

Chapitre 2 : Les barrages poids

2.1 Caractéristiques générales

2.2 Matériaux utilisés en construction

2.3 Stabilité et dimensionnement

Chapitre 3 : Barrages en remblai

Caractéristiques générales

Propriétés des matériaux de construction

Stabilité et dimensionnement

Drainage interne du remblai

Lutte contre l'érosion interne : les filtres

Traitement des fondations

Méthodes de construction

Autres types de barrages en remblai

Les barrages poids

2.1 Caractéristiques générales

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIX^e siècle (figure 5), puis en béton au début du XX^e (figure 6), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980 (figure 7 et § 2.4). Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc. À noter que la quasi-totalité des barrages de basse chute qui équipent les grands fleuves européens sont des barrages de type poids.

Par souci de simplification, ce qui suit concerne les barrages qui créent un réservoir, pour lesquels le niveau d'eau à l'aval est faible par rapport à leur hauteur. L'extension aux barrages en rivière, noyés à l'aval et même parfois complètement submergés (seuils en rivière) sera abordée au paragraphe 2.5.

2.2 Stabilité et dimensionnement

Les barrages poids modernes ont une forme dont la section droite est proche d'un triangle dont la somme des fruits est comprise entre 0,7 et 0,8 lorsqu'ils se trouvent dans les conditions courantes (figure 6), notamment pour ce qui concerne la qualité de fondation et la sismicité ; le parement amont est vertical ou à très forte pente.

Par principe, ils résistent par leur seul poids aux actions multiples de l'eau, ces forces se combinant pour donner une résultante compatible (en grandeur et en direction) avec les caractéristiques de résistance des matériaux du barrage lui-même et de sa fondation : on se prémunit ainsi contre une défaillance par basculement ou par glissement sur la base.

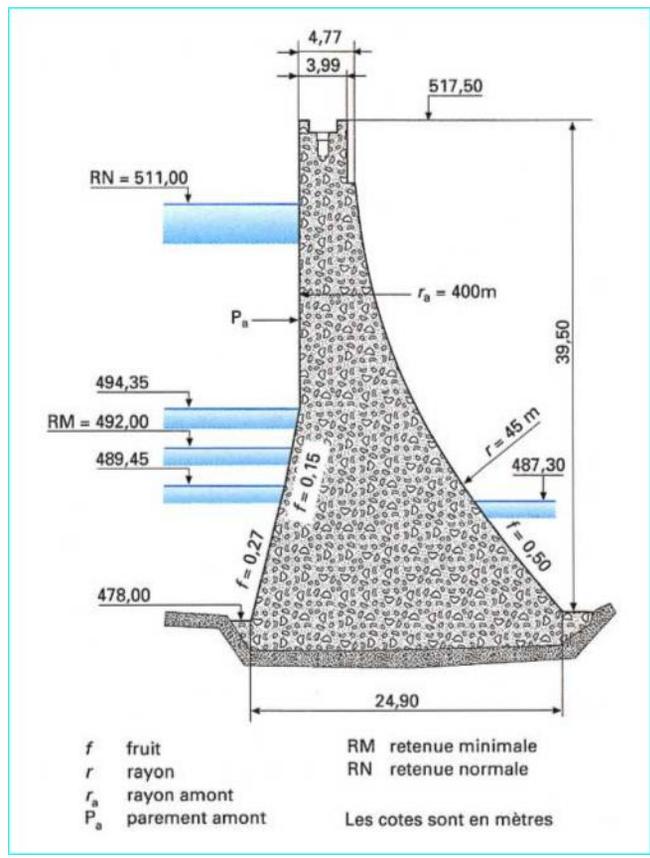


Figure 5 – Barrage poids Construit en maçonnerie

Figure 6 – Barrage poids moderne

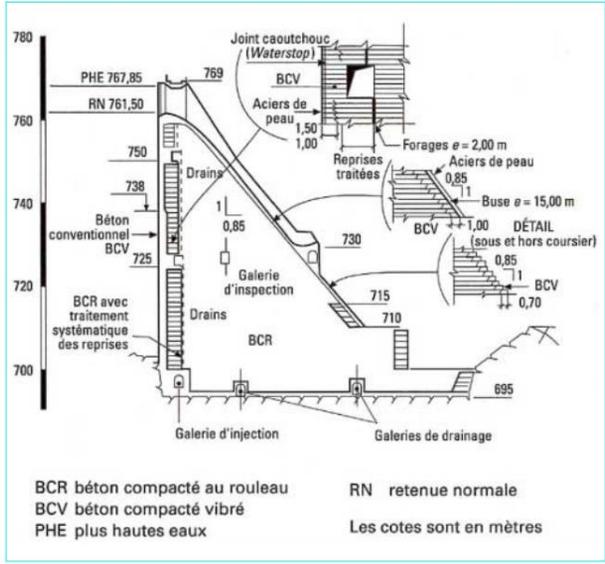
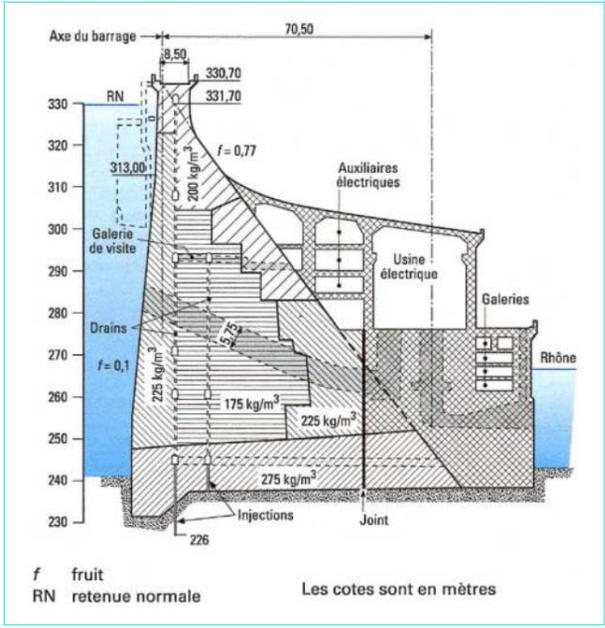


Figure 7 – Barrage poids en BCR

Les méthodes de calcul d'un barrage poids ont évolué mais restent très homogènes avec les analyses effectuées par Maurice Lévy, au début du XXe siècle, pour expliquer la rupture d'un barrage (fig. 8). L'analyse s'effectue en deux dimensions sur la ou les sections droites de plus grande hauteur, sur lesquelles on étudie, de manière assez conventionnelle, l'équilibre des forces qui s'appliquent de haut en bas sur toute section horizontale ABC (figure 9) :

\vec{P} le poids de la partie supérieure ;

Q la poussée exercée par l'eau de la retenue sur la partie supérieure;

\vec{Q}_v la poussée exercée par le bief aval éventuellement;

\vec{W} la résultante (ascendante) des pressions d'eau interstitielle sur la section ABC.

Par convention, on note \vec{R} la résultante sur la section ABC des forces solides, et \vec{R}' la résultante effective qui tient compte de la sous-pression :

$$\vec{R} = \vec{P} + \vec{Q}$$

$$\vec{R}' = \vec{P} + \vec{Q} + \vec{W} = \vec{R} + \vec{W}$$

Les composantes normales (verticales) de ces forces sont respectivement N et N' ; les composantes tangentielles sont T et T' ; elles sont liées par les relations :

$$N' = N - W$$

et $T' = T$

Les ouvrages du XIXe siècle ont été dimensionnés en négligeant la sous-pression W ; sous la combinaison du poids et de la poussée directe seuls, on vérifiait les conditions suivantes :

— l'équilibre au glissement : le rapport T/N devant être inférieur à une limite, en général prise égale à 0,75 ;

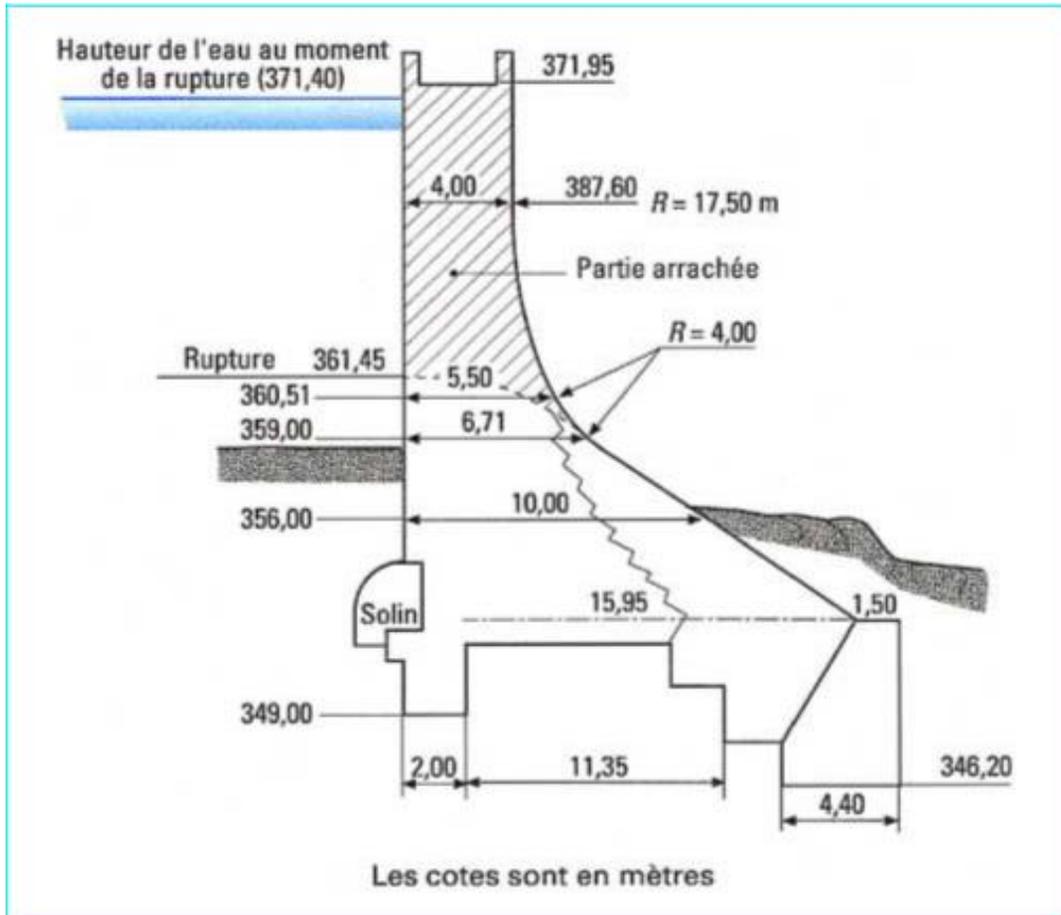


Fig. 8– Rupture du barrage

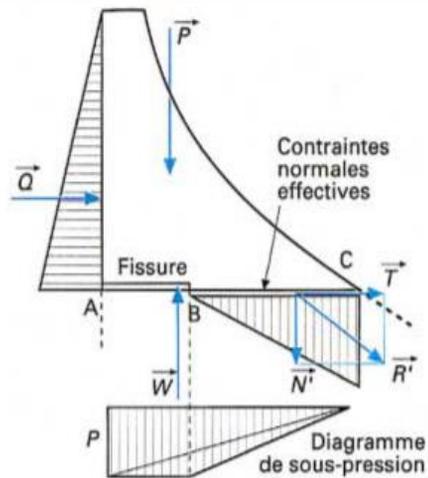


Fig.9 Équilibre avec fissuration (profil non drainé)

— les compressions maximales au pied aval, calculées selon l'hypothèse simplificatrice d'une distribution linéaire à travers le profil, devaient rester partout très fortement inférieures à la résistance des maçonneries et de la fondation (facteur de 5 ou plus) ;

— on s'efforçait, sans que ceci ait été une règle générale, de ne pas avoir au pied amont de contraintes de traction (calculées là encore selon l'hypothèse d'une distribution linéaire) ;

— on vérifiait enfin l'équilibre au basculement : la résultante R devant passer à l'intérieur de la section ABC; ce dernier point étant bien entendu vérifié si le précédent l'est.

On sait aujourd'hui que cette conception n'était pas sûre : le barrage (figure 8) s'est rompu, celui de la (figure 5) a dû être renforcé. En négligeant la poussée exercée sur l'ouvrage vers le haut par l'eau percolant dans le barrage ou dans sa fondation, on sous-estimait l'inclinaison de la résultante effective sur la surface devant résister au cisaillement ; et surtout, on ignorait un effet, proche de la fracturation hydraulique, selon lequel tout défaut même local près du parement amont permet à la sous-pression d'y amorcer une traction et d'y initialiser une fissure, dans laquelle l'eau de la retenue peut pénétrer librement sous la pleine pression ; et, dans le cas de profils trop minces, on atteint une évolution instable quasi instantanée.

Les méthodes actuelles comprennent les étapes suivantes :

— on vérifie que la contrainte totale sur une facette horizontale au pied amont induite seulement par le poids P et la poussée de l'eau Q est au moins égale à la pression du réservoir au même niveau : c'est, strictement, la condition de M. Lévy ;

— on peut également vérifier que la contrainte (effective cette fois) résultant du poids P, de la poussée directe Q, et de la sous-pression W, est une compression ; les deux conditions sont presque équivalentes et interdisent en principe l'apparition de fissures ;

— s'il n'en est pas ainsi, il faut vérifier si l'équilibre peut cependant être atteint pour une fissure de profondeur finie. Pour ce faire, on suppose que le matériau ne peut résister à aucune contrainte de traction produite par le premier chargement, donc que la fissure se développe sur toute la surface tendue AB à l'amont ; en même temps, la force de sous-pression W est augmentée en supposant une pleine pression dans toute la fissure et une distribution linéaire à l'aval. Avec ce nouveau chargement, plus défavorable, on recommence le calcul, et ainsi de suite par itérations jusqu'à obtenir la coïncidence entre le fond de fissure B et le point de traction nulle ;

— si un équilibre est atteint, on vérifie alors les autres conditions (non-glissement, contrainte maximale) avec la force W qui correspond à la fissure.

À titre d'exemple, pour un profil simplifié purement triangulaire dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont les suivants :

— condition de M. Lévy (non- fissuration) : $f(\gamma - 1)^{-1/2}$

— limite pour une fissuration stable : $f(2\gamma - 3)^{-1/2}$

avec γ densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs correspondantes sont 0,86 et 0,77.

Nombre de barrages, même récents, ne respectent pas ces limites ; la raison en est qu'en pratique tous les projets de quelque ampleur sont équipés de moyens de drainage fiables, susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps des barrages : galeries, drains coffrés (dans l'ouvrage) ou forés (en fondation). En pratique, on adopte un profil de sous-pression assez réaliste suivant la figure 10 qui améliore sensiblement l'équilibre et justifie d'une marge de sécurité correcte avec des fruits de l'ordre de 0,75 à 0,8 lorsque la fondation présente une résistance suffisante au cisaillement.

Une première approximation du volume du barrage poids en béton est donnée par la formule suivante :

$$V_p = 0,14 H^2 (L_c + 2L_b)$$

Avec : $V_p(m^3)$ - volume du barrage poids,

$H(m)$ - hauteur du barrage,

$L_c(m)$ - largeur du site simplifié au niveau de la crête (fig.4)

$L_b(m)$ - largeur du site au niveau de la base.

Pour les ouvrages importants ou dont la géométrie est complexe, les mêmes principes sont mis en œuvre en ayant recours aux méthodes numériques aux éléments finis, en élasticité (avec un processus itératif pour la simulation de la fissuration), ou plus récemment avec des lois de comportement plus représentatives des phénomènes : poroplasticité, avec couplage des effets de la phase solide (béton, roche) et liquide (l'eau interstitielle). Ces approches exigent de déterminer par des essais adéquats les propriétés des matériaux du barrage et de la fondation.

Les sollicitations sismiques sont dangereuses pour les barrages poids, dont le corps amplifie fortement les accélérations de la base vers la crête (d'un facteur pouvant atteindre 5); c'est en général la partie sommitale épaissie qui se trouve endommagée. Les calculs de stabilité peuvent être faits par généralisation des méthodes décrites précédemment, en ajoutant des forces horizontales d'inertie calculées ou issues d'abaques.

2.3 Qualités requises et traitement de la fondation

A. Coyne, dans son cours à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, reprochait aux barrages poids de masquer le sol sur de grandes étendues et ajoutait : « sur un sol douteux, c'est-à-dire suspect de manquer de résistance mécanique ou d'étanchéité, ils sont à proscrire absolument ».

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance, étanchéité.

Si le sol est trop déformable, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), il est nécessaire de dimensionner très largement le barrage en vue de réduire les inclinaisons des forces et, par ailleurs, de renforcer le massif d'appui par des caissonnements de parois moulées ou palplanches.

En matière d'étanchéité, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. On y parvient en plaçant sous le barrage :

— au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection : en général, une seule ligne de forages dans les roches, mais 3 à 5 lignes dans les sols);

— quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15 % de la charge d'eau)

à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions ; pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100 mm minimum) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;

— en complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

Dans les fondations rocheuses, la résistance mécanique est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux

de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est celle, faible, de leur remplissage ; c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques (§ 1) doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval.

Il n'existe pas de moyen économique d'améliorer sensiblement les propriétés mécaniques des fondations rocheuses; c'est la raison pour laquelle on dérocte (*briser de gros blocs de pierre*) la partie superficielle, souvent de moindre qualité, jusqu'à une profondeur permettant de trouver un appui satisfaisant ; la profondeur varie de 1 à 10 m (ou plus) selon le gradient de qualité et la taille du barrage. De telles excavations sont effectuées à l'explosif de manière contrôlée, c'est-à-dire avec une maille serrée, des charges limitées, et un prédécoupage périphérique afin de ne pas endommager la roche laissée en place (cf. Procédés de démolition des ouvrages [C 2 190] dans ce traité).

2.4 Méthodes de construction

Les barrages poids étaient autrefois construits en maçonnerie, avec des moellons de pierre et un mortier de chaux la plupart du temps. Seuls les parements étaient appareillés, tandis que le cœur des ouvrages était constitué d'un remplissage souvent peu soigné et pas très dense. Cette technique est encore employée dans certains pays. Ces ouvrages sont sensibles à la dissolution de la chaux de leur mortier aussi bien en parements qu'à l'intérieur, ce qui affecte leur poids, leur résistance, et éventuellement la distribution des pressions internes d'eau. Il faut veiller à ce que leur partie aval reste bien drainée (barbacanes, forages subhorizontaux).

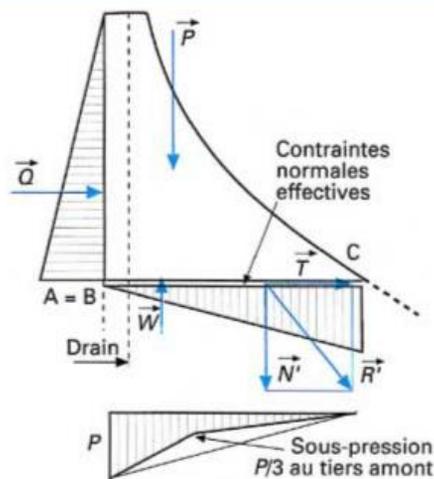


Figure 10 – Effet du drainage sur l'équilibre du barrage

La génération suivante de barrage (première moitié du XXe siècle) a été construite en béton; le dosage en ciment y est adapté, maximal près des parements (pour une bonne étanchéité et une bonne résistance aux agressions extérieures) et près de la base, plus sollicitée mécaniquement; l'intérieur est dosé moins richement par souci d'économie et aussi pour réduire les échauffements liés à l'exothermie d'hydratation du ciment. Malgré ces précautions, il était nécessaire de construire l'ouvrage par plots indépendants, séparés par des joints verticaux dans la direction amont-aval, tous les 15 m environ. Ces joints, qui s'ouvrent en général lorsque le barrage a trouvé son équilibre thermique (au bout de quelques mois à quelques années, selon la taille de l'ouvrage), doivent être équipés de systèmes d'étanchéité près du parement amont.

La technique actuelle qui prédomine dans la construction des barrages poids est celle du béton compacté au rouleau, ou BCR (figure 11): le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement;

l'épaisseur des couches varie de 30 à 60 cm. Grâce à un tel compactage beaucoup plus énergique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment (jusqu'à moins de 100 kg/m³). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins (à cœur d'un barrage épais, un béton conventionnel dosé à 200 kg/m³ peut s'échauffer de 20 °C) ainsi que le nombre de joints nécessaires; ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées. Les points délicats de construction sont :

— la résistance mécanique, notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre couches superposées, qui sont assez lisses puisque formées par un rouleau de compacteur ; cette résistance est sensible à de nombreux facteurs, tels que la propreté du chantier, la quantité de fines, la lutte contre la ségrégation, l'intervalle de temps entre la réalisation des couches successives, la température, etc. Pour cette raison, il est nécessaire d'adopter au stade du projet des hypothèses de résistance conservatives (par exemple, un angle de frottement de 37° et une cohésion nulle) et de procéder, en début de chantier, à des essais de résistance. On peut si nécessaire améliorer la résistance des couches en les garnissant d'un mortier spécial de collage;

— l'étanchéité du barrage, qui est la plupart du temps constituée par un organe spécial: masque en béton conventionnel placé à l'amont du BCR, ou bien encore, pour les ouvrages modestes, membrane en matériaux plastiques: PVC, polyéthylène, etc.



Fig. 11- barrage poids en BCR en France (Hauteur = 35m)

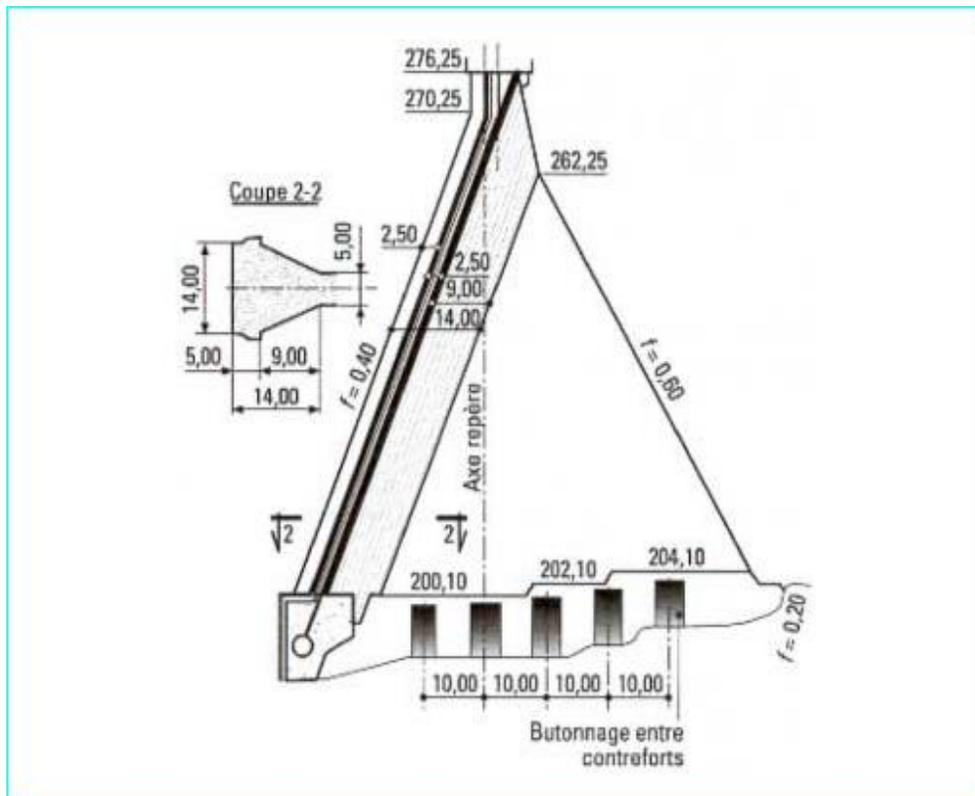


Fig. 112 barrage poids à contreforts en Iran

Dans tous les cas, les barrages poids en BCR doivent être équipés d'un drainage très efficace et redondant, composé de drains resserrés, reliés à des galeries de drainage et de visite.

2.5 Types dérivés : poids évidés, contreforts, barrages de basse chute

Les barrages poids évidés comportent, comme leur nom l'indique, des vides ménagés par coffrage dans leur partie interne. Il peut sembler paradoxal de chercher à alléger un barrage poids; c'est néanmoins parfois bénéfique, car l'effet de la perte de poids peut être plus que compensée par les réductions de sous-pression garanties grâce au drainage intense réalisé au niveau des vides. Dans de telles structures, le parement amont doit être incliné sensiblement plus $[0,3 h/1v$ (h : horizontale, v : verticale)] que pour un barrage plein : la composante verticale de la poussée de l'eau améliore l'incidence de la résultante sur la fondation. Il existe peu de telles structures en Europe, si ce n'est les ouvrages modérément évidés pour recevoir une usine dans la masse même du barrage.

Les barrages à contreforts (figure 12), qui ne sont qu'une extension du même concept, sont plus fréquents : le barrage se réduit alors à une juxtaposition de plots comprenant chacun un bloc de tête, en contact avec la retenue, et un contrefort triangulaire conduisant au sol la force exercée par l'eau sur la tête. Ce concept autorise une économie sur le volume de béton de l'ordre de 20 à 25 % par rapport au barrage plein équivalent et à critères de sécurité égaux ; les coffrages en sont plus complexes, ils sont plus sensibles aux agressions extérieures, notamment les variations thermiques, et ils sollicitent fortement leur fondation. Sauf exception, ce type de barrage devrait donc s'effacer devant la concurrence des barrages pleins en BCR.

Les barrages en rivière ou de basse chute, et à la limite les seuils submergés, présentent plusieurs particularités :

- leur hauteur, et en tout cas la hauteur de chute amont-aval, est souvent modeste ;

- le niveau du bief aval est souvent important par rapport à celui de la fondation, ce qui influe favorablement sur la composante amont-aval de la résultante mais augmente notablement la sous-pression ; le drainage est souvent malaisé ;

- la nappe fluide déversante (qui à la limite noie complètement l'ouvrage) exerce des efforts notamment dynamiques qui s'ajoutent ceux déjà cités ;
- ils sont souvent construits sur des fondations meubles, ce qui impose de surdimensionner le barrage, par rapport aux critères énoncés plus haut, cela en vue de réduire l'inclinaison des résultantes appliquées à leur base ; en outre, la fondation est souvent l'objet d'un traitement spécial afin de limiter les fuites, permettre de résister aux poussées et aux érosions internes : coupure étanche, caissons de parois de confinement.

3. Barrages voûtes

3.1 Caractéristiques générales

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives. Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression p correspondant à leur profondeur (figure 13). De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières (qui n'étaient d'ailleurs pas envisageables dans l'état des connaissances de l'époque).

Excepté quelques références historiques incertaines, les ouvrages précurseurs de ce type ont été réalisés aux États-Unis par l'industrie minière du début du XXe siècle, ouvrages relativement audacieux conçus tout à fait empiriquement. Mais le véritable essor des voûtes s'est réalisé dans le cadre de l'équipement hydroélectrique des Alpes (figure 14), avec quelques grands ingénieurs comme Coyne (France), Semenza (Italie) ou Stucky (Suisse).

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur (plus de 150 m).

En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des voûtes de formes très différentes :

— les cylindres: tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur) ;

— les cylindres-cônes : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas ; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze;

— les simples courbures, ainsi nommées car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée;

— enfin, les voûtes à double courbure (figures 15 et 16), pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.

La définition de la géométrie de ces ouvrages est toujours analytique ; le recours à des définitions paraboliques ou spirales améliore quelque peu l'homogénéité des champs de contraintes. La complexité croissante des formes permet un meilleur usage du béton de masse, obtenu à l'issue d'un processus d'optimisation de forme (§ 3.2). Cela explique qu'on s'accommode de formes simples pour les petits barrages, là où la simplicité d'exécution prévaut, et qu'au contraire on réserve les définitions complexes aux grands ouvrages où les gains en volume de béton peuvent être significatifs.

Fig. 13- mode de travail des arcs d'une voûte

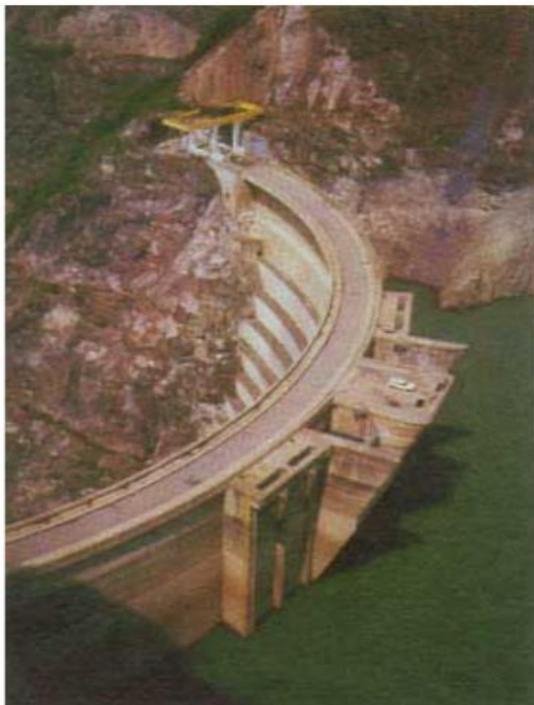
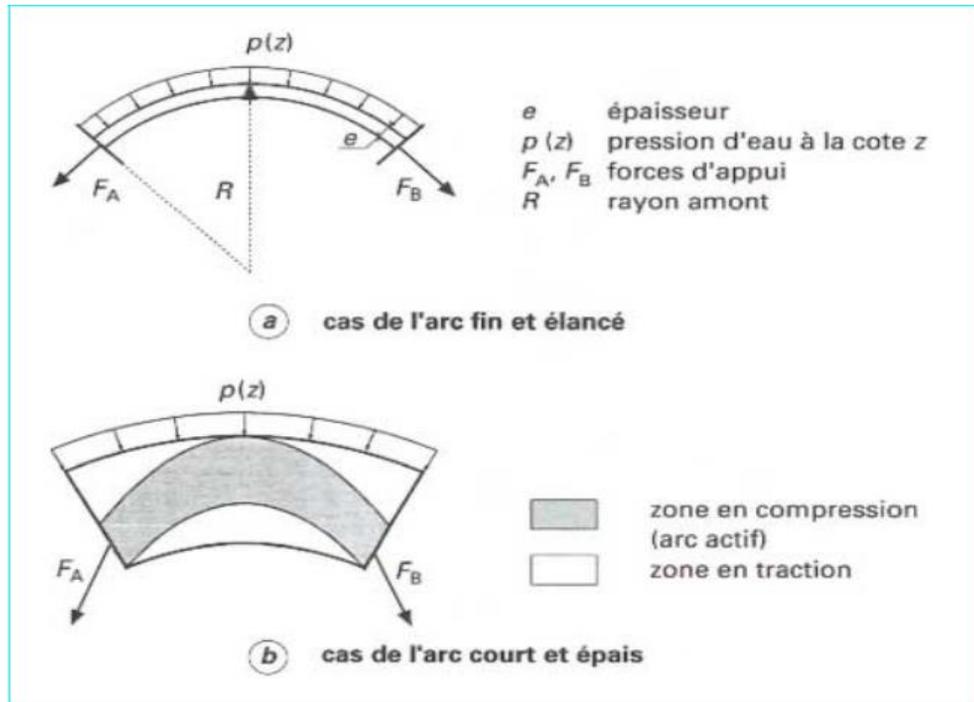


Fig. 14- barrage voûte en France (hauteur = 155m)

3.2 Méthodes de dimensionnement

Le premier dimensionnement, très grossier, résulte de la formule dite du tube et ne représente donc que le fonctionnement des arcs supposés indépendants :

$$\sigma = pR_m / e$$

avec σ (MPa) - – contrainte moyenne dans un arc,
 P (MPa) - pression d'eau à son niveau,
 $R(m)$ - rayon amont de l'arc,
 $e(m)$ – épaisseur.

On retient pour σ une valeur moyenne comprise entre 3 et 6 MPa, les valeurs les plus fortes étant réservées aux barrages de hauteur conséquente ; mais cela ne suffit pas car, dans la réalité, une voûte est une structure hyperstatique dans laquelle les arcs ne sont pas indépendants. Une image un peu plus proche de la réalité consiste découper la voûte en un double réseau de poutres courbes horizontales (les arcs) et verticales (les consoles) qui se répartissent la poussée de la retenue, ainsi que les autres charges (figure 17).

La plupart des voûtes européennes conçues entre 1940 et 1970 ont été dimensionnées grâce à des méthodes qui font appel à ce double découpage : l'ajustement radial en clé (une seule console verticale), ou la trial load dans laquelle le maillage est plus complet. Dans les deux cas, on écrit que la charge appliquée en chaque nœud par la retenue est répartie entre les deux familles de poutres, et que les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leurs intersections. Les modèles réduits mécaniques en plâtre ont été totalement abandonnés. Depuis une vingtaine d'années, on a recours aux méthodes numériques de calcul par éléments finis (figure 18), avec des hypothèses de comportement élastique de la fondation et du béton, ou encore des lois de comportement plus réalistes.

Les charges qui doivent être considérées pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes:

Les charges qui doivent être considérées pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes :

- le poids propre de la voûte, établi par plots construits indépendamment des voisins ;
- la charge hydrostatique, souvent réduite par pure convention à la pression appliquée sur le parement amont du barrage ; c'est seulement dans les projets récents qu'on tient compte, d'une façon ou d'une autre, des pressions d'eau qui s'exercent dans la masse de la fondation ou dans le barrage lui-même ;
- les autres charges extérieures sont la poussée des sédiments, la poussée de la glace en surface du plan d'eau, ou encore les forces d'inertie et variations de poussée dues aux séismes ;
- les charges internes doivent aussi être considérées, comme pour l'étude de toutes les structures hyperstatiques : il s'agit des effets thermiques (équilibre initial, variations saisonnières), ainsi que des variations dimensionnelles potentielles plus aléatoires (retrait, gonflement) du béton.

Dans la pratique du dimensionnement d'une voûte, on commence par esquisser une première forme, sur la base de considérations de contraintes moyennes ou d'abaques. On donne aux arcs supérieurs un angle d'ouverture voisin de 110° ; l'épaisseur minimale en crête est :

$$e_{mc} = 0,012(L_c + H)$$

avec $e_{mc}(m)$ – épaisseur minimale en crête,
 $L_c(m)$ – largeur du site au niveau de la crête,
 $H(m)$ - hauteur du barrage.

On cherche de plus à ce que chaque console verticale soit stable sous son poids, cela à toutes les étapes de sa construction. Cela impose des variations assez progressives des rayons de haut en bas ; il faut par ailleurs veiller à ce que tous les arcs prennent appui sur chaque rive avec une incidence correcte (§ 3.3).

La forme définitive d'un barrage voûte (figure 15) résulte d'une succession d'essais de formes progressivement affinées en fonction des résultats des calculs effectués sur les formes précédentes : une voûte bien proportionnée devra présenter, pour les charges principales, des contraintes de compression inférieures à une valeur maximale, entre 8 et 10 MPa selon la fréquence des cas de charge. On s'efforcera par ailleurs de réduire la valeur et la zone d'application des contraintes de traction ; la difficulté principale consiste d'ailleurs à limiter les contraintes de traction qui apparaissent de manière quasi inévitable au pied amont dans la partie centrale. Or l'on sait que les grandes masses de béton ont rarement une résistance à la traction à long terme, ne serait-ce qu'en raison des inévitables défauts de construction, des joints, des fissures de retrait, etc., si bien qu'en réalité il se produit dans cette zone une ouverture qui peut revêtir plusieurs formes :

- décollement au contact du barrage sur sa fondation ;
- ou bien, apparition d'une fissure horizontale un peu au-dessus de ce contact, en général à la faveur d'une reprise de bétonnage faible ;
- ou bien, desserrage d'un des multiples joints préexistants dans la masse de la fondation sous l'appui.

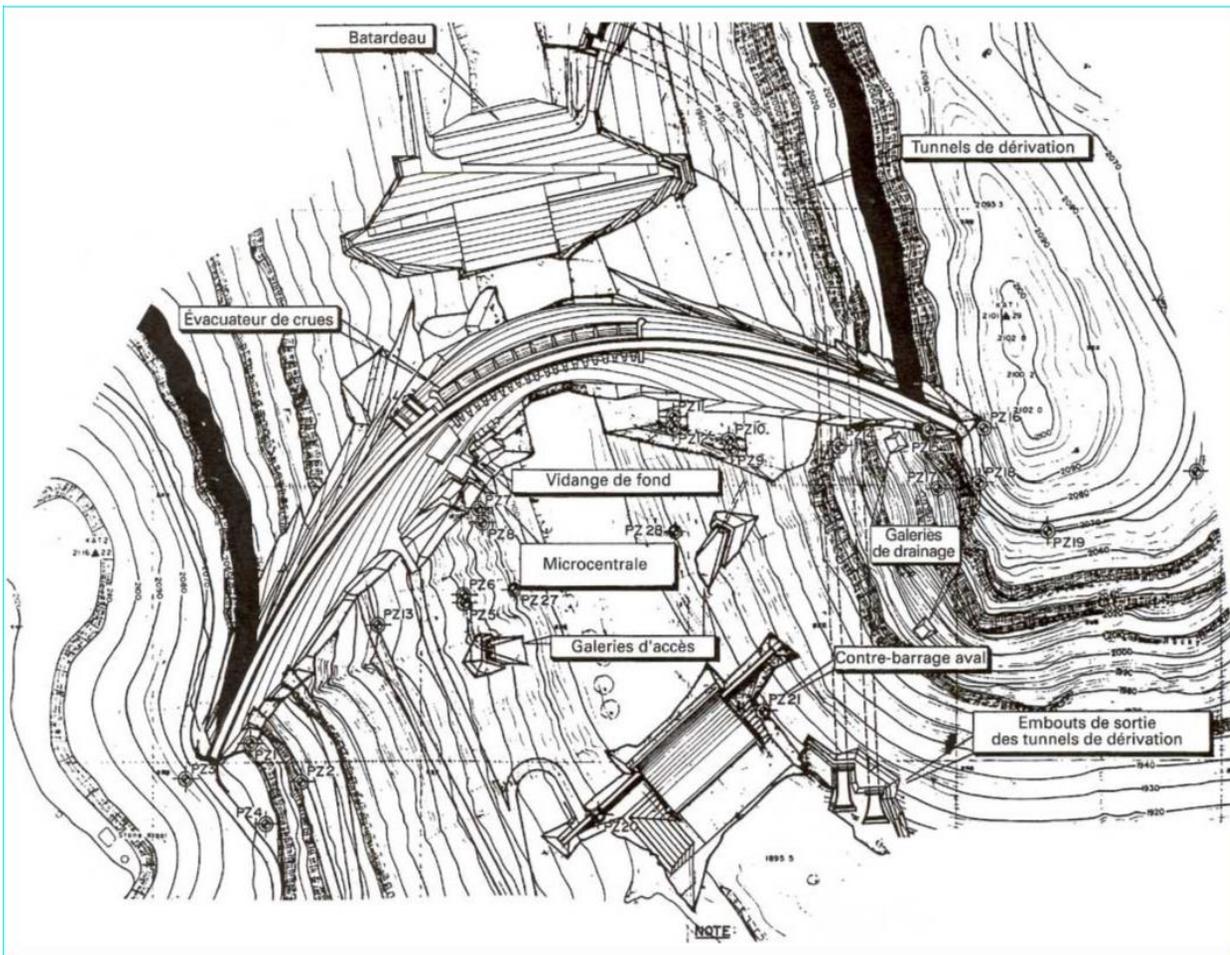


Figure 15 – barrage Voûte de Katse (Lesotho)

Dans tous les cas, le résultat est une détérioration de l'étanchéité et un développement des pressions d'eau et/ou des fuites dans cette zone sensible. Ces phénomènes ont été souvent observés sur les voûtes existantes; il est possible d'y remédier par des dispositions spéciales de traitement de l'interface barrage-fondation. Au demeurant, un tel défaut serait plus gênant pour l'exploitant (fuites) que dangereux pour la stabilité de l'ouvrage, car comme on va le voir les points sensibles en matière de sécurité des voûtes ne se situent pas au fond de vallée, mais sur les rives (§ 3.3).

Il faut d'ailleurs souligner le caractère encore conventionnel, et de ce fait peu réaliste, des calculs actuellement disponibles, même les plus sophistiqués. On aura donc soin d'analyser les prédictions des calculs d'un nouveau projet à la lumière de l'expérience acquise sur des ouvrages existants comparables.

Il existe de nombreuses formules d'estimation du volume d'une voûte, au stade très initial des études; toutes manquent de précision, et aucune ne vaut mieux que la simple intégration, de bas en haut, de la formule du tube pour des arcs de 100° d'ouverture et une contrainte moyenne de 4,5 MPa; ce qui donne:

$$v_u = \frac{H^2}{16\sigma} \left(1 + \frac{H}{\sigma}\right) (L_c^2 + 3L_b^2 + 2L_bL_c)$$

Avec v_u (m³) – volume utile de la voûte,

H (m) – hauteur du barrage,

L_c (m) – largeur en crête du site simplifié (fig. 4),

L_b (m) – largeur au niveau de la base.

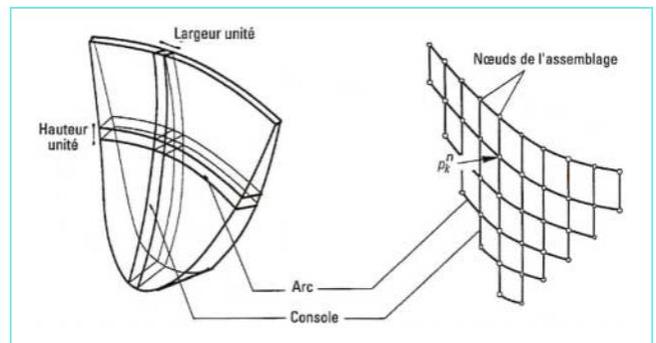
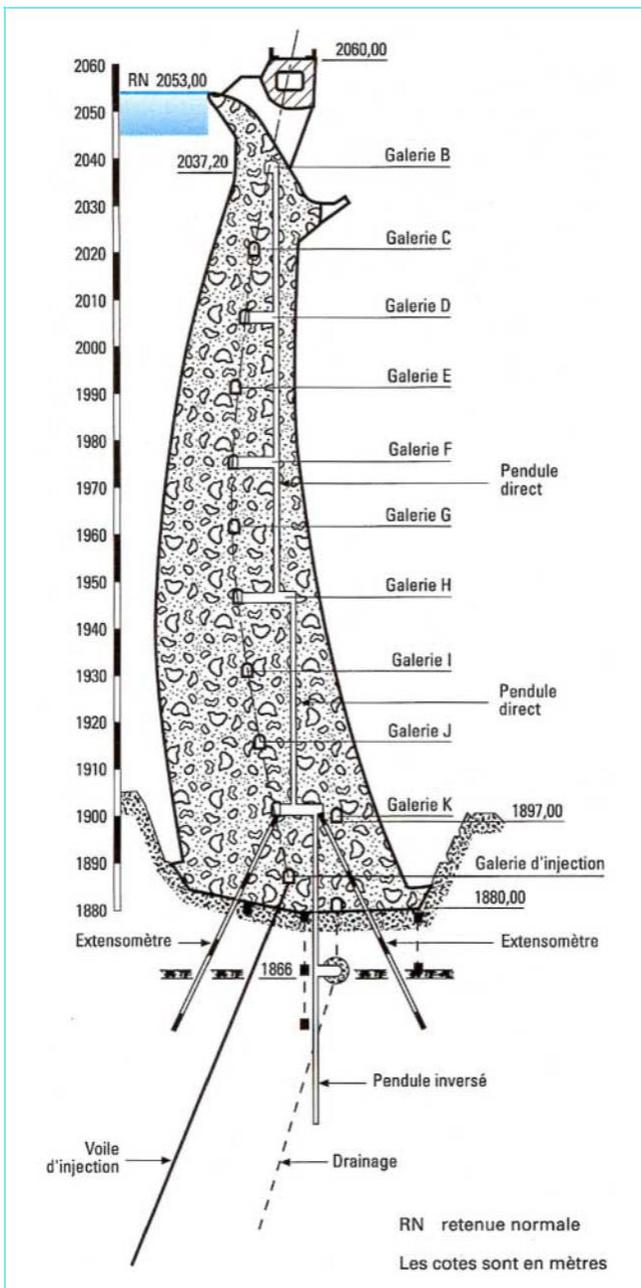


Fig.16 coupe verticale sur un barrage voûte

Fig. 17 découpage de la voûte en un système d'arcs et de consoles

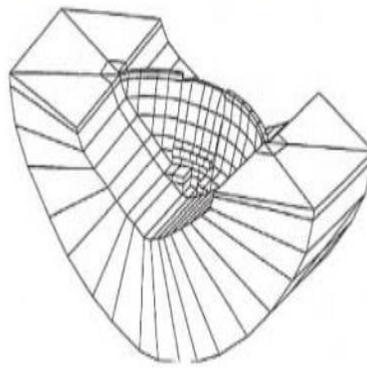


Fig. 18 maillage aux éléments finis de la voûte

3.3 Qualités requises et traitement de la fondation

Les fondations de voûtes doivent être d'excellente qualité mécanique, c'est-à-dire être peu déformables sous les poussées exercées par le barrage et la retenue, et être a fortiori capables de résister à ces poussées avec une certaine réserve. Pour s'assurer qu'il en est bien ainsi, les reconnaissances géotechniques qui accompagnent chaque projet sont très complètes et comprennent toujours une analyse géologique qui permettra d'identifier, a priori, les pièges éventuels.

Sauf exception, tout site dans lequel la matrice de la roche n'est pas sensiblement plus rigide et plus résistante que le béton n'est pas apte à recevoir un barrage voûte. Dès lors, déformabilité et résistance à grande échelle résultent des propriétés des discontinuités : failles, joints, diaclases qui affectent la roche; ce sont elles qui sont d'abord identifiées, puis soumises à des essais mécaniques (cf. article Mécanique des sols [C 255] dans ce traité) : sondages de reconnaissances, galeries creusées dans les rives, essais de laboratoire, essais in situ (mesure de la déformabilité par chargement direct, résistance à la compression, au cisaillement) ; des mesures indirectes (géophysique, petite sismique) fournissent des indications utiles sous forme de comparaison de sites de voûtes entre eux.

Un des résultats de la campagne de reconnaissance est de prédire la profondeur (5 à 50 m selon la taille de l'ouvrage et la qualité du site) sous la surface du rocher à laquelle la voûte pourra être fondée, évitant ainsi de mobiliser la partie superficielle des appuis qui est toujours de moindre qualité; tout le travail de définition de la forme de la voûte (§ 3.2) est d'ailleurs réalisé non pas sur un plan topographique brut, mais sur un plan fictif dont la partie superficielle des rives a été effacée. Celle-ci ne sera dessinée qu'à la fin, pour le dessin définitif des excavations.

Sur cette surface d'appui actif, il faut vérifier que les forces exercées par le barrage et les forces exercées par les pressions d'eau dans les appuis ne peuvent pas déstabiliser les rives ou une partie de celles-ci. La poussée de la voûte est peu déstabilisatrice en elle-même, à condition que les arcs ne fassent pas un angle trop aigu avec la courbe de niveau correspondante (30° est une valeur minimale); bien plus dangereuses sont les forces qui résultent des pressions d'eau que la retenue peut induire dans la fondation elle-même; c'est la raison pour laquelle tous les appuis de barrages voûtes sont maintenant équipés de drainages intenses, visités, entretenus et auscultés. La stabilité des rives est vérifiée par la méthode dite de Londe (figure 19), qui est une méthode d'équilibre dans laquelle les hypothèses liées aux sous-pressions et au drainage sont introduites de manière paramétrique : on définit la résistance minimale au cisaillement des discontinuités qui est nécessaire pour que la stabilité soit assurée. Des méthodes plus sophistiquées, faisant appel aux lois de comportement des matériaux et des joints, sont employées en complément pour répondre à des problèmes spécifiques.

3.4 Méthodes particulières de construction

Le problème principal posé par le bétonnage des fortes masses (jusqu'à 50 m d'épaisseur) des barrages voûtes est celui de l'exothermie qui se produit lors de la prise du ciment, et qui ne peut se dissiper naturellement que très lentement dans des blocs de telles dimensions et engendre, si elle n'est pas contrôlée, des fissurations dommageables pour l'intégrité de la structure.

Pour s'en affranchir, on a recours à des ciments à faible exothermie (CLK ou CHF en France, type II aux États-Unis) ; on remplace une partie du ciment par des liants moins rapides comme des cendres volantes ; on limite enfin le dosage en ciment, grâce notamment à l'emploi de gros granulats (jusqu'à 150 mm de diamètre). Un béton type de grand barrage voûte aura une granulométrie continue de 0 à 15 mm, sera dosé à 225 kg de ciment de classe 45 (cf. article Variétés de bétons et constituants [C 2 210] dans ce traité). On aura remarqué que de tels dosages modérés sont autorisés par les propriétés mécaniques relativement modestes requises : on peut se contenter d'une résistance caractéristique à la compression de 28 à 30 MPa à 1 an, ce qui est peu en regard des exigences dans d'autres domaines du génie civil.

Les particularités des méthodes de construction des barrages voûtes découlent des caractéristiques décrites : les équipements de concassage et de malaxage sont conçus pour accepter les gros granulats ; le transport est réalisé par des grues ou, dans le cas de grands chantiers, par des blondins ayant une capacité allant jusqu'à 30 t ; pour le bétonnage, le barrage est découpé en plots, larges de 10 à 20 m, construits indépendamment de leurs voisins ; les coffrages utilisés sont souvent autogrimpants, autorisant des levées de bétonnage entre 1,50 et 3 m de hauteur ; le béton est dosé très sec (eau-ciment < 0,5 en poids), sa mise en place est facilitée par des bulldozers, qui parfois portent des batteries de vibreurs hydrauliques. Les joints horizontaux entre deux levées successives sont soigneusement débarrassés de la laitance en excès, grâce à un lavage énergétique effectué peu après la prise (12 à 24 h).

Pour les ouvrages épais, ces précautions systématiques doivent être complétées par des dispositions spéciales :

— pré-réfrigération du béton frais, obtenue par refroidissement artificiel des granulats et/ou de l'eau, ou même par substitution partielle de l'eau de gâchage par de la glace en paillettes ;

- post-réfrigération du béton au moyen de réseaux de serpentins noyés dans la masse, dans lesquels on fait circuler de l'eau réfrigérée.

En fin de construction des plots d'un barrage voûte, il est nécessaire de rendre la structure monolithique en remplissant les joints entre les plots au moyen d'un coulis de ciment ; cette opération très délicate appelée « clavage » est réalisée sous un contrôle très précis des pressions appliquées et des déformations qui l'accompagnent.

3.5 Types dérivés : barrages à voûtes multiples

La structure de type voûte a été incorporée dans des ouvrages plus complexes conçus pour répondre à des conditions topographiques particulières. Lorsque la partie haute des rives se révèle, d'un point de vue topographique ou géotechnique, un peu juste, on réalise une ou deux culées : il s'agit de massifs pesants, sortes de barrages poids aptes à supporter une partie de la poussée de la voûte, en plus de la poussée directe de l'eau de la retenue ; on peut aussi associer une voûte avec une aile à contreforts, comme au barrage de Roselend (France). Le cas extrême est constitué par le barrage à voûtes multiples (figure 20) : il s'agit d'une juxtaposition de contreforts, sur la face amont desquels s'appuient des voûtes indépendantes les unes des autres ; de tels ouvrages, qui ont quelque similitude avec les barrages à contreforts, s'accommodent bien de vallées larges ; il faut souligner toutefois que leur

comportement complexe est fortement affecté par les conditions extérieures – climatiques et sismiques notamment ; cela explique en partie la désaffection dont ils sont l'objet.

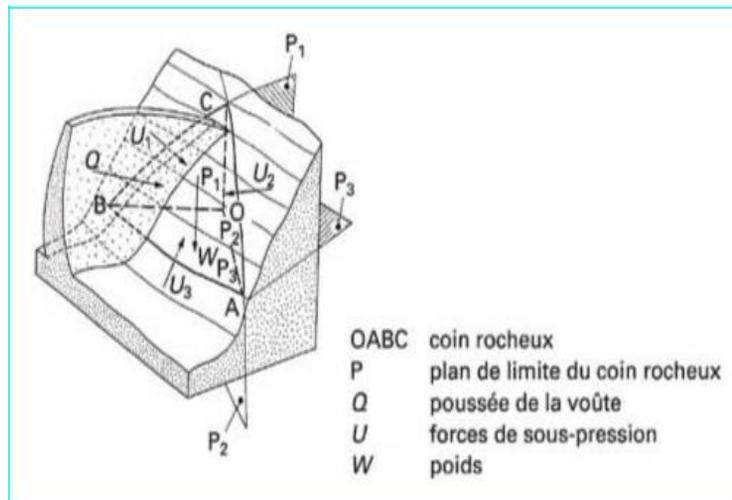


Fig. 19 étude de la stabilité d'une rive (méthode de Londé)

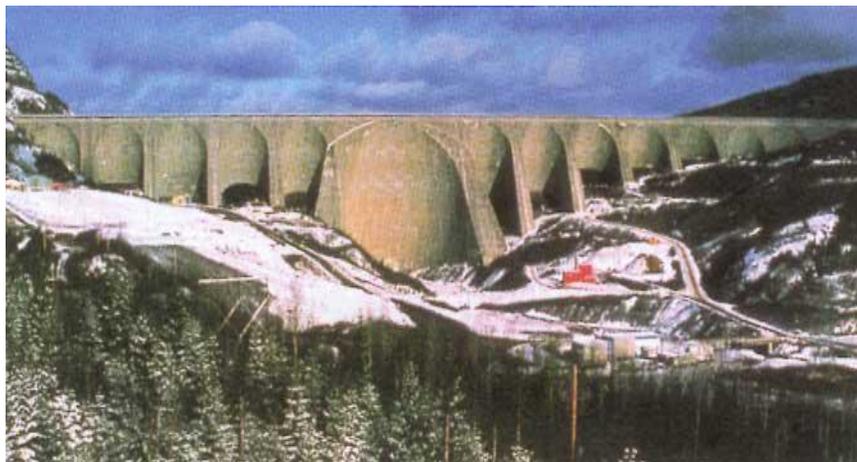


Fig. 20 barrage à voutes multiples

4. Barrages en remblai

4.1 Caractéristiques générales

ce paragraphe concerne essentiellement les barrages en terre, qui constituent l'archétype des barrages en remblai et dans lesquels les deux fonctions : étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type « sol » judicieusement organisés. Les principales variantes couramment rencontrées sont décrites au paragraphe 4.8.

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable (§ 4.2) sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est

une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues (§ 5) qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues.

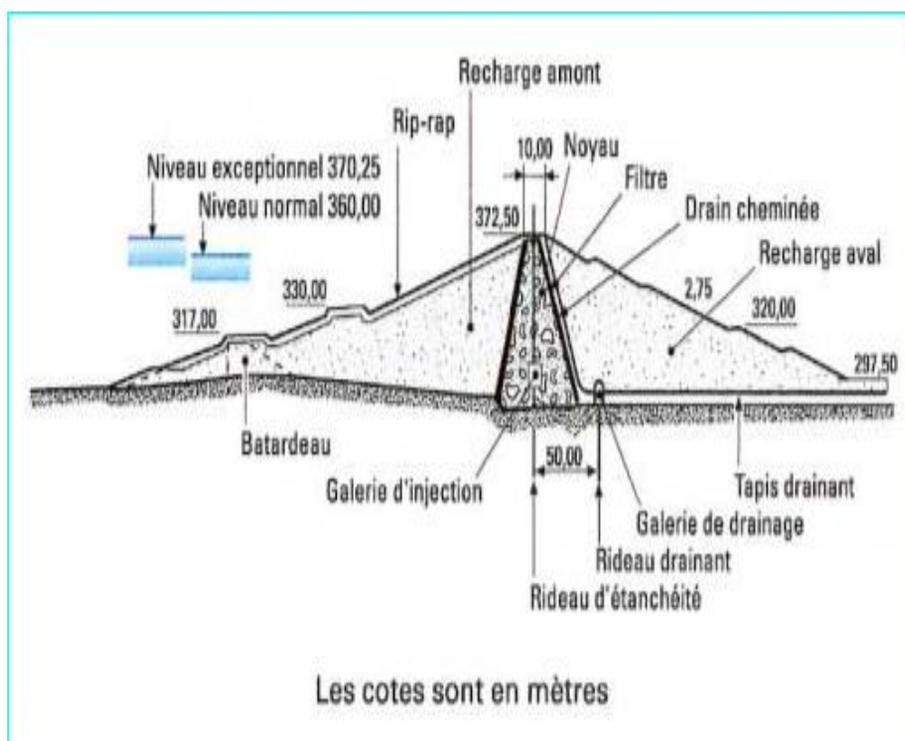
Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels :

- le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ;
- le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes (figure 21) :

- le noyau : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- les recharges (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottants, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- les drains : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;
- les filtres : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne ;
- le rip-rap : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc.

Figure 21 – Barrage en terre de Hammam Debagh (Algérie)



Dans un barrage en remblai bien adapté à sa fondation, on trouvera une concordance entre les propriétés des différentes zones du remblai et les propriétés (naturelles ou modifiées par traitement) des parties de la fondation sur lesquelles ces zones trouvent appui.

4.2 Propriétés des matériaux de construction

4.2.1 Matériaux pour les noyaux

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité. Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines et, sauf cas particuliers, pas de gros éléments (figure 22). Une propriété importante est l'**indice de plasticité** I_p ($I_p = w_l - w_p$), dont la définition est : Pour les sols, un indice de plasticité précise la différence numérique entre la limite de liquidité d'Atterberg et la limite de plasticité d'Atterberg. Exprimé en pourcentage du poids sec d'un échantillon de sol, il indique l'étendue de la gamme des teneurs en eau entre lesquelles le sol reste plastique, qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre 15 et 25 % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des I_p compris entre 0 et 60 %).

On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal »; les courbes de compactage (figure 23) indiquent le poids volumique du sol sec γ_d obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau w ; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir: trop sec, le sol se plastifie mal pendant le compactage; trop humide, l'eau occupe un volume non réductible (sauf par consolidation, ce qui exige du temps) et, de plus, le compactage engendre des pressions interstitielles excessives, nuisibles à la stabilité, en pratique l'optimum se situe, pour des argiles, entre 10 et 20 %.

Les caractéristiques mécaniques de **résistance au cisaillement** sont mesurées au laboratoire sur des moulages compactés :

— en contraintes totales : $\tau = c + \sigma \tan \phi$

la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ sont mesurés à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement (cf. article Résistance au cisaillement [C 216] de la rubrique Mécanique des sols du présent traité) suivant les modes non drainés (UU ou CU) simulant au mieux les conditions devant exister dans le remblai, ce qui est souvent imprécis :

- en contraintes effectives : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

la cohésion c' et l'angle de frottement interne ϕ' sont alors mesurés suivant des conditions drainées (CD) ou non drainées (CU) avec, dans ce cas, mesure de la pression interstitielle u .

Figure 22 – Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai

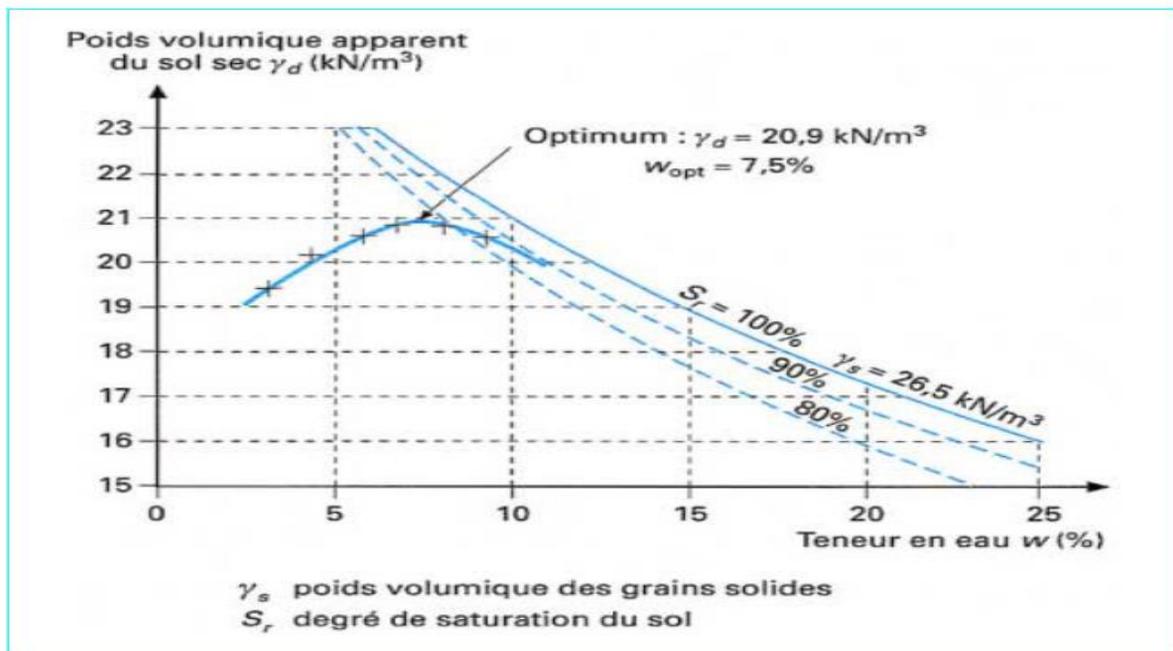
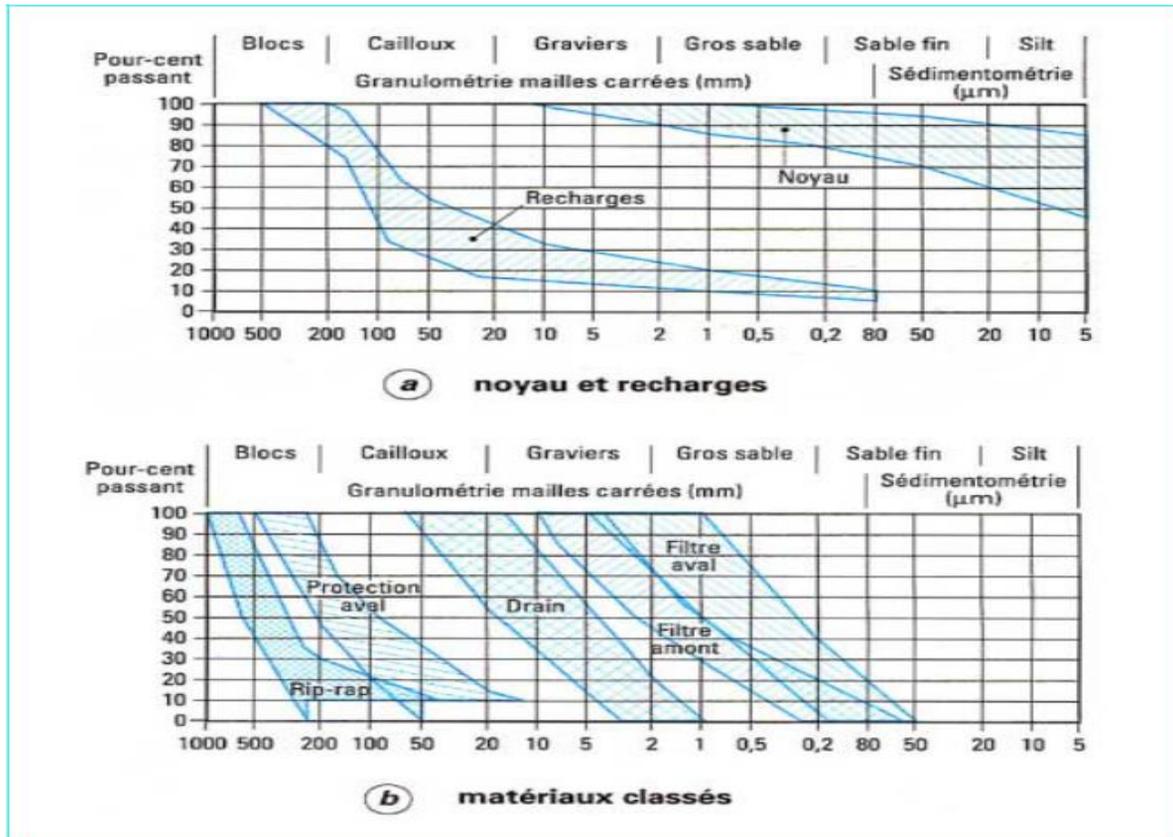


Figure 23 – Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai

La teneur en eau naturelle des matériaux dans les zones d'emprunt est évaluée sur prélèvements ; elle doit être aussi proche que possible de l'optimum de compactage, car il est souvent difficile de beaucoup modifier (plus de 4 %) la teneur en eau des sols fins, et cela exige des techniques d'autant plus complexes et coûteuses que la correction est importante. En pratique, on préfère souvent compacter à une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum, ce qui améliore les liaisons entre couches successives.

La perméabilité du matériau compacté (souvent faible : de l'ordre de 10^{-9} à 10^{-7} m/s), la compressibilité, et la vitesse de consolidation sont d'autres paramètres indirectement importants car ils influent sur les variations de pression interstitielle pendant et après la construction.

Bien entendu, une fois la construction commencée, les propriétés des matériaux dans les conditions réelles de mise en place sont contrôlées par des essais analogues effectués, cette fois, sur des prélèvements intacts.

4.2.2 Matériaux pour les recharges

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place.

Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une part importante du coût ; à défaut, on se repliera sur des variantes (§ 4.8).

Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau, avec les nuances suivantes:

— lorsque la proportion d'éléments fins est faible, les pressions interstitielles ne se développent pas, ce qui rend les essais plus faciles et plus rapides;

— en revanche, la présence de gros éléments impose de réaliser les essais sur des échantillons plus gros: triaxial de diamètre 400 mm pour des éléments jusqu'à 80 mm; ces essais sont coûteux et les équipements rares. Au-delà de ces dimensions, on doit se contenter de déduire les propriétés du matériau étudié à partir des propriétés obtenues en enlevant les gros éléments; cette procédure est relativement imprécise. La vérification des propriétés réelles en place, au moyen d'essais in situ, revêt alors une importance capitale; mais même ce recours est pratiquement impossible pour les remblais de gros enrochements.

En général les alluvions propres ont un angle de frottement interne ϕ' compris entre 35 et 45°.

À noter que la perméabilité forte est surtout intéressante pour la recharge amont, dans laquelle se trouvent ainsi réduites les pressions interstitielles de vidange rapide (§ 4.3) ; des matériaux plus mélangés peuvent être admis dans la recharge aval où ce problème ne se pose pas.

4.2.3 Matériaux classés pour les filtres et les drains

Pour ces matériaux, on recherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature ; ils sont donc fabriqués en quantité juste nécessaire à partir d'alluvions ou d'enrochement de carrière ; la préparation comprend successivement les opérations de concassage (cf. article Granulats : sables, graviers et concassés de carrière [C 902] dans ce traité), triage (sur des cribles vibrants arrosés), et enfin un lavage énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fins en excès. La détermination des courbes granulométriques appropriées à la satisfaction des deux principales fonctions (filtre et drain) est détaillée dans les paragraphes 4.4 et 4.5.

4.2.4 Matériaux spéciaux de protection de surface

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est en général assurée par le rip-rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de

la pente du talus, peut dépasser 1 m. Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton. À l'aval, des blocs de 10 à 30 cm suffisent en général ; sur des talus de faible pente, on préfère parfois un engazonnement qui protège efficacement s'il est entretenu.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable.

4.3 Stabilité et dimensionnement

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols (cf. article Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble [C 254] dans ce traité) ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

La figure 24 présente une épure de stabilité courante. Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées :

— état normal en service, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;

— fin de construction : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

— fin de vidange rapide : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

— état normal en service pendant un séisme : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

A titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable (récurrence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudostatique.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés (§ 4.2). Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

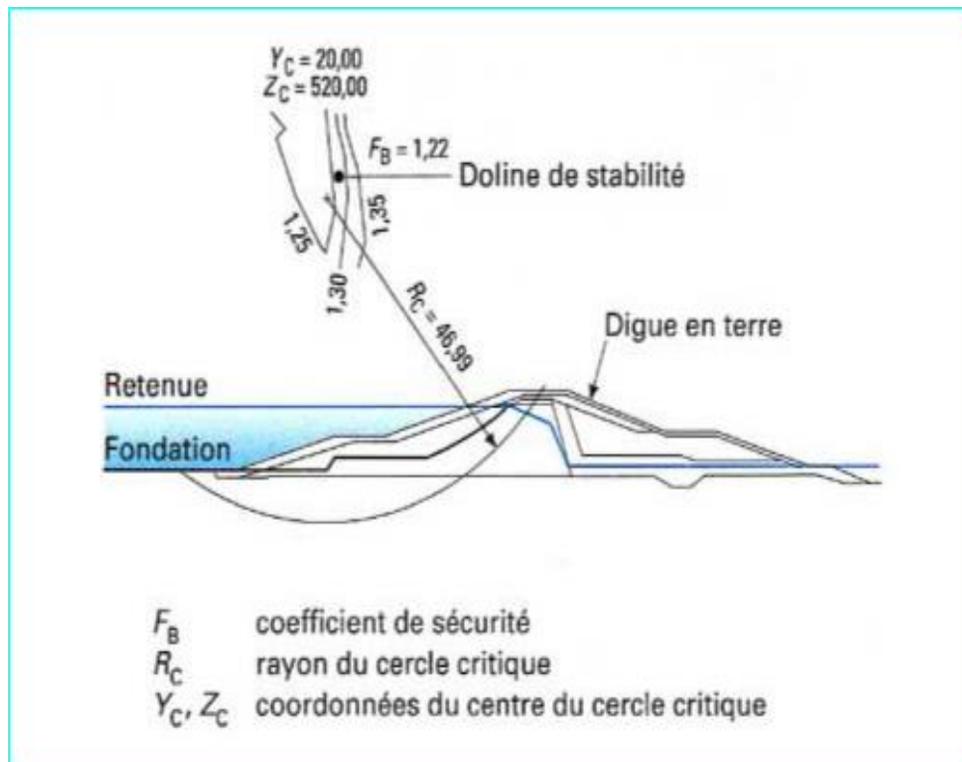


Figure 24 – Épure de stabilité d'un remblai

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions interstitielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc. Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression interstitielle (figure 25), permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression interstitielle excède la contrainte totale mineure.

4.4 Drainage interne du remblai

On a vu l'intérêt de contrôler et de réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale ; cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité, appelées drains ; de manière classique, on trouve dans presque tous les remblais :

- le **drain cheminée**, nommé ainsi car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives ;

- le **tapis drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval ; son épaisseur minimale est de 50 cm, souvent plus.

La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation à travers le noyau, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir soit d'une fissure du noyau (créée par fracturation hydraulique ou par tassement différentiel), soit d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou un autre organe ; les drains sont donc des organes de sécurité. Leur débitance est aisément calculable à partir de la **perméabilité des matériaux drainants**, laquelle est connue :

— en première approche, par la formule de Sherard, applicable aux matériaux granulaires à granulométrie relativement étroite :

$$K = 3\,500 (D_{15})^2$$

Avec K (m/s) coefficient de perméabilité de Darcy ($V = Ki$; avec i gradient hydraulique),
 D_{15} (cm) dimension des grains de la fraction à 15 % du drain

— en contrôle, par des essais de laboratoire et de chantier.

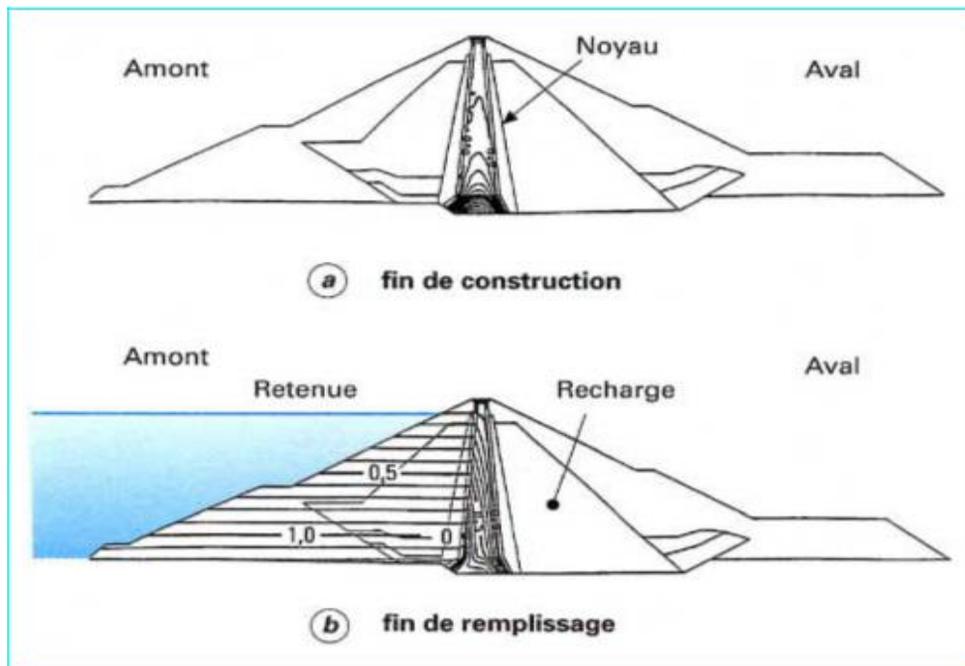


Figure 25 – Pressions interstitielles dans un remblai (calcul par éléments finis Gefdyn)

La perméabilité est fortement influencée par la propreté, c'est-à-dire la teneur en éléments fins ($D < 0,08$ mm par convention) qui ne devrait pas dépasser 2 à 3 %.

On considère qu'un matériau D est apte à jouer un rôle de drain par rapport à un autre matériau voisin B (c'est-à-dire que le contraste de perméabilité entre les deux est grand) lorsque la règle granulométrique suivante est respectée :

$$D_{15} > 5B_{15} \quad (\text{exemple fig. 22})$$

D_{15} (mm)- dimension de la fraction à 15% du matériau drain,

B_{15} (mm) dimension de la fraction à 15% du matériau à grainer.

En pratique, on est amené à dimensionner très largement les drains pour permettre à ceux-ci d'absorber les débits, potentiellement très forts, provenant d'une fissure accidentelle du noyau.

4.5 Lutte contre l'érosion interne :

Les filtres

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau, l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides intergranulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré : le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ;

une amorce de renard, même très tardive (on a vu de tels accidents sur des remblais datant de 60 ans), peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes. La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées: ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire,

choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer les vides intergranulaires du matériau filtre. Les règles de dimensionnement des filtres indiquées ci-après résultent de recherches récentes et sont maintenant appliquées pour tous les ouvrages neufs. Dans ce qui suit, d_{xx} représente le diamètre des grains du matériau à protéger passant à $xx\%$, et D_{xx} représente le diamètre des grains du filtre passant à $xx\%$; ces valeurs sont calculées sur la fraction des matériaux inférieure à $4,75\text{ mm}$; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger :

— silt ou argile (plus de 85% inférieurs à $0,075\text{ mm}$) :

$$D_{15} \leq 9d_{85}$$

(mais si $9d_{85} < 0,2\text{mm}$, prendre $D_{15} = 0,2\text{mm}$)

— sable fin ou silt argileux (40 à 85% inférieurs à $0,075\text{ mm}$) :

$$D_{15} \leq 0,7\text{ mm}$$

— sable ou gravier silteux ou argileux (15 à 39% inférieurs $0,075\text{ mm}$) :

$$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} (4d_{85} - 0,7\text{mm}) + 0,7\text{mm}$$

avec A pourcentage passant au tamis de $0,075\text{ mm}$; cette règle est vérifiée pour toute fraction granulométrique avec le d_{85} correspondant (mais si $4d_{85} < 0,7\text{ mm}$, prendre $D_{15} = 0,7\text{ mm}$)

— sables et graviers avec moins de 15% inférieurs à $0,075\text{ mm}$:

$$D_{15} \leq 4d_{85}$$

(dans ce dernier cas, le d_{85} correspond à la granulométrie complète du matériau de base)

Un filtre doit donc être dimensionné en fonction du matériau qu'il doit soutenir ; il doit pouvoir être mis en place de manière homogène, sans ségrégation ; pour cela, sa granulométrie doit être étroite et respecter la règle suivante :

| D90 minimal (mm) | D10 maximal (mm) |
|------------------|------------------|
| < 0,5 | 20 |
| 0,5 à 1,0 | 25 |
| 1,0 à 2,0 | 30 |
| 2,0 à 5,0 | 40 |
| 5,0 à 10 | 50 |
| 10 à 50 | 60 |

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et son drain cheminée aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles ci-avant. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau ; mais on se contente aussi d'un matériau de transition à granulométrie intermédiaire.

4.6 Traitement des fondations

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un drainage de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des puits de décharge forés au pied aval du remblai.

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, étancher la fondation, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent :

— à proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous ;

— création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage.

4.7 Méthodes de construction

La construction des barrages en terre fait appel aux techniques générales de terrassement, à cela près que les précautions pour obtenir en tout point les propriétés nécessaires en matière de granulométrie, propreté, degré de compactage, etc. sont particulièrement développées. Cela concerne tout spécialement la maîtrise de la teneur en eau au voisinage de l'optimum et le contrôle des surpressions interstitielles de construction dans le noyau (figure 25), qui obligent parfois à ralentir la cadence de remblai : les techniques d'humidification (par exploitation « en rizière ») ou de séchage (manipulations multiples, épandage, hersage, passage au four dans les cas extrêmes), bien que coûteuses, doivent souvent être mises en œuvre.

Signaler enfin le recours aux moyens de transport des matériaux par tapis transporteurs, économiques lorsque la topographie est défavorable à l'implantation de pistes.

4.8 Autres types de barrages en remblai

4.8.1 Remblais d'enrochement à noyau interne

L'utilisation d'enrochements pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de nombreux avantages :

— leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;

— leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle

— mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

Les enrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocométrie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre. Une telle variante pose néanmoins des problèmes dont les principaux sont :

- une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des enrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ;
- la nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ;
- la nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les enrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;
- l'état de contraintes dans le noyau argileux, empêché de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique ;
- enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments.

La figure 26 présente la coupe type du barrage du Mont-Cenis dans les Alpes.

4.8.2 Étanchéités internes artificielles

L'absence de terre à noyau a parfois fait adopter une technique particulière, qui consiste à placer à l'intérieur d'un remblai une paroi étanche sensiblement verticale. À titre d'exemple, le barrage de Storglomvatn en Norvège (figure 27) comporte un noyau de béton bitumineux de 1 m d'épaisseur environ ; cette paroi a été construite au fur et à mesure du remblai, sous forme de couches minces (20 cm) superposées.

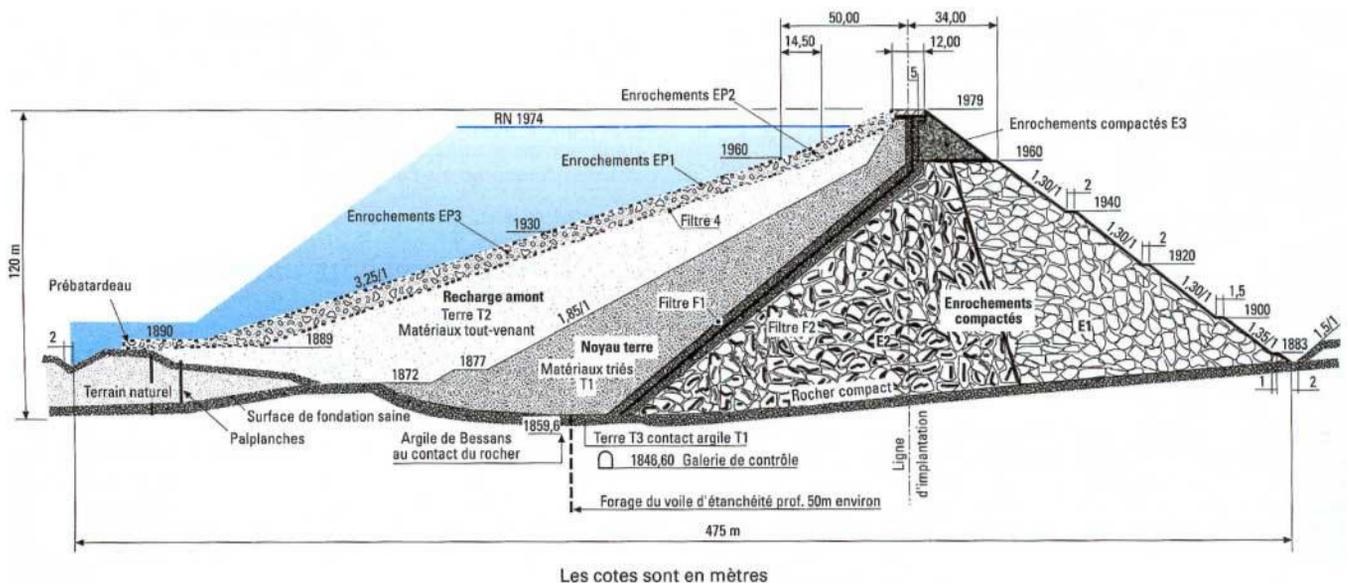


Figure 26 – Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

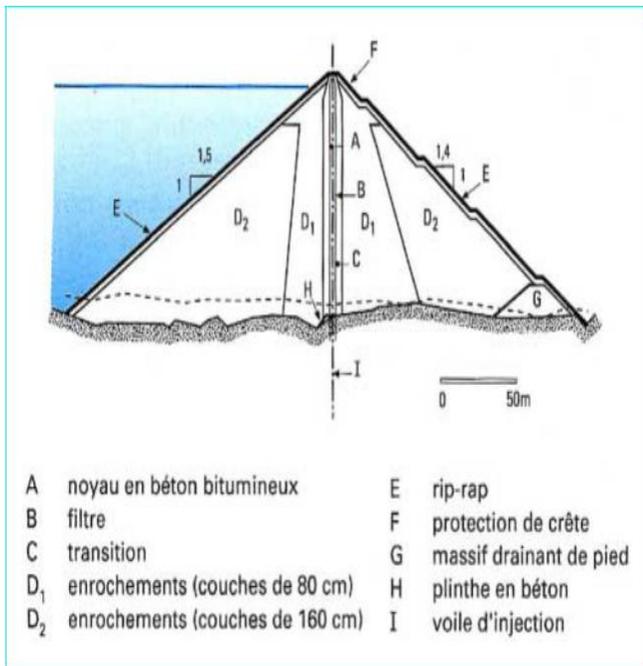


Figure 27 – Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège)

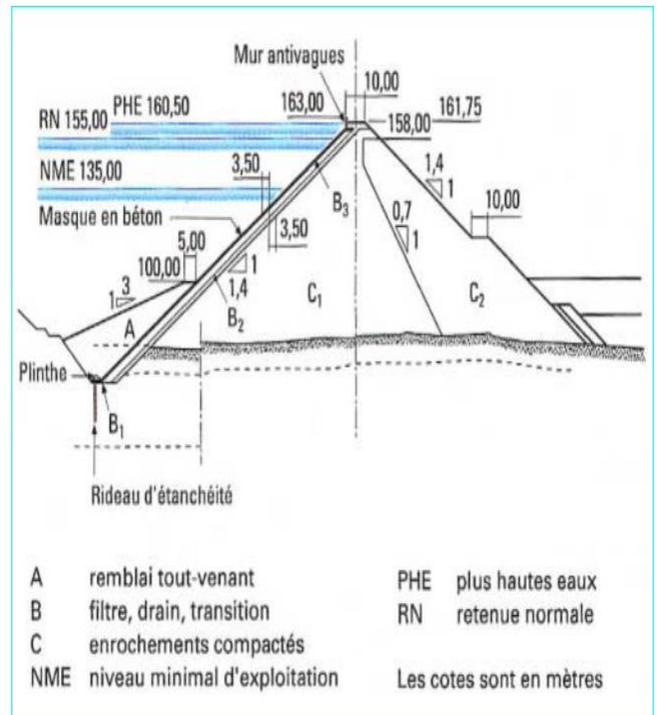


Figure 28 – Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande)

Une autre technique peu répandue consiste à mettre en place, à travers le remblai terminé, une paroi moulée en béton plastique qui rejoint, voire pénètre, la fondation.

Ce genre de réalisations pose toutefois des problèmes de fiabilité du drainage aval, d'autant plus nécessaire que les parois minces sont sensibles aux tassements différés et peut-être aux secousses sismiques.

4.8.3 Barrages à masque amont

Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue.

Les masques en béton de ciment (figure 28) sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m.

Les masques en béton bitumineux (figure 29) sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée ; les pentes ne doivent pas être plus raides que 2h/1v (h : horizontale, v : verticale), ce qui permet de les associer à un remblai de terre. De telles solutions se rencontrent principalement en Europe pour des hauteurs inférieures à 100 m.)

Citons pour terminer les étanchéités superficielles amont constituées par des géomembranes ou des feuilles étanches préfabriquées à base de bitume, plastiques, élastomères, ou combinaisons de ces produits ; ces solutions sont réservées jusqu'à présent à des ouvrages de hauteur modérée ; ces étanchéités doivent être protégées des agents extérieurs divers par une couche superficielle naturelle (transition, petits enrochements) ou artificielle (géotextiles, dalles...).

Un problème commun à tous les types de barrages à masque amont est celui du raccordement périphérique à la fondation, laquelle est incapable de supporter des gradients hydrauliques comparables à ceux qui existent dans le masque lui-même : il faut donc prévoir un organe de transition, qui revêt en général la forme d'une plinthe en béton ancrée à la fondation, permettant la réalisation d'une ou plusieurs lignes d'injection et, parfois, une galerie de visite et de drainage.

5. Organes hydrauliques fonctionnels et annexes

5.1 Évacuateurs de crues

Il s'agit du ou **des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval** tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode.

Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur **l'évacuateur** en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue.

Dans tous les cas, le dimensionnement se réfère à la crue de projet définie par l'hydrologie ; on adopte soit la crue de période de récurrence 10 000 ans, soit la « crue maximale probable » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient parfois affecter une crue de projet de période plus courte : 1 000 à 5 000 ans, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.

Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un simple déversoir ou trop-plein, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. Le flot, après avoir franchi le déversoir, est conduit à l'aval, soit par un **coursier** incliné qui s'achève dans un bassin à ressaut de dissipation de l'énergie (on évite ainsi d'endommager le cours aval de la rivière et de mettre en danger les rives), soit par un système dit à saut de ski, qui a pour effet de lancer l'eau le plus loin possible du pied aval du barrage, là où l'impact n'est pas dommageable. Les barrages en béton peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; les remblais en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel (figure 30).

Plus sophistiqués, les déversoirs peuvent être équipés de vannes (ou systèmes équivalents : boudins gonflables, hausses fusibles) qui permettent de mieux utiliser la totalité du réservoir, sans diminuer la capacité d'évacuation des crues (figure 31) ; leur mécanisme doit être extrêmement fiable, et leur entretien rigoureux, car un défaut d'ouverture en période de crue mettrait l'ouvrage en danger. Enfin, l'évacuation des crues peut également être réalisée par des

passes vannées de fond, elles aussi contrôlées par des vannes. Sur les très grands fleuves, plusieurs de ces moyens doivent être associés.

5.2 Vidange de fond

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés.

Dans la pratique, il s'agit d'un ou plusieurs pertuis équipés de deux vannes en série, placés soit directement dans le barrage (figure 32), soit dans une galerie spéciale creusée dans une rive.

Une règle simple en vigueur en France stipule que la capacité de la vidange de fond doit être d'au moins 1 m³/s par million de m³ de réservoir : cela permet de vider le réservoir en une dizaine de jours, en période de faibles apports.

5.3 Passes fonctionnelles

Selon les fonctions principales et annexes des aménagements, les barrages sont équipés d'organes spéciaux destinés à laisser passer :

— l'eau : ce sont les prises d'eau qui alimentent les turbines hydroélectriques, les usines de traitement des réseaux urbains ou industriels, les réseaux agricoles ; les prises étagées à différents niveaux du réservoir permettent de mieux gérer la qualité de la réserve, mais elles n'existent en pratique que pour les réseaux d'eau potable ;

— les sédiments (vases ou galets selon le site), notamment les passes de dévasement qui, en permettant le passage des limons apportés par les crues, maintiennent la capacité utile du réservoir ; de tels dispositifs ont été installés notamment sur la plupart des aménagements nord-africains ;

— les poissons : il s'agit des échelles à poissons ou des ascenseurs, organes complexes qui nécessitent une conception adaptée

la population piscicole ;

— les bateaux, les flottages de bois, etc. suivant les besoins plus ou moins importants selon les régions.

5.4 Systèmes de dérivation pendant la construction

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires.

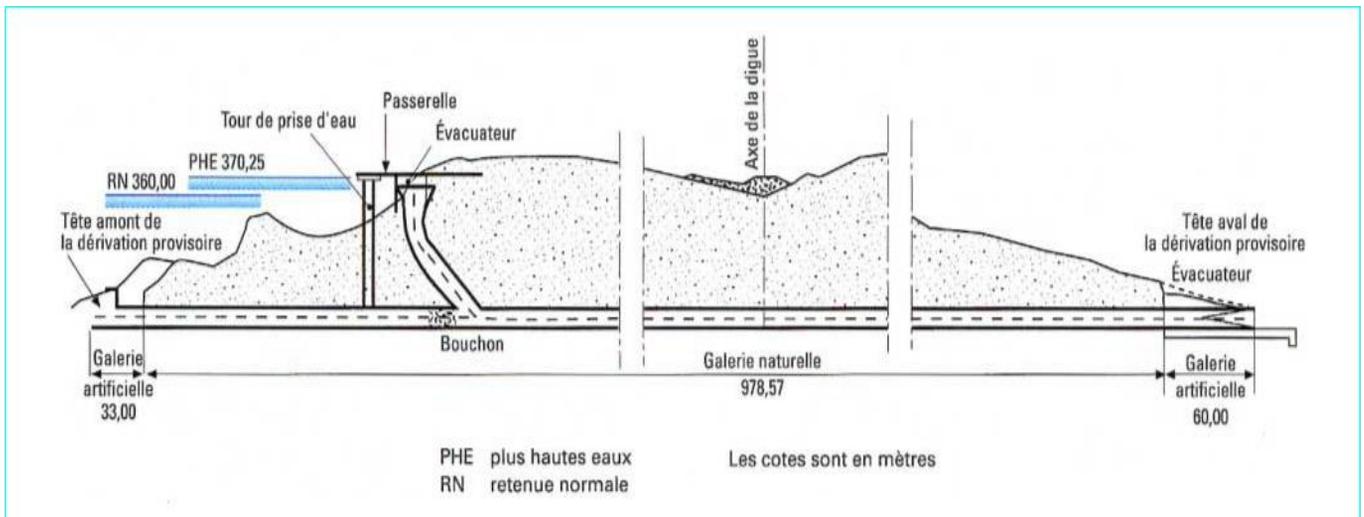


Figure 30 – Évacuateur à puits et tunnel (Hamam Debagh, Algérie)

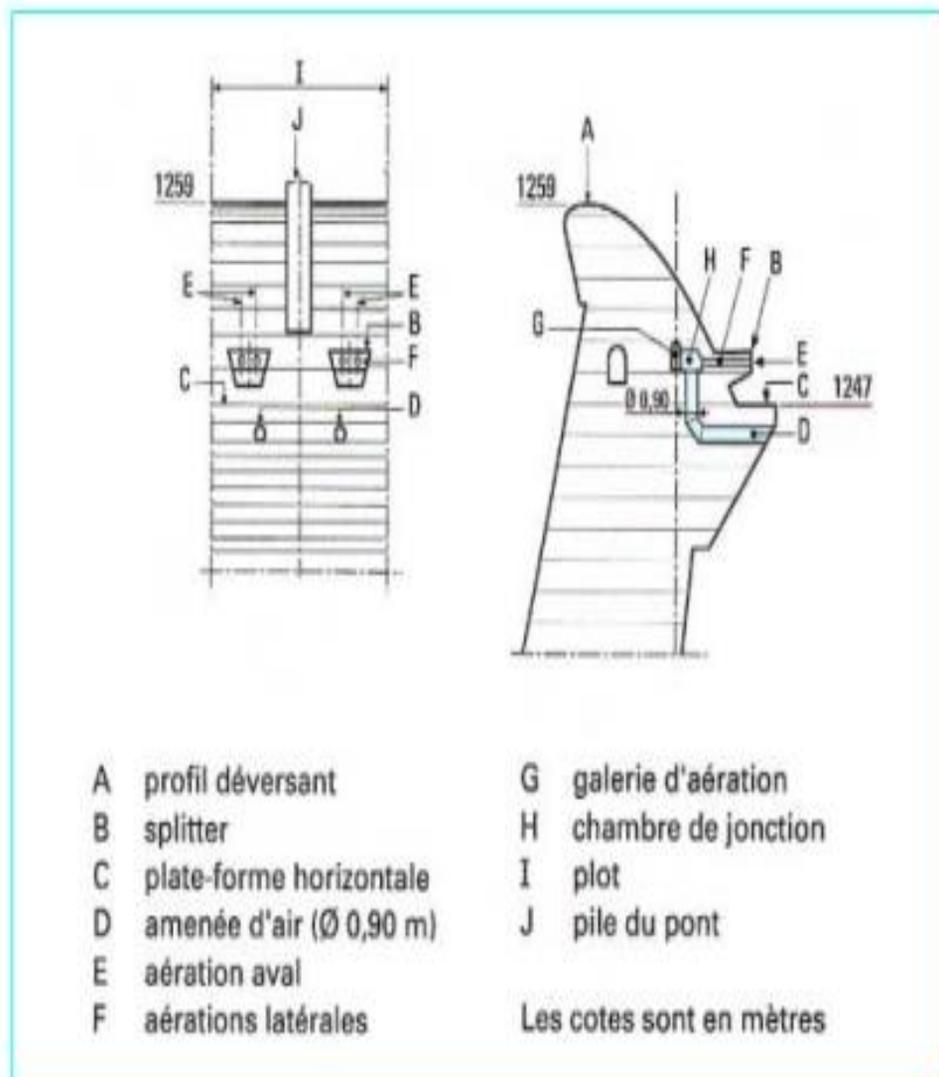


Figure 31 - Déversoir de surface de Henrik Verwoerd (Afrique du Sud)

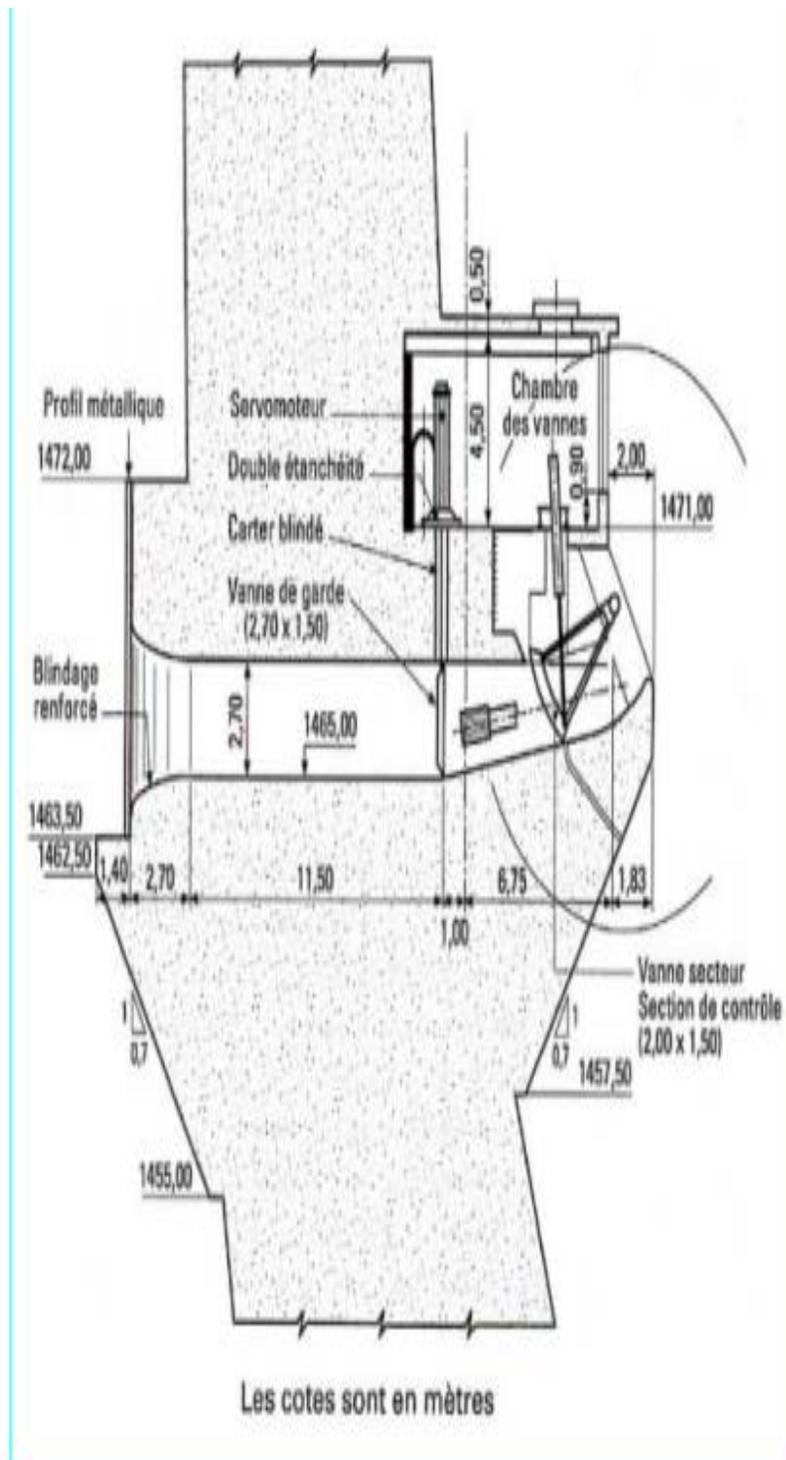


Figure 32 - Vidange de fond du barrage de Lapan (France)

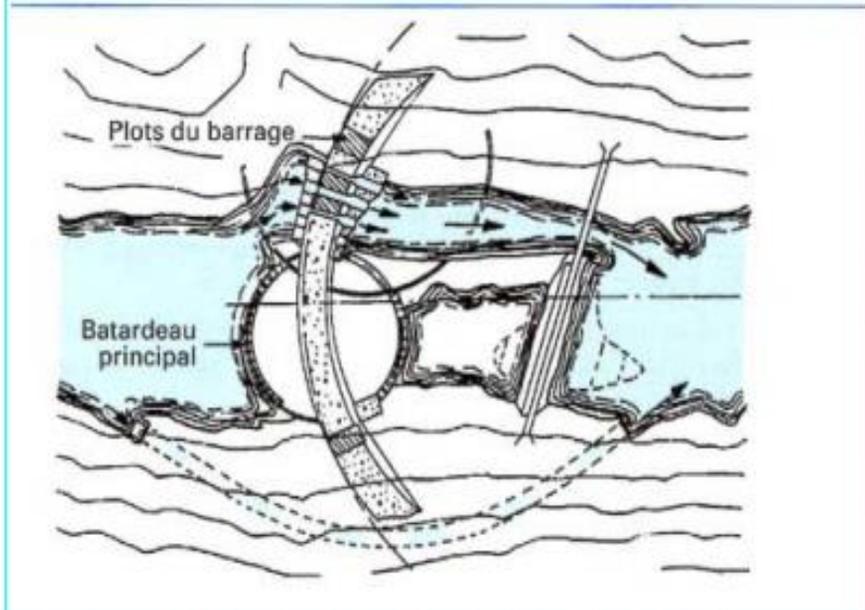
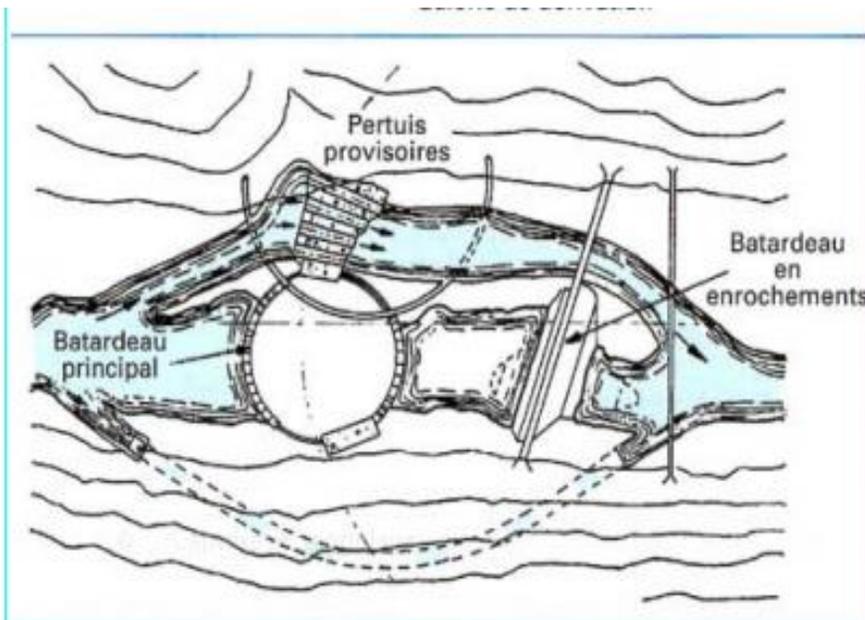
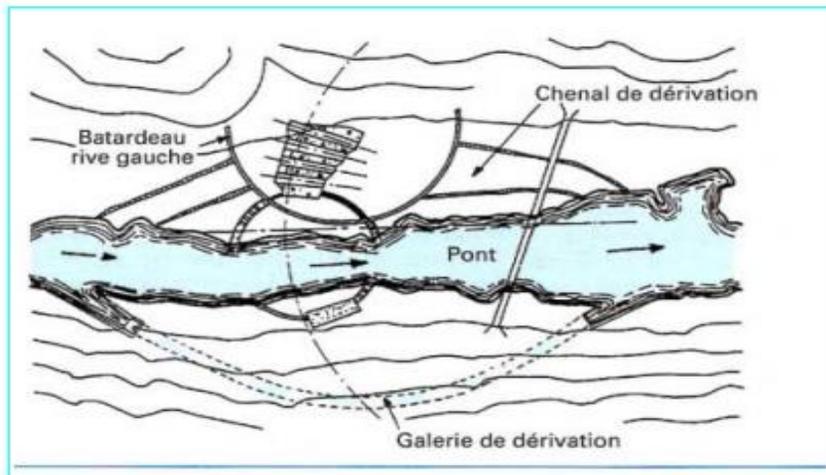


Figure 33 - Batardeaux du chantier du barrage de Kariba (Zambie-Zimbabwe) (d'après Technique des travaux, janvier 1962)

La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la crue de chantier, sensiblement plus fréquente que la crue de projet. C'est dire qu'on accepte un risque non négligeable (1/10 à 1/100) de voir le chantier noyé, ce qui correspond à une recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion.

Pour les barrages en remblai, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est obturée à la fin, à moins qu'elle ne soit réaménagée en vidange de fond.

Les barrages en béton, surtout les voûtes peu épaisses, autorisent des phasages plus subtils selon lesquels l'eau est dérivée provisoirement dans des pertuis provisoires obturés à la fin, sous la protection de systèmes de batardeaux complexes mais très économiques ; le risque de noyer le chantier est alors important, mais acceptable car les dommages associés sont faibles. Le chantier de Kariba (Zambie, 1960, figure 33) reste exemplaire.

6. Exploitation des barrages

6.1 Législation

La plupart des législations nationales définissent les obligations de l'exploitant d'un aménagement hydraulique comportant un barrage et une retenue vis-à-vis des tiers et de la collectivité. Les droits et les obligations générales de l'exploitant sont définis par une convention ; on y trouve précisé notamment le régime du débit réservé, minimum devant être obligatoirement restitué à l'aval en fonction de la saison.

Les obligations en matière de sécurité des biens et des personnes situés à l'aval sont régies par des règles précises, dont la sévérité varie selon l'importance de l'ouvrage, de sa retenue et des risques de dommages à l'aval. En France, on considère comme intéressant la sécurité publique tout barrage tel que :

$$H^2 \sqrt{V} > 1\,000$$

avec H (m) hauteur au-dessus du sol,

V (hm³) volume du réservoir.

Les règles relatives à ces ouvrages sont définies par la circulaire interministérielle 70-15 du 14 août 1970. Les obligations des propriétaires et concessionnaires y sont précisées :

— au stade du projet : le dossier technique justificatif de l'aménagement doit être soumis à l'approbation du Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB), organe technique interministériel composé d'experts compétents dans toutes les disciplines invoquées ;

— pendant la vie de l'ouvrage, l'exploitant est tenu d'effectuer certaines opérations de surveillance et d'auscultation (§ 6.2) et en rend compte à son autorité de tutelle ;

— enfin, les barrages qui ont à la fois une hauteur de 20 m au moins et une retenue de 20 hm³ au moins doivent faire l'objet d'un plan particulier d'intervention qui définit les procédures à suivre pour prévenir, protéger et secourir les populations en cas de situation anormale (crue très exceptionnelle, comportement anormal du barrage).

6.2 Surveillance et auscultation

La sécurité des barrages en exploitation repose essentiellement sur leur surveillance permanente, qui est définie cas par cas mais comprend toujours les aspects généraux suivants :

— les visites périodiques ordinaires, effectuées régulièrement (périodicité de 1 jour à 1 mois selon les cas) par l'exploitant lui-même, en vue de déceler les anomalies évidentes ;

— les visites annuelles et décennales intéressent l'ensemble de l'ouvrage ; y participent des représentants de l'autorité de tutelle et tous les spécialistes nécessaires ; en particulier, les visites décennales impliquent en principe la vidange du réservoir et la visite des parties normalement immergées du barrage ; devant les

difficultés d'application de cette règle, notamment en matière de pollution, la visite subaquatique par soucoupe ou caméra téléguidée est maintenant acceptée ; ces visites sont l'occasion de vérifier le bon fonctionnement des organes de sécurité, notamment les vannes.

Le programme d'auscultation du barrage et de sa fondation définit la nature et la périodicité (de 1 jour à 1 an) des mesures effectuées au moyen d'appareils spécialement incorporés dans l'ouvrage pour en suivre le comportement et déceler les éventuels écarts avec les prévisions du projet : il s'agit essentiellement de mesures de déplacements [topographie, pendules (figure 34) extensomètres, inclinomètres], de piézométrie (piézomètres, cellules de pression interstitielle), de débits de fuite ; à quoi s'ajoutent les mesures spéciales « sur mesure » telles que le suivi des fissures dans le béton ou la mesure des pressions totales dans les remblais.

L'interprétation des mesures d'auscultation doit être effectuée en concertation avec le projecteur de l'ouvrage qui sera mieux à même de déterminer la gravité des anomalies éventuellement constatées (notons que dans plusieurs pays le projecteur est obligatoirement impliqué dans cette opération). Elle consiste en première approche à comparer les mesures avec des modèles déterministes (résultats des calculs du projet par exemple) ou avec des modèles statistiques qui indiquent le degré de continuité des phénomènes ; c'est ce second type de modèles qui est le plus fréquemment employé en France, la philosophie étant que les événements progressifs à vitesse contrôlée ne peuvent conduire à des ruptures sans prévenir. La figure 35 présente un exemple de fiche de surveillance pour un appareil d'auscultation.

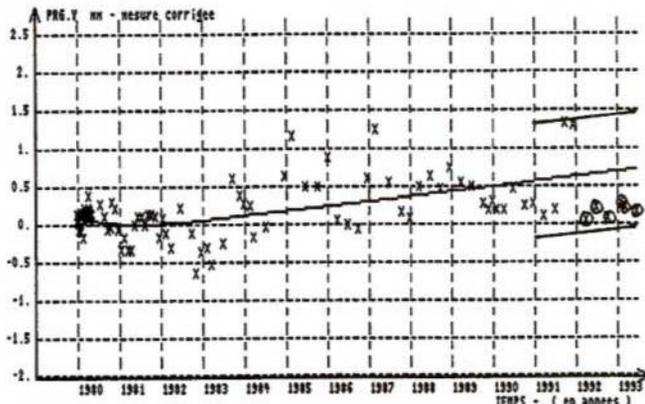


Figure 34 – Auscultation interne d'un barrage par pendule inversé

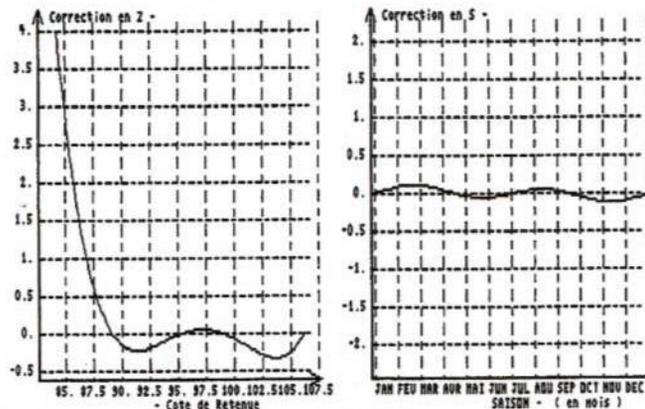
Fiche de Surveillance

pour la grandeur PRG.Y en mm - + AVAL
 Modèle du 5/12/90 à 17h. 1mn

Mesures corrigées avec modèle en T et bande de normalité



Graphiques de correction des mesures brutes



CORRECTION de MARCHE: néant

- VARIANCE CORRIGEE : VaC= 0.297

| 1 N° de Mes. | 2 date de mesure | 3 cote de retenue | 4 mesure brute | 5 correct. en Z | 6 correct. en S | 7 correct. de marche | 8=4-5-6-7 mesure corrigée | 9 modèle en T | 10=8-9 écart absolu | 11=10/VaC écart relatif | 12 remarques selon 11 |
|-----------------|---------------------|----------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------------|------------------------------|------------------|------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 98 | 17/ 6/93 | 103.800 | -0.210 | -0.339 | -0.027 | 0.000 | 0.157 | 0.724 | -0.567 | -1.907 | douteux |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

Figure 35 – Fiche de surveillance d'un appareil d'auscultation de barrage

7. Problèmes qui subsistent. Voies récentes de recherche

7.1 Critères de qualité pour les barrages

Les barrages constituent des réserves énormes d'énergie potentielle qui, brutalement relâchée à la suite d'une rupture, a toujours des effets dévastateurs sur de larges zones à l'aval. Cela justifie amplement que les concepteurs, constructeurs et exploitants d'aménagements hydrauliques mettent la sécurité de leurs ouvrages au premier plan et sans compromis dans tous les pays du monde, quels que soient leurs moyens et leur degré de développement. Pourtant, malgré cette volonté clairement affirmée, des catastrophes se sont produites, ou même des accidents moins connus qui n'ont dû qu'au hasard de ne pas se transformer en catastrophes. La sécurité est donc, et de loin, la première qualité d'un barrage ; les facteurs qui l'influencent, et les progrès réalisés en la matière, sont analysés dans le paragraphe suivant.

La sécurité n'est toutefois pas le seul critère de qualité des barrages, au sens large de satisfaction des besoins exprimés ; les bons barrages sont ceux dont la construction est facile et exempte d'aléas, dont l'exploitation est économique et conforme aux attentes, ceux enfin qui perturbent au minimum les équilibres des cours d'eau sur lesquels ils sont installés. On insistera sur les recherches en cours et sur les progrès récents réalisés dans ces domaines.

7.2 Sécurité des barrages

Tous les barrages sont différents en raison de leur forte dépendance des conditions particulières, de fondation notamment ; tous sont donc des prototypes. Les leçons des accidents ou simplement des dysfonctionnements doivent être tirées de la manière la plus large possible. La diffusion, au niveau mondial, de toutes ces informations, est assurée de manière efficace par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) qui réunit tous les professionnels : concepteurs, entrepreneurs, exploitants et organismes nationaux de contrôle.

7.2.1 Statistiques mondiales globales

La CIGB a publié des statistiques mondiales sur les accidents survenus à des grands barrages (plus de 15 m). Malgré la diversité des types de barrages et des circonstances particulières à chaque accident, il est possible de faire apparaître quelques grandes tendances.

En moyenne, la probabilité de rupture d'un barrage, quels que soient son type, son âge ou le pays dans lequel il est construit, est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-5}$ par an. Cela peut sembler très faible, mais représente néanmoins un accident par siècle dans un pays qui, comme la France, possède 500 barrages. Tous les accidents ne donnent heureusement pas lieu à pertes de vies humaines, surtout l'époque actuelle, grâce en particulier aux moyens de prévention et d'alerte qui se généralisent.

On peut chercher à classer la fréquence et la gravité des accidents en fonction des causes premières, des circonstances et des types de barrages.

7.2.2 Importance relative des causes de rupture

Il est significatif que la quasi-totalité des ruptures est directement liée à un phénomène naturel non conforme aux prévisions faites au moment du projet ; les cas de défaillance de la structure du barrage sont rares, surtout à l'époque récente ; cela vaut pour tous les types de barrages.

■ Causes hydrologiques

La sous-estimation du volume et du débit des crues exceptionnelles que chaque ouvrage peut être amené à supporter dans sa vie est un défaut très fréquent des projets les plus anciens ; cela se produit encore dans les pays dont le régime hydrologique n'est étudié que depuis peu

de temps. La gravité des conséquences est très variable selon le type d'ouvrage, comme on le verra plus loin ; quoi qu'il en soit, on constate que les projets récents sont conçus pour supporter des crues bien plus importantes, et que beaucoup de barrages anciens ont été modifiés pour offrir une sécurité accrue de ce point de vue.

■ Causes géotechniques

Pendant longtemps, on a considéré que la fondation d'un barrage était essentiellement sollicitée par les forces directement appliquées par le barrage ; ce n'est que peu à peu, et à la suite d'accidents, qu'on a pris conscience du rôle déstabilisateur prépondérant de l'eau, à travers les forces de sous-pression et de percolation. De ce fait, les reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées à l'appui des projets récents sont beaucoup plus complètes qu'autrefois ; des méthodes d'investigation nouvelles sont apparues (essais mécaniques en sondages, méthodes géophysiques spécifiques) qui complètent la panoplie. Néanmoins, des faiblesses localisées (failles, joints remplis d'argile) échappent encore parfois à l'étude et constituent statistiquement une cause importante de rupture.

■ Tremblements de terre

On craint beaucoup ce type d'évènements, susceptible en principe de provoquer de graves désordres dans les barrages de toutes natures : augmentation des pressions interstitielles dans les remblais, forte amplification des accélérations au niveau de la crête, rôle amplificateur de la retenue. L'analyse du comportement des barrages soumis à des séismes a fait d'énormes progrès ces dernières années, grâce aux codes de calcul aux éléments finis. Ces études semblent confirmer que le risque potentiel d'endommagement grave d'un barrage sous une forte secousse est réel ; et pourtant, l'expérience mondiale indique plutôt que les barrages résistent bien aux tremblements de terre ; plusieurs d'entre eux ont été sévèrement secoués et ont subi des dégâts, mais aucune rupture n'a été constatée à ce jour.

■ Défaut des organes de sécurité

Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).

■ Causes diverses

Exceptionnelles et en très faible nombre, on peut citer le sabotage (Allemagne, Croatie), l'instabilité des rives du réservoir (Italie)...

■ Défaut de surveillance

Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages

7.2.3 Pathologie grave des barrages de divers types

■ Barrages en remblai

En termes statistiques à l'échelle mondiale, les barrages en remblai, qui sont 5 fois plus nombreux que les barrages en béton (cette proportion a tendance à diminuer, elle n'est que de 2 pour les constructions récentes), ont une probabilité annuelle de rupture de $5 \cdot 10^{-5}$, tous âges confondus. Cette probabilité est 5 fois plus faible pour les ouvrages récents, construits après 1960, que pour ceux qui datent d'avant 1940. L'analyse des causes montre, de manière troublante, que seulement 15 % des accidents sont liés à des phénomènes de glissement et d'instabilité, les seuls qui puissent être bien appréhendés en termes de mécanique ; la grande

majorité des ruptures (75 % plus précisément) est liée à l'érosion régressive par l'eau, en surface ou à l'intérieur des massifs. Les 10 % restants sont dus à des effets divers.

L'érosion à la suite de la submersion est le point faible de ce type de barrages, qui se trouvent de ce fait bien plus sensibles à une évaluation inadéquate des crues maximales possibles, ou encore à une défaillance des vannes.

Toujours dans le domaine de l'érosion, il faut ajouter la destruction par le phénomène de renard, qui prend sa source soit au contact avec la fondation, soit au contact d'un organe en béton (galerie, mur d'appui), soit encore par fracturation hydraulique du noyau, sous l'effet de tassements différentiels. L'érosion interne ne progresse que si les filtres sont incapables de retenir les éléments de sol. De grands progrès ont été accomplis (1980) dans le domaine des filtres de protection.

L'amélioration constatée de la sécurité offerte par les barrages en remblai résulte directement des progrès, déjà cités, accomplis dans le domaine des études hydrologiques et dans celui des filtres de protection. À cela s'ajoute, de manière plus générale, l'effet d'une surveillance des ouvrages mieux comprise. En la matière, il est recommandé de porter l'attention en priorité sur les débits de fuite, leurs variations anormales, les matériaux solides qu'ils peuvent éventuellement transporter. Une précaution simple, mais malheureusement peu répandue, consiste à faire transiter la totalité des fuites d'un barrage en remblai dans un petit bassin de décantation et de contrôler régulièrement celui-ci ; le contrôle des pressions d'eau est également de quelque intérêt, de ce point de vue.

■ Barrages en maçonnerie

Le problème principal de ces ouvrages, de conception ancienne, réside dans leur dimensionnement, insuffisant pour beaucoup de barrages du XIXe siècle. Cet aspect est aggravé par la présence d'un évacuateur de crues dont la capacité est insuffisante. La plupart des ouvrages de ce type ont été remis à niveau, au moins dans les pays développés : évacuateur recalibré, stabilité améliorée par divers moyens. La mise en place d'un massif en enrochements à l'aval est la solution maintenant préférée.

Par ailleurs, il faut prêter attention à l'évolution de la maçonnerie qui constitue le corps de ces ouvrages : la perte de poids et d'étanchéité à la suite de la dissolution de la chaux de leurs mortiers est parfois significative. Dans la pire hypothèse, le parement amont et le corps lui-même deviennent perméables, alors que le parement aval en bon état fait monter les pressions internes déstabilisatrices. Le remède et la surveillance en même temps consistent à étancher le parement amont, à créer des réseaux de drains dans la masse et dans la fondation, et enfin à suivre l'évolution de leurs débits.

■ Barrages en béton

Les barrages en béton apparaissent, en moyenne, deux fois plus sûrs que les barrages en remblai, avec une probabilité annuelle de ruine de $1,4 \cdot 10^{-5}$ par barrage. Les 3/4 des ruptures sont dus à une défaillance de la fondation. En effet, la sécurité des barrages en béton dépend essentiellement des conditions qui prévalent dans leurs fondations ; cela est encore plus vrai pour les barrages voûtes que pour les barrages poids. Sur les quelque 40 000 grands barrages enregistrés dans le monde, une seule voûte a connu une rupture complète : Malpasset, en 1959 ; la rupture a été attribuée à l'action des sous-pressions qui se sont développées dans la fondation, dans un contexte géotechnique tout à fait particulier et sans précédent à l'époque. On a d'ailleurs dit, à juste titre, que cette catastrophe était à l'origine de la naissance de la mécanique des roches en France et même dans le monde. Depuis lors, les études de fondations sont menées de manière beaucoup plus rigoureuse et scientifique ; surtout,

l'influence cruciale des pressions de l'eau de percolation a été reconnue. Les fondations de tous les ouvrages modernes sont donc drainées et auscultées, et les ouvrages de conception plus ancienne ont été peu à peu mis à niveau de ce point de vue.

Par ailleurs, la structure des barrages en béton est souvent affectée par de nombreux phénomènes visibles (apparition de fissures et/ou de fuites) ; leur gravité est souvent faible. Le fort hyperstatisme des voûtes aussi bien que des ouvrages plus complexes (voûtes multiples, barrages à contreforts) favorise l'apparition de fissures mais en même temps apporte le remède, sous la forme de schémas résistants de secours. Évaluer ces comportements requiert la fois l'emploi de moyens d'analyse élaborés et une grande expérience. La difficulté est accentuée par la multitude des causes d'anomalies, entre autres les variations lentes des dimensions du béton, comme le gonflement (alcali-réaction, cf. article spécialisé dans ce traité), le retrait observé surtout dans les ambiances calcaires, ou tout simplement des conditions thermiques exceptionnelles. Là encore, le danger viendra des changements induits dans les charges (sous-pressions accrues par des fissures en pression) plutôt que des pertes de résistance liées à ces mêmes fissures.

7.2.4 Circonstances des accidents de barrages

La période critique dans la vie d'un barrage est incontestablement celle de la première mise en eau : les deux tiers des accidents survenus à des remblais, et la moitié de ceux qui ont affecté des barrages en béton, ont eu lieu lors du premier remplissage du réservoir. C'est bien pour cela que la surveillance est, normalement, renforcée pendant toute la phase de montée du plan d'eau jusqu'au niveau de retenue normale ; de même, la surveillance doit aussi être renforcée lorsque sont annoncées des crues telles que la cote de retenue risque d'atteindre des valeurs non encore expérimentées. De plus, chaque fois que c'est possible, on programme la vitesse de premier remplissage, avec des « paliers », périodes de quelques semaines au cours desquelles le niveau d'eau est maintenu constant pour mieux observer la réaction du barrage et de sa fondation, avant de poursuivre. Cette pratique est obligatoire en France.

7.2.5 Progrès récents en matière de sécurité

Les progrès dont témoignent de manière indiscutable les statistiques mondiales résultent d'efforts réalisés dans tous les domaines,

la lumière des enseignements tirés des échecs passés :

— les techniques de base des projets sont plus sûres, notamment en matière d'hydrologie, de reconnaissances géotechniques, des moyens de calcul ;

— les techniques de construction, plus mécanisées, se prêtent mieux à un contrôle strict de la qualité de réalisation ;

— les connaissances scientifiques et techniques sont très largement véhiculées par les organisations professionnelles internationales et tendent à niveler vers le haut la qualité des projets dans le monde entier ;

— les moyens et les pratiques de la surveillance, et notamment l'auscultation, sont plus efficaces et mieux mis en œuvre ;

— des moyens d'alerte sont progressivement mis en place dans tous les pays. La tâche n'est pas achevée, et l'abaissement de la probabilité de rupture jusqu'à la valeur actuelle de $1 \cdot 10^{-5}$ par an environ pourrait encore être accentué.

7.3 Autres progrès récents et recherches en cours

7.3.1 Problèmes de chantier

De nombreux problèmes se présentent lors de la construction des barrages qui, sans mettre en cause la sécurité publique, n'en constituent pas moins des défauts au sens large. Ainsi, la mécanisation des moyens de terrassement permet de construire les remblais beaucoup plus vite qu'autrefois ; un effet pervers est que les pressions interstitielles, notamment dans le noyau, n'ont pas le temps de se dissiper. De ce fait, plusieurs chantiers ont été victimes de glissements du remblai en cours de construction, avec des conséquences sur le coût et les délais de construction. Il est devenu essentiel de contrôler ces phénomènes, grâce à des cellules de mesure de la pression interstitielle. Les codes de calcul modernes aux éléments finis permettent de modéliser toutes les étapes de calcul et donc de vérifier presque en temps réel si les conditions transitoires de stabilité sont assurées ou non.

Dans le domaine du béton, les aléas de construction sont en général moindres. Mais ces chantiers, qui font appel à une main-d'œuvre plus nombreuse, obligée de travailler dans des conditions souvent acrobatiques, sont victimes d'accidents du travail encore trop nombreux et souvent mortels ; on ignore généralement que le nombre de victimes sur les chantiers est de 2 à 10 fois supérieur à celui des victimes de ruptures de barrages, selon les pays.

7.3.2 Problèmes d'exploitation

Il existe dans le monde un nombre impressionnant d'aménagements hydrauliques dont la rentabilité est fortement diminuée par un élément qui a été mal estimé (voire omis) lors du projet. De telles conditions, très variables selon les climats et les contextes régionaux, peuvent résulter d'une mauvaise estimation des apports, de la mauvaise qualité de l'eau (mines de sel dans la retenue !), de l'envasement du réservoir par piégeage des transports solides. L'exploitation de certains ouvrages peut se trouver affectée également par le vieillissement, plus ou moins accéléré, du barrage, et par les travaux d'entretien qui en résultent.

7.3.3 Influence sur les équilibres des cours d'eau

Les phénomènes les plus importants sont les suivants :

— le piégeage des transports solides, et le déficit qui en résulte

l'aval, avec surcreusement du lit (remède : passes de dévasement) ;

— les modifications physico-chimiques de l'eau dans la retenue, les changements de température et la désoxygénation (remèdes : prises étagées, injection d'air ou d'oxygène) ;

— l'obstacle à la migration des poissons (remèdes : ouvrages de franchissement).

Bibliographie

Alain Carrère

Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER

Publications de la Commission Internationale des Grands Barrages

- 90 bulletins consacrés à des sujets spécifiques relatifs à la conception, la construction et l'exploitation des aménagements hydrauliques (bilingue anglais-français).
- Comptes rendus des congrès internationaux de la CIGB : 64 thèmes ont été abordés lors des 17 congrès tenus entre 1933 et 1991 (rapports en français ou anglais).
- Design of arch dams. US Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA (en anglais).
- Design of small dams. US Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA (en anglais).
- Comptes rendus de la rencontre internationale
« Dam safety Evaluation », Grindelwald, Suisse, Édition Dam Engineering, avril 1993.

Revue professionnelle

Le Moniteur des Travaux Publics et du Bâtiment.

Travaux (organe officiel de la FNTP).

Revue Française de Géotechnique.

La Houille Blanche.

Barrages (Bulletin du service technique de l'Énergie, ministère de l'Industrie).

Water Power & Dam Construction.

Dam Engineering.

Hydropower & Dams.