

**Référence :par Alain CARRÈRE**

***Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER***

#### **4. Barrages en remblai**

##### **4.1 Caractéristiques générales :**

Par souci de clarté, l'essentiel de ce paragraphe concerne 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 d'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 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 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 frottant, 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.

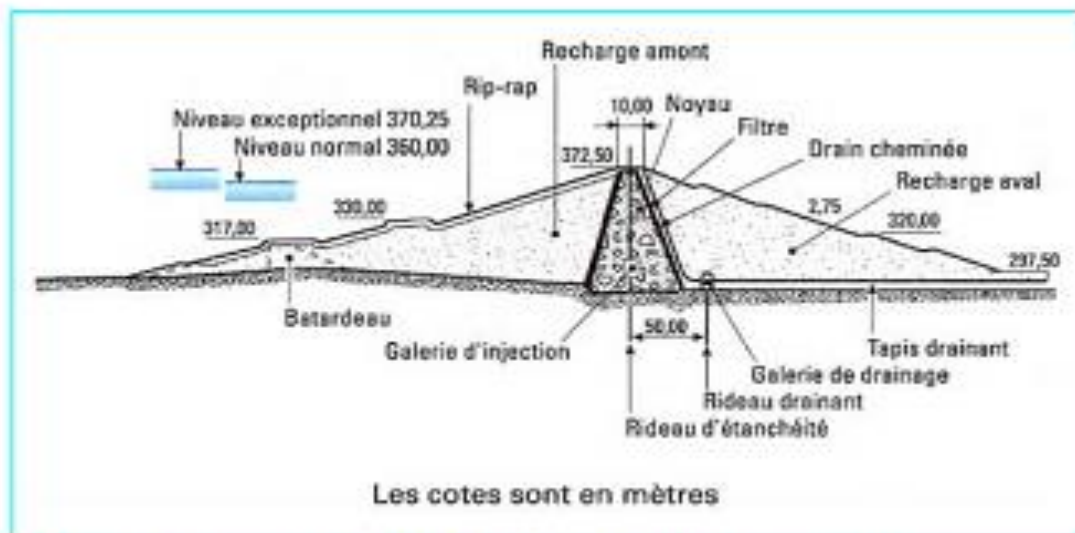


Figure 21 - Barrage en terre de Hamman Debagh (Algérie)

## 4.2 Propriétés des matériaux de construction

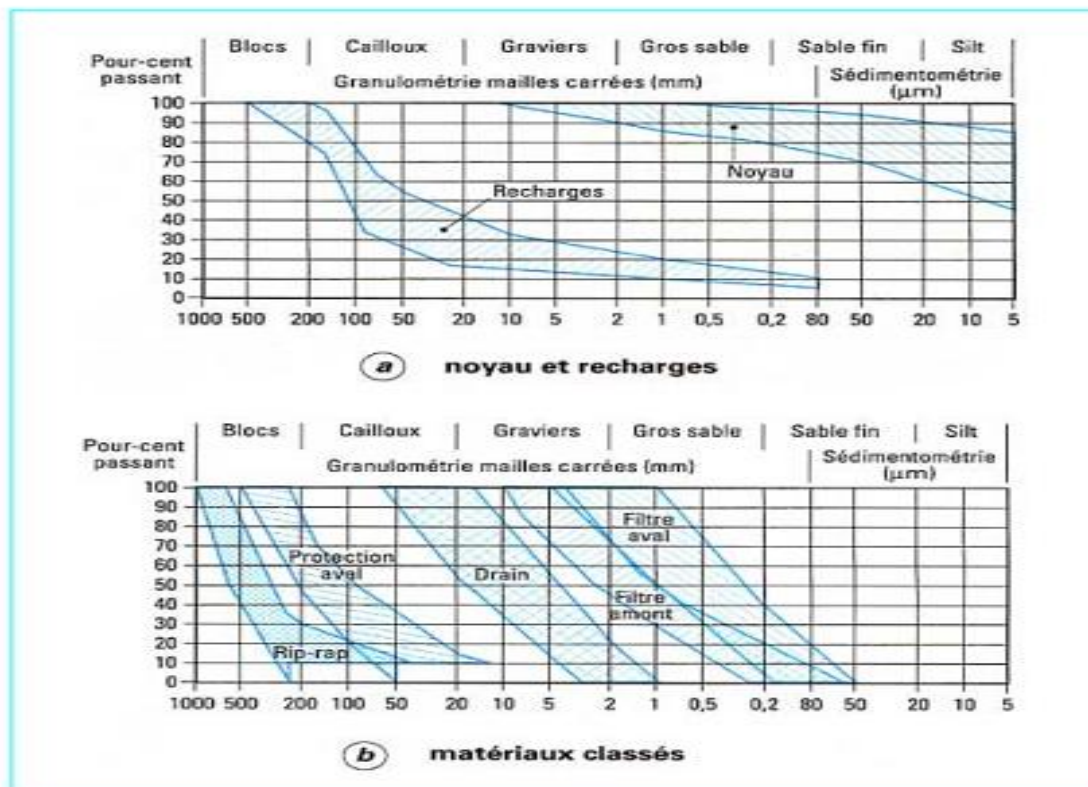
### 4.2.1 Matériaux pour les noyaux

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 IP ( $IP = wL - wP$  ; voir définition dans l'article Description identification et classification des sols [C 208] du présent traité), 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 IP 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 indiquent le poids volumique du sol sec  $\gamma_d$  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 :  $\tau = c + \sigma \tan \phi$



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

### 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 .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  $\phi'$  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 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, 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 ; 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 ;

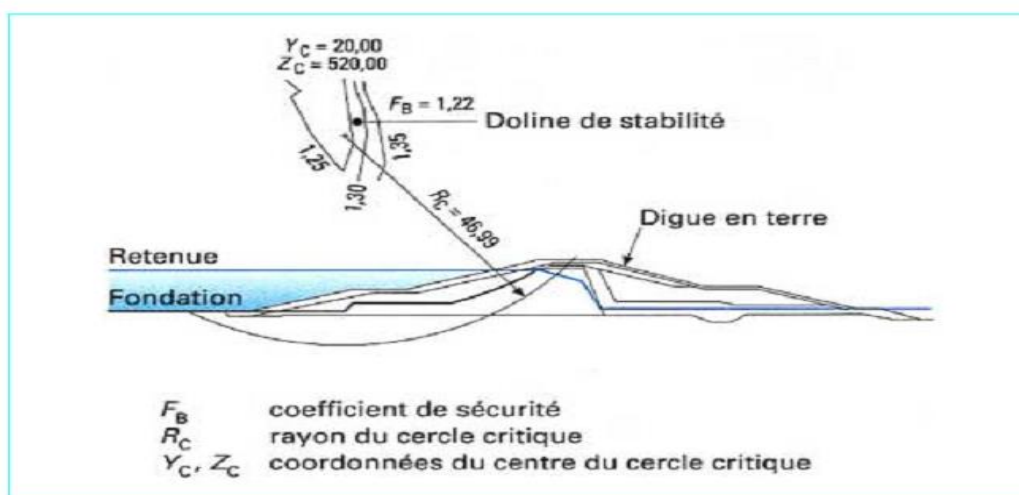
— *fin de construction* : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

— *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 à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

À 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 pseudo statique. 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. 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.

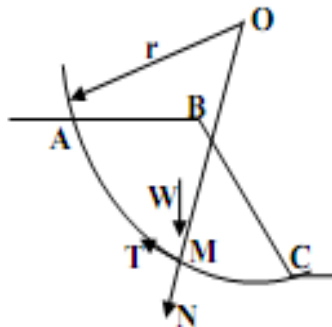


#### 4.3.1. Notions de coefficient de sécurité.

Le tenseur des contraintes de tous les points d'un massif, sont pratiquement impossible à déterminer, d'ailleurs une grande partie du massif reste en équilibre élastique et une mince bande autour de la ligne de glissement passe à l'état d'équilibre plastique.

Il est impossible de déterminer les contraintes dans un talus stable, donc on suppose qu'on se trouve à la limite d'un glissement et on introduit la notion du coefficient de sécurité. La ligne de glissement est représentée sur le dessin par l'arc AMC, et on doit chercher l'équilibre de la masse délimitée par ABCMA. Normalement plusieurs forces s'appliquent à cette masse, mais dans ce cas on se limite a la seule force de pesanteur W. cette force développe un moment moteur qui tend à provoquer le glissement, et pour équilibrer ce moment moteur, des contraintes de cisaillement se développent, le long de la ligne de glissement. Soit

$$r \cdot \int_C^A \tau \cdot ds$$



Avec : d – surface élémentaire.

$\tau$  – contrainte de cisaillement.

r - rayon du cercle de glissement.

Puisque le talus est en équilibre donc la distribution des contraintes tangentielles n'est pas critique et on dispose d'une certaine marge de sécurité qu'on peut apprécier par un coefficient de sécurité au glissement  $F_s$ . généralement, on recommence l'opération plusieurs fois et on recherche la surface par laquelle passe un cercle qui donne le coefficient de sécurité minimal.

Ainsi, si l'équilibre est réalisé sur la ligne de glissement, on peut écrire:

$$F_s = \frac{\text{Moment des Forces stabilisatrices}}{\text{Moment des Forces Motrices}} = 1$$

Mais en général, pour plus de sécurité ce coefficient  $F_s$  est toujours pris supérieur à l'unité

### 4-3-2 Méthode des tranches.

#### Présentation du problème.

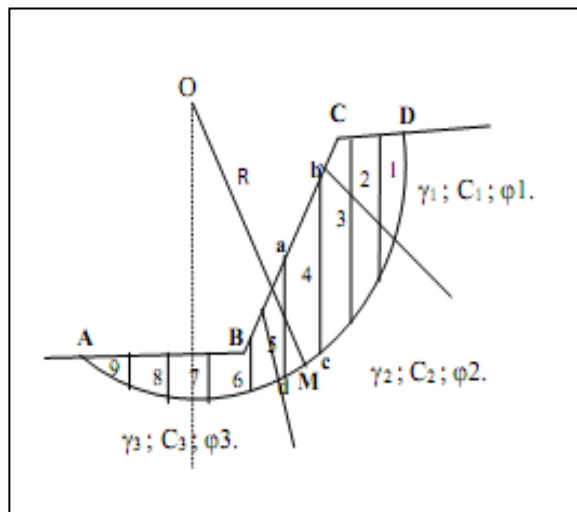
Sachant que la majorité des talus sont hétérogènes (surtout les barrages), donc l'étude de leur stabilité ne peut se faire par la méthode globale comme pour les masses homogènes. Ainsi on peut utiliser une méthode où le massif est divisé en petits volumes élémentaires simples avec une ligne de glissement simple se développant dans un milieu plus au moins homogène.

Ainsi apparaît la méthode « dite Suédoise », par Peterson (en 1916), elle sera développée pour des ruptures circulaires par Fellenius (en 1927), pour être bien perfectionnée par Bishop (1965). Il existe aussi une méthode de Nonvier pour des lignes de glissement quelconques.

#### ➤ Principe de la méthode.

Si on considère un talus constitué d'un certain nombre de couches de sol de caractéristiques:  $\gamma_i ; C_i ; \phi_i$ .

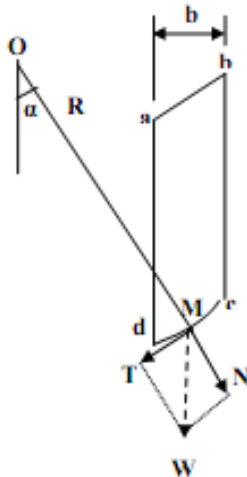
Si on considère un cercle quelconque de centre (O) et de rayon (r) pour lequel on cherche à déterminer le coefficient de stabilité au glissement, la méthode consiste à découper le secteur ainsi formé en tranches verticales.





• **Méthode de Fellenius.**

Dans cette méthode on fait l'hypothèse où la seule force à considérer dans les calculs est le poids de la tranche.



Si on décompose le poids  $W$  en force normale  $N$  et en force tangente  $T$ , nous aurons la force qui tend à provoquer le glissement serait,  $T$ , avec un moment moteur de  $T.R$

Et celle qui résiste à ce glissement serait,  $C.dl+N.tg\phi$  avec un moment résistant de,  $R.(C.dl+N.tg\phi)$ .

Donc le coefficient de stabilité pour toute la zone délimitée par ABCDMA serait:

$$F_s = \frac{\sum R.(C.dl + N.tg \phi)}{\sum R.T}$$

$$F_s = \frac{\sum (C.dl + N.tg \phi)}{\sum T}$$

L'arc du cercle étant très petit, on peut l'assimiler à un segment de droite, ce qui nous donne en définitif.

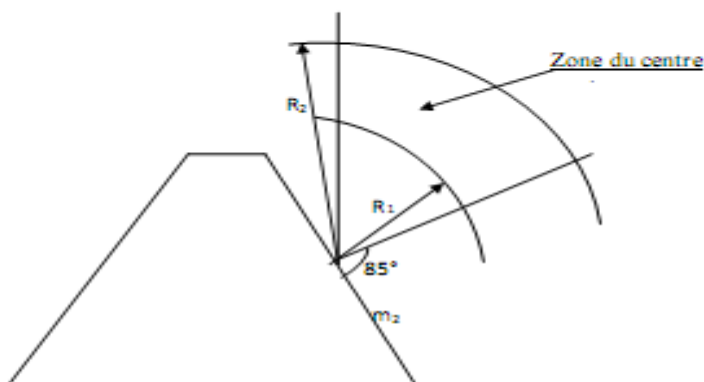
$$F_s = \frac{\sum \left( C \cdot \frac{b}{\cos(\alpha)} + W \cdot \cos(\alpha) \cdot tg \phi \right)}{\sum W \cdot \sin(\alpha)}$$

Pour le calcul manuel du coefficient de sécurité au glissement on peut adopter le modèle du tableau suivant :

Cercle N°... .....	Coordonnées du centre du cercle : x=..... y=.....										Rayon. R=.....	
N° de tranche.	W	$\alpha$	$W \cdot \cos(\alpha)$	$W \cdot \sin(\alpha)$	$C \cdot b / \cos(\alpha)$	U	p	$Up / \cos(\alpha)$	$Tg(\phi)$	$[W \cos(\alpha) - Up / \cos(\alpha)] \cdot Tg(\phi)$	$W[\sin(\alpha) + a \cdot 1/R]$	
1												
2												
3												
n												
total			$\Sigma$	$\Sigma$	$\Sigma$			$\Sigma$		$\Sigma$	$\Sigma$	$F_s = \dots$

**Zone du centre du cercle critique.**

La zone où se situe le centre du cercle critique ne peut être connue avec précision, néanmoins des méthodes d'approches sont proposées par des chercheurs sans l'unanimité parmi tous les spécialistes de barrages. On cite parmi ces méthodes celle de Fadeev.



Dans cette méthode, il est proposé de rechercher le centre du cercle critique dans la zone ainsi délimitée, avec les rayons des deux arcs pris sur le tableau suivant:

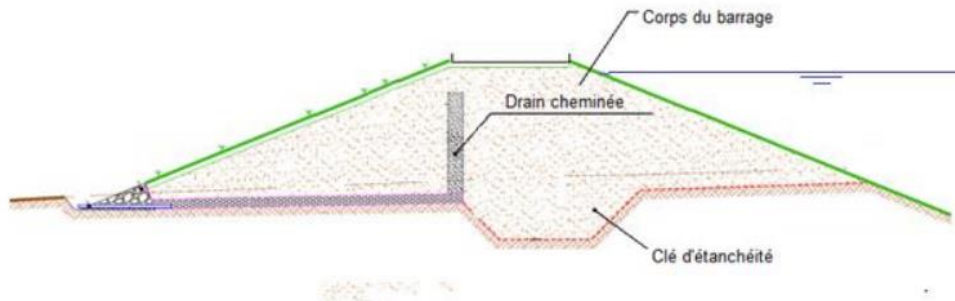
Pente $m_2$	1	2	3	4	5	6
$R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2 ; 2	3 ; 0
$R_2/H_b$	1,5	1,75	2,5	3,75	4,8	5,5

**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.

### 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  $xx\%$  ;

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) :

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

(mais si  $9 d_{85} < 0,2$  mm, prendre  $D_{15} = 0,2$  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 à 0,075 mm) :

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

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

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

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

(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 à 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 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.

À 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'encrochement à noyau interne

L'utilisation d'encrochements 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.

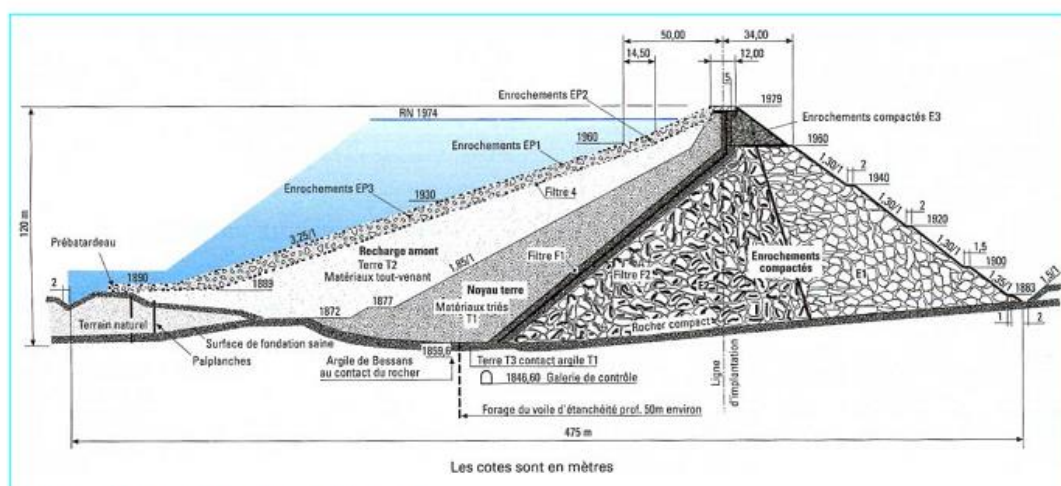


Figure 26 - Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

### 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.

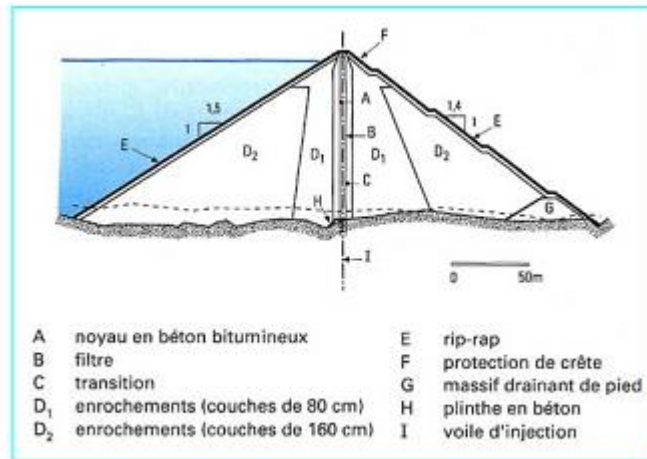


Figure 27 - Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège)

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 encrochements 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 géo membranes 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.

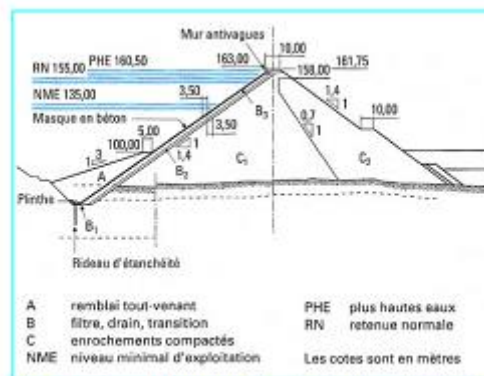


Figure 28 - Barrage à masque en béton de Khao Leem (Thaïlande)

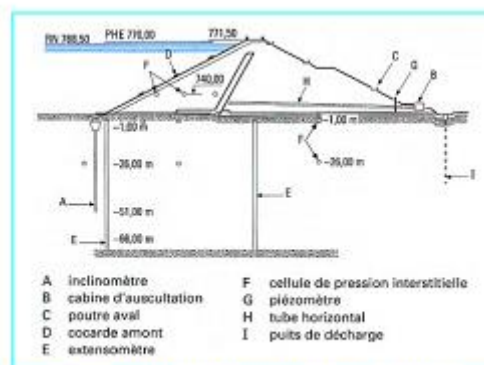


Figure 29 - Barrage à masque bitumineux du Verney (France)  
d'après Taveaux, mars 1982)