

4. Barrages en remblai

4.1 Caractéristiques générales

ce paragraphe concerne essentiellement les barrages en terre, qui constituent l'archétype(modèle) 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 »** soigneusement 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 :

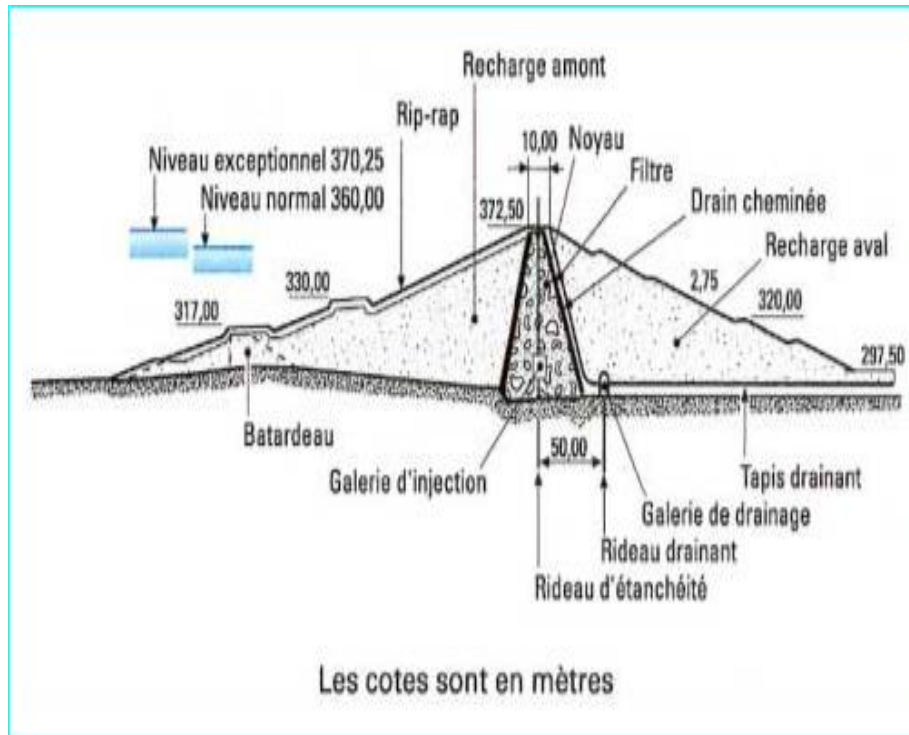
— le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ;

— 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 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 est 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

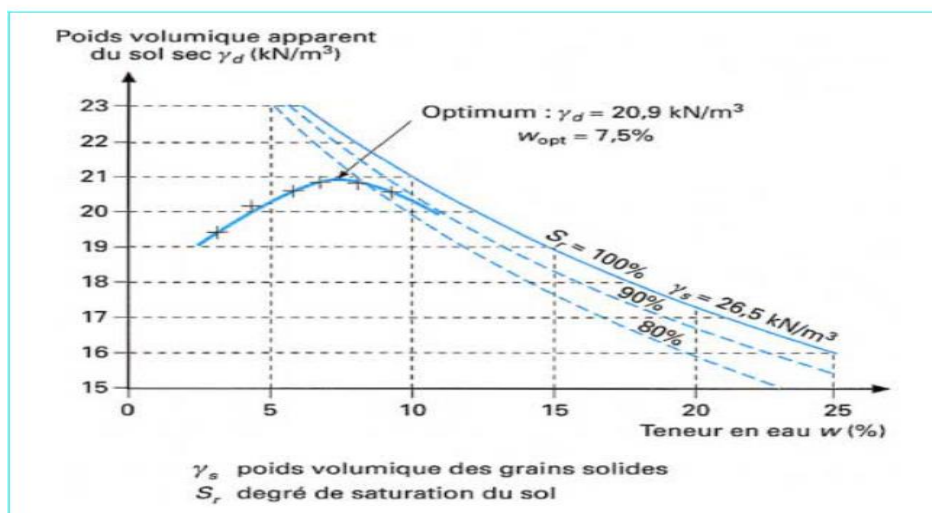
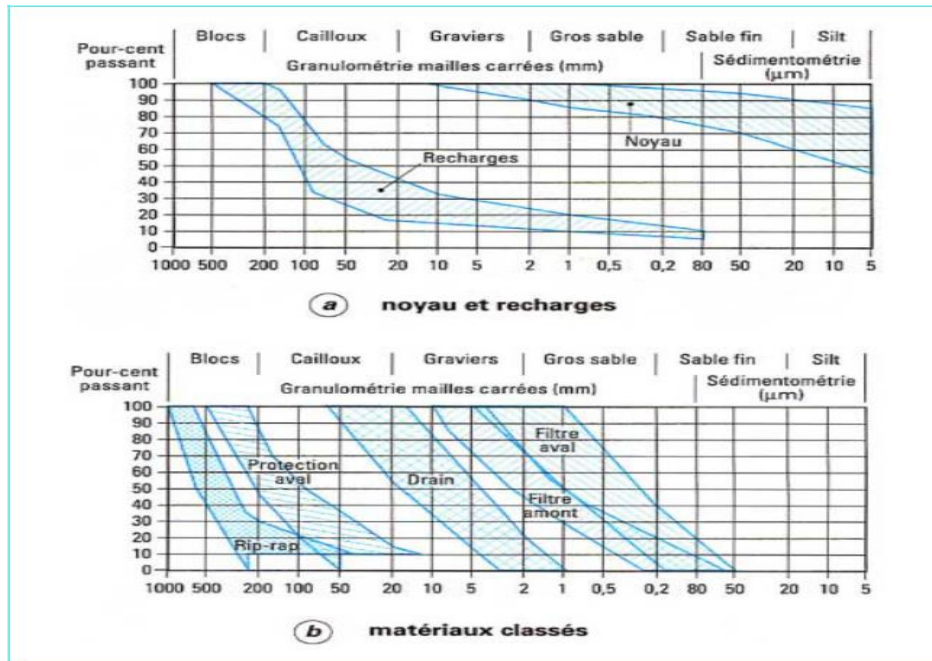


Figure 23 – Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai

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.

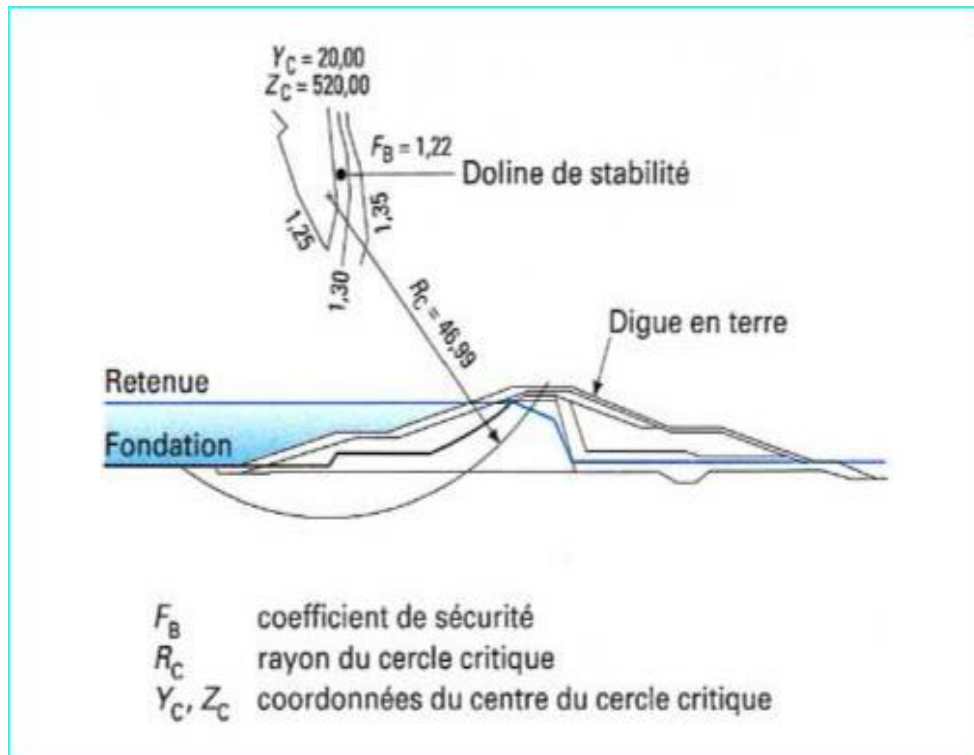


Figure 24 – Épure de stabilité d'un remblai

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 chantier.et de chantier.

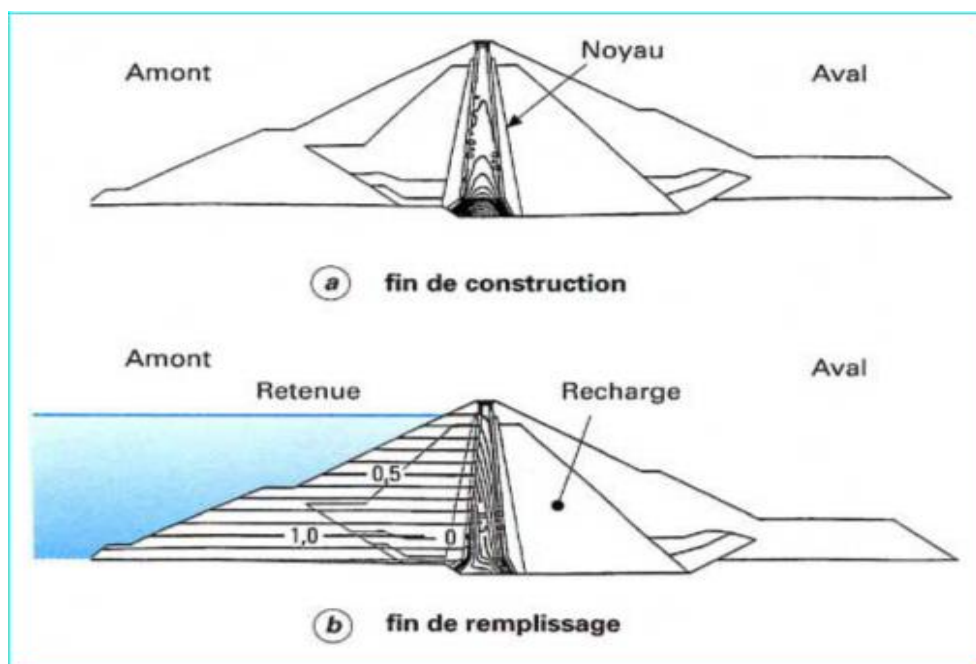


Figure 25 – Pressions interstitielles dans un remblai (calcul par éléments finis Gefdyn)

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 :

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

D₁₅(mm)- dimension de la fraction à 15% du matériau drain,
B₁₅ (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 mm ; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger :

— silt ou argile (plus de 85 % inférieurs à 0,075 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 mm) :

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

— sable ou gravier silteux ou argileux (15 à 39 % inférieurs 0,075 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 mm ; cette règle est vérifiée pour toute fraction granulométrique avec le d_{85} correspondant (mais si $4 d_{85} < 0,7 \text{ mm}$, prendre $D_{15} = 0,7 \text{ mm}$)

— sables et graviers avec moins de 15 % inférieurs à 0,075 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 :

D ₉₀ minimal (mm)	D ₁₀ 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.

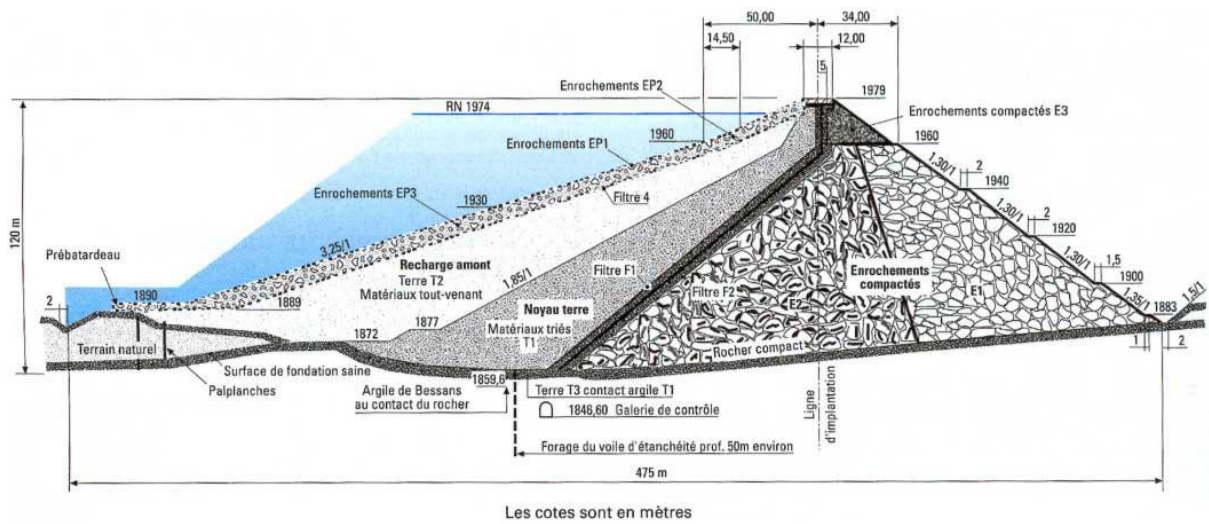


Figure 26 – Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

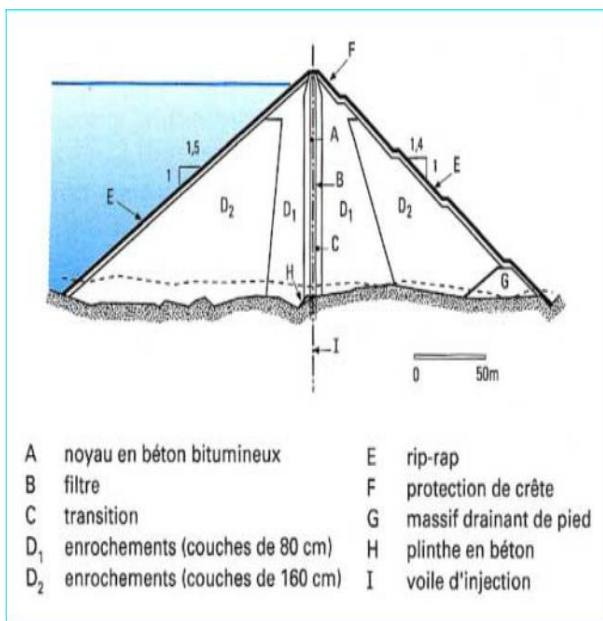


Figure 27 – Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège)

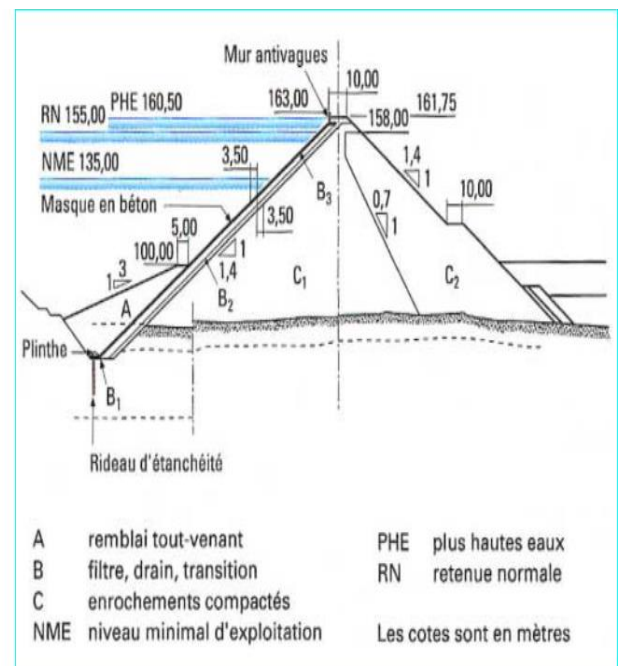


Figure 28 – Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande)

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.

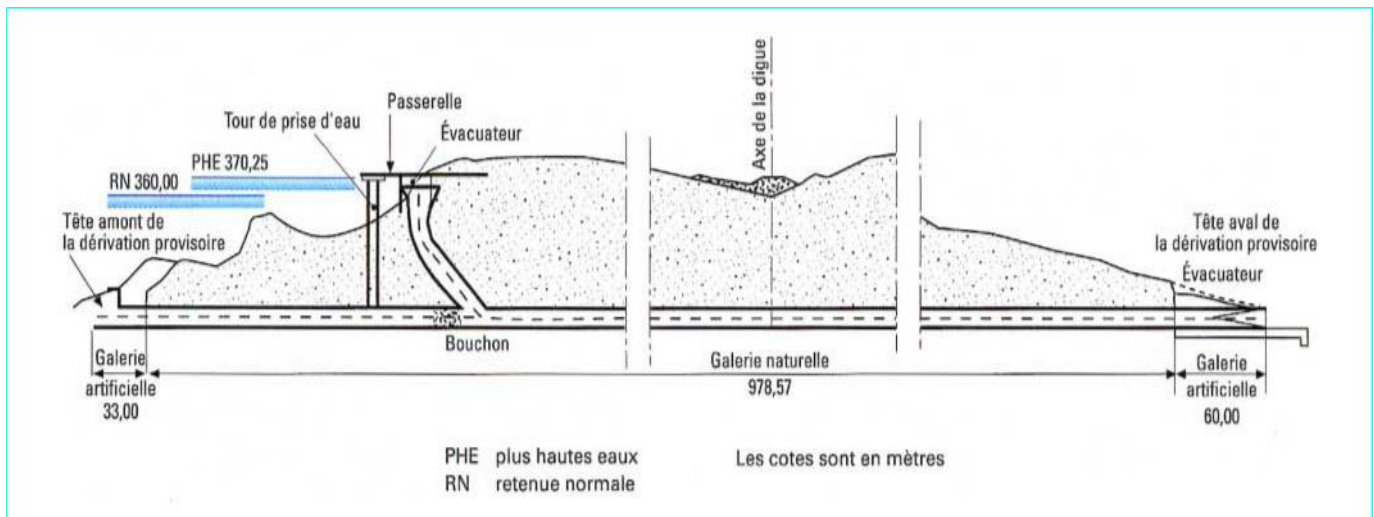
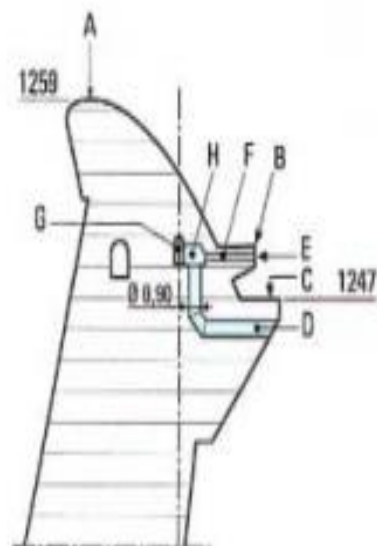
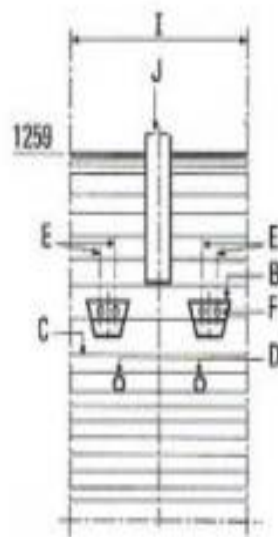
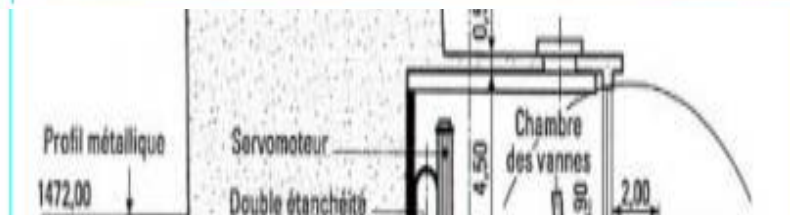
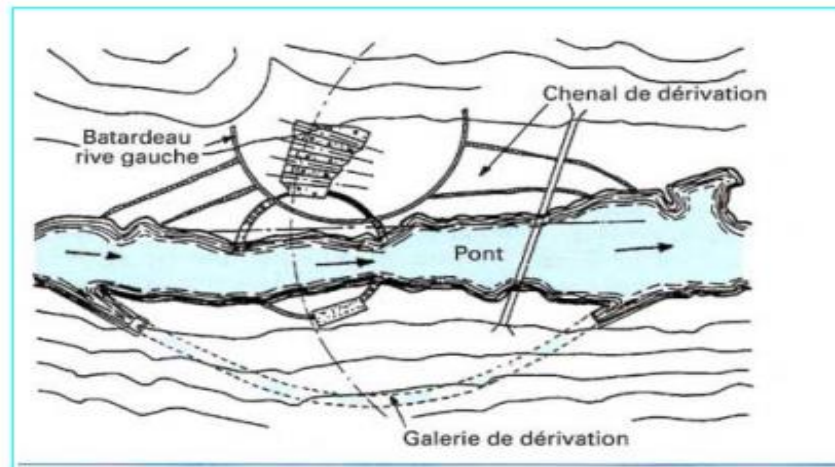


Figure 30 – Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie)



- A profil déversant
- B splitter
- C plate-forme horizontale
- D amenée d'air (Ø 0,90 m)
- E aération aval
- F aérations latérales

- G galerie d'aération
- H chambre de jonction
- I plot
- J pile du pont

Les cotes sont en mètres

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

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 (accès) 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.

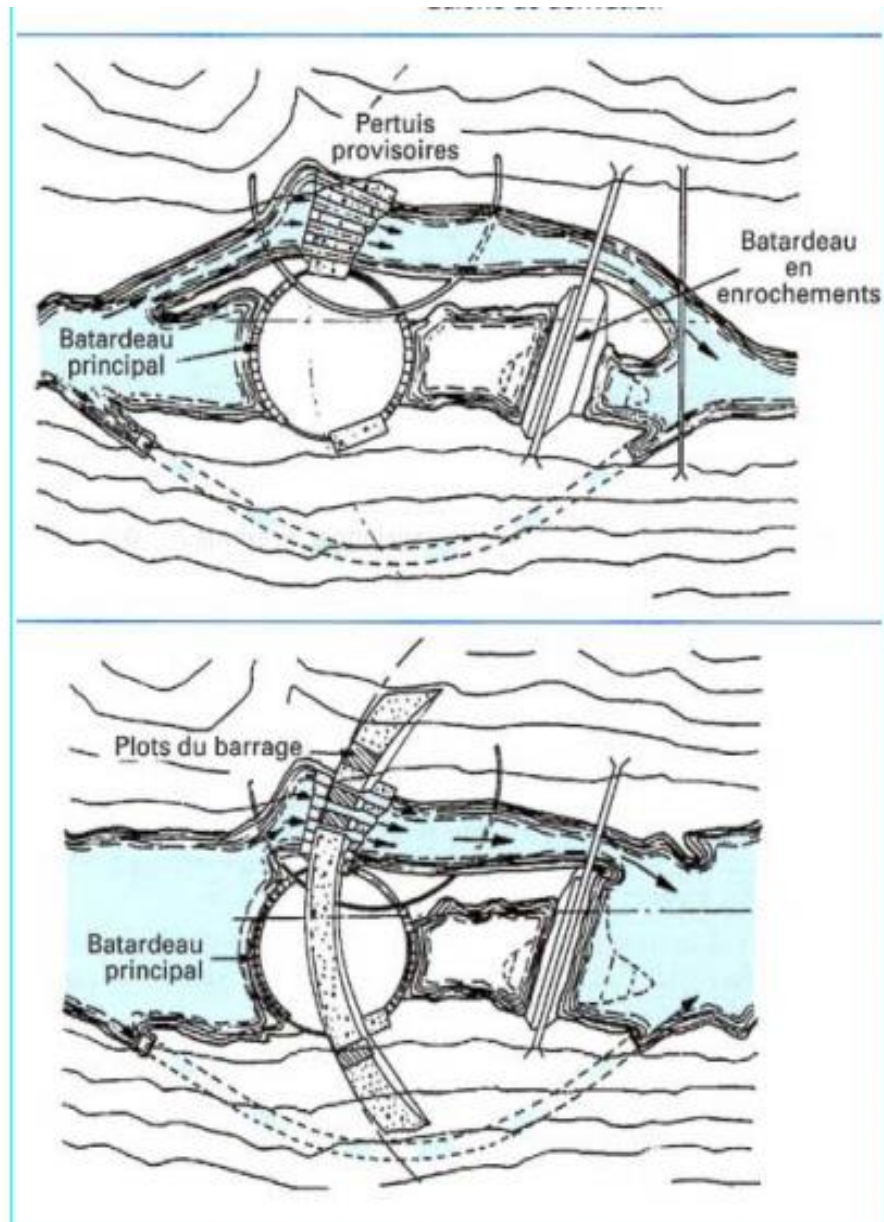


Figure 33 - Batardeaux du chantier du barrage de Kariba (Zambie-Zimbabwe) (d'après Technique des travaux, janvier 1962)

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

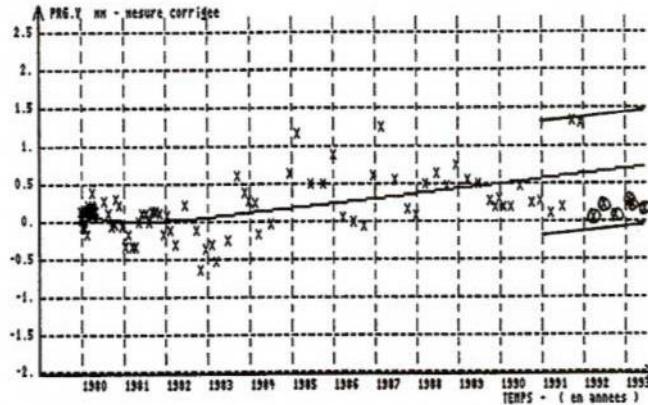
Application CONDOR93
 COYNE & BELLIER
 Ingénieurs Conseils
 PARIS - France

Barrage de VERDON
 Dossier de DEPLACEMENTS
 31 grandeurs - 103 séries
 le 26/ 8/93 à 11h.53mn

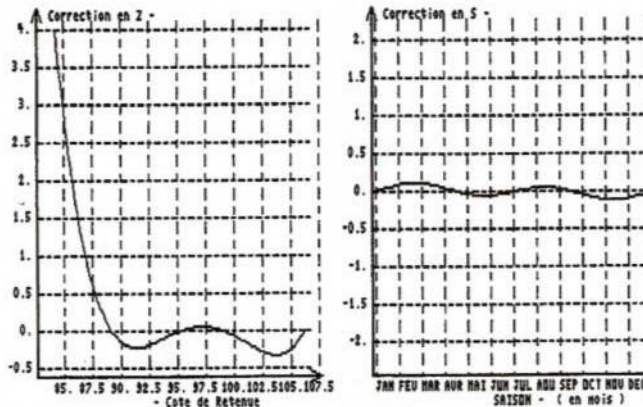
Fiche de Surveillance

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.

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.