 159 000 mètres cubes par 24 heures. Un aqueduc de 65 kilomètres de longueur relie le lac du Croton aux réservoirs de Central Park.

(1) Les chiffres indiqués sur la figure et représentant les valeurs des forces en tonnes, se rapportent à une longueur de barrage égale à 1 pied anglais (0^m 305). Pour avoir les valeurs de ces forces par mètre courant de barrage, il faudrait multiplier les chiffres inscrits sur la figure par 3,3.

A cause de l'énorme accroissement de population de la ville de New-York, la réserve du lac du Croton est devenue insuffisante, et on poursuit en ce moment des travaux extrêmement importants afin de l'augmenter. Un barrage de 75 mètres de hauteur, construit un peu en aval du premier, déterminera une retenue couvrant une surface de 1 500 hectares et capable d'emmagasiner 120 millions de mètres cubes.

Barrage du Rio Grande (Isthme de Panama). — Ce barrage est particulièrement intéressant, tant à cause de son mode de construction que du but tout à fait spécial pour lequel il a été établi. Contrairement aux ouvrages que nous avons vus jusqu'ici, et qui, à part les barrages édifiés en Californie pour l'exploitation des mines d'or, ont un caractère permanent, le barrage du Rio Grande n'a qu'un caractère provisoire, puisqu'il est uniquement destiné à compléter un moyen d'exécution du Canal Interocéanique.

On sait que l'exécution d'une tranchée à travers la Cordillère qui sépare les deux océans présente de grandes difficultés, tant à cause du cube énorme dont elle nécessite l'enlèvement, qu'à cause de la cherté de la main-d'œuvre dans l'isthme colombien. La Société chargée de l'exécution de cette gigantesque tranchée s'est donc préoccupée, avec raison, de substituer les procédés mécaniques à la main d'homme, et elle a décidé de draguer, au moins en partie, les terrains assez peu consistants qui composent le col de la Culebra. A cet effet, elle a créé, sur les deux versants, des bassins destinés à recevoir des dragues et alimentés par les petits cours d'eau qui se trouvent à proximité. Le bassin du versant de l'Océan Pacifique devant être alimenté par le Rio Grande, torrent qui, malgré son nom, n'a qu'un très faible débit, il a été nécessaire de créer une réserve permettant d'en emmagasiner les crues et de créer une prise d'eau à une altitude suffisante.

On a donc construit, dans un rétrécissement de la vallée situé à 1 200 mètres environ du bassin de dragage, un barrage créant une retenue de 11^m 60 (fig. 94) et constituant un réservoir de 500 000 mètres cubes de capacité. Grâce au peu de largeur de la vallée et à la soli-

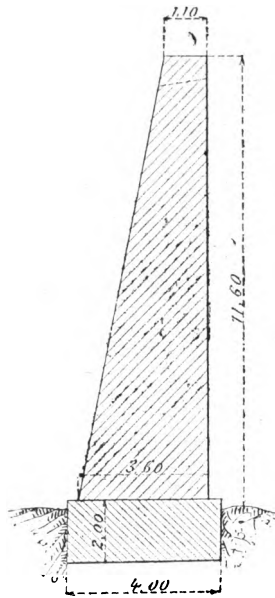


FIG. 94. — Barrage du Rio-Grande (Isthme de Panama).

dité de ses flancs, on a eu l'idée de déterminer le profil du barrage, non pas d'après la méthode ordinaire, mais en le considérant comme une voûte cylindrique à axe vertical et reportant la pression de l'eau sur les appuis latéraux. Le rayon de l'arc de cercle suivant lequel son axe est implanté est de 15 mètres et son développement en couronne de 32^m 17. La fondation, en béton, solidement encastrée dans le rocher, n'a que 4 mètres de largeur et le mur lui-même n'a que 3^m 60 d'épaisseur à la base et 1^m 10 au sommet. On voit que cette disposition a permis de réaliser une très grande économie de maçonnerie, car si le mur avait été calculé avec la méthode ordinaire, c'est-à-dire sans tenir compte de la résistance des appuis latéraux, son épaisseur aurait été presque triple.

L'économie ainsi réalisée est d'autant plus importante que, dans l'isthme de Panama, la maçonnerie coûte excessivement cher. Ainsi, quoiqu'il ne soit entré dans la construction du barrage du Rio Grande que 143 mètres cubes de béton et 791 mètres cubes de maçonnerie de moellons, les dépenses se sont cependant élevées à 128 320 francs. Malgré cela, grâce au profil adopté et à l'emplacement exceptionnellement favorable dans lequel il est établi, le prix du mètre cube de capacité utile est cependant inférieur à celui obtenu dans beaucoup de barrages construits en France, puisqu'il n'est que de 0 fr. 26.

Une conduite en tôle de 0^m 50 de diamètre, traversant le mur et fermée par un robinet-vanne, conduit les eaux au bassin de dragage, et un déversoir de 6 mètres de longueur, arasé à 0^m 60 au-dessous du couronnement du barrage, placé sur la rive gauche, suffit pour l'écoulement des crues. Ce barrage, construit en 1888, s'est, depuis, parfaitement comporté, et l'on n'a remarqué sur son parement d'aval que des suintements insignifiants.

BARRAGES HINDOUS. — L'Inde peut être considérée comme la terre classique des réservoirs, et leur usage pour les emplois agricoles y remonte à la plus haute antiquité. Pour donner une idée du développement qu'y a acquis ce genre d'ouvrages, il nous suffira de dire que, dans la seule province de Madras, on compte plus de 50 000 réservoirs, grands ou petits, et que la longueur de leurs digues dépasse 50 000 kilomètres (1). Ces digues sont, d'ailleurs, presque toutes construites en terre, suivant les procédés que nous avons indiqués; cependant, dans ces derniers temps surtout, on a construit dans l'Inde un certain nombre de barrages en maçonnerie très importants. Nous dirons quelques mots seulement des principaux.

Barrage de la Betwa. — Ce barrage a été récemment construit sur le cours de la Betwa, affluent de la Jumna, rivière dont le débit pendant les crues atteint 20 000 mètres cubes à la seconde. Fondé sur le rocher granitique, il est entièrement construit en pierres de granit

(1) V^e Congrès de navigation intérieure. Rapport de M. BAROIS.

avec mortier de ciment, et s'élève à plus de 15 mètres au-dessus des points les plus bas de la vallée (fig. 95). Il a 4^m50 d'épaisseur au sommet et 18^m60 à la base, et son profil, peu rationnel d'ailleurs, présente un parement courbé très incliné du côté d'amont, tandis qu'à l'aval, il présente un fruit rectiligne moindre. Un petit contrefort en maçonnerie établi tout le long du barrage, au pied du parement exté-

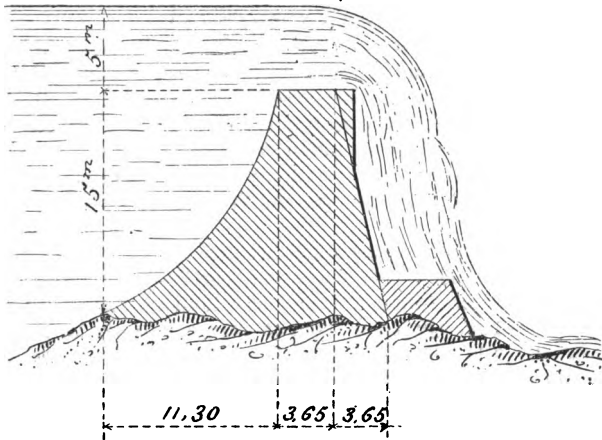


FIG. 95. — Profil du barrage de la Betwa.

rieur, protège la surface rocheuse contre les affouillements que pourrait produire l'énorme masse d'eau qui, en temps de crue, se déverse par-dessus la crête de l'ouvrage. Malgré la forme déficiente du déversoir, ce barrage a pu, sans qu'il en soit résulté aucun dommage, être surmonté par une lame déversante de 5 mètres de hauteur.

Barrage de la Mutha. — Ce barrage, dont la construction a été commencée en 1868, a une longueur de 1 120 mètres, non compris un déversoir de 440 mètres de développement. Sa hauteur maximum est de 30 mètres au-dessus du lit de la Mutha, et de 32^m10 au-dessus du sol de fondation. La section du mur a la forme d'un trapèze dont la largeur en crête est de 4^m35. Le déversoir est arasé à 3^m25 en contre-bas du couronnement, de sorte que la hauteur de l'eau emmagasinée est de 26^m50; mais, comme le seuil des prises d'eau est à 8^m70 au-dessus du fond du réservoir, il en résulte que la hauteur de la couche d'eau utilisable n'est que de 17^m80.

La surface du réservoir atteint 1 400 hectares et sa contenance totale 1 460 000 000 de mètres cubes. Défalcation faite du volume situé au-dessous des prises, la capacité réellement utilisable est encore de

90 millions de mètres cubes; mais, comme l'évaporation enlève annuellement une hauteur d'eau de 1^m20, le volume d'eau à débiter n'est que de 78 millions de mètres cubes.

La dépense totale de construction s'étant élevée à 6 200 000 francs, le prix du mètre cube de capacité utile est de 0 fr. 07.

Barrage de la Tansa. — Nous ne dirons que quelques mots de ce barrage, dont la construction est toute récente et dont on trouvera une description détaillée dans le *Génie Civil* (1).

Il est destiné à créer, dans la vallée du cours supérieur de la Tansa, un réservoir d'alimentation pour la ville de Bombay. Sa longueur atteint 2 684 mètres, dont 483 servant de déversoir, et sa hauteur actuelle est de 35^m99; mais on a prévu un exhaussement capable de la porter à 41^m17. Son profil, plus rationnel que les précédents, a été calculé d'après les formules de M. Bouvier, et il est beaucoup plus économique que celui du barrage du Vyrnwy, qui a à peu près la même hauteur.

Le lac formé par ce barrage a 920 hectares de superficie et une contenance de 70 850 000 mètres cubes qui, par l'évaporation, est réduite à 50 974 000 mètres cubes, volume actuellement suffisant pour les besoins de Bombay. Quand le barrage sera exhausé, la contenance du réservoir atteindra 141 500 000 mètres cubes et sa surface 1 425 hectares.

Le réservoir de la Tansa est relié à la ville par un aqueduc de 91 kilomètres de longueur, pouvant débiter plus de 150 000 mètres cubes par 24 heures.

L'ensemble de ces travaux, exécutés de 1886 à 1892, a coûté 35 millions 432 000 francs.

Considérations pratiques sur les barrages en maçonnerie. — L'étude que nous venons de faire montre que la détermination du profil des murs de réservoirs est une question très délicate et que ce n'est que peu à peu, et seulement dans ces dernières années, que l'on est arrivé à une forme irréprochable. Aujourd'hui, il semble qu'on peut considérer comme définitive la théorie qui a été consacrée par les barrages de la Mouche et du Chartrain; mais il ne faut pas oublier que cette théorie est basée sur la loi trapézoïdale, qui, quelque plausible qu'elle soit, n'en est pas moins une simple hypothèse. Or, cette hypothèse n'est admissible que si l'on peut compter sur une parfaite homogénéité de la maçonnerie, condition essentielle pour que les déformations soient partout proportionnelles aux efforts subis. On devra donc s'attacher avec le plus grand soin à réaliser cette homogénéité de la construction, et pour cela le mur devra, ainsi que le fait si justement remarquer M. Guillemain, être construit dans toutes ses parties avec les mêmes moellons, la même chaux, le même sable et les mêmes maçons.

(1) Voir le *Génie Civil*, tome XXVI, n° 13, p. 20.

Il est également indispensable que le sol de fondation soit incompressible et inaffouillable, nous dirons même imperméable, car si, malgré sa solidité, ce sol pouvait livrer passage à des filtrations, les sous-pressions ainsi produites sur la base du mur tendraient, comme nous l'avons vu, à détruire ou tout au moins à diminuer sa stabilité.

On doit, d'ailleurs, chercher autant que possible à obtenir cette imperméabilité dans la masse du mur lui-même, car il paraît certain que l'action lente, mais persistante, des filtrations doit avoir pour effet de changer la composition des mortiers et de diminuer leur résistance. Dans son rapport au V^e Congrès de navigation intérieure, M. Bouvier a fait remarquer que, même dans les barrages les plus solidement établis, on remarque des suintements importants qui se traduisent par des efflorescences calcaires sur le parement d'aval. Les meilleurs revêtements sont insuffisants pour procurer l'étanchéité lorsqu'ils sont soumis à des charges d'eau de 30 à 50 mètres et, sous l'influence de ces énormes pressions, l'eau parvient à s'infiltrer, non seulement à travers les mortiers et les enduits, mais même à travers les moellons. Aussi, sur la proposition de M. Bouvier, le Congrès a-t-il adopté la résolution suivante :

« Il convient d'appeler l'attention des Ingénieurs sur les mesures à prendre pour éviter les infiltrations dans les maçonneries, et pour en atténuer les effets au cours de l'exploitation. »

En dehors de l'excellente qualité des matériaux employés et du soin apporté dans leur mise en œuvre, une des meilleures précautions à prendre pour assurer l'imperméabilité paraît résider dans la mise en charge progressive des maçonneries. Non seulement il convient de ne leur imposer la charge maximum qu'elles doivent supporter que lorsqu'elles ont atteint leur solidité à peu près complète, mais il paraît utile que cette charge s'établisse aussi lentement que possible, de façon que le tassement qui en est la conséquence ait lieu graduellement.

Enfin, il est très important que les orifices d'évacuation soient établis avec des prévisions suffisamment larges pour que, même en cas de crue extraordinaire, les eaux ne dépassent pas le niveau maximum assigné à la retenue, car, ainsi que nous l'avons vu, toute surélévation du plan d'eau se traduit par un accroissement rapide des pressions subies et par un déplacement vers l'aval de la courbe des pressions, qui peut faire sortir cette courbe du tiers médian du mur. Quant aux ouvrages de prise d'eau, ils peuvent être établis, soit en tunnel dans les flancs de la vallée, si la disposition des lieux s'y prête, soit ménagés dans le corps même du barrage, mais, dans ce dernier cas, on doit prendre toutes les précautions nécessaires pour ne pas affaiblir la résistance de l'ouvrage.

Considérations générales sur les barrages-réservoirs. — Choix du système de digue. — Nous avons vu que le système des barrages mixtes en terre et en maçonnerie devait être abandonné, de sorte qu'il ne reste en présence que les digues en terre et les murs en maçonnerie.

Il reste à voir dans quels cas on devra faire choix de l'un ou de l'autre de ces deux genres de construction. D'après M. Guillemain, pour les retenues d'une grande hauteur, les digues en maçonnerie présentent une supériorité marquée, toutes les fois que la fondation sur un sol incompressible et imperméable est réalisable. « Au point de vue de la résistance, comme à celui de la durée et d'un faible entretien, la maçonnerie offre des garanties qu'on ne peut pas attendre d'un remblai, quelque soigné qu'il soit. » De même, M. Krantz estime que l'on doit recourir aux barrages en maçonnerie toutes les fois que le sol de fondation se trouve à une profondeur peu considérable, et que ce n'est que lorsqu'on ne peut pas fonder convenablement qu'il y a lieu de recourir aux digues en terre. A son avis, « les digues en maçonnerie paraissent devoir être la règle et les autres l'exception, surtout pour les grandes hauteurs ».

La hauteur qu'il est possible d'atteindre avec les digues en terre est, d'ailleurs, ainsi que nous l'avons vu, assez limitée, et, si l'on peut citer de ces sortes d'ouvrages atteignant et dépassant même 30 mètres, il ne s'ensuit pas qu'il y ait là un exemple à imiter. Au contraire, l'emploi de la maçonnerie permettrait d'atteindre aisément des hauteurs au moins doubles, si c'était nécessaire.

On peut d'ailleurs se demander s'il y a réellement avantage à donner aux digues de retenue une très grande hauteur, c'est-à-dire si, pour un emmagasinement d'eau d'un volume donné, il convient de construire un réservoir unique ou plusieurs réservoirs moins vastes, échelonnés le long de la vallée. M. de Llaurado a examiné cette question, dans son rapport au Ve Congrès de navigation intérieure, et s'est prononcé en faveur de la seconde solution, bien qu'elle soit plus onéreuse; mais, ainsi que l'a fait remarquer M. Delocre, le choix à faire doit être subordonné à la configuration de la vallée. Dans beaucoup de cas, on trouvera, au contraire, avantage à construire des digues de grande hauteur, car ce n'est que dans la partie supérieure que les réservoirs offrent de grandes surfaces, et, par suite, de grandes capacités.

Prix de revient des réservoirs. — Le prix du mètre cube de capacité des réservoirs est extrêmement variable, puisqu'il dépend non seulement des matériaux et de la forme de la digue, mais surtout de l'emplacement choisi. On peut néanmoins lui assigner, en chiffres ronds, comme limites extrêmes, 0 fr. 01 et 1 franc. Nous avons vu, en effet, que le mètre cube de capacité du lac Eureka (Californie) n'était revenu qu'à 0 fr. 008 et celui du réservoir de Kabra (Inde), qu'à 0 fr. 009, tandis qu'aux réservoirs du Gouffre-d'Enfer et du Pas-du-Riot, le prix de revient de la capacité utile a légèrement dépassé 1 franc par mètre cube. Les chiffres ci-dessus se rapportent d'ailleurs à des cas extrêmes, et, en général, le prix du mètre cube utilisable pour l'emmagasinement des eaux varie entre les limites plus restreintes de 0 fr. 06 (les Settons) et 0 fr. 50 (le Ban).

Il faut, d'ailleurs, remarquer que certains réservoirs peuvent se remplir plusieurs fois par an, de sorte que leur effet utile n'est pas seulement mesuré par leur capacité et que le prix de revient du mètre cube d'eau annuellement fourni est alors très notablement diminué.

CHAPITRE IV

Ruptures des barrages-réservoirs.

Après avoir décrit les principaux barrages-réservoirs construits jusqu'à ce jour, et montré les avantages et les inconvénients présentés par chacun d'eux, il nous paraît aussi utile qu'intéressant d'examiner les circonstances dans lesquelles certains d'entre eux ont été détruits, ou tout au moins ont éprouvé de graves accidents. En faisant ressortir comment certains procédés de construction ont amené la ruine des digues dans lesquelles ils avaient été mis en œuvre, on mettra encore mieux en garde contre eux que n'a pu le faire l'étude qui précède. D'autre part, en rappelant les véritables catastrophes qui ont été occasionnées par les ruptures de certains barrages, on montrera quelle extrême prudence doit présider à l'établissement de ces ouvrages, et quelle lourde responsabilité pèse sur ceux qui en sont chargés.

1^o RUPTURES DE BARRAGES EN TERRE

Il peut sembler, au premier abord, qu'il serait toujours possible d'éviter la rupture de ces barrages en leur donnant des dimensions beaucoup plus grandes que celles qui sont généralement regardées comme nécessaires. En tout cas, on peut se demander s'il ne serait pas préférable, tant au point de vue de l'économie que de la sécurité, de constituer les digues avec des remblais ordinaires, mais déposés en grand excès, plutôt que de ne leur donner, comme nous l'avons vu, qu'une épaisseur limitée, constituée avec des remblais de choix, mis en œuvre d'une façon spéciale et qui ne laisse pas que d'être assez coûteuse. Nous allons montrer qu'il n'en est rien et que ce n'est pas uniquement dans la masse des matériaux que réside la solidité des digues en terre.

Pour donner une idée du peu de sécurité que présentent les barrages en terre, lorsqu'ils n'ont pas été construits avec des précautions spéciales, nous citerons l'exemple saisissant de la rupture, *après 28 ans d'existence*, d'une immense digue en terre qui s'était cependant naturellement formée.

« En l'année 1191, une crue simultanée des torrents de Vaudaine et

de l'Infernet, qui se jettent dans la Romanche, en face l'un de l'autre, à l'extrémité aval de la plaine du Bourg-d'Oisans (Isère), barra le cours de cette rivière par un amoncellement de blocs et de pierres d'une hauteur considérable. Les eaux envahirent toute la vallée du Bourg-d'Oisans et formèrent un lac dont le niveau au-dessus de la plaine s'éleva à 20 mètres, et qui reçut le nom de lac Saint-Laurent.

» Dans la soirée du 14 septembre 1219, le barrage qui maintenait le lac s'effondra et une véritable trombe d'eau se précipita dans les vallées Séchiliennes et de Vizille; après avoir tout ravagé sur son passage et emporté le pont de Claix, la trombe arriva à Grenoble vers les dix heures du soir, en suivant l'ancien lit du Drac.

» L'Isère fut barrée et les eaux s'élevèrent dans la ville jusqu'à la clef de voûte de la porte principale de la cathédrale, c'est-à-dire jusqu'à huit mètres au-dessus de la place Notre-Dame. Plusieurs milliers de personnes trouvèrent la mort dans ce véritable déluge (1) ».

Si les faits ne démentaient pas une pareille hypothèse, on serait plutôt porté à croire que, une fois la digue constituée, elle aurait dû aller en se consolidant par les apports de toute sorte qu'ont dû lui amener les crues qui se sont produites pendant cette période de 28 ans. On voit qu'il n'en a malheureusement pas été ainsi, et que c'est au moment où l'on pouvait avoir acquis une véritable confiance dans sa solidité que le barrage naturel s'est effondré. De quelle manière s'est produit cet effondrement, on l'ignore, mais si l'on réfléchit que la digue devait servir de déversoir à une rivière impétueuse, dont les crues extrêmement rapides atteignent 500 mètres cubes à la seconde, on est, au contraire, surpris que cette digue ait pu résister aussi longtemps. Sans doute le remblai n'était pas étanche et l'eau qu'il laissait perdre le minait lentement en entraînant les terres et menus graviers qui reliaient entre eux les gros blocs formant l'ossature de la digue. De plus, cet écoulement devait avoir pour effet d'abaisser notablement, pendant les basses eaux, le niveau du lac, et la partie supérieure du barrage, ne se trouvant plus au contact de l'eau, devait se dessécher et se fendiller. Au moment de la fonte des neiges, les crues remplissaient de nouveau le lac et, en se déversant par-dessus le barrage avec une vitesse considérable, elles ont dû affaiblir peu à peu sa résistance, jusqu'au moment où un pan tout entier a été entraîné presque d'un seul bloc, produisant une énorme brèche capable de laisser échapper un immense volume d'eau.

Nous allons d'ailleurs voir que c'est généralement ainsi qu'ont cédé la plupart des digues détruites récemment, et l'expérience a malheureusement prouvé que les accidents de cette nature n'étaient jamais limités, mais que, au contraire, chaque fois qu'une digue avait été entamée, la brèche initiale, très rapidement agrandie, avait atteint des dimensions capables de vider le réservoir en fort peu de temps.

(1) Rapport de M. l'inspecteur des forêts CHARLEMAGNE; et VIVIEN DE SAINT-MARTIN : *Dictionnaire de géographie*.

Rupture de la digue de Longpendu. — La première rupture de digue en terre sur laquelle nous ayons quelques détails est celle de la digue de l'étang de Longpendu, construite pour l'alimentation du canal du Centre, qui eut lieu le 24 ventôse an IX. Elle fut occasionnée par des filtrations à travers le corps de la digue et, malgré la faible capacité du réservoir, elle causa des dégâts considérables et la mort de quatre personnes.

Rupture de la digue du Plessis. — Le 5 décembre 1825, à la suite de pluies qui firent grossir toutes les rivières du Charolais, les déversoirs de l'étang du Plessis s'obstruèrent par l'amoncellement de petits branchages arrêtés par des claies destinées à empêcher les poissons de sortir, et la digue fut débordée et emportée. Cet étang contenait environ 600 000 mètres cubes, qui s'écoulèrent probablement en cinq ou six heures, et qui, en décuplant la crue de la Bourbince, produisirent des dégâts s'élevant à 400 000 francs.

Rupture de la digue de l'étang Berthaud. — Quelques années plus tard, le 14 avril 1829, la digue de l'étang Berthaud, un des plus importants réservoirs du canal du Centre, pour l'époque, fut également détruite, mais dans des conditions différentes. Le canal manquant d'eau, on avait établi sur le déversoir un barrage en bois, de façon à augmenter le niveau de la retenue de 50 centimètres, ce qui ne laissait plus que 50 centimètres de revanche entre la crête de la digue et le plan d'eau. Par l'effet d'un vent violent, qui régna pendant plusieurs jours et qui souleva des vagues d'une grande hauteur, les eaux furent jetées sur le couronnement et le talus extérieur de la digue, et l'attaquèrent fortement. Le 14 avril, devant l'imminence du danger, on se décida à ouvrir la bonde de fond et à détruire le barrage en bois du déversoir; mais ce fut inutile, car le débouché de ces ouvrages était si faible qu'il n'aurait pu abaisser d'un mètre le niveau du réservoir qu'au bout de 24 heures, tandis qu'au bout de trois heures les vagues coupèrent la digue. Une fois la brèche ouverte, le réservoir, qui contenait 650 000 mètres cubes, fut vidé en trois heures. D'après M. Vallée ⁽¹⁾, si le perré qui recouvrait le talus intérieur de la digue ne s'était pas lui-même écroulé le premier, la digue aurait peut-être pu résister à l'action des vagues; mais ce perré, mal assuré sur sa base, s'écroula d'abord en ce point et, comme toutes ses parties étaient solidaires, il s'affaissa ensuite peu à peu, laissant les vagues agir directement sur les terres.

Rupture de la digue de la Tabia. — La rupture de la digue de la Tabia, due à des infiltrations et à une crue rapide, n'a causé qu'une perte de 400 000 francs, y compris 175 000 francs pour la reconstruction du réservoir, dont la contenance atteint cependant 3 millions de mètres

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1833.

cubes. Cela tient à ce que, à l'aval du barrage, il n'y avait, heureusement, pas de constructions importantes; sans cela, l'énorme masse d'eau mise en liberté aurait, sans doute, causé de grands dommages. Sur les 8 premiers kilomètres en aval du barrage, la vallée étant encaissée, les eaux se sont propagées avec une vitesse de 2^m50 par seconde, détruisant tout sur leur passage, mais au delà, elles se sont répandues dans la plaine de Sidi-bel-Abbès et n'y ont pas occasionné de grands dégâts (1).

Rupture de la digue de Bradfield. — Nous avons vu que l'on avait construit en Angleterre un grand nombre de digues en terre, établies d'après un type dont nous avons donné la description (2). Grâce au climat humide de ce pays, ces digues se comportent généralement fort bien, mais à condition que toutes les précautions dont nous avons parlé aient été prises lors de leur construction. Malheureusement, il n'en avait pas été ainsi au réservoir de Bradfield, destiné à l'approvisionnement de la ville de Sheffield, et ce réservoir n'était même pas encore entièrement rempli pour la première fois, que sa digue fut emportée sur le quart de son volume.

Conformément à la pratique anglaise, cette digue comportait un noyau central d'argile corroyée, de 27 à 28 mètres de hauteur au-dessus du fond de la vallée et pénétrant, sur certains points, dans le sol jusqu'à 18 mètres de profondeur. Cet écran, destiné à assurer l'étanchéité de la digue, avait 5^m50 d'épaisseur à la base et 1^m20 au sommet, et il était épaulé, à l'aval et à l'amont, par un remblai dont les talus étaient dressés à 2 mètres et demi de base pour 1 mètre de hauteur. La largeur de la digue au sommet était de 3^m66, et sa longueur de 382 mètres (3).

Contrairement à l'habitude généralement suivie par les Ingénieurs anglais, aucun remblai en matériaux fins n'avait été interposé entre le corroi et le corps de la digue, qui avait été lui-même constitué par des matériaux tout-venants empruntés aux deux versants de la vallée. De plus, on n'avait pas même pris la précaution de pilonner les remblais, qui avaient été simplement déchargés au wagon et qui étaient loin d'être imperméables, surtout à leur partie supérieure.

Enfin, on avait eu le tort d'effectuer les prises d'eau au moyen de deux longs tuyaux en fonte, traversant la digue à son point le plus bas, sur 150 mètres de longueur. Ces tuyaux, environnés d'argile sur 0^m50 d'épaisseur, subissaient forcément l'influence des tassements qui se manifestaient dans la masse.

C'est à ces divers vices de construction que les Ingénieurs anglais, MM. Rawlinson et Breardmore, attribuent la destruction de la digue. A leur avis, le corroi argileux ne doit pas être placé entre deux

(1) Rapport de M. l'Ingénieur en chef Aucour.

(2) Voir page 23.

(3) GUILLEMAIN : *Rivières et canaux*.

masses poreuses, sous peine d'être exposé à se fissurer et à se percer sous la pression de l'eau, et il est nécessaire de le protéger par un remblai en matériaux fins et doux, de façon à éviter que la face extérieure ne puisse se dessécher et que la face intérieure ne reçoive directement la pression de l'eau. Si cette précaution n'est pas prise, toute lésion intérieure, due à une cause quelconque, reste permanente et, par la pression du liquide, devient dangereuse.

La manière peu irréprochable, dit M. Rawlinson, dont les tuyaux traversaient le corroi est la cause probable de la rupfure. L'état de porosité des matériaux du sommet de la digue a donné libre passage aux eaux. Quand l'eau s'est élevée dans le réservoir, elle a atteint le niveau de ce crible, elle a cherché une route dans le corroi, et l'a trouvée autour des tuyaux. De là, cette destruction si rapide et si terrible dans ses effets... Dans tous les cas, on ne doit faire passer ni aqueducs, ni tuyaux sous les digues, ni dans aucune partie du remblai.

Nous ajouterons quelques détails sur les circonstances dans lesquelles s'est produite la rupture de la digue et sur la catastrophe qui s'en est suivie.

Le 12 mars 1864, il s'en fallait de 5 ou 6 pieds que le réservoir fût plein, lorsqu'on s'aperçut de l'existence d'une fissure. Les eaux, agitées par les grands vents qui soufflaient depuis plusieurs jours, avaient lézardé la partie supérieure. Des manœuvres furent réunis à la hâte, les uns pour prévenir les habitants de la vallée du Don, les autres pour ménager un écoulement; mais la fissure devint rapidement une brèche et les ouvriers eurent à peine le temps de se sauver. Bientôt un débit de 1 100 mètres cubes à la seconde s'échappa du réservoir, balayant tout sur son passage et faisant table rase des habitations et jardins, sur une surface de plus de 400 hectares. Quand la trombe arriva à Sheffield, vers minuit, et avant qu'aucun avertissement y fût parvenu, elle charriait les cadavres par douzaines, et bientôt il y eut 6 pieds d'eau dans les rues les plus peuplées de la ville. Un faubourg entier, Molin Bridge, fut presque complètement détruit, et dans une grande ferme, contenant 103 personnes, 3 seulement furent épargnées. En moins d'une demi-heure, les 700 000 000 de gallons (plus de 3 100 000 mètres cubes) que contenait le réservoir furent écoulés, et 70 000 mètres cubes de terre, le quart de la digue, emportés. Dans quelques rues de Sheffield, les débris amoncelés atteignaient 7 à 8 pieds de hauteur; 798 maisons furent détruites, en totalité ou en partie, et 4 354 inondées. Enfin l'enquête établit que 238 personnes trouvèrent la mort dans cette catastrophe.

En présence d'un pareil désastre, on ne saurait trop blâmer les Ingénieurs qui, pour réaliser quelques économies, ont cru pouvoir s'écarter des règles généralement admises et consacrées par l'expérience. S'il faut en croire une correspondance de l'époque, « il paraît que la catastrophe était, sinon prévue, du moins redoutée. Des doutes s'étaient élevés sur la solidité de la construction; des appréhensions s'étaient manifestées, des rumeurs sinistres avaient couru. Il n'en fut pas tenu

compte... Des mesures furent prises, néanmoins, mais au dernier moment, quand il était trop tard ⁽¹⁾ ».

Le mode de construction employé dans les digues anglaises est d'ailleurs loin d'être à l'abri de toute critique, à cause des sujétions de toute sorte qu'entraîne leur défaut d'homogénéité. M. Rawlinson n'hésite même pas à reconnaître les inconvénients de ce procédé et s'exprime ainsi en parlant des digues hindoues :

« Le procédé indien, qui consiste à n'employer ni tranchée, ni corroi, mérite une étude attentive et une sérieuse considération. Des couches souterraines peuvent porter une charge d'eau considérable avec sécurité, si on n'a pas troublé leur stratification; mais si l'on a brisé les assises par une tranchée profonde et ouvert des fissures par des épuisements considérables qui ont balayé les fentes du sol, on s'est peut-être placé dans des conditions telles, qu'il est impossible de reconstituer un terrain solide, et on s'expose à des réparations fort coûteuses.

» Un remblai construit sans corroi ni tranchée d'argile, mais simplement formé de couches minces de bons matériaux, comme le font les Indiens, édifié lentement et terminé par une plate-forme qui présente une largeur au moins égale à la demi-hauteur de la digue, ne peut être facilement emporté par les eaux. »

Nous avons vu que les digues françaises récemment édifiées, tout en ne demandant qu'un délai acceptable pour leur exécution, présentent néanmoins les mêmes garanties d'homogénéité et d'étanchéité que les digues hindoues.

Catastrophe de Johnstown. — Quelque terribles qu'aient été les conséquences de la rupture du réservoir de Bradfield, elles n'ont cependant qu'une faible importance comparées à celles occasionnées par la rupture du réservoir du South Fork, près de Johnstown, en 1889. Dans ce dernier cas, le désastre a été tel qu'il n'est comparable à aucun autre accident dû à la main de l'homme, et ce n'est guère que dans les effets produits par les tremblements de terre que l'on peut trouver des catastrophes aussi terribles.

La ville de Johnstown, qui, avant ce désastre, était une des plus florissantes et des plus industrieuses cités de l'État de Pensylvanie, est située dans la vallée de la Conemaugh (fig. 96), un des sous-affluents de l'Ohio. A une quinzaine de kilomètres en amont de la ville, se trouvait un réservoir artificiel construit sur le South Fork, en 1842, pour le service de l'ancien canal de Pensylvanie. La création des chemins de fer ayant rendu ce canal inutile, le réservoir fut loué à une Société de sport de Pittsburg, qui s'en servait comme d'un étang de pêche. Primitivement, la hauteur de retenue n'était que de 62 pieds (18^m 94), mais, en 1879-1881, le South Fork Hunting et Fishing Club fit restaurer la digue et porter la retenue à 69 pieds (21 mètres). La

(1) *Le Temps*, du 26 mars 1864.

capacité du réservoir fut ainsi portée à près de 45 millions de mètres cubes, et sa surface à 162 hectares environ ⁽¹⁾.

La figure 97 représente la digue primitive, construite d'après la

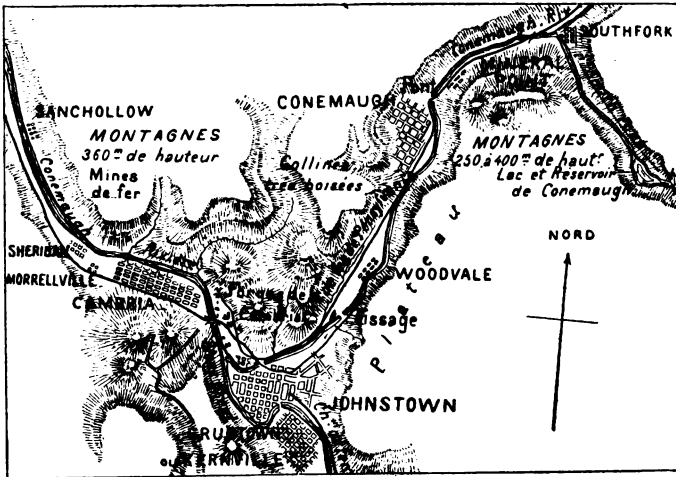


FIG. 96. — Plan des abords du réservoir de South Fork.

méthode anglaise, mais avec cette différence que le corroi argileux est ici remplacé par un mur en maçonnerie. A l'aval, ce mur est soutenu par un remblai en terre et pierres, incliné seulement à 45°, tandis qu'à l'amont, le remblai, constitué par des matériaux plus fins et moins perméables, est incliné à 2 de base pour 1 de hauteur, et recouvert par un perré composé de pierres d'assez grosses dimensions. Un déversoir de 22 mètres de longueur (fig. 98 et 99), creusé dans le roc de la rive droite du South Fork, servait à l'évacuation des crues, et une prise

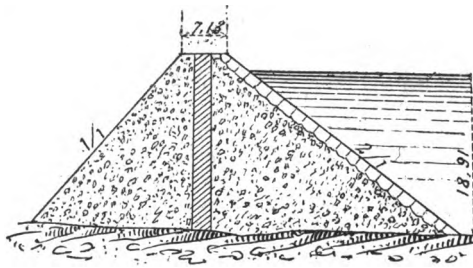


FIG. 97. — Profil primitif du barrage de South Fork.

(1) *Engineering News*, du 15 juin 1889.

d'eau, placée dans une tour en maçonnerie, dont on voit les vestiges en B, avait été construite, lors de la création du réservoir, pour l'alimentation du canal qui avait motivé cette création.

Le réservoir ayant perdu son utilité, on ne s'est plus trouvé dans la nécessité de faire fonctionner cette prise d'eau, et, par suite de l'abandon dans lequel elle était laissée, elle est devenue peu à peu hors de service, et la tour en maçonnerie elle-même était tombée en ruine. De plus, le barrage lui-même était mal entretenu, son couron-

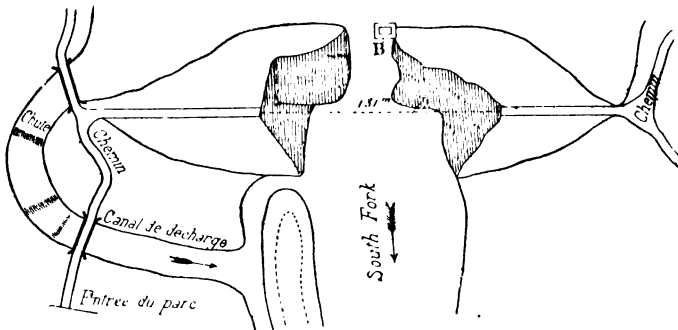
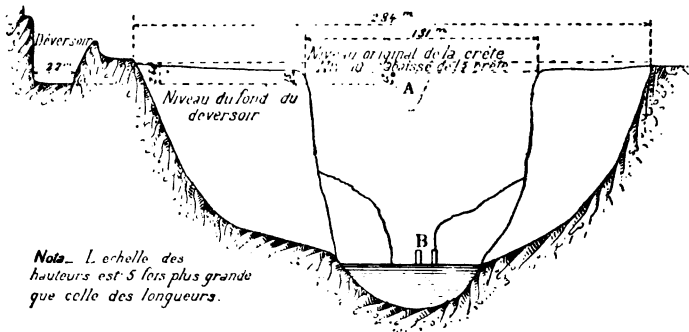


FIG. 93 et 99. — Croquis du barrage de South Fork après sa rupture.
Élévation et plan.

nement s'était notablement affaissé et la hauteur de ce couronnement, au-dessus du fond du déversoir, avait été réduite de 8 à 4 pieds seulement. A plusieurs reprises, des Ingénieurs avaient déclaré que, par suite de ce mauvais entretien, le barrage était en danger ; il s'était même produit de fausses alertes, mais comme le barrage résistait toujours, on en était venu à ne plus croire au danger.

Malheureusement, dans toute la seconde quinzaine du mois de mai 1889, des pluies torrentielles s'abattirent sur la région, le débit des cours d'eau atteignit des proportions inconnues jusqu'alors et le réservoir fut rempli en quelques jours, tandis qu'en temps ordinaire il ne se remplissait qu'une fois par an. Le 31 au matin, la pluie continuant toujours et le niveau de l'eau continuant à s'élever dans le réservoir, on eut l'intuition qu'une catastrophe était imminente. Le déversoir étant insuffisant et la bonde de fond ne pouvant être manœuvrée par suite de son mauvais état, on embaucha à la hâte une cinquantaine d'ouvriers pour creuser une rigole de décharge sur le flanc gauche de la vallée.

Malheureusement ils ne purent lutter contre la rapidité de la crue, et, vers deux heures et demie de l'après-midi, les eaux, débordant par-dessus la digue, formèrent une première brèche indiquée en A (fig. 98). Cette coupure, d'abord étroite et peu profonde, s'approfondit rapidement jusqu'au roc de fondation, et, vers quatre heures, avant que le niveau du lac eût sensiblement baissé par suite de l'écoulement à travers cette coupure, il se forma brusquement une brèche de 90 mètres de largeur, descendant jusqu'au roc. Par cette immense baie, un volume d'eau énorme s'échappa, formant dans la vallée une vague de 12 mètres de hauteur, qui parcourut en dix-sept minutes la distance comprise entre le barrage et Johnstown, soit dix-neuf kilomètres. Avec cette vitesse (70 kilom. à l'heure), une pareille masse balaya tout sur son passage, et, pour donner une idée de la force du courant, il suffira de dire qu'une locomotive avec son tender pesant douze tonnes ont été entraînés à une distance de 14 milles. Le village de South Fork et toutes les constructions situées le long de la vallée furent littéralement emportés, et les forges de Cambria, qui occupaient 7 000 personnes, entièrement détruites.

Néanmoins, le désastre aurait été assez limité et la ville de Johnstown relativement épargnée si les eaux avaient pu s'écouler sans obstacle. Malheureusement, la quantité énorme de décombres charriés par la crue obstruèrent le pont sur lequel le chemin de fer de Pensylvanie traverse la Conemaugh (fig. 96), ses arches furent barrées et les débris s'amoncelèrent les uns sur les autres, jusqu'à quinze mètres de hauteur, couvrant une étendue de plus de vingt-six hectares. Par suite d'une cause inconnue, le feu prit dans ces débris et se communiqua à la ville, de sorte que les malheureux qui, accrochés aux épaves, avaient pu lutter contre les eaux, devinrent la proie des flammes.

Il est impossible d'évaluer les dégâts matériels occasionnés par une pareille catastrophe, de même que l'on n'a pu songer à établir le recensement exact des personnes qui y ont trouvé la mort ; mais les évaluations les plus optimistes n'estiment pas à moins de 10 000 le nombre de ces dernières ⁽¹⁾. Sans doute la gravité du désastre n'est pas uniquement due à la rupture du réservoir, mais surtout à un extraordinaire

(1) *L'Illustration*, du 29 juin 1889.

concours de circonstances malheureuses; cependant, il n'en est pas moins vrai que c'est cette rupture qui a été la cause déterminante de cette terrible calamité. On reste vraiment stupéfait en songeant que des ouvrages d'un caractère aussi pacifique peuvent se transformer ainsi en agents de destruction, pour peu que leur construction ait été négligée ou que leur entretien ne soit pas convenablement assuré.

CONCLUSIONS RELATIVES AUX RUPTURES DE DIGUES EN TERRE. — D'après ce qui précède, on voit que les barrages en terre ont surtout péri :

1° Par suite de leur défaut d'étanchéité, soit dans le corps même de la digue, soit à son contact avec le terrain naturel;

2° Par suite du déversement de l'eau par-dessus la digue. En principe, on doit admettre qu'une digue surmontée est une digue perdue, et empêcher, à tout prix, qu'un pareil fait ne puisse se produire. Pour cela, il est nécessaire que le réservoir dispose d'évacuateurs d'un débit suffisant pour que, même en cas de crue extraordinaire, le niveau de l'eau ne puisse dépasser l'altitude maximum assignée à la retenue. C'est surtout parce que cette condition n'était pas remplie, que le barrage du South Fork a été emporté;

3° Par la façon défectueuse dont les ouvrages de prises d'eau traversaient la digue, ainsi que cela avait lieu au réservoir de Bradfield. Il importe de faire remarquer encore une fois que, dans ces sortes d'ouvrages, le danger est à la jonction des maçonneries et du remblai, et que les précautions les plus minutieuses doivent être prises pour que le pilonnage du remblai dans les angles soit irréprochable;

4° Par l'action des vagues sur le talus intérieur de la digue. Nous avons vu que c'est à cette cause qu'il faut attribuer la destruction de la digue de l'étang Berthaud. Pour éviter le retour de pareil accident, il est nécessaire, dès que la hauteur de la retenue est un peu importante, ou si l'on a à craindre des vents violents poussant à la digue, de protéger le talus en contact avec l'eau, non pas par un simple perré, mais par un revêtement solidement maçonné. Il convient, en outre, que ce revêtement ne soit pas solidaire dans toute son étendue, afin que la destruction de l'une de ses parties n'entraîne pas des dislocations dans les autres, et c'est pour cela qu'il y a lieu de disposer ce revêtement suivant des gradins, disposition qui est, d'ailleurs, maintenant généralement adoptée.

On conçoit aisément que les vagues qui se forment sur les lacs sont d'autant plus fortes que la profondeur est plus grande et que les vents sont plus violents, et que, par suite, l'effet destructeur de ces vagues est d'autant plus redoutable. Ainsi on a observé, sur le réservoir de Chazilly, qui, comme nous l'avons vu, a près de 20 mètres de profondeur, des lames de trois mètres de hauteur. Il est donc nécessaire que de pareilles lames trouvent une solide défense quand elles déferlent sur la digue, et que, en outre, cette digue soit assez élevée pour ne pas pouvoir être surmontée;

5° Enfin, nous avons vu, en parlant des digues de Panthier, de Cer-

cey et de Vassy, qu'il y avait lieu de choisir avec le plus grand soin les terres destinées à former le corroi, sous peine d'avoir, dans la suite, des éboulements du talus intérieur et d'être obligé de faire de coûteuses réparations.

2° RUPTURES DE BARRAGES EN MAÇONNERIE

Quoique les barrages en maçonnerie paraissent présenter plus de sécurité que les digues en terre, puisqu'ils n'ont, en général, pas à redouter les infiltrations et que les matériaux qui les composent ne sont pas, comme ceux de ces dernières, attaquables par le choc des vagues, ces ouvrages peuvent néanmoins donner lieu aux mêmes accidents si leur construction a été défectueuse. De plus, comme la maçonnerie coûte cher, on a une tendance à en réduire le volume le plus possible, et il est malheureusement arrivé que, dans certains cas, une économie mal entendue ou plutôt une confiance exagérée dans certaines théories ont amené à construire des murs de réservoirs incapables de résister à la charge d'eau à laquelle ils ont été soumis. Tandis que les digues en terre ont toujours une masse suffisante pour résister au glissement ou au renversement et qu'il n'y a à se préoccuper que du bon emploi de leurs matériaux, dans la construction des murs-barrages il faut, non seulement porter la même attention sur la mise en œuvre de ces matériaux, mais encore faire un choix judicieux de la forme et des dimensions qu'il convient de donner à l'ouvrage.

Rupture du barrage de Puentès (Espagne). — Nous avons vu que ce barrage, dont nous avons donné une rapide description ⁽¹⁾, était destiné à créer une retenue de 50 mètres de hauteur et que sa partie centrale avait été fondée sur pilotis. Pendant les onze années qui suivirent sa construction, l'insuffisance des pluies ne permit pas le remplissage du réservoir et le niveau de la retenue se maintint à 25 ou 30 mètres au-dessus du fond. En avril 1802, de fortes pluies occasionnèrent une rapide ascension des eaux et le réservoir fut détruit avant même d'avoir été entièrement rempli. Voici, d'après un témoin oculaire, comment eut lieu cette destruction :

« Vers les deux heures et demie de l'après-midi du 30 avril 1802, on remarqua que, du côté de la partie aval du barrage, vers le platelage en bois qui sert à recevoir le courant quand on ouvre les robinets, l'eau sortait en grande quantité, par bouillons, s'étalant en forme de palmes et avec une couleur excessivement rouge. On envoya aussitôt prévenir le directeur des travaux, D. Antonio Robles. Vers les trois heures, il se fit une explosion dans le puits qui traversait le barrage de bas en haut, et, à l'instant, l'eau qui s'échappait vers

(1) Voir page 47.

l'aval, à travers les fondations, augmenta de volume. A peu de temps de là, on entendit une seconde explosion qui fit trembler la terre tout à l'entour, et l'on vit sauter, enveloppés d'une énorme masse d'eau, les pieux, les moises et autres pièces de bois qui composaient le pilotage de la fondation, ainsi que le platelage qui venait à la suite. Immédiatement après, nouvelle explosion; les deux grandes portes qui fermaient l'entrée de la galerie de curage s'effondrèrent avec la pile intermédiaire qui les soutenait, et au même instant s'échappe une montagne d'eau en forme d'arc, effrayante à la vue, et dont la couleur était rouge comme le feu, soit à cause des vases dont elle était chargée, soit à cause des reflets du soleil. Le volume d'eau qui s'écoulait était si considérable que le réservoir fut vidé dans l'espace d'une heure. Les eaux arrivèrent à Lorca avant le messager envoyé au directeur pour lui faire part des premiers événements;

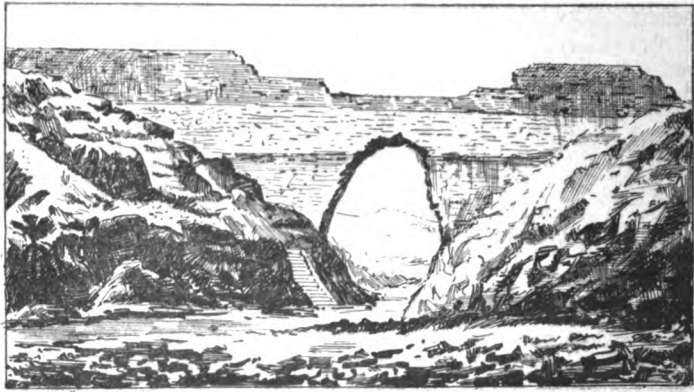


FIG. 100. — Vue du barrage de Puente après sa rupture.

atteint par elles, cet homme fut obligé de se réfugier sur la montagne voisine.

» Le barrage présente, depuis sa rupture, la forme d'un pont dont les culées seraient les parties de l'ouvrage fondées sur les montagnes latérales, et dont l'ouverture serait de 17 mètres de largeur pour 33 de hauteur (fig. 100) ⁽¹⁾.

» Au moment de l'accident, la hauteur effective de l'eau était de 33^m 40. Le niveau s'élevait contre le mur du réservoir à 46^m 80 au-dessus du fond; la différence, soit 13^m 40, était occupée par les vases ⁽²⁾.»

(1) Cette figure est empruntée à une intéressante petite brochure intitulée : *Les barrages-réservoirs dans les Cévennes*, par J.-J. Bosc.

(2) MUSSO Y FONTÈS, *Historia de los riegos de Lorca*.

Six cents personnes furent noyées dans ce désastre, 89 maisons détruites et les pertes occasionnées s'élevèrent à 5 500 000 francs.

D'après ce qui précède, on voit que la ruine du barrage n'est due ni à un renversement de la maçonnerie, ni à un affouillement, au sens propre du mot, mais à une expulsion violente du sous-sol déterminée par la pression des eaux. Tant que le réservoir n'a été qu'à moitié plein, c'est-à-dire que la charge n'a pas dépassé 25 ou 30 mètres de hauteur au-dessus du fond, le sous-sol a résisté, et il aurait peut-être résisté indéfiniment si cette pression n'avait pas augmenté, puisque le réservoir avait déjà fonctionné sans accident pendant 11 ans.

Nous avons vu que les pieux de fondation enfoncés dans le gravier n'avaient que 6^m 70 de longueur et n'atteignaient pas le terrain solide, mais il est probable que quand bien même cette dernière condition aurait été réalisée, l'accident n'eût pas été évité. Les pieux n'auraient sans doute pas empêché le sol environnant d'être emporté et, une fois déchaussés, ils se seraient brisés sous le choc du courant. D'après M. Aymard, la critique doit porter, non sur le peu de profondeur de la fondation, mais bien sur le système de cette fondation. A son avis, d'après la façon dont s'est produit l'accident de Puentès, on doit conclure que « les barrages en terre, quels que soient les soins que l'on apporte à leur exécution, sont tout à fait incapables de résister à des charges d'eau qui avoisinent 30 mètres. La prudence veut que l'on reste notablement au-dessous de cette limite » (1).

Si l'on se rappelle ce que nous avons dit au sujet de la compacité et de l'imperméabilité des vases fines agglutinées qui garnissent les fonds des réservoirs et qui, à Puentès, atteignaient, au moment de l'accident, 13^m 40 d'épaisseur, si l'on observe de plus que le gravier sur lequel reposait cette couche de vase était incompressible, on ne peut manquer d'éprouver la même appréhension que M. Aymard au sujet des digues qui ne reposent pas sur un sol absolument inébranlable. Si l'on ne dispose pas d'une pareille base de fondation, on devra, non seulement s'interdire la construction d'un barrage en maçonnerie, mais encore ne donner à la digue en terre à laquelle on pourra avoir recours, qu'une hauteur modérée.

Rupture du barrage de l'Habra (Algérie). — Terminé en 1871, ce barrage a été emporté sur 140 mètres de longueur (fig. 101) le 16 décembre 1881, à la suite d'une forte crue. Ici, ce ne sont pas les fondations qui ont cédé, comme à Puentès, mais, au contraire, la partie supérieure de l'ouvrage qui a été renversée.

Déjà peu après le remplissage du réservoir, le déversoir de cet ouvrage avait été détruit sur plus de 50 mètres de longueur à la suite d'une crue d'un débit supérieur au maximum prévu. Nous avons vu que ce déversoir, de 128 mètres de développement, avait été arasé à

(1) AYMARD, *Irrigations du Midi de l'Espagne*.

1^m 60 en contre-bas du niveau maximum assigné à la retenue. Dans ces conditions, il pouvait écouler à la seconde un débit égal à :

$$125 \times 1,80 \times (1,60)^{\frac{3}{2}} = 437 \text{ mètres cubes,}$$

et l'on ne pensait pas que les crues de l'Habra pussent dépasser ce chiffre (1).

Malheureusement l'expérience ne tarda pas à démontrer que ces prévisions étaient insuffisantes et, le 10 mars 1872, il se produisit une crue qui détermina une lame déversante de 2 mètres au-dessus de la crête du déversoir. La construction de cet ouvrage était, d'ailleurs, défectueuse, non seulement parce qu'il n'était pas suffisamment protégé contre les affouillements, mais encore parce que les pressions y atteignaient en certains points des valeurs exagérées (35 kilogr. par centimètre carré). Aussi ne put-il résister à la pression des eaux et fut-il renversé.

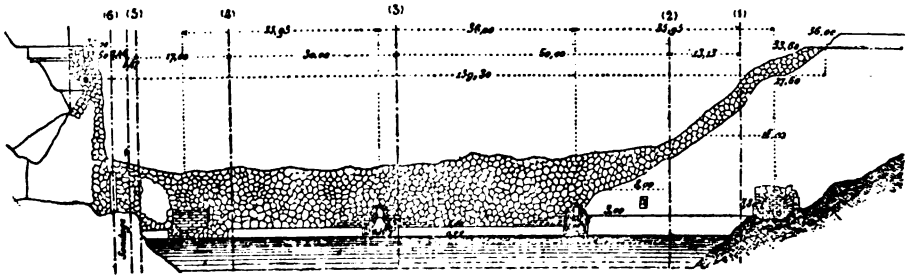


FIG. 101. — Vue du barrage de l'Habra après sa rupture.

Si on calcule le débit qui a passé par-dessus le déversoir avant sa chute, on trouve qu'il a atteint :

$$125 \times 1,80 (2)^{\frac{3}{2}} = 636 \text{ mètres cubes,}$$

et si l'on ajoute à ce débit l'eau évacuée en même temps par les prises d'eau, on trouve que le débit de l'Habra a atteint au moins 700 mètres cubes par seconde.

Quoique la brèche produite par la chute du déversoir laissât échapper un débit évalué à 5 600 mètres cubes par seconde, les dégâts occasionnés ne furent cependant pas très considérables. Les eaux entraînèrent environ 200 000 mètres cubes de terres et de poudingues qu'elles déposèrent un peu plus bas, et ce fut tout; la vallée s'élargissant à l'aval, les eaux purent s'y épanouir et n'y causèrent qu'une simple inondation. Aussi M. Pochet, en rendant compte de cet accident, ne craignait-il pas de dire : « La rupture du barrage de l'Habra ne pro-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, Mémoire de M. POCHET.

duirait certainement pas de grands dommages, parce que le lit de la rivière est très large et pourvu de criques où les eaux peuvent s'emmagasiner. Les cultures de la vallée n'ont aucune valeur. Il n'y a point de maisons. »

Il n'en fut malheureusement pas ainsi lorsque la rupture du barrage eut réellement lieu, neuf ans après cette prévision. Le barrage ayant brusquement cédé sur une hauteur d'environ 18 mètres et 110 mètres de longueur, une masse d'eau énorme s'échappa du réservoir, détruisant tout sur son passage et occasionnant des dégâts incalculables. Le village de Perrégaux, situé un peu à l'aval, fut entièrement dévasté, la gare du chemin de fer emportée, la voie coupée sur 1 700 mètres, toutes les communications interrompues.

Quoique les habitants fussent prévenus du danger, il y eut un très grand nombre de victimes, et l'on estime que 400 personnes, environ, trouvèrent la mort dans cette catastrophe.

De même que la chute du déversoir, la rupture du barrage fut déterminée par une forte crue, et, d'après les traces observées après l'accident, on estime que la hauteur de l'eau s'est élevée à 2^m25 au-dessus de la crête du déversoir. D'après cela, la crue du 16 décembre 1881 aurait encore été supérieure à celle de 1872 et son débit aurait atteint au moins 800 mètres cubes, et probablement beaucoup plus. Au moment où a eu lieu la rupture, le déversoir débitait, en effet, à lui seul environ 750 mètres cubes et il faut, de plus, remarquer que, à cause de la grande étendue du réservoir, le débit sortant était notablement inférieur au volume reçu, une partie de ce volume étant momentanément emmagasinée.

La crue de 1872 avait été regardée comme tout à fait exceptionnelle et l'on ne paraît même pas avoir admis, à ce moment, qu'elle pût se reproduire, car, sans cela, on aurait abaissé la crête du déversoir au moment de sa reconstruction. On n'avait pas jugé opportun de le faire et, quoique l'on eût constaté que la revanche de 1^m60 ménagée entre cette crête et le couronnement du barrage avait été insuffisante de 0^m40, on n'avait pas cru devoir l'augmenter. Il est d'autant plus regrettable que l'on n'ait pas mis à profit l'enseignement que comportait l'accident du 10 mars 1872 que, si l'on en avait tenu compte, le désastre de 1881 ne se serait peut-être pas produit. En présence du démenti donné aux prévisions par la crue de 1872, il eût été sage de prévoir, non seulement le retour de pareille crue, mais encore des afflux d'eau encore plus considérables. Malheureusement on avait toute confiance dans la solidité du barrage et, au lieu de penser à abaisser la crête du déversoir, on avait, au contraire, songé à l'exhausser par une partie mobile, de façon à emmagasiner un plus grand volume d'eau.

On ne peut manquer d'être surpris de cette extrême confiance si l'on songe aux difficultés rencontrées pendant la construction et aux incidents qui se sont produits dès le remplissage du réservoir. On lit, en effet, dans le mémoire de M. Pochet, que la pierre employée aux

avons dit au sujet des maçonneries qui supportent des efforts de traction, et des dangers que présente la formation d'une fissure sur le parement d'amont, on comprendra aisément comment la partie supérieure de l'ouvrage a été emportée. Le point A était, d'ailleurs, indépendamment de cette considération, un point faible à cause de l'angle rentrant que forme le parement intérieur en ce point. On sait, en effet, que tout angle rentrant est un point faible, et l'expérience est d'accord avec la théorie pour prouver que toute fissure qui a son point de départ au sommet de cet angle s'étend avec la plus grande facilité en des points où l'effort de traction serait, d'après les calculs relatifs à l'ouvrage intact, très inférieur à la limite pratique de résistance.

Malgré la médiocre qualité des maçonneries, nous ne pensons pas que les matériaux se soient écrasés sous les pressions de 10 à 12 kilogr. qui se manifestaient en certains points du parement d'aval. A notre avis, le mur a dû se briser d'abord en A, sous l'influence des efforts de traction, qui dépassaient en ce point 1 kilogr. par centimètre carré. Une fois la fissure produite sur une certaine profondeur, les sous-pressions qui s'y sont développées ont, en allégeant la partie supérieure du mur, reporté la courbe des pressions vers l'aval, et augmenté la pression sur ce parement. De ce fait, les tractions en A se sont trouvées augmentées et ont déterminé un approfondissement de la fissure qui, lui-même, a causé une élévation de la pression sur le parement d'aval, et ainsi de suite jusqu'à ce que cette pression ait été suffisante pour déterminer l'écrasement des matériaux au point le plus chargé.

A la fin de son mémoire sur la stabilité des murs-barrages, M. Clavenad, qui était le secrétaire de la Commission dont nous avons parlé plus haut, explique d'une façon différente la rupture du barrage de l'Habra ⁽¹⁾. A son avis, le barrage aurait été cisailé suivant un plan de rupture déterminé par la méthode que nous avons exposée précédemment ⁽²⁾. D'après lui, les maçonneries étaient soumises, dans ce plan de rupture (fig. 103) ⁽³⁾, à un effort de traction de 4400 kilogr. par mètre carré, soit 0^{kg} 44 par centimètre carré, et elles auraient été impuissantes à résister à cet effort d'arrachement. Si l'on avait eu soin de disposer un joint dans ledit plan de rupture, nous partagerions l'opinion de M. Clavenad, et nous admettrions volontiers que des efforts de traction de 0^{kg} 44 même tangentiels à ce joint, auraient pour effet d'en séparer les deux assises. Etant donné le mode de construction généralement suivi dans les barrages, pour qu'un glissement pût se produire suivant une surface analogue à celle indiquée par M. Clavenad, il faudrait que les moellons eux-mêmes fussent cisailés, et la résistance qu'ils opposeraient à ce cisaillement serait certaine-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1887.

(2) Voir page 103.

(3) Cette figure est la reproduction exacte de celle jointe au mémoire de M. Clavenad. Les pressions inscrites sur le parement d'aval ont été calculées en ne tenant compte que de la composante verticale de la résultante des pressions.

d'une filtration considérable qui avait ébranlé le rocher lui-même, et cet éboulement avait été, non pas la cause, mais le signal de la rupture d'un système trop tendu.

Rupture des barrages du Sig. — Nous avons vu que l'on avait construit sur le Sig deux barrages en maçonnerie, l'un à Saint-Denis-du-Sig, et l'autre à 22 kilomètres en amont, au lieu dit les Grands Cheurfas. Le réservoir créé par ce dernier, et dont la contenance était de 18 millions de mètres cubes, était à peine rempli pour la première fois, quand les eaux emportèrent, non pas le barrage lui-même, mais un morceau d'une des montagnes dans lesquelles il était encastré. Ce barrage était enraciné, sur la rive droite de la vallée, dans des marnes perméables qui ne purent supporter la pression des eaux.

Au fur et à mesure du remplissage du réservoir, des infiltrations se firent jour dans la roche, au-dessous du point d'appui extrême de la digue, mais on ne leur attribua pas un caractère inquiétant. Le 8 février 1885, ces infiltrations prirent tout à coup une grande extension. L'eau sortait du côté aval de la digue à gros bouillons ascendants, et il était évident que l'ouverture s'agrandissait de plus en plus. Tout à coup, un pan entier céda et livra passage à une véritable cataracte, dont le courant, corrodant la roche, prit instantanément de grandes proportions et creusa une ouverture de 40 mètres de largeur.

La trombe d'eau se répandit dans le réservoir inférieur d'une capacité beaucoup moindre et qu'elle eut bientôt rempli. L'eau s'éleva dans ce dernier à 5^m40, d'autres disent à 6^m50, au-dessus de la crête du second barrage, transformé ainsi en gigantesque déversoir. Malheureusement, ce barrage ne put supporter une pareille poussée et, une heure après l'ouverture de la brèche du premier, il s'effondra à son tour. Une énorme masse d'eau s'échappa alors dans la plaine de Saint-Denis-du-Sig, y causant de grands ravages. La ville fut envahie, le pont du chemin de fer emporté et un certain nombre de maisons détruites. Heureusement, on avait eu le temps de prévenir les habitants, et l'on n'eut à déplorer la mort que d'une dizaine de personnes.

La nature de l'accident survenu au barrage des Cheurfas montre combien est délicat le choix des emplacements des réservoirs et l'importance qu'il y a à connaître exactement la constitution géologique des terrains appelés à former les parois de ces immenses cuvettes. Quant à la rupture du barrage de Saint-Denis-du-Sig, elle n'a été que la conséquence de l'accident survenu au réservoir supérieur, et elle ne paraît due à aucun vice de construction. Il y a plutôt lieu d'être surpris qu'il ait pu résister aussi longtemps, car lorsque la lame déversante à laquelle il a été soumis a atteint 5^m40 de hauteur, la résultante des pressions passait à 0^m96 en dehors de l'arête extérieure.

En appliquant les formules ordinaires de la résistance, on trouverait qu'au moment où les maçonneries ont cédé, la pression maximum sur le parement d'aval était de 14^k25 par centimètre carré et la tension maximum sur le parement amont de 8^k25. D'après M. Pel-

letreau (1), si mauvais qu'aient pu être les matériaux, ils ne se sont pas écrasés sous la pression de $14^s 25$ et, si excellents que fussent les mortiers, ils n'ont pas résisté à une tension de $8^s 25$. Pour expliquer la rupture il faut, d'après cet Ingénieur, attribuer des coefficients inégaux à la résistance, à l'extension et à la compression, et donner à ce dernier coefficient une valeur de 100 à 200 fois supérieure à celle du premier. Avec la première de ces valeurs, la rupture s'expliquerait par une pression maximum de 22 kilogr. par centimètre carré et une tension maximum de $1^s 68$, et avec la seconde, par une pression de 28 kilogr. et une tension de $1^s 50$. Si l'on se rappelle ce que nous avons dit à propos de la résistance des maçonneries à la traction, on comprendra que les mortiers ont dû céder sur le parement d'amont et que, dès qu'une fissure a été produite, l'ouvrage a été rapidement emporté.

Rupture du barrage de Bouzey. — Cette catastrophe est trop récente pour que nous ayons à décrire les circonstances dans lesquelles elle s'est produite. Nous rappellerons seulement que, le 27 avril, vers 5 heures 1/4 du matin, un moment après le passage du gardien chargé de vérifier deux fois par jour s'il ne se produisait rien d'anormal, la digue céda tout à coup sur 171 mètres de longueur (fig. 104 et 105) et sur presque toute sa hauteur. Après avoir emporté l'établissement de pisciculture qui se trouvait au pied de la digue et le hameau de Bouzey, la trombe d'eau qui s'échappa par cette gigantesque brèche se déversant dans la vallée de l'Avière, détruisit le pont du chemin de fer d'Épinal à Jussey, et coupa, sur une longueur de 500 mètres, le remblai d'Épinal à Neufchâteau. Les villages d'Uxegney, Domèvre, Oucourt, etc., situés sur l'Avière furent entièrement dévastés et un grand nombre de leurs maisons emportées. Après une course folle, de près de 20 kilomètres, le flot vint se jeter, à Nomexy, dans la Moselle où il provoqua une forte crue. Au moment où nous écrivons, l'enquête n'a pas encore établi le montant total des dommages causés par cette catastrophe qui a coûté la vie à une centaine de personnes.

L'accident survenu en 1884, et dont nous avons déjà parlé, avait déterminé la formation de quatre fissures verticales et, d'autre part, dès 1881, avant tout remplissage du réservoir, il s'était déjà produit deux autres fissures (fig. 105) dues aux effets des changements de température. Étant donné le mode de résistance des barrages, ces fissures verticales ne paraissent pas avoir joué un grand rôle dans l'accident et les ingénieurs chargés de la surveillance du barrage ne s'en étaient pas préoccupés autrement qu'à cause des déperditions d'eau qu'elles occasionnaient. C'est pour cela que la seule précaution prise avait été de boucher ces fissures avec des coins en bois. Toutefois il est impossible de méconnaître que ces fissures, surtout à cause de la forme rectiligne de la digue, étaient une cause d'affaiblissement

(1) V^e Congrès de navigation intérieure, rapport de M. PELLETREAU.



Fig. 104. — Vue d'amont du barrage de Bouzey après sa rupture.

de l'ouvrage: la preuve, c'est que la brèche s'est produite dans la partie où les fissures sont les plus nombreuses (fig. 105). Nous allons montrer que ce n'est pas là la vraie cause de la rupture de la digue, mais on doit cependant reconnaître que lors des travaux de consolidation exécutés en 1889, il eût été prudent de construire de solides contre-forts à l'aplomb de chaque fissure.

Avant d'expliquer quelle a été, à notre avis, la cause déterminante de l'accident, il nous paraît intéressant de revenir sur la déformation subie par la digue en 1884 et de fixer les idées sur les forces qui ont produit son déplacement horizontal.

On se rappelle que, lors du premier remplissage, dès que les eaux eurent atteint la cote 368,80, soit 13 mètres au-dessus du terrain naturel, la partie centrale de la digue a subi un déplacement horizontal et s'est infléchie suivant une courbe régulière de 120 mètres de lon-

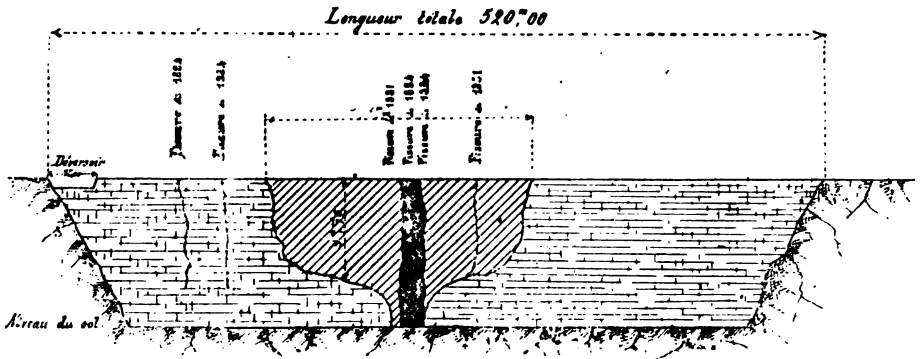


FIG. 105. — Élévation schématique du barrage de Bouzey.

gueur et de 0^m 30 de flèche. Le mur de garde avait été impuissant à arrêter les infiltrations, et les sous-pressions qui s'étaient produites, en diminuant le poids du mur, l'avaient placé dans des conditions telles qu'il lui était impossible de résister au glissement sur sa fondation.

Nous avons vu, en effet, que, en appelant P le poids du mur, F la poussée horizontale de l'eau et f le coefficient de frottement sur la base de fondation, pour que le glissement n'eût pas lieu, il fallait que l'on eût, en négligeant l'adhérence due au mortier :

$$Pf < F$$

ou :

$$\frac{F}{P} > f$$

On admet, en général, que $f = 0,70$ à $0,75$. D'autre part, pour le profil indiqué sur la figure 106, en supposant que le poids du mètre

cube de maçonnerie soit de 2200 kilogr., le poids du mur, non compris le mur de garde, est égal à 264 000 kilogr. par mètre courant de barrage et la poussée de l'eau, pour une hauteur de 19^m 70 au-dessus de la base, est égale à $\frac{19,70^2}{2} = 194\,000$ kilogr. L'inégalité ci-dessus était donc, dans le projet, à peu près satisfaite, puisque l'on a

$$\frac{194\,000}{264\,000} = 0,734$$

et, par suite, la stabilité du mur sur sa base semblait assurée, même sans que l'on eût à faire intervenir l'adhérence due au mortier.

Malheureusement la perméabilité du sol a complètement détruit cet état de choses, le mur a glissé sur sa fondation dès que l'eau s'est élevée dans le réservoir à la cote 368,80, c'est-à-dire à 17^m 40 au-dessus de cette fondation. La poussée de l'eau n'était, cependant, alors égale

qu'à $\frac{17,40^2}{2} = 151\,800$ kilogr. par mètre courant, mais le mur avait,

par suite des infiltrations, une tendance à être soulevé par des sous-pressions atteignant 17 400 kilogr. par mètre carré et s'exerçant sur toute sa base, c'est-à-dire par une force égale à

$$17\,400 \times 11,35 = 197\,490 \text{ kilogr. } (1)$$

de sorte que son poids était réduit à

$$264\,000 - 197\,490 = 66\,510 \text{ kilogr.}$$

L'inégalité ci-dessus était donc loin d'être remplie, puisque l'on avait alors

$$\frac{151\,800}{66\,510} = 2,27.$$

Si l'on admet que le coefficient de frottement du mur sur sa base était de 0,75, la fraction de la poussée horizontale détruite par le poids du mur était égale à

$$66\,510 \times 0,75 = 49\,882^{\text{kg}} 5,$$

et il restait une fraction de cette poussée égale à

$$151\,800 - 49\,882,5 = 101\,917^{\text{kg}} 5,$$

qui ne pouvait être détruite que par l'adhérence des mortiers sur la fondation et dont la valeur était de

$$\frac{101\,917,5}{113\,500} = 0^{\text{kg}} 89 \text{ par centimètre carré.}$$

Si l'on remarque que les infiltrations avaient forcément pour effet de diminuer cette adhérence, on ne sera pas surpris que le glissement

(1) En tenant compte de la pression exercée sur la base du mur de garde, où la pression atteint 2^{kg} 15 par centimètre carré au lieu de 1^{kg} 97, la sous-pression totale serait un peu supérieure au chiffre ci-dessus, mais, d'autre part, il y a lieu de supposer que les filtrations ne pénétraient pas sur tous les points de la base.

ait eu lieu, et peut-être même se serait-il produit plus tôt si les sous-pressions s'étaient, comme nous l'avons admis, exercées uniformément sur tous les points de la base.

Les travaux exécutés en 1888-1889 ont eu pour but de s'opposer à ce glissement et, à cet égard, ils ont pleinement réussi, et le barrage se-rait encore debout s'il n'avait pas présenté d'autres défauts que celui

que nous venons d'indiquer. Malheu- reusement le profil de ce mur avait été déterminé en ne tenant compte que des pressions exercées sur le parement d'a- val, et l'on ne s'était nullement préoccupé d'éviter que les ma- çonneries du pare- ment d'amont fus- sent soumises à des efforts de traction. Or, si l'on fait l'épure de la répartition des pressions dans le massif, on voit que la courbe des pres- sions sort notable- ment du tiers médian et que toute la zone hachurée sur la fi- gure 107 échappe à la compression. Les pressions supportées par le parement d'a- val, que nous avons calculées d'après la méthode de M. Bou- vier, n'ont rien d'a- normal, mais on conçoit que les parties dans lesquelles

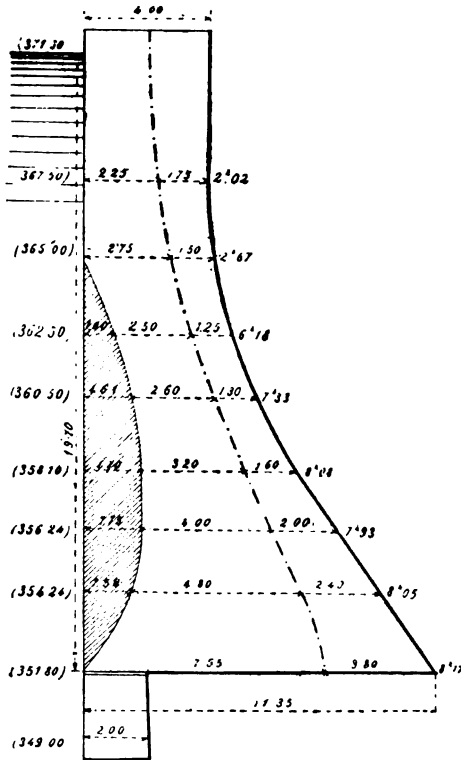


FIG. 106. — Répartition des pressions dans le barrage primitif de Bouzey.

se développent des efforts d'extension ont pu donner naissance à des fissures.

Après les travaux de consolidation, la répartition des pressions a été notablement modifiée dans la partie inférieure de l'ouvrage, et l'on voit (fig. 107) que, dans cette partie, la courbe des pressions a été ramenée dans le tiers médian. Malheureusement il n'y a rien eu de changé

dans la partie supérieure et il est resté une zone dangereuse, comprise de m à n , soumise à des tractions. Si l'on regarde comme applicables les formules générales de la résistance, on trouve que la traction maximum avait lieu aux environs de la cote 360,50 et atteignait $1^k 45$,

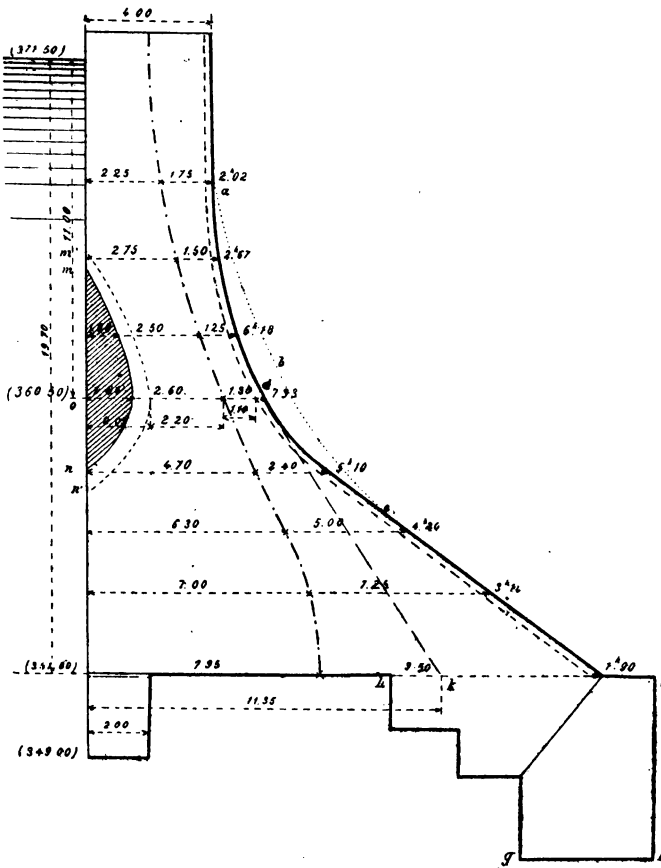


FIG. 107. — Répartition des pressions dans le barrage de Bouzey après sa consolidation.

et nous avons vu qu'il n'était pas besoin que les tractions atteignent cette valeur pour devenir dangereuses. On sait d'ailleurs que c'est précisément aux environs de cette cote 360,50 que s'est produite la cassure. De plus, on a constaté après l'accident, dans la partie restée

debout, une fissure horizontale qui semble, dit-on, ne pas être antérieure à l'accident, mais en être une simple conséquence. Nous pensons, au contraire, que c'est cette fissure, prolongée dans la partie détruite, qui a été cause de la rupture et que cette rupture s'est produite d'une façon tout à fait analogue à celle du barrage de l'Habra. Sous l'influence des tractions auxquelles elles étaient soumises, les maçonneries du parement d'amont ont dû s'ouvrir suivant la ligne la plus fatiguée, c'est-à-dire en *o*, et, ainsi que nous l'avons fait remarquer, dès qu'une fissure horizontale a pu être formée, elle est allée en s'approfondissant rapidement. La courbe des pressions s'est rapprochée progressivement du parement d'aval, les pressions exercées sur ce parement ont atteint, au bout de peu de temps, la limite produisant l'écrasement des matériaux, et c'est à ce moment qu'a eu lieu, brusquement, la ruine de l'ouvrage et la chute de la partie du barrage située au-dessus de la fissure.

Les fissures verticales qui régnaient en certains points du barrage et qui, ainsi que cela a été expliqué, avaient été déterminées soit par les changements de température, soit par l'accident survenu en 1884, ont d'ailleurs facilité la destruction de l'ouvrage. On conçoit, en effet, que, dès que la fissure horizontale dont nous venons de parler a réuni deux de ces fissures, rien ne s'est opposé au renversement du tronçon de mur compris entre elles, puisqu'il n'avait plus aucune liaison avec les parties adjacentes. Si le barrage, au lieu d'être rectiligne, avait été établi en courbe, l'accident eût probablement été retardé, car la pression de l'eau, avant de renverser le tronçon dont nous venons de parler, l'aurait appliqué à la façon d'un immense voussoir contre les parties voisines, et l'on aurait peut-être eu le temps de s'apercevoir du danger que présentait l'ouvrage et de prévenir la catastrophe, ou tout au moins de réduire son importance.

On s'est demandé si les grands froids de l'hiver dernier n'avaient pas eu une influence désagréable sur les maçonneries. Nous pensons qu'il faut écarter cette supposition, puisque l'on n'a pas trouvé de traces de cette action et que les maçonneries ont été reconnues en bon état. Nous ferons toutefois remarquer combien une altération des matériaux, même sur une très faible épaisseur à partir du parement d'aval, aurait eu de graves conséquences. Si l'on suppose en effet que, sur une épaisseur de 20 centimètres, la maçonnerie a été altérée au point que sa résistance soit devenue négligeable, la résultante des pressions sur le joint situé à la cote 360,50 (fig. 107) ne coupera plus ce joint qu'à 1^m 10 de l'arête solide, l'épaisseur du mur soumise à la compression, au lieu d'être égale à : $1,30 + 2,60 = 3^m 90$, ne sera plus que de $1,10 + 2,20 = 3^m 30$, et la portion du joint soumise à des tractions s'élèvera de 1,61 à 2,01. La traction en *o* sera donc notablement augmentée et l'ouverture des maçonneries en ce point facilitée.

L'épure représentée par la figure 107 montre clairement que le danger de rupture à la cote 360,50, s'il n'a pas été aggravé par les travaux exécutés en 1888-1889, n'a nullement été diminué par cette consoli-

dation de la base. Pour faire disparaître ce danger il eût fallu renforcer le profil suivant la ligne pointillée *abc*, de façon à faire rentrer la courbe des pressions dans le tiers moyen du mur, sur toute sa hauteur, et éviter les tractions sur le parement d'amont. Si l'on remarque que le cube à exécuter pour obtenir cette garantie aurait été insignifiant par rapport à celui exécuté lors des réparations et qui est figuré par le contour *defghkd*, on ne peut manquer d'être surpris qu'on ait cru devoir éviter alors ce très léger surcroît de dépense.

Il paraîtrait que, dès 1889, M. Denys, Ingénieur en chef du département, « demandait avec insistance que de nouveaux travaux de consolidation de la digue fussent exécutés; il voulait la fortifier encore du côté de l'aval contre la pression de l'eau. Il présenta, dans ce but, au Conseil général des Ponts et Chaussées, un plan que celui-ci rejeta, le considérant comme inutile (1) ». Nous ignorons quels étaient les travaux supplémentaires demandés par M. Denys, mais, si nous nous reportons au mémoire présenté au V^e Congrès de navigation intérieure par cet Ingénieur, nous voyons qu'il ne paraît pas s'être préoccupé des efforts d'extension développés sur le parement d'amont et que son attention s'était surtout portée sur la nécessité d'empêcher le glissement du mur sur sa base de fondation. D'après ce mémoire, les filtrations, qui atteignaient en 1884 un débit de 30 000 mètres cubes par 24 heures, avaient été réduites, par les travaux exécutés en 1888-1889, à 8 000 mètres cubes par 24 heures; mais nous ignorons si, depuis la date à laquelle a été rédigé le travail de M. Denys (1^{er} février 1892), jusqu'au moment où s'est produit l'accident (27 avril 1895), ces filtrations n'avaient pas augmenté. Dans l'espèce, cette question ne nous paraît pas avoir une très grande importance, puisqu'il a été reconnu que les fondations n'avaient pas bougé et que le mur n'avait pas subi de nouveau déplacement horizontal.

Les chiffres inscrits sur le parement d'aval du profil renforcé (fig. 107), indiquant les pressions subies par les maçonneries lorsque le réservoir est plein, ont été obtenus en négligeant l'effet dû aux sous-pressions. Si l'on tient compte de ces forces ascensionnelles, la répartition des pressions dans la partie inférieure se trouve notablement modifiée, et il en résulte que, dans la réalité, les pressions subies dans cette partie étaient très supérieures aux chiffres inscrits sur la figure et atteignaient probablement de 10 à 12 kilogr. par centimètre carré, et peut-être même davantage. Il n'y avait cependant pas là d'inconvénient sérieux, car les nouvelles maçonneries, assisées perpendiculairement au parement d'aval, étaient parfaitement capables de supporter cette charge, et elles n'ont d'ailleurs présenté aucune trace d'altération.

La partie faible de l'ouvrage devait donc bien être celle que nous avons indiquée, c'est-à-dire celle dans laquelle se manifestaient les plus

(1) *Le Temps*, du 2 mai 1895.

grands efforts d'extension. Si l'on remarque que la rupture du barrage de l'Habra avait dû appeler l'attention du Conseil général des Ponts et chaussées sur les dangers que présentent les profils dans lesquels toutes les parties ne sont pas soumises à la compression, on sera surpris que, lorsque cette assemblée a eu à s'occuper du premier accident survenu au barrage de Bouzey, elle n'ait pas songé à modifier ce barrage de façon à supprimer cette source de danger.

CONCLUSIONS RELATIVES AUX RUPTURES DES BARRAGES EN MAÇONNERIE. — Les accidents que nous venons de passer en revue peuvent se ranger dans deux catégories bien distinctes : ceux dus à un vice de fondation ou à un mauvais emplacement, comme à Puente et aux Cheurfas, et ceux dus à une insuffisance de l'épaisseur donnée au mur, comme à l'Habra et à Bouzey.

Nous ne reviendrons pas sur les accidents de la première catégorie, qui, pour être évités, demandent une connaissance très approfondie, non seulement des terrains appelés à supporter le barrage, mais encore de tout le fond du réservoir à créer. C'est là une question entièrement du domaine de la pratique et dans laquelle l'Ingénieur aura à faire preuve de prudence et de décision.

Quant à la rupture des barrages par insuffisance du profil adopté, elle comporte un grave enseignement, car elle montre, une fois de plus, que « si les mathématiques sont un bon serviteur, elles sont quelquefois mauvais maître ».

Nous avons vu, en effet, que les barrages de l'Habra et de Bouzey avaient été établis suivant des profils déterminés par de longs et laborieux calculs, qui semblaient fournir toutes les garanties désirables à leurs constructeurs. Malheureusement, ces calculs n'avaient pas pour point de départ des hypothèses d'une exactitude irréprochable, et l'expérience n'a pas tardé à démontrer l'imperfection de la théorie.

Après une longue période de tâtonnements, pendant laquelle des ouvrages des types les plus divers ont été construits, on a enfin trouvé une forme rationnelle pour les murs de réservoirs, et le type inauguré au barrage du Gouffre-d'Enfer a amené une véritable révolution dans la construction de ces ouvrages. Toutefois la méthode de calcul employée pour la détermination de ce type est loin d'être parfaite, et on a reconnu depuis la nécessité de la compléter par des considérations techniques et pratiques qui avaient échappé aux constructeurs de ce barrage. M. Bouvier a montré que, au lieu de ne tenir compte, ainsi que le faisait M. Delocre, que de la composante verticale des pressions, il fallait introduire dans les calculs la résultante des pressions elle-même, en grandeur et en direction. De plus, on s'est aperçu assez récemment, surtout depuis la rupture du barrage de l'Habra, qu'il fallait se préoccuper au premier point d'éviter que les maçonneries, et plus particulièrement celles en contact avec l'eau, fussent soumises à des efforts d'extension.

Malgré l'imperfection de la méthode d'après laquelle ont été édifiés

les barrages du Gouffre-d'Enfer, du Ternay et de la Rive, ces ouvrages sont néanmoins en parfait état de conservation, tandis que d'autres, beaucoup plus récents et construits d'après la même méthode, ont été détruits. Cela tient à ce que dans les premiers barrages, les Ingénieurs ont eu la prudence de corriger les indications fournies par le calcul par des considérations pratiques qui ont eu un effet très salutaire et, en outre, à ce que ces ouvrages sont placés dans des conditions particulièrement favorables. Non seulement les matériaux qui les composent ont été choisis avec un soin scrupuleux et mis en œuvre avec les plus grandes précautions, mais encore ces ouvrages, situés dans des gorges étroites à parois parfaitement solides, sont établis en forme de voûte, ce qui leur donne un surcroît de résistance largement suffisant pour parer aux imperfections de la théorie d'après laquelle leur profil a été déterminé.

Dans les barrages de l'Habra et de Bouzey, les Ingénieurs ont, au contraire, accordé plus de confiance aux calculs, quoique ces ouvrages fussent placés dans des conditions bien moins favorables pour la résistance, puisqu'ils avaient une longueur beaucoup plus considérable, et étaient, en outre, établis en ligne droite. Pour réaliser la plus grande économie possible, on a adopté le profil minimum indiqué par la théorie et, comme aucun surcroît de garantie n'avait été ménagé pour parer aux imperfections des calculs, dès que cette théorie s'est trouvée en défaut, les ouvrages se sont trouvés hors d'état de résister aux forces destructives auxquelles ils étaient soumis.

En présence des terribles catastrophes que peuvent occasionner les barrages, d'une part, et d'autre part, de l'éventualité que laissent subsister les calculs, il faut, dit M. Guillemain, tenir compte des hypothèses même les plus défavorables et, quand on a de l'eau pour adversaire, on doit se prémunir contre tous les dangers, même ceux qui paraissent les plus improbables. Moins que partout ailleurs, l'Ingénieur n'est admis ici à faire preuve de hardiesse et, quelle que puisse être l'utilité des réservoirs, il est préférable d'y renoncer plutôt de les construire avec une économie incompatible avec une entière sécurité.

Paris, le 14 août 1895.

Au moment de mettre cette brochure sous presse, nous prenons connaissance du rapport fait par la Commission d'enquête chargée par le ministre des Travaux publics d'établir les causes de la rupture du barrage de Bouzey. Nous croyons intéressant de donner ci-après les conclusions de ce rapport, car elles confirment absolument ce que nous avons dit, tant au sujet des précautions à prendre dans la construction des murs-barrages que des causes de la catastrophe du 27 avril 1895.

La Commission conclut à l'unanimité que :

1° Les maçonneries de la digue de Bouzey étaient exposées à des efforts de traction qui ont dépassé leur force de résistance, à cause du défaut d'adhérence des maçonneries exécutées en 1880 avec celles qui avaient été faites pendant la campagne précédente.

Il s'est produit, par suite de ce défaut d'adhérence, sous l'action d'un effort de traction de 0^m 565 en moyenne et de 1^m 13 au maximum, une longue fissure horizontale au point de reprise des maçonneries et ce sont les sous-pressions déterminées par la fissure oblique du point 243, qui provenait du déplacement de 1884, et par cette longue fissure horizontale, qui ont amené la ruine de l'ouvrage.

2° La catastrophe de Bouzey montre qu'il est nécessaire de disposer les murs de réservoir de telle façon que les maçonneries ne soient exposées à aucun effort de traction.

3° Dans le cas où un accident analogue à celui que la digue de Bouzey a éprouvé en 1884 viendrait à se produire dans d'autres ouvrages, on ne devra pas hésiter à refaire entièrement les portions de maçonneries dans lesquelles on pourrait soupçonner la présence de fissures susceptibles de déterminer des sous-pressions.

4° Il y a lieu de faire procéder à la vérification des conditions de stabilité des barrages en maçonnerie existants, et de réduire provisoirement, le cas échéant, le niveau des retenues qu'ils commandent, de façon à y supprimer tout travail à la traction.

Paris, le 29 juillet 1895.

Les membres de la Commission :

FARGUE, EYRIAUD-DESVERGNES, MALLEZ, GUINARD, BROSSELIN,
Inspecteurs généraux des Ponts et Chaussées.

Les précédentes conclusions ont d'ailleurs été adoptées par le Conseil général des Ponts et Chaussées, dans sa séance du 31 juillet 1895.

Paris, le 18 novembre 1895.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
INTRODUCTION.	3
<i>Historique.</i>	3
<i>But et utilité des barrages</i>	5
<i>Divers modes de construction des barrages</i>	7
CHAPITRE I ^{er} . — BARRAGES EN TERRE	7
<i>Formes et dimensions.</i>	7
<i>Composition du remblai.</i>	8
<i>Revêtement des talus.</i>	9
<i>Ouvrages accessoires.</i>	9
Réservoir de Montaubry.	10
— du Plessis.	12
— de Torcy-Neuf.	13
— de Cercey et de Panthier	16
— de Mittersheim.	16
— de la Liez.	18
— de Vassy	21
— de Marengo	22
Dignes anglaises.	23
— hindoues.	23
CONCLUSION	24
CHAPITRE II. — BARRAGES MIXTES.	26
Barrages de l'Oise	26
— californiens.	27
Réservoirs russes	28
Barrages du Mourgab (Asie Centrale)	32
Réservoirs du Rio-Rimac (Pérou)	34
Réservoirs du lac d'Oredon	36
— de Saint-Ferréol	37
— du Couzon.	39
Barrage du Guadarrama (Espagne)	40
— de Kabra (Indes anglaises).	40
— de Dunning (États-Unis)	41
CHAPITRE III. — BARRAGES EN MAÇONNERIE	42
<i>Barrages espagnols.</i>	42

	Pages.
Barrage d'Almanza	43
— d'Alicante	45
— d'Elche	46
— du Val de Inferno	46
— de Puentès	47
— de Nijar	49
— du Lozoya	50
Autres barrages espagnols	50
Anciens barrages français. — Barrage du Lampy	51
Barrages de Grosbois et de Chazilly	53
— du Tillot	55
— de Glomel, du Vioreau et de Bosméléac	55
— des Settons	56
Considérations techniques sur les barrages précédents	57
Nouveaux barrages français	59
Forme en plan des barrages	71
Barrage du Furens	75
— de la Rive ou du Ban	79
— du Pas-du-Riot	80
Comparaison des divers types de barrages en maçonnerie	80
Barrage du Ternay	84
Formules rectifiées de M. Bouvier	87
Densité des maçonneries	91
Rectification des calculs du barrage du Ternay	92
Influence de la surélévation du plan d'eau	93
Résistance des maçonneries	93
Nécessité d'éviter le travail des maçonneries à l'extension	94
Détermination des pressions dans les sections obliques	100
Résistance au cisaillement	102
Profil triangulaire	104
Barrage de Chartrain	105
— de la Mouche	107
— de Bouzey	113
— de Pont	115
Barrages algériens	117
Barrage de l'Habra	117
— du Hamiz	119
— du Sig	121
Autres barrages algériens	121
Barrages en maçonnerie construits à l'étranger	122
Barrage de la Gileppe (Belgique)	122
— du Vyrnwy (Angleterre)	125
— du Croton (Etats-Unis)	128
— du Rio-Grande (Isthme de Panama)	129
Barrages hindous	130
Barrage de la Betwa	130
— de la Mutha	131
— de la Tansa	132
Considérations pratiques sur les barrages en maçonnerie	132
Considérations générales sur les barrages-réservoirs	133
Choix du système de digue	133
Prix de revient des réservoirs	134

	Pages.
CHAPITRE IV. — RUPTURES DES BARRAGES-RÉSERVOIRS.	135
1° <i>Ruptures de barrages en terre</i>	135
Rupture de la digue de Longpendu	137
— de Plessis	137
— de l'étang Berthaud.	137
— de la Tabia	137
— de Bradfield	138
Catastrophe de Jonhstown.	140
Conclusions sur les ruptures de digues en terre	144
2° <i>Ruptures de barrages en maçonnerie</i>	145
Rupture du barrage de Puentès	145
— — de l'Habra	147
— des barrages du Sig.	153
— du barrage de Bouzey	154
Conclusions sur les ruptures des barrages en maçonnerie	162





Eng 1078.96.5
Etude theorique et pratique sur l
Cabot Science 005261325



3 2044 092 011 162