

Chapitre 3 Les barrages en remblai

3.1 Introduction:

Les barrages en remblai (souples) sont, soit des digues en terre, soit des digues en enrochements, ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches, et les pierres, ses parties

Principales sont :

- Le noyau : en sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage, sa position est variée, verticale, inclinée, centrée...etc.
- Les recharges : c'est un corps constitué par des massifs perméables (en alluvions ou en enrochements) qui assure la stabilité de l'ouvrage.
- Le drain : en sols perméables pour assurer l'écoulement de l'eau dans le sol et diminue la pression interstitielle.
- Les filtres : ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne).
- Le rip-rap : c'est une couche superficielle constituée par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues.

3.2 Les barrages en remblai, caractéristiques générales :

Les barrages **en terre** peuvent être construits, pratiquement dans toutes régions avec des matériaux locaux, sans limitation de hauteurs et sur des fondations pas suffisamment solides. Ils sont pratiquement les seuls qui peuvent être employés lorsque le sol de fondation est constitué par des matériaux non rocheux, tels que les couches d'alluvions des fonds de vallées. Le corps de l'ouvrage et le masque d'étanchéité peuvent s'adapter aux mouvements du sol de fondation (barrages souples).

- Possibilité de la mécanisation à haut niveau dans la construction.
- L'impossibilité de conduire le débit de crue à travers l'ouvrage et présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage qui peut provoquer la déformation du barrage en cas de fondation perméable.

Les barrages **en enrochements** sont largement utilisés dans les zones éloignées où le ciment est coûteux et les matériaux pour un barrage en terre ne sont pas disponibles. Ces ouvrages peuvent être construits sur un sol de fondation rocheux, où non rocheux à condition que celui-ci soit suffisamment résistant pour ne pas provoquer une rupture du masque d'étanchéité par tassement.

- Les barrages en enrochements sont très stables (pas de sous pressions) et n'est pas influencé par les conditions naturelles.
- Ils présentent l'inconvénient d'utiliser un grand volume de matériaux (de 3 à 4 fois celui d'un barrage poids de même volume). Ils sont très vulnérables en cas de submersion par déversement (comme c'est le cas pour les barrages en terre). Bien que les fuites y soient fréquentes. Leurs coûts sont bien comparables à ceux des barrages en béton.

3.2.1 Les barrages en terre

3.2.1.1 Propriétés des matériaux de construction

Ils peuvent être construits pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site. Le meilleur matériau pour les barrages homogènes est le mélange de particules de diverses dimensions. Les vides entre les particules de grandes dimensions sont remplis par les particules de silt et de sable. Ce qui augmente l'angle de frottement et réduit la perméabilité. Les matériaux sont classifiés en deux types :

- **Les matériaux granulaires (Pulvérulents) :** constitués par des grains (de diamètre moyen > 0.05 mm) juxtaposés sans liant (sable par exemple). Ils préservent leurs individualités et sont caractérisés par un angle de frottement interne ϕ qui peut être mesuré par un essai de cisaillement (Figure 24). L'appareil utilisé se compose de deux boîtes parallélépipédiques ; l'une est fixe, l'autre est soumise à une traction T . a contrainte de cisaillement $T = N \text{ tg } \phi$, avec N est la contrainte normale à la surface de rupture appliquée aux particules solides et ϕ est l'angle de frottement interne du matériau. Par exemple, l'angle ϕ des sables est compris entre 27° et 33° ($0.5 < \text{tg } \phi < 0.67$).

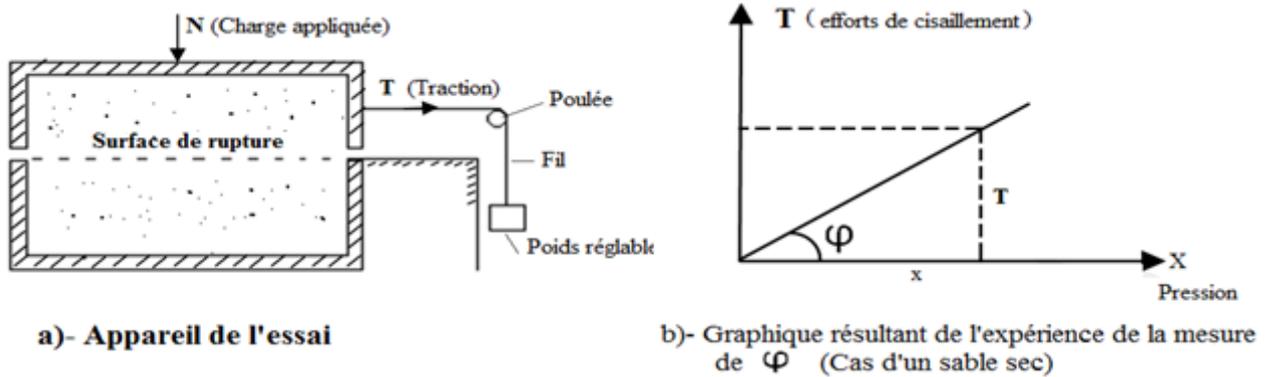


Figure 24 : Essai de cisaillement

- **Les matériaux cohésifs :** Ils sont constitués par des grains très fins (de diamètre < 0.05 mm) séparés les uns des autres par des lamelles d'eau (argile par exemple). Ces matériaux conservent la forme artificielle qui lui est donnée et présentent de la cohésion après certain temps.

Cette cohésion est due, d'une part aux forces d'attraction mutuelles (réciproques) entre particules, d'autre part aux forces de tension superficielle de l'eau capillaire qui les sépare. Leur résistance au cisaillement est donnée par la loi de Coulomb (Figure 25) : $T = c + N' \text{ tg } \phi$, avec N' la pression normale effective. Pour un matériau perméable tel que le sable ou le gravier $N' = N$. Pour un matériau imperméable tel que l'argile, l'eau qui subsiste dans la masse de l'échantillon est soumise à une pression P appelée pression hydrostatique interne ou pression interstitielle ; par suite $N' = N - P$. Ainsi, la pression interstitielle p , a pour effet de réduire la résistance au cisaillement et donc la stabilité des massifs.

La cohésion c est égale à la résistance au cisaillement lorsque la charge normale N' est nulle. Par exemple, une argile est caractérisée par les deux valeurs suivantes ($\phi = 25^\circ$ et $c = 2 \text{ t/m}^2$).

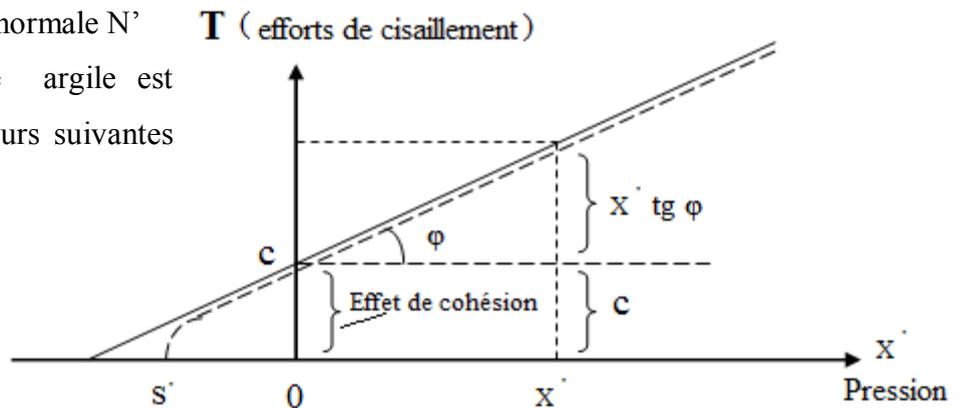


Figure 25 : Résistance au cisaillement

-Si une grande quantité de matériaux perméables est disponible sur site, tel que du sable et du gravier, et si les matériaux argileux doivent être importés, le barrage sera construit avec un petit noyau imperméable en argile, et les matériaux localement disponibles constitueront la majeure partie de la digue. Du béton a été utilisé pour construire le noyau imperméable, mais n'a pas la flexibilité de l'argile.

-Si les matériaux perméables ne sont pas disponibles sur site, le barrage peut être construit de matériaux argileux avec drains souterrains, de sable et/ou de gravier importés.

3.2.1.2 Forme et composants principaux du barrage

Le profil en travers des barrages en terre à une forme de trapèze. La largeur à la base est déterminée par la pente des talus des parements (Figure.26). Si le sol de la fondation n'est pas moins solide que le sol des corps des barrages, la pente des talus du barrage de remblai peut être prise comme suit (Tableau 8).

Tableau 8 : Pente des talus du barrage de remblai en fonction de la hauteur

Hauteur du barrage (m)	La pente des talus	
	m_1	m_2
<5	2 - 2.5	1.5 - 1.75
5 - 10	2.25 - 2.75	1.75 - 2.25
10 - 15	2.5 - 3	2 - 2.5
15 - 50	3 - 4	2.5 - 4
> 50	4 - 5	4 - 4.5

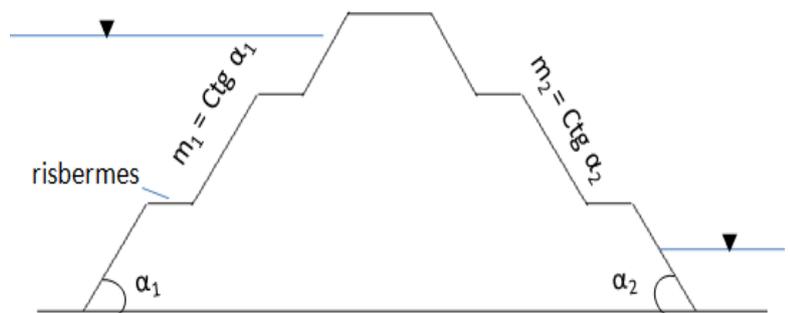


Figure 26: Largeur de la base en fonction de la pente des talus

3.2.1.3 Classification des barrages en terre

Les barrages en terre compactés sont les plus anciens barrages, on peut les classer essentiellement en deux catégories : les barrages en terre homogènes et les barrages en terre zonés (hétérogènes)

a)- Les barrages en terre homogènes

Ils sont complètement structurés par un seul matériau, le plus utilisé c'est l'argile puisqu' il est imperméable donc garantit la stabilité du barrage, dont les matériaux les plus fins sont à l'amont et les plus grossiers à l'aval (Figure 27).

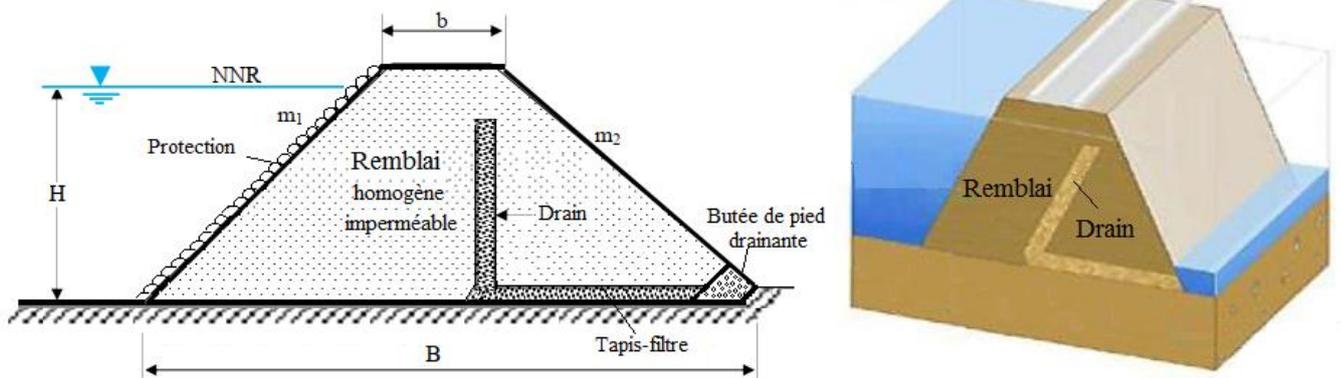


Figure 27: Barrages en terre homogènes

b)- Les barrages en terre zonés (hétérogènes)

On peut distinguer deux types : barrages à noyau étanche et barrages à masque amont.

b-1)- Les barrages en terre à noyau étanche

Ce type de barrages est composé d'un noyau imperméable, qui assure le rôle d'étanchéité, maintenu par une ou plusieurs zones de matériaux plus grossiers, qui assurent la stabilité du barrage. Ces matériaux sont placés selon leurs granularités dans des zones bien déterminées dans le corps du barrage, séparé par des filtres de transition pour protéger et assurer l'étanchéité du noyau (Figure 28).

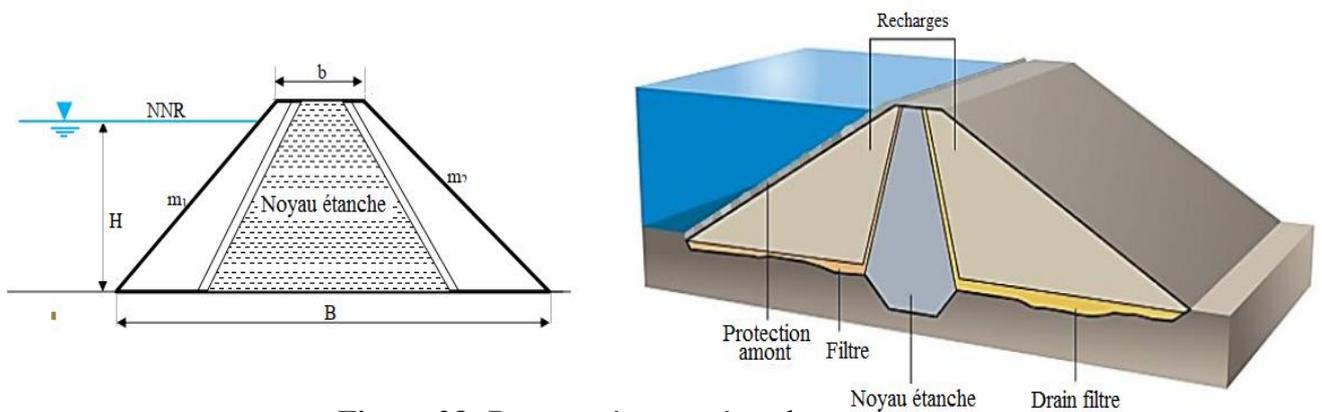
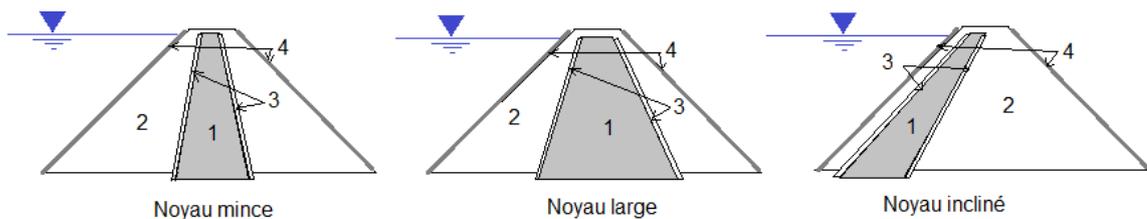


Figure 28: Barrages à noyau étanche

Le noyau étanche est placé au centre verticalement ou incliné à l’amont, constitué de matériaux argileux imperméables, d’épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. L’épaisseur du noyau dépend de la largeur minimale en crête pour le passage des engins, de la disponibilité des terres imperméables et de gradient hydraulique en contact avec la fondation (Le Delliou 2003).

Le type et la position du noyau est choisi selon le cas (Figure 29) :

- Le noyau central mince est choisi lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l’érosion interne.
- Dans le cas d’une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l’amont, ce qui présente certains avantages comme:
 - ✓ la possibilité de construire le corps d’appui séparément du noyau;
 - ✓ le noyau est comprimé par la poussée de l’eau ;
 - ✓ La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

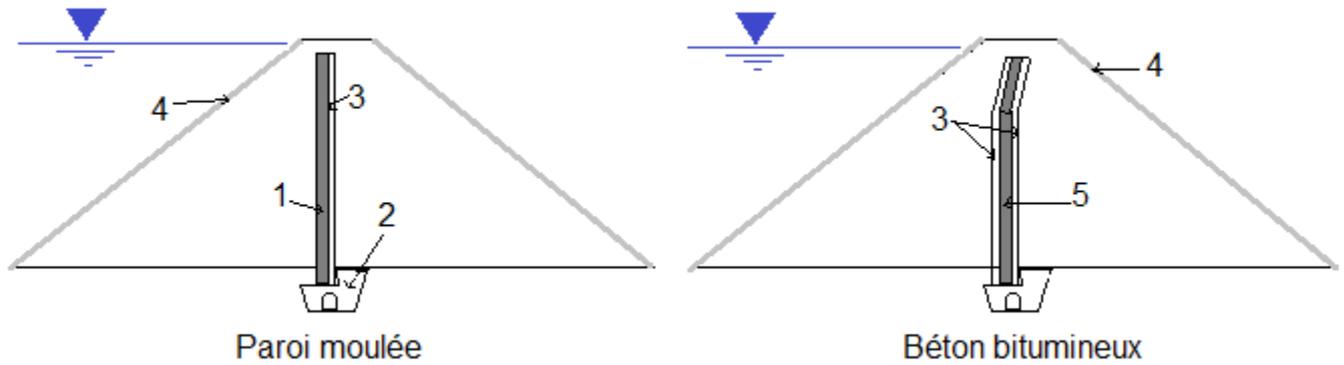


1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Figure 29: Barrage zoné

Le noyau étanche peut être remplacé par un écran interne (membrane) de type paroi moulée ou béton bitumineux (Figure 30).

La technique de paroi moulée est réalisée en béton armé après achèvement du remblai puis excavation à partir de la crête. Elle n’est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulées qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre. Cependant celle de béton bitumineux est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d’injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l’étanchéité.



1 : membrane (Bentonite +ciment), 2 : Galerie d'injection, 3 : Zones de transitions
4 : Protection de surface, 5 : Membrane bitumineuse.

Figure 30: Barrages en remblai avec écran interne (membrane)

Parmi les plus hauts barrages du monde, le barrage de Nourek au Tadjikistan, est un barrage en remblai zoné qui atteint 304 mètres de hauteur.

b-2)- Les barrages en terre à masque amont

Sont des remblais perméables avec un écran étanche (imperméable) appelé masque placé sur le parement amont et réalisé en béton armé, béton bitumineux ou géomembrane pour l'étanchéité (Figure 31).

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque de manière qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

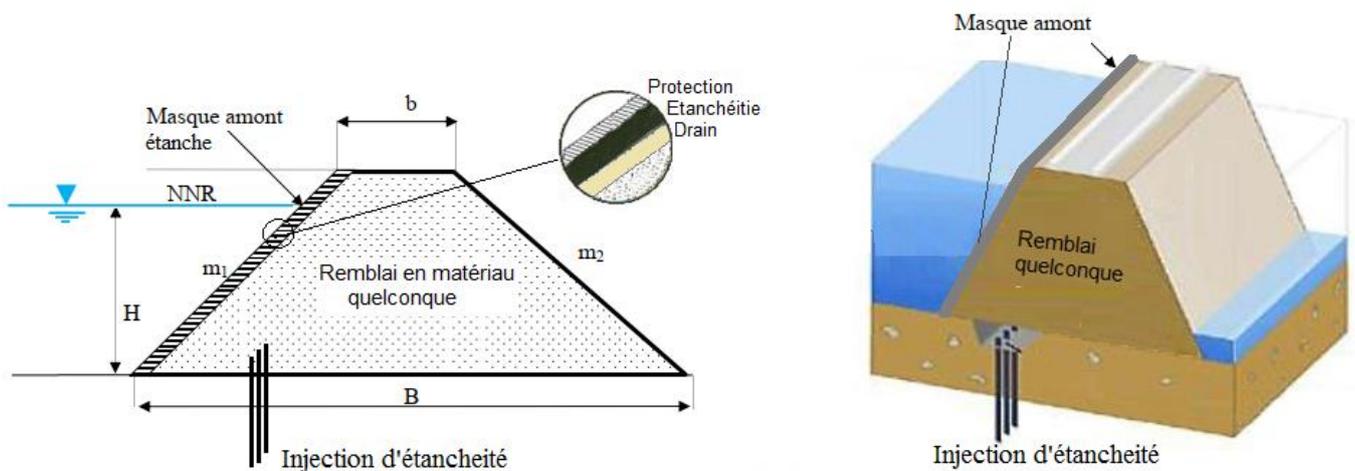


Figure 31: Barrages à masque amont

Le masque peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont (Figure 32).

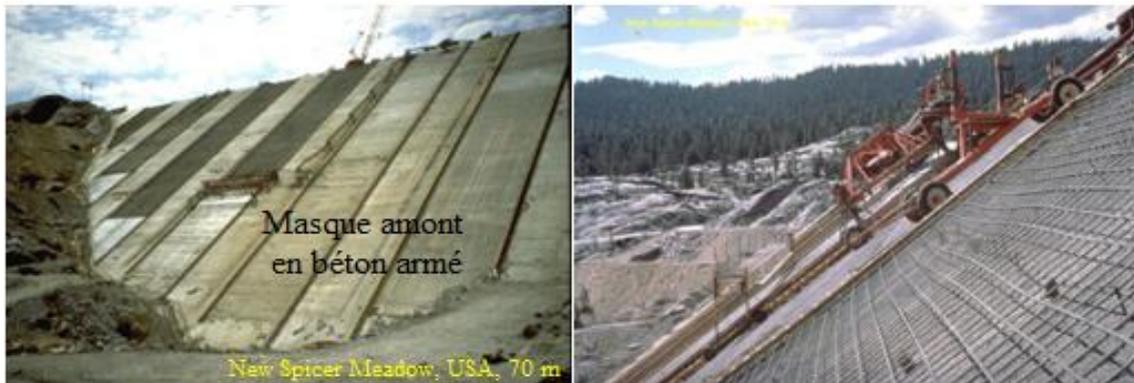


Figure 32: Barrages à masque amont en béton armé

- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.

- Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés (Figure 33).



Figure 33: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)

3.2.1.4 Conception et réalisation du barrage :

La conception (profil général du barrage) et la réalisation des barrages en remblai sont choisis selon les conditions locales du site tels que :

- La disponibilité des matériaux sur site pour optimiser les coûts de réalisation. C'est –à-dire que la quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction.
- La nature du terrain de fondation. Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille.

- Un sol mou et perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements (Figure 34).

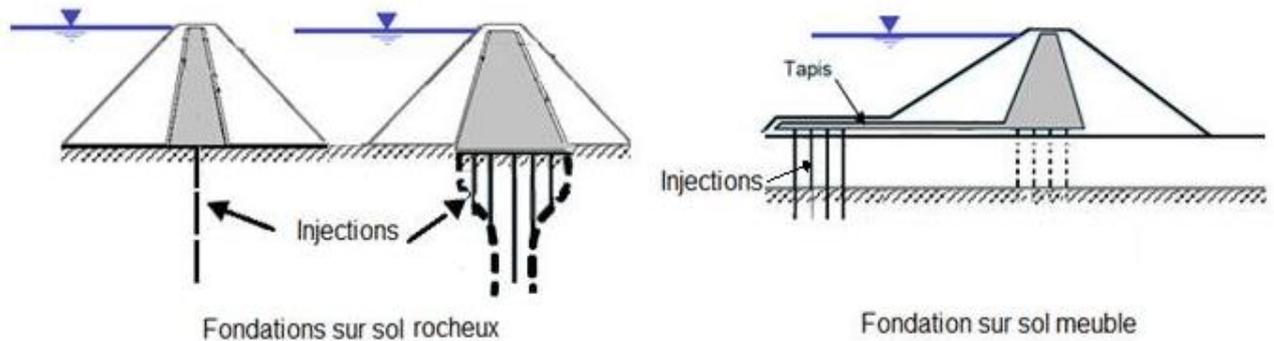


Figure 34: Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004)

- Action des vagues : Choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues. Ainsi le revêtement ou le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues et réalisé par une couche d'enrochement (protection en pierres) ou par un revêtement imperméable (béton bitumineux),...etc.
- Climat : Les conditions climatiques influence fortement le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.
- Séismicité : De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçues avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

3.2.1.5 Stabilité et dimensionnement du barrage en terre

3.2.1.5.1 Calcul de la stabilité du barrage

La stabilité du barrage en terre est en fonction de la stabilité aux glissements de ses talus. La détermination des conditions de stabilité fait appel aux méthodes de mécanique des sols basées sur l'étude de l'équilibre limite.

La stabilité des pentes peut être augmentée en choisissant des matériaux plus performants qui permettent d'éviter la rupture des talus mais aussi assurer la stabilité de la fondation et éviter les déformations excessives.

En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

* Principe d'analyse

✓ Notion de facteur de sécurité

Il y a plusieurs méthodes de calcul de la stabilité des talus. Ces méthodes se basent toutes sur le même principe, elles cherchent à déterminer les endroits dans le massif où les forces qui provoquent le glissement risquent de dépasser les forces qui résistent. La sécurité est assurée si, dans aucun endroit, les premières forces ne dépasseront pas les secondes. La marge de sécurité (coefficient de sécurité) est exprimée par le rapport des forces de résistances sur les forces motrices. Ce coefficient de sécurité est défini par des rapports de forces, de contraintes, de moments ou même en termes de hauteurs de talus.

✓ Etude de l'équilibre d'un talus de barrage par la méthode de Fellenius

Le principe de base de cette méthode consiste à découper le volume du sol étudié en un certain nombre de tranches juxtaposées (Figures 35), d'appliquer les différentes forces sur ces tranches et d'étudier l'équilibre de l'ensemble. Les hypothèses de calcul sont (Le Delliou 2003):

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- La rupture se fait selon une courbe dans l'allure est connue et circulaire ;
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids du sol et les surcharges ;
- Le problème est statique ;
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;
- le comportement du sol est régi par la loi de Coulomb ;
- Le coefficient de sécurité « FS » est constant le long de la courbe de rupture.

On trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible, en appliquant la méthode qui va suivre :

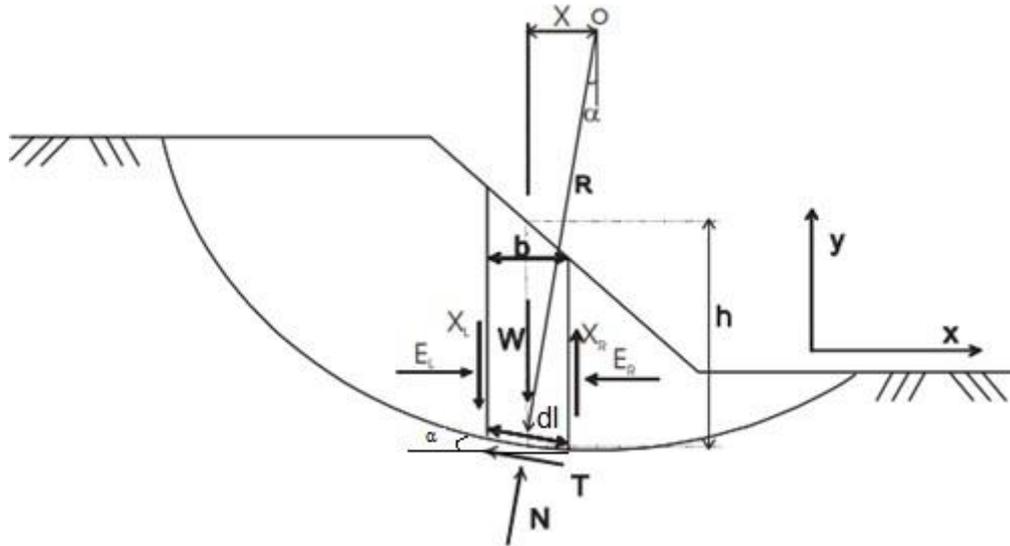


Figure 35: Découpage en tranche

Pour chaque tranche verticale (i), on détermine les efforts suivants :

- poids total W_i de la tranche de largeur b et de hauteur h ;
- La composante normale du poids sur la surface de glissement est $W_i \cos \alpha_i$;
- La composante tangentielle du poids est $W_i \sin \alpha_i$;
- La résultante des forces de pression sur la base de la tranche.

On note :

- X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;
- b : épaisseur de la tranche ;
- α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;
- R : rayon du cercle de rupture de centre O ;
- dl : longueur du plan de glissement de la tranche ;
- x : bras de levier du poids des terres.

Sachant que $T = \tau dl$ et τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$$\tau = C + (\sigma - u)tg\varphi$$

Avec:

- C : est la cohésion du sol, elle s'exprime en unité de contrainte ;
- σ est la contrainte normale ;
- u est la pression interstitielle.
- φ est l'angle de frottement interne.

Finalement, sur la tranche (i) :

- La force motrice est la composante tangentielle du poids, elle est égale à $W_i \sin \alpha_i$
- _ La force résistante est la force de frottement au niveau du plan de glissement de la tranche, elle est égale à : $C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \tan \phi$

La largeur de la tranche dl peut s'exprimer par (voir figure 31):

$$dl = \frac{b}{\cos \alpha_i}$$

En négligeant les forces entre les tranches verticales et horizontales, le facteur de sécurité est défini comme étant le rapport du moment résistant sur le moment moteur. Pour un cercle de glissement donné qui découpe le volume de sol en n tranches, il vaut :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W_i \cos \alpha_i - u \cdot dl) \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

✓ Prise en compte de la sismicité dans le calcul de stabilité

Prendre cet aspect en compte est très important en zone sismique (plusieurs ouvrages à travers le monde ont cédés suite à des tremblements de terre). Les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme sont pseudo-statique ou dynamiques. Pour les petits ouvrages et un séisme faible ou modéré, on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique.

Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols.

- Méthode pseudo-statique

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages. L'effet du séisme est exprimé par une force horizontale équivalente. La magnitude de cette force est considérée comme une fraction du poids de l'ouvrage (Figure 36).

Dans le cas de l'application de la méthode des tranches de Fellenius, la force sismique P_s est calculée pour chaque tranche. Elle s'exprime sous la forme (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$P_s = \beta \cdot K \cdot w$$

Où :

β : est un coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme $\beta = 1.5$

K : est un coefficient qui dépend du degré de séismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage $K \approx 0.025$

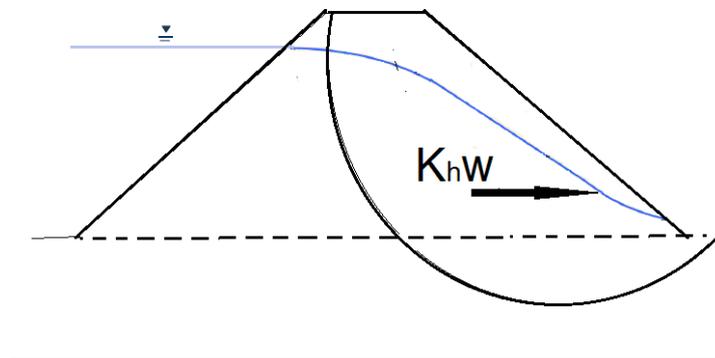


Figure 36: Sollicitation pseudo-statique

D'où l'équation :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W \cos \alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Devient :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W \cos \alpha_i - u \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + \beta \frac{K}{R} \sum_{i=1}^n w_i q_i}$$

Avec :

q : le bras de levier de la force sismique par rapport au centre du cercle O et de rayon R

*** Conditions d'analyse**

La stabilité des talus d'un barrage en remblai doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage.

On distingue généralement trois classes de conditions pour lesquelles la stabilité d'un barrage en remblai doit être vérifiée (Figure 37).

✓ **Fin de construction**

L'analyse de la stabilité pour cette condition sert à vérifier que le barrage peut être construit jusqu'à sa hauteur finale sans rupture. Il n'y a pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées.

La résistance est fonction de la contrainte effective σ' et elle devient de plus en plus faible avec l'augmentation de la pression interstitielle u ($\sigma' = \sigma - u$).

Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est recommandé d'analyser le talus en aval.

✓ **Période d'exploitation**

L'analyse de la stabilité sert dans ce cas à vérifier que le barrage est stable après remplissage du réservoir et une fois que le réseau d'écoulement s'est établi à travers le barrage.

Dans le secteur amont du barrage, la contrainte effective (et donc la résistance) est réduite à cause de la pression interstitielle. Cette diminution de la stabilité, associée à la réduction de σ' est cependant compensée par la pression du réservoir qui tend à s'opposer au glissement du talus amont.

Dans le secteur aval du barrage, en raison de l'écoulement dans le massif une surface de suintement peut apparaître sur ce talus. La poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides à tendance à le déstabiliser, un drainage du talus aval est généralement prévu. Lorsque la retenue est pleine, l'écoulement est donc défavorable à la stabilité du talus aval.

Les caractéristiques mécaniques du sol C et Φ , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé.

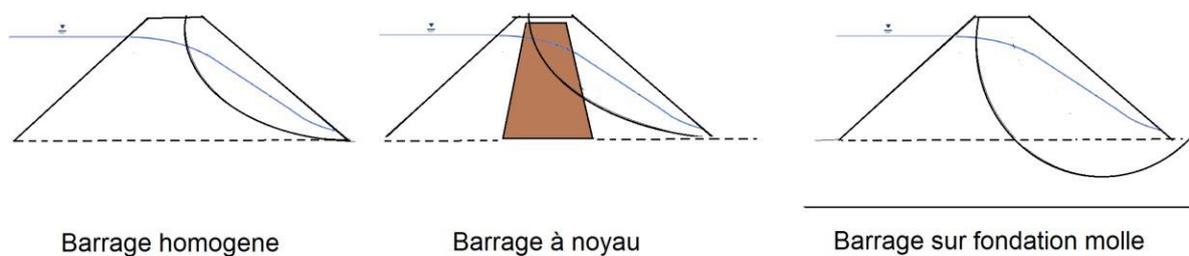


Figure 37: Les sections de rupture les plus critiques en fonction du type de barrage en terre

✓ **Vidange rapide.**

La condition 'vidange rapide' est rencontrée lorsque le niveau d'eau diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue (Figure 38). Dans ce cas les pressions d'eau dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées, alors que la pression d'eau extérieure a disparu.

Le talus amont se trouve dans une situation plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation. C'est donc ce secteur amont du barrage qui est affecté par la condition 'vidange rapide', on conserve la pression et on enlève l'effet stabilisateur du réservoir.

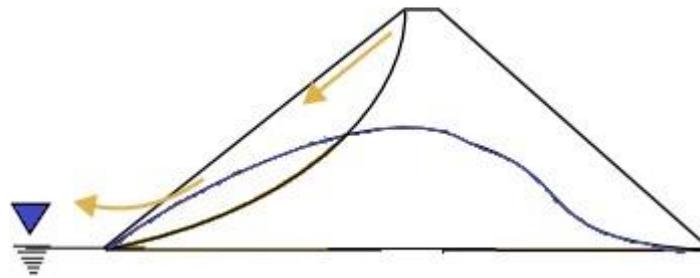


Figure 38: Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide

✓ **Facteurs de sécurité minimaux**

Selon les normes DIN (Le Delliou 2003) les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre sont dans les:

- Conditions normales (lac plein à niveau normal) : $F_s \geq 1.4$
- Conditions spéciales sans séisme (lac plein à niveau exceptionnel, vidange rapide) : $F_s \geq 1.3$
- Conditions exceptionnelles avec séisme (lac plein à niveau normal, vidange rapide, lac vide) $F_s \geq 1.2.$

✓ **Application**

- **Exemple n°02 :**

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope K reposant sur un substratum horizontal imperméable (Figure 39). En utilisant la méthode des tranches de Fellenius calculer le coefficient de sécurité le long de la ligne de rupture de rayon $R=32$ m et de centre de rupture $O(20 ; 32)$ du talus aval du barrage en terre, en fin de construction et après dissipation des surpressions ($u=0$).

Données : $H=20$ m, $h=17$ m,
 $m_1=m_2=1/2.5$, $bc=7.5$ m,

Les propriétés du sol sont :

- C (Cohésion) = 20 KPa
- φ (angle de frottement interne) = 30°
- γ (Poids volumique) = 18 kN/m³

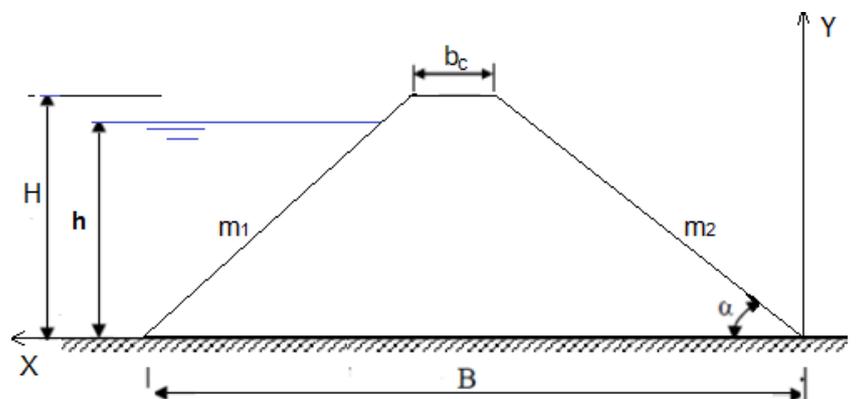


Figure 39: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable

- Solution

Le volume de sol intercepté par le cercle de rupture est découpé en 10 tranches de largeur égale (Figure 40). Les résultats du calcul des forces appliquées sur les différentes tranches sont présentés dans le tableau 9.

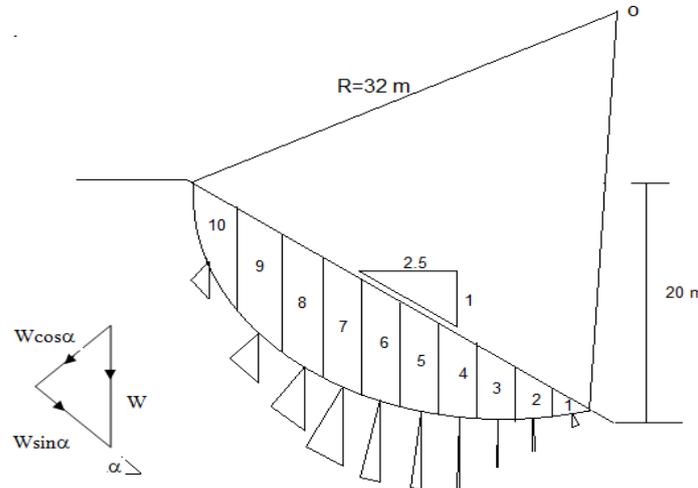


Figure 40: Découpage du volume de sol et forces appliquées sur chaque tranche

Tableau 9: Calcul par la méthode des tranches

Tranche	W (kN)	α_i (°)	$W\cos\alpha_i$ (kN)	$W\sin\alpha_i$ (kN)	dl (m)	$C \cdot dl + W\cos\alpha \cdot \text{tg}\phi$ (kN)
1	125,04	-20,00	117,51	-42,76	4,54	48,01
2	350,43	-12,02	342,74	-73,00	4,36	14,21
3	528,51	-4,29	527,04	-39,49	4,28	46,04
4	662,08	3,37	660,94	38,96	4,27	124,40
5	751,29	11,09	737,25	144,57	4,35	231,49
6	793,68	19,03	750,31	258,79	4,51	349,02
7	783,41	27,38	695,68	360,23	4,80	456,29
8	708,79	36,43	570,28	420,91	5,30	526,92
9	544,84	46,76	373,22	396,93	6,23	521,44
10	218,11	60,01	109,04	188,90	8,53	359,52
Σ				1654,04		2677,33

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [Cl + (W\cos\alpha_i - ul)\text{tg}\phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i} = 1,62.$$

3.2.1.5.2 Dimensionnement du barrage

* Détermination de la revanche

La revanche (R) c'est la tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection contre les effets des vagues. Elle est estimée par la formule de DAVIS suivante :

$$R = 0.75 H_V + \frac{V^2}{2g}$$

Où V est la vitesse de propagation des vagues en (m/s), évaluée par la formule de GAILLARD suivante :

$$V = 1.5 + 2H_V$$

La hauteur des vagues H_V en (m) est calculée par la formule de STEVENSON, qui permet d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau (FETCH, mesurée graphiquement sur plan topographique) :

$$H_V = 0.76 + 0.34\sqrt{L} - 0.26\sqrt[4]{L} \dots\dots\dots \text{Pour } L < 18 \text{ km.}$$

$$H_V = 0.34 L \dots\dots\dots \text{Pour } L > 18 \text{ km.}$$

La revanche peut être évaluée par la formule suivante :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{L} \text{ , Avec } L : \text{ longueur rectiligne du plan d'eau (FETCH).}$$

Comme on peut l'évaluer par la formule de MALLET & PACQUANT :

$$R = H_V + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Où} \quad H_V = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{L}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H_V$$

* Détermination de la hauteur du barrage (H_b)

La hauteur du barrage est égale à la hauteur normale de la retenue (N_{NR}), majorée de la charge maximale au-dessus de seuil du déversoir de crue (h_d) et la revanche (R).

$$H_b = (C_{CB} - C_{CA}) + T$$

Où :

C_{CB} : côte de la crête du barrage, C_{CA} : côte de la crête du barrage à l'exutoire.

T : Le tassement du barrage en (m).

a) Côte de la crête du barrage (C_{CB})

La côte de la crête du barrage est arasée à la côte correspondante au niveau des plus hautes eaux (N_{PHE}), majorée de la revanche (R).

$$C_{CB} = N_{PHE} + R$$

b) Le niveau des plus hautes eaux (N_{PHE}).

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue (h_d : hauteur de lame d'eau déversée).

$$N_{PHE} = N_{NR} + h_d$$

Tassement du corps du barrage (T)

Pour des ouvrages conçus et réalisés dans de bonnes conditions, ces tassements sont estimés à environ 1% de la hauteur du barrage après sa construction.

$$T = 1\% (C_{CB} - C_{CA})$$

*** Détermination de la largeur en crête**

Pratiquement la largeur en crête du barrage en terre n'est jamais inférieure à 3m pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9m. On peut évaluer cette largeur par les formules empiriques suivantes :

* Formule de T. KNAPPEN : $b = 1.65\sqrt{H_b}$ ($H_b \geq 3$ m)

* Formule de E.F.PREECE : $b = 1.1\sqrt{H_b} + 1$

* Autres formules : $b = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$ ou $b = \frac{H_b}{5} + 3$

- On prend la grande valeur donnée par ces formules.

*** Détermination de la longueur en crête du barrage** (L_c)

Elle est obtenue par la mesure directe sur le levé topographique suivant l'axe de la digue.

- Les risbermes

Quand $H_b > 10$ m → réaliser le barrage avec variation de pente des talus pour assurer la stabilité.

- La pente des talus

Pour déterminer la pente des parements amont et aval, on donne en général des pentes, qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux de construction et la hauteur du barrage. Le tableau 10 suivant nous donne quelques valeurs, qui doivent être confirmées par l'étude de stabilité.

Tableau 10 : La pente des talus en fonction de la nature des matériaux (TERZAGUI).

Hauteur de la digue en (m)	Type de la digue	Pente des talus	
		Amont	Aval
< 5 m	- homogène - à zones	1/2.5	1/2
		1/2	1/2
5 à 10 m	- homogène, granularité étendue	1/2	1/2.5
	- homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	- à zones	1/2	1/2.5
10 à 20 m	- homogène, granularité étendue	1/2.5	1/2.5
	- homogène, à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	- à zones	1/2.5	1/3

3.2.1.6 Etude des infiltrations dans le corps du barrage

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- La détermination des pressions interstitielles ;
- Le calcul du débit de fuite ;

a)- La détermination de la ligne de saturation

La ligne de saturation dans une coupe transversale en réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche.

Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées pour tracer cette ligne sont les méthodes numériques qui se sont largement développées. Cependant sur le plan pédagogique la méthode le plus souvent utilisée est la méthode simplifiée proposée par KOZNEY qui utilise des approximations et des propriétés graphiques.

a-1)- Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

La méthode de KOZNEY a montré que pour un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure.41). L'équation de cette parabole s'écrit de la manière suivante (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{Avec :} \quad y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

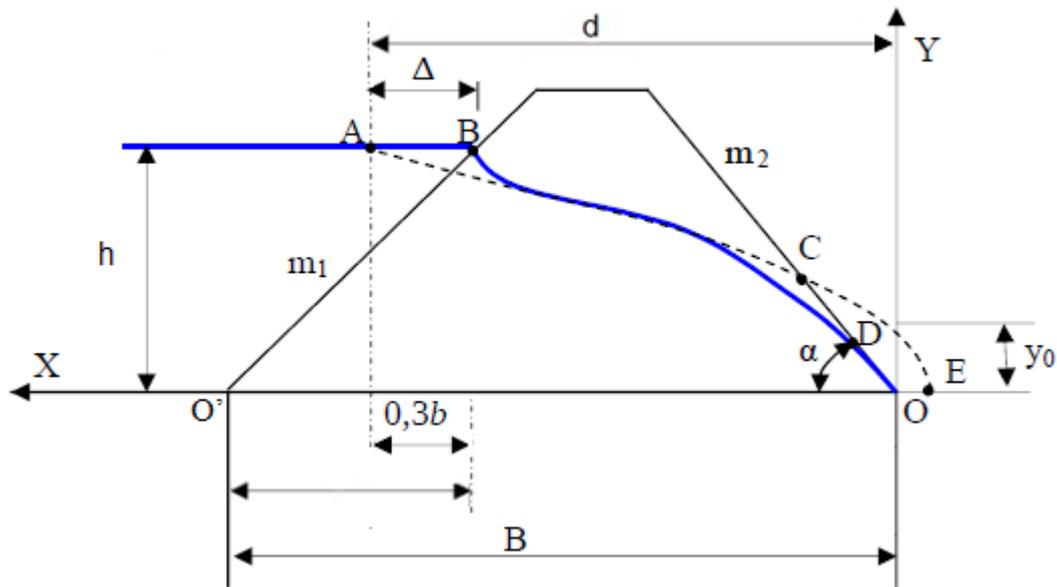


Figure 41: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

Les étapes suivantes permettent la détermination graphique de la ligne de saturation pour un barrage homogène reposant sur une fondation imperméable sans drain (Figure 41) :

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau;
- Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de $O'B$.
- En traçant la parabole de Kozeny celle-ci coupe le plan d'eau à une distance qui ne coïncide pas avec le passage réel. Elle doit être corrigée par une courbe normale au talus amont et tangente à la parabole théorique à l'aval. Pour calculer la distance séparant les deux points, nous disposons de deux méthodes :
- Repérez le point A à une distance de $0,3b$ du point B sur la surface de l'eau ;
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage, au point O. Choisissez O comme origine des axes X Y ;
- A l'aide de l'équation : $y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple $0,2H, 0,4H... H$) et en calculant les abscisses x ;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction au droit du parement amont et du pied aval ;
- Correction en amont : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole ;
- Correction en aval : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que :

$$OD \approx \frac{2}{3} OC$$

On peut aussi trouver le point D avec la relation suivante :

$$OD \approx \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 ct g^2 \alpha}$$

a-2)- Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Dans ce cas, la ligne de saturation est déterminée de la manière suivante (Figure 42):

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau.
- Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Repérez le point A à une distance de 0,3b du point B sur la surface de l'eau.
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est d). Choisissez F comme origine des axes X Y.
- Localiser le point G situé à y_0 de F
- A l'aide de l'équation : $y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple 0,2H, 0,4H... H) et en calculant les abscisses x ;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à mi-distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.
- on corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

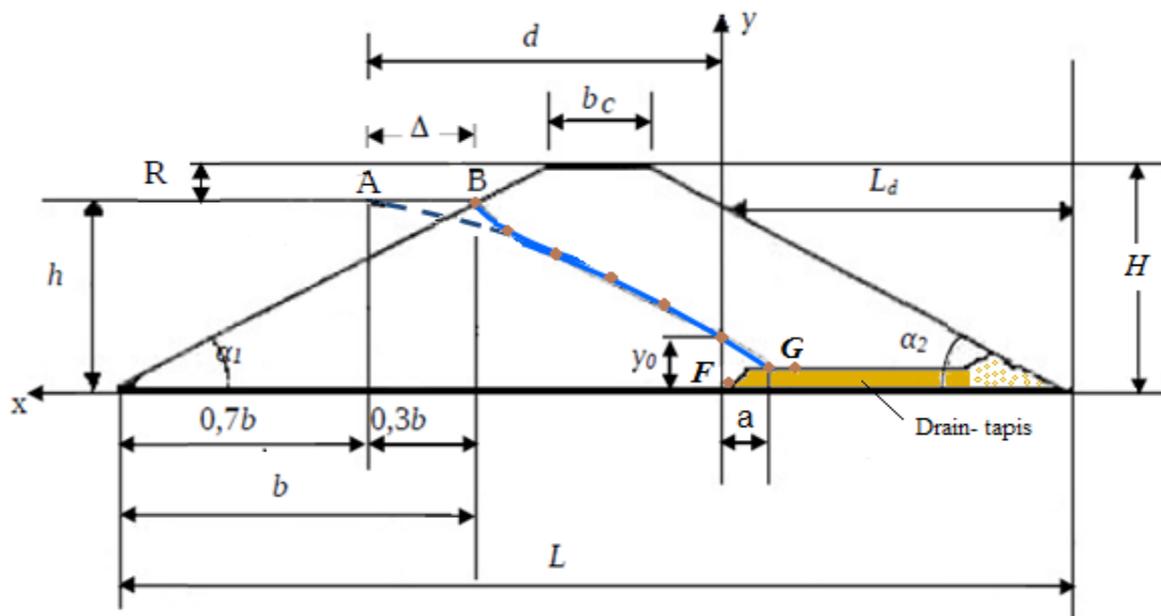


Figure 42: Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale

Comme on peut tracer la ligne de saturation par l'équation :

$$y = \sqrt{h^2 - (h^2 - h'^2) \frac{x}{L'}}$$

h : hauteur du niveau normal de la retenue,

L : l'emprise du barrage.

L_t (L_d) : longueur du tapis filtrant.

$$h' = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : distance horizontale entre l'axe qui passe par la limite du tapis et la verticale qui passe par le point (0.7b).

b : la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

$$L' = L - b - L_t$$

L' : distance horizontale entre le point B et l'axe qui passe par la limite du tapis.

$a = h'/3$.

a-3)- Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable soutenue par des zones de recharges perméables et sur fondation imperméable (Figure 43), on construit la ligne de saturation comme dans le premier cas (barrage en terre sans drain) et en ne considérant que le noyau imperméable (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

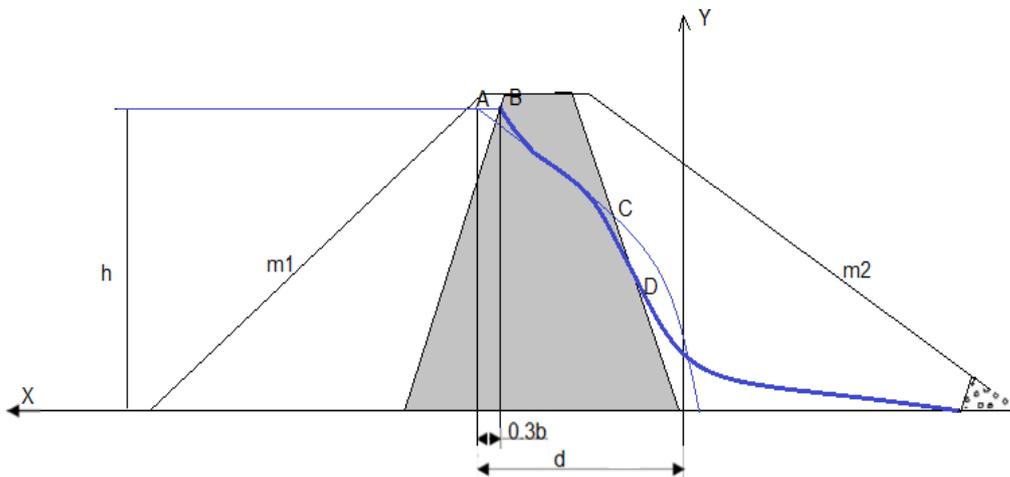


Figure 43: Ligne de saturation d'un barrage à noyau

a-4)-Ligne de saturation pour barrage fondé sur sol perméable

Dans le cas où le sol de fondation est perméable, de perméabilité égale à celle du massif les méthodes de détermination de la ligne de saturation restent applicables, mais les formules donnant le débit ne sont plus valables.

b)- Détermination des pressions interstitielles

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau des lignes de courants et des équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles.

b-1)- Notion d'écoulement dans le sol✓ **La charge hydraulique.**

Soit un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent, u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique h en ce point, exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_e} + \frac{v^2}{2g}$$

Comme les vitesses dans les sols sont toujours faibles, le terme $\frac{v^2}{2g}$ est négligé.

D'où :

$$h \approx z + \frac{u}{\gamma_e}$$

✓ **Le gradient hydraulique**

Le gradient hydraulique, i , est la perte de charge hydraulique par unité de longueur. Dans un écoulement quelconque, il est défini par :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h = \begin{cases} -\frac{\delta h}{\delta x} \\ -\frac{\delta h}{\delta y} \\ -\frac{\delta h}{\delta z} \end{cases}$$

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, il exprime la différence de charge hydraulique entre deux points d'un sol par unité de distance. Soit deux points **A** et **B** espacés d'une distance l , h_A et h_B leurs charges hydrauliques respectives, le gradient hydraulique entre ces deux points est :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l}$$

L'écoulement existe de A vers B lorsqu'il y a présence d'un gradient hydraulique, qui génère un écoulement.

✓ **Loi de Darcy**

Cette relation fondamentale s'écrit (Schlosser 1988, Degoutte and Royet 1999): $v = K i$

v : vitesse d'écoulement en m/s et K : coefficient de perméabilité en m/s, Le tableau suivant donne un ordre de grandeur de ce paramètre

Tableau 11: Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité (Schlosser 1988)

Type de sol	Perméabilité	Ordre de grandeur (m/s)
Argile compacte	Imperméable	10^{-9} à 10^{-12}
limon	Très faible	10^{-7} à 10^{-9}
Sables très fins	Faible	10^{-5} à 10^{-7}
Petits graviers, sables	Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}
Graviers moyens à gros	Très élevée	10^{-1} à 10^{-2}

✓ **Forces d'écoulement**

Lorsqu'il y a un écoulement, il y a une perte de charge par dissipation d'énergie par frottements eau/grains du sol. En plus de la poussée d'Archimède, des forces dirigées dans le sens de l'écoulement apparaissent sur les grains du sol.

Les forces qui s'exercent sur un volume élémentaire du sol sont (Figure 44) :

- Le poids : C'est la force verticale descendante : $P = \gamma_{sat} \Delta V$
Avec γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé.
- La poussée d'Archimède : C'est la force verticale ascendante égale à $\gamma_e \Delta V$
Avec γ_e : le poids volumique de l'eau
- La force d'écoulement : Dirigée dans le sens de l'écoulement, elle est égale à $i \cdot \gamma_e \Delta V$

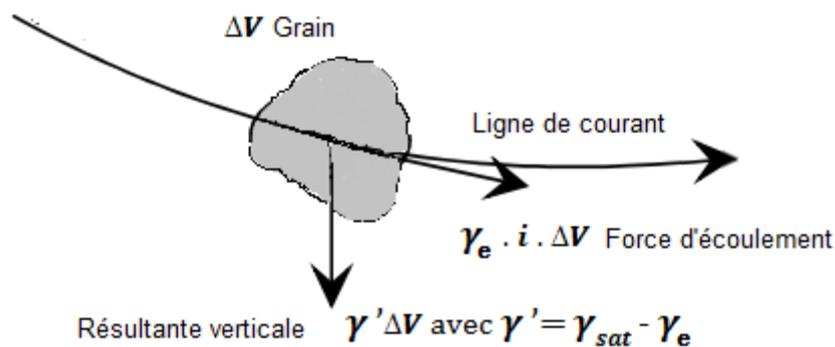


Figure 44: Forces exercées sur un volume élémentaire de sol

Ces forces d'écoulement sont donc à prendre en compte dans les calculs de stabilité des ouvrages.

✓ Lignes d'équipotentiels et lignes de courant

Un réseau d'écoulement est une représentation graphique d'un champ d'écoulement (Solution de l'équation de Laplace). Sa construction a pour but de connaître en tout point du massif, la charge hydraulique, la vitesse et de déterminer les valeurs des forces d'écoulement ou des débits percolant dans une section donnée. Il existe plusieurs solutions pour construire ce réseau telles que les solutions : analytique, numérique, analogie électrique, ou par méthode graphique, utilisée ici dans ce cours comme une solution approchée qui reste suffisante dans le cas pédagogique. Ce réseau est composé des lignes d'écoulement et d'équipotentiels qui remplissent les conditions suivantes (voir figure 45) :

- Les lignes d'écoulement représentent les voies d'écoulement des particules d'eau ;
- Les lignes d'écoulement et lignes équipotentiels sont orthogonales les unes par rapport aux autres ;
- Le débit entre deux lignes d'écoulement adjacentes est constant (dq) ;
- L'écoulement ne peut pas se produire à travers les lignes d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle est une ligne reliant des points ayant la même charge hydraulique ;
- La vitesse d'écoulement est normale aux lignes équipotentiels ;
- La différence de la hauteur manométrique entre deux lignes équipotentiels est la perte de charge (Δh) ;
- Une ligne d'écoulement ne peut pas croiser une autre ligne d'écoulement ;
- Une ligne équipotentielle ne peut pas croiser une autre ligne équipotentielle.

Pour tracer un réseau d'écoulement des essais successifs sont effectués. En général, on fixe en premier le nombre de lignes de courant, 3 à 8 lignes sont souvent suffisantes. En fonction de ce nombre sélectionnée, le nombre de lignes équipotentiels sera automatiquement fixé par la géométrie et la disposition de la grille.

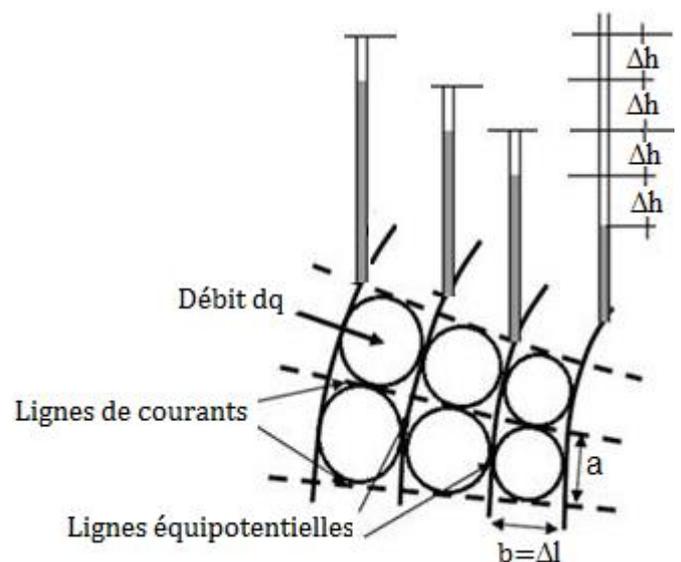


Figure 45 : Réseau d'écoulement

b-2)- Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique

La solution graphique du problème d'infiltration des barrages en remblai se ramène donc à tracer un réseau de lignes orthogonales, les conditions aux limites étant connues. Dans le cas d'un massif homogène reposant sur une assise (fondation) imperméable, la ligne de saturation et la ligne au contact massif- fondation sont deux lignes de courant. Le parement amont est une équipotentielle (Figure 46). Si le massif comporte un tapis drainant, la ligne équipotentielle au côté du drain est une ligne à pression atmosphérique (Figure 47).

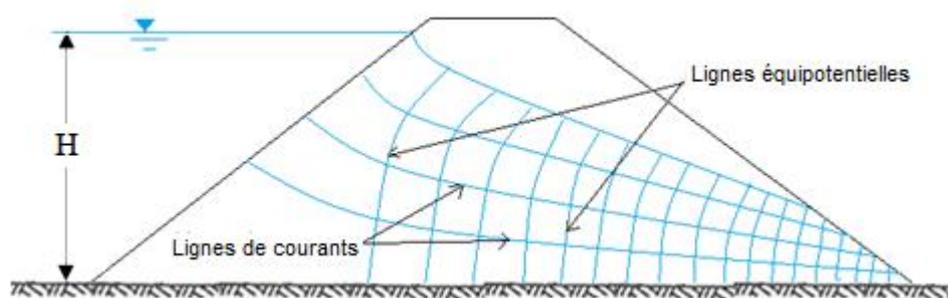


Figure 46: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain

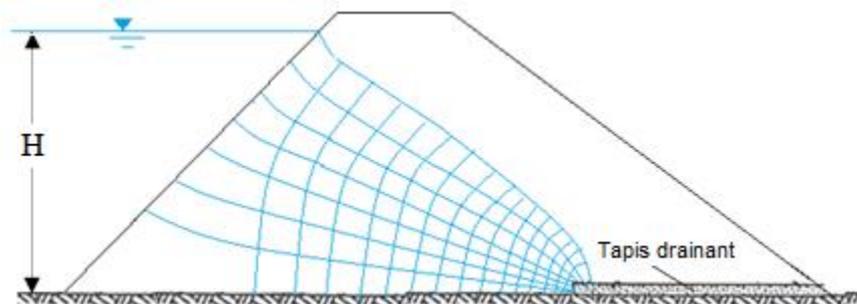


Figure 47: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol imperméable

Si les terrains d'assise sont perméables sur une hauteur finie avec une perméabilité semblable à celle du massif barrage, la ligne de saturation et la ligne limitant la partie inférieure de la couche perméable sont des lignes de courants limites constituant les frontières du système considéré (Figure 48).

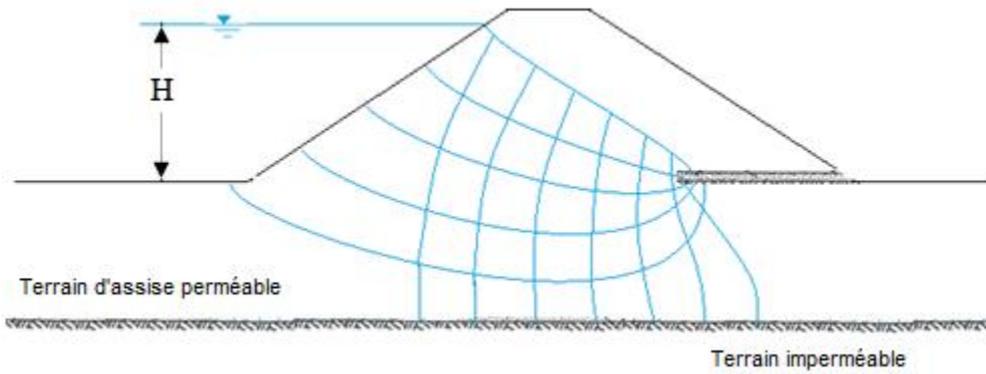


Figure 48: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif

Si l'écoulement se fait à travers des couches de différentes perméabilités, les lignes de courant se réfractent au contact de la surface de séparation des deux couches. Elles se resserrent lorsqu'elles entrent dans un matériau plus perméable et s'écartent dans un matériau moins perméable (Figure 49).

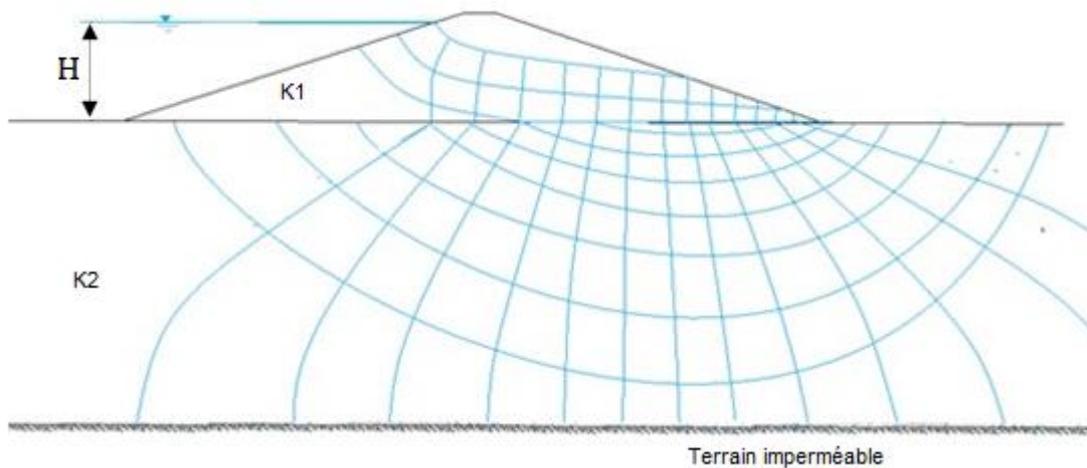


Figure 49: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K1 > K2$)

Dans le cas de vidange rapide partielle les lignes se repartissent différemment puisque le parement amont n'est plus une ligne équipotentielle et son potentiel varie en fonction du point considéré (Figure 50).

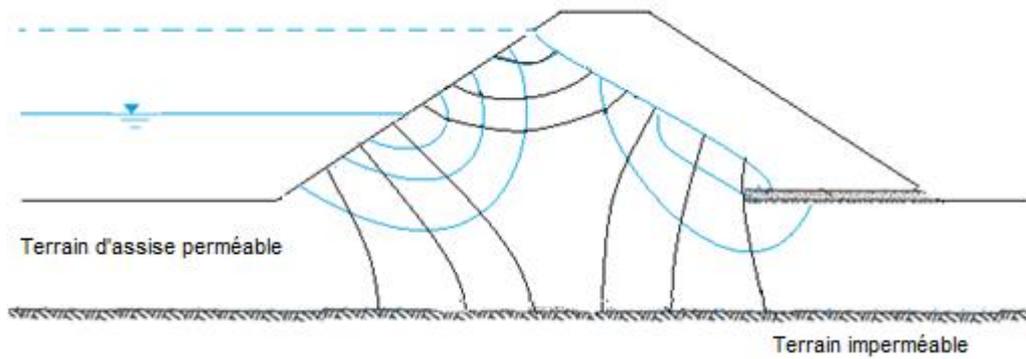


Figure 50: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange rapide partielle

b-3)- Pression de l'eau dans le corps du barrage

Quand on dispose de réseau d'équipotentiels, il est facile d'en déduire la pression de l'eau en chaque point.

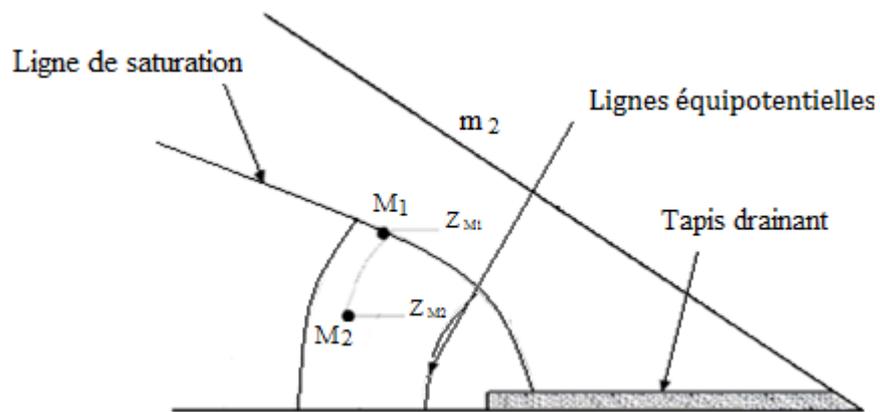


Figure 51: Détermination de la pression interstitielle.

D'après la figure 51 la charge hydraulique H_{M_2} au point M_2 est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_e} + Z_{M_2}$$

H_{M_2} et Z_{M_2} : sont respectivement la pression de l'eau et la côte du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé.

D'où :

$$U_{M_2} = (H_{M_2} - Z_{M_2}) \gamma_e$$

De même $U_{M_1} = (H_{M_1} - Z_{M_1}) \gamma_e$ et comme $U_{M_1} = 0$ (le point M_1 se trouve sur la ligne de saturation) $H_{M_1} = H_{M_2} = Z_{M_1}$ alors la pression au point M_2 se calcule par :

$$U_{M_2} = (Z_{M_1} - Z_{M_2}) \gamma_e$$

c) - Calcul du débit de fuite

L'évaluation du débit de fuite est déterminée par l'application de la loi de Darcy basée sur la connaissance dimensions géométrique et hydrodynamique du réseau d'écoulement.

D'après la figure 45 les termes suivants sont définis comme suit :

N_h : Nombre de chutes d'équipotentialité,

N_c : Nombre de canaux d'écoulement,

dq : débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes)

Δh : perte de charge entre deux lignes équipotentielle adjacentes

Considérons une maille du réseau de dimensions $a \times b$ par unité de longueur telle que :

a : distance entre deux lignes de courants,

b : distances entre deux lignes équipotentielles,

La perte de charge est : $\Delta h = \frac{h}{N_h}$ et le gradient hydraulique est : $i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{b}$

D'où : $i = \frac{h}{b \cdot N_h}$

D'après la loi de DARCY le débit est : $dq = v \cdot S = K \cdot i \cdot S = K \cdot \frac{h}{b \cdot N_h} \cdot a$

Le débit total par unité de longueur sera : $Q = K \cdot \frac{h}{b \cdot N_h} \cdot a \cdot N_c$

En général, les réseaux d'écoulement sont tracés avec : $a=b$

Dans ce cas, le débit total est : $Q = K \cdot h \cdot \frac{N_c}{N_h}$

Ce calcul a été effectué par unité de longueur. Pour une digue de longueur L , le débit de fuite total est :

$$Q = K \cdot h \cdot \frac{N_c}{N_h} \cdot L$$

La méthode de calcul exposée si dessus est générale. D'autres méthodes tenant compte de l'angle α que fait le talus aval avec l'horizontale et basées également sur la loi de Darcy sont appliquées pour le calcul du débit de résurgence (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

Si $\alpha < 30^\circ$

$$Q = K h' \sin^2 \alpha$$

Avec :

$$h' = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha}$$

Si $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$$Q = Ky_0$$

y_0 : est l'ordonnée du point de sortie de la surface libre.

3.2.1.7- Erosion interne, phénomène de Renard et Boulance

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture des barrages en remblai. C'est un processus qui implique des arrachements de particules et leur transport dans le barrage ou sa fondation " Piping" en Anglais.

Elle se produit quand la force de l'écoulement est suffisamment importante pour arracher les particules du massif et les entraîner avec elle. Ceci n'est possible que si les particules du sol sont fines et qu'elles puissent migrer à travers les vides du massif, dont la granulométrie n'est pas uniforme.

Si la hauteur de charge est suffisante pour permettre à l'eau de s'infiltrer à des vitesses capable d'entraîner les particules, un passage préférentielle se forme allant en grandissant jusqu'à rupture de l'ouvrage (Figure 52)

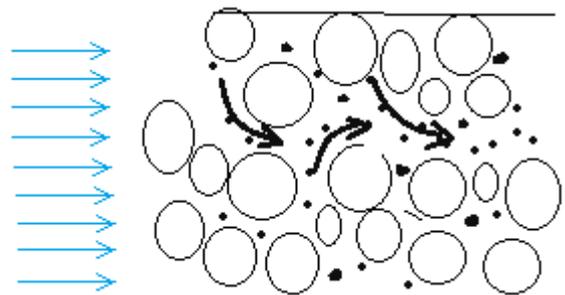


Figure 52: Erosion interne

Le phénomène de Boulance se produit quand l'écoulement est ascendant et la pression de l'écoulement avec la poussée d'Archimède arrivent à annuler le poids des particules du sol. Ceci n'est en général possible que si le sol est fin et pulvérulent. En s'opposant au poids des grains cette composante peut atteindre des valeurs qui permettent aux grains de flotter (Figure 53).

Ce phénomène se produit dans un écoulement si le gradient hydraulique i est vertical ascendant, les grains sont alors entraînés par l'eau. On définit le gradient hydraulique critique (i_c), pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés :

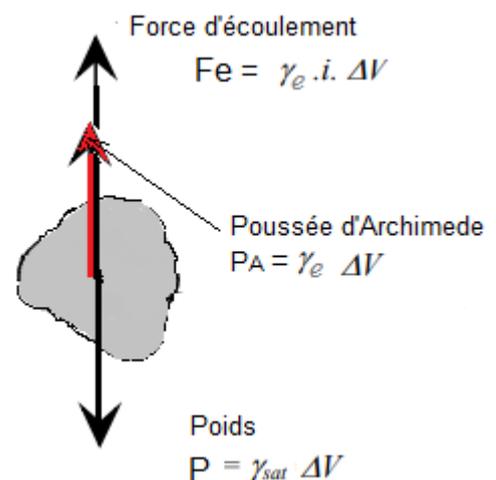


Figure 53: Phénomène de Boulance

A la limite $P = PA + Pe$ d'où $\gamma_{sat} \cdot \Delta v = \gamma_e \cdot \Delta v + \gamma_e \cdot i_c \cdot \Delta v$

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_e}{\gamma_e} = \frac{\gamma'}{\gamma_e}$$

Pour les barrages en terre, le risque de Boullance existe si les fuites se produisent d'une manière importante à travers le sol de fondation.

– Méthodes de préventions

Pour empêcher l'érosion interne en fondation d'un barrage, il faut réduire le gradient hydraulique le long de la ligne de cheminement. Comme la hauteur d'eau H est imposée, c'est la longueur L des cheminements qui est le paramètre essentiel. LANE distingue les cheminements verticaux L_V des cheminements horizontaux L_H . Sa règle empirique généralement utilisée pour le calcul des fondations de barrages s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):.

$$L_V + \frac{L_H}{3} \geq C_H$$

Tableau 12: Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain (Rolley, Kreitmann et al.1977)

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de gravier et de gros galets	2,5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

Pour prévenir l'érosion interne dans un barrage en terre, des précautions doivent être prises pendant de la construction pour maîtriser les gradients d'écoulement et empêcher l'expulsion des fines.

✓ Applications

Exemple N°3

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope K reposant sur un substratum horizontal imperméable (Figure 25).

On notera h le niveau d'eau dans la retenue, H la hauteur du barrage, b_c la largeur du barrage en crête, m_1 la pente du talus amont et m_2 la pente du talus aval. Pour $h=17m$, $H=20m$, $b_c=7,5m$, $m_1=m_2=1/2,5$

-Déterminer le point de résurgence de la nappe phréatique à l'aval et tracer la ligne de saturation.

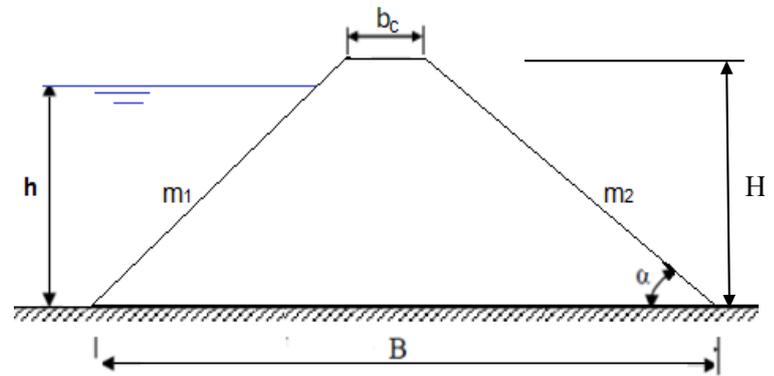


Figure 54: Barrage en terre homogène reposant sur un substratum imperméable

Solution

– Point de résurgence de la nappe phréatique

L'angle α que fait le talus aval avec le plan horizontal est Cet angle à : $\tan^{-1}(1/2,5)=21,8^\circ$. Cet angle est inférieur à 30° par conséquent :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \text{ctg}^2 \alpha}$$

Avec :

$$d = 2 H \text{ctg} \alpha + b_c - 0,7 h \text{ctg} \alpha$$

A.N: $H=20m$; $h=17m$; $b_c=7.5$; $\alpha=21.8^\circ$

$$d = 2 \times 20 \times \text{ctg} 21.8 + 7.5 - 0.7 \times 17 \times \text{ctg} 21.8^\circ = 77.75 \text{ m}$$

$$OD = \sqrt{17^2 + 77.5^2} - \sqrt{77.5^2 - 14^2 \text{ctg}^2 21.8^\circ} = 14.48 \text{ m.}$$

- Le tracé de la ligne de saturation

Il s'agit de calculer les coordonnées (x, y) de chacun des points A, B, C et D puis de procéder au traçage de la parabole de Kozeny dans le cas théorique d'un écoulement à travers un massif perméable reposant sur un substratum imperméable.

Des corrections à cette parabole du coté amont et du coté aval doivent être effectuées. Du côté amont on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole, Du coté aval, la correction consiste à tracer la tangente au talus aval au point D (Voir figure 41 page 44 et figure 55 page 58).

Coordonnées du point A :

$$\mathbf{A} (d ; h) \rightarrow \mathbf{A} (77.75 ; 17)$$

Coordonnées du point B :

$$\mathbf{B} (d-0.3b ; h) \rightarrow \mathbf{B} (65 ; 17)$$

Coordonnées du point C :

C est le point d'intersection entre le talus aval d'équation $y = 0.4x$ et la parabole de Kozeny d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = 1.83\text{m}$$

La coordonnée x du point C vérifie l'équation second degré : $0.16x^2 - 3.66x - 3.34 = 0$

On ne retient que la racine positive $x = 23.75\text{m}$

La coordonnée y du point C vaut alors : $y = 0.4 \times 23.75 = 9.5\text{m}$

$$\mathbf{C} (23.75 ; 9.5)$$

Coordonnées du point D :

$$(\text{OD} \cos\alpha ; \text{OD} \sin\alpha) \rightarrow \mathbf{D} (13.44 ; 5.37)$$

Dans la partie médiane les coordonnées de la ligne de saturation sont (Tableau.5) :

Tableau. 13: Coordonnées de la ligne de saturation

x	25	30	35	40	45	50	55
y	9,74	10,64	11,47	12,24	12,96	13,65	14,31

Solution :

- Le débit d'infiltration drainé par le drain horizontal

D'après la figure le nombre d'intervalles des lignes de courant est $N_c=6$, le nombre d'intervalle des lignes équipotentiellles est $N_h = 17$.

Le débit total par unité de largeur est :

$$K * h = \frac{N_c}{N_h} = 10^{-5} * 20 * \frac{6}{17} = 7.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

- Calculer les pressions interstitielles aux points interceptés par la droite Δ

Par définition la pression en chaque point du massif est : $= (H_M - Z_M) \gamma_e$

La différence de potentielle entre l'amont et l'aval est : $\Delta h = \frac{20}{17} = 1.17\text{m}$.

- Le point P1 est situé sur l'équipotentielle $h - 2\Delta h = 20 - 2 \times 1.17 = 17.66\text{m}$

$$UP1 = (h_{P1} - z_{P1}) \gamma_e = (h - 2\Delta h - z_{P1}) \gamma_e = (17.66 - 0) * 10 = 176.6 \text{ KN/m}^2$$

- Le point P2 est situé sur l'équipotentielle $h - 2.5\Delta h = 20 - 2.5 \times 1.17 = 17.07\text{m}$

$$UP2 = (h_{P2} - z_{P2}) \gamma_e = (h - 2.5\Delta h - z_{P2}) \gamma_e = (17.07 - 2.7) * 10 = 143.7 \text{ KN/m}^2$$

- Le point P3 est situé sur l'équipotentielle $h - 3\Delta h = 20 - 3 \times 1.17 = 16.49\text{m}$

$$UP3 = (h_{P3} - z_{P3}) \gamma_e = (h - 3\Delta h - z_{P3}) \gamma_e = (16.49 - 4.7). 10 = 117.9 \text{ KN/m}^2$$

- Le point P4 est situé sur l'équipotentielle $h - 3.5\Delta h = 20 - 3.5 \times 1.17 = 15.90\text{m}$

$$UP4 = (h_{P4} - z_{P4}) \gamma_e = (h - 3.5\Delta h - z_{P4}) \gamma_e = (15.9 - 7.3). 10 = 86 \text{ KN/m}^2$$

- Le point P5 est situé sur l'équipotentielle $h - 3.8\Delta h = 20 - 3.8 \times 1.17 = 15.55\text{m}$

$$UP5 = (h_{P5} - z_{P5}) \gamma_e = (h - 3.8\Delta h - z_{P5}) \gamma_e = (15.5 - 8.7). 10 = 68 \text{ KN/m}^2$$

- Le point P6 est situé sur l'équipotentielle $h - 4\Delta h = 20 - 4 \times 1.17 = 15.32 \text{ m}$

$$UP6 = (h_{P6} - z_{P6}) \gamma_e = (h - 4\Delta h - z_{P6}) \gamma_e = (15.32 - 10.7). 10 = 46 \text{ K N/m}^2$$

- Le point P7 est situé sur la ligne de saturation d'où $UP7 = 0$

3.2.1.8- Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que :

- La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation;
- La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception tel l'allongement du chemin d'écoulement ;
- Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage.

Les Filtres :**- Rôles**

Un filtre est un organe placé à l'aval du noyau pour se prémunir contre l'érosion interne, c.-à-d. il doit bloquer la migration des particules fines entraînées par le courant d'eau dans un massif.

- Principe et constitution

Les filtres doivent être :

Filtrants : ils doivent retenir la partie fine des matériaux fins du massif.

Drainants : ils doivent être plus perméables que le massif argileux pour évacuer les débits et diminuer les pressions.

Ils sont constituées de sables et de graviers en couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fine assurant la transition entre le drain et les éléments fin de terre drainés , chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis avis de la couche précédente. Plus récemment, les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles très économiques et faciles à mettre en œuvre.

- Loi des filtres

Pour être efficace les filtres doivent assurer plusieurs critères, les plus communément utilisés sont ceux établis par BERTRAM (Université de Harvard 1967), basés sur les conditions de TERZHAGHI,

perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Dans les équations suivantes, **D** désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et **d** celle des plus fins.

Critère filtrant :

Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 5$$

D₁₅ et **d₈₅** sont les diamètres correspondant respectivement à 15 % et 85% de pourcentage de tamisat cumulé.

Critère drainant :

Le filtre doit en plus être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration. Le critère utilisé pour que le contraste de perméabilité entre filtre et matériau fin soit suffisant est basé sur le rapport des diamètres **D₁₅** et **d₁₅**.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \geq 5$$

À partir des critères filtrant et drainant, la **Loi des filtres** peut donc s'énoncer simplement par :

$$5 d_{15} (\text{sol}) \leq D_{15} (\text{filtre}) \leq 5 d_{85} (\text{sol})$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier :

- La condition d'uniformité des filtres :

$$2 < \frac{D_{60}}{d_{10}} < 8$$

- Le parallélisme des courbes granulométrique :

$$5 < \frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{Sol})} < 10$$

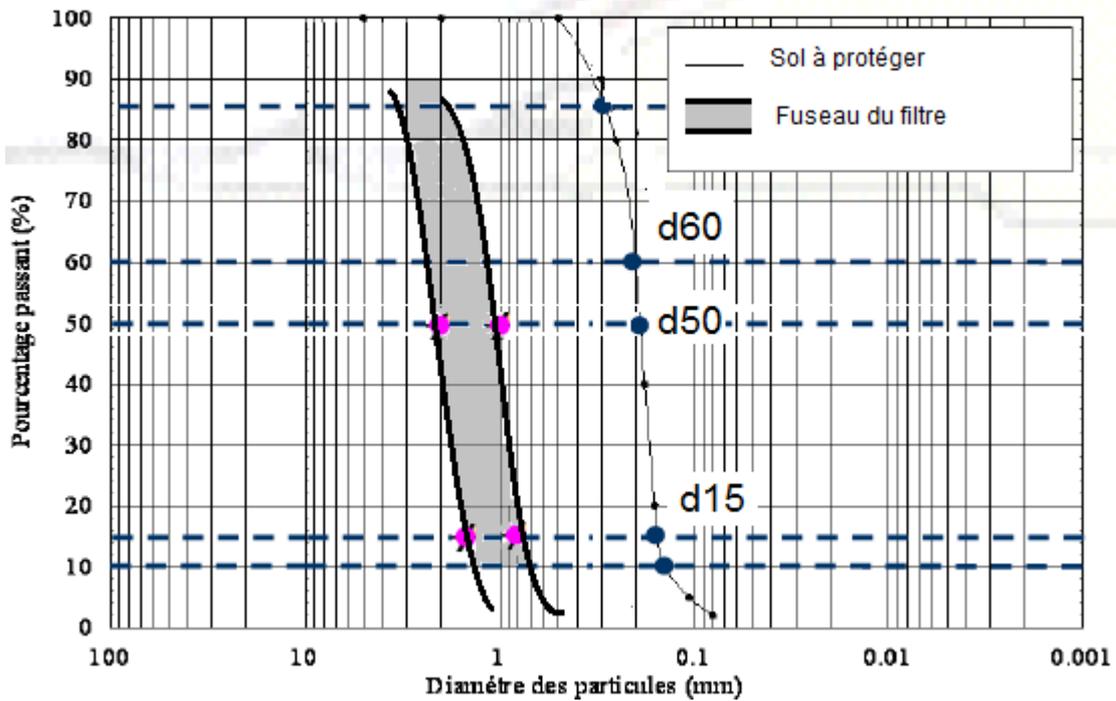


Figure. 57: Exemple de fuseau granulométrique de filtre.

Ces règles permettent de déterminer un fuseau du filtre connaissant la granulométrie du sol à protéger contre la migration des grains (Figure. 57). Généralement plusieurs couches de granulométrie croissante vers le drain sont nécessaires pour respecter les critères du filtre.

Epaisseur du filtre :

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à **50 D₁₅** (Rodríguez and La Rosa 2004).

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers -----0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Filtre en géotextiles :

Les géotextiles peuvent aussi jouer un rôle de filtre à la place d'un filtre granulaire. Leur rôle est de maintenir les particules pour qu'elles ne soient pas mises en mouvement par l'écoulement venant de l'intérieur du massif tout en laissant la libre circulation de l'eau sur le long terme (Figure 58, 59).

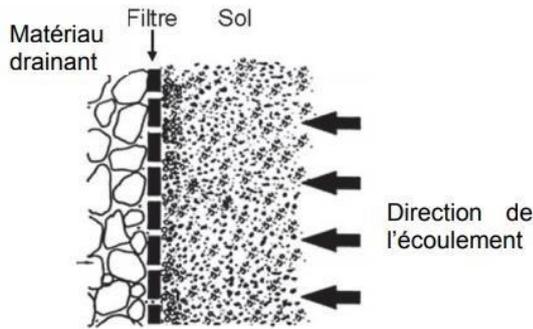


Figure 58: Fonctionnement de filtre géotextiles



Figure 59: Réalisation de filtres en géotextile protégeant un drain horizontal (Photo Irstea - G2DR).

Drains :

Pour améliorer les conditions de stabilité globale des barrages en terre, il est primordial de contrôler et de réduire les pressions interstitielles. Cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité appelées drains.

Rôle

Un drain est un organe peu épais de forte perméabilité, apte à collecter les fuites et donc à réduire les pressions interstitielles.

Principe et Constitution

Les drains sont constitués de graviers perméables de granulométrie bien définie. Ils sont généralement fabriqués à partir d'alluvions ou d'encrochement de carrière.

- Capacité de décharge des drains

La perméabilité et les dimensions des drains doivent être suffisantes pour que la surface libre reste dans le drain.

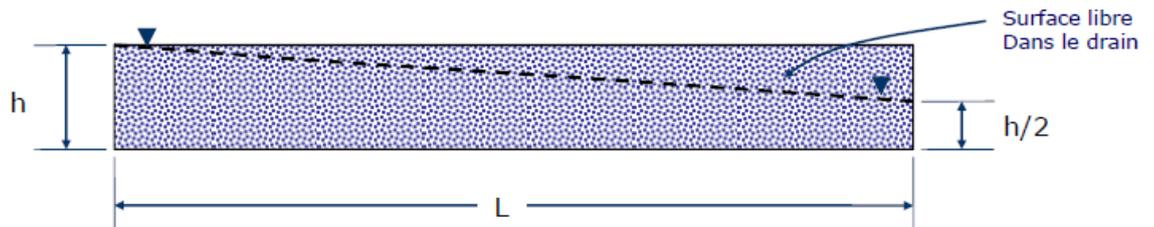
Pour un drain horizontal de longueur L et d'épaisseur h , le gradient à : $\frac{h}{2L}$ et une section moyenne

de $\frac{h+h/2}{2}$. La capacité de décharge est alors :

$$q = KiA = K \cdot \frac{h}{2L} \cdot \frac{3h}{4} = \frac{3Kh^2}{8L}$$

Pour un drain quasi vertical, on suppose que le gradient est voisin de 1 et la capacité de décharge devient:

$$q = KiA = KA$$



Les dimensions des drains et des filtres sont souvent influencées par la facilité de mise en place (largeur des équipements) et les déformations anticipées (tassement de la fondation).

Protection des talus

Les talus des barrages en terre doivent être protégés des actions extérieures telles que l'érosion due aux ruissellements des eaux de pluie, l'effet de renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et l'agression des vagues de la retenue du côté amont.

La protection est en général assurée en amont et en aval

En amont

- ✓ Le Rip-Rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition (Figure 60). La taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus peut dépasser 1 m. Les éléments de l'enrochement doivent être tel que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm et pas moins de 10 cm pour les éléments les plus petits.



Figure 60: Protection amont en enrochements

- ✓ blocs artificiels en béton : Quand il n'existe pas d'embrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton.

A l'aval

Un engazonnement : il doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de réalisation en recouvrant le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

Disposition des drains et des filtres

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et le drain 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 du filtre. 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.

Drains tapis

Le tapis drainant aval 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 (Figure 61). Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable le drain doit intercepter également les infiltrations à travers la fondation, il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fin de la fondation par un filtre inversé (figure 62).

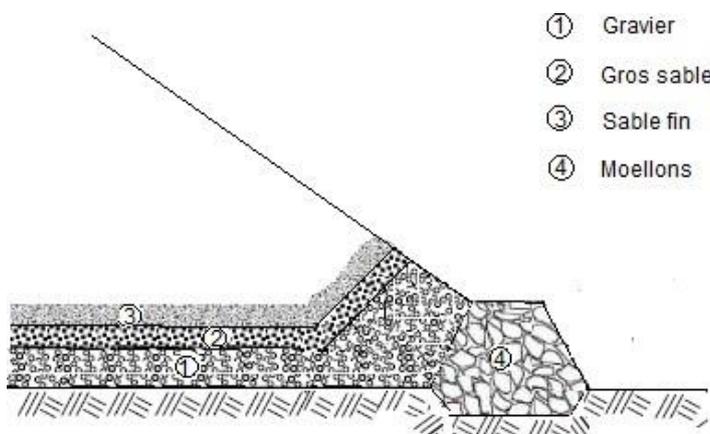


Figure 60: Disposition du drain et du filtre (fondation imperméable)

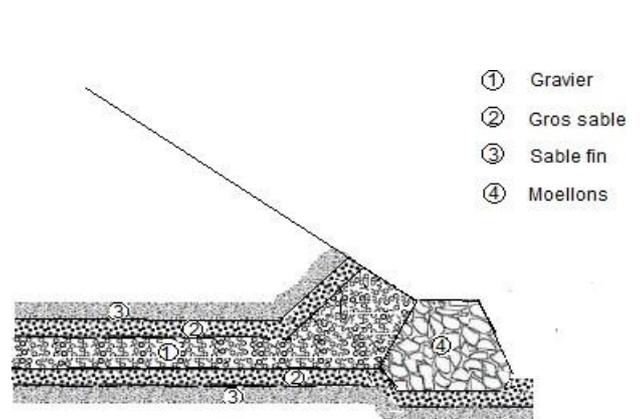


Figure 62: Disposition du drain et du filtre (fondation perméable)

Le drain cheminé

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. Il est mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée de 1.5 à 2 m de profondeur recreusé dans le massif compacté au fur et à mesure de l’avancement des travaux de réalisation.

Le filtre est assuré par un tapis synthétique placé au fond de la tranchée le long de la paroi amont du drain et au dessus du drain. L’eau interceptée est évacuée soit par un réseau de tuyaux drains soit par un drain tapis (Figure 63).

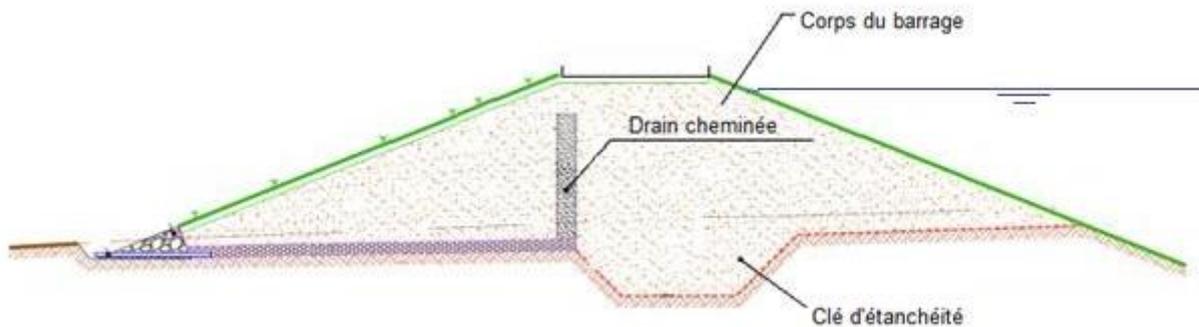


Figure 63: Drain vertical

Puits filtrants

Les puits filtrants sont des puits de décharge forés au pied aval du remblai et au dessous du drain tapis, ils sont nécessaires pour le drainage de la fondation et l’élimination des sous pressions. Les puits qui débouchent dans le drain tapis sont remblayés en matériaux filtrant analogue à ceux d’un drain vertical (Figure 64).

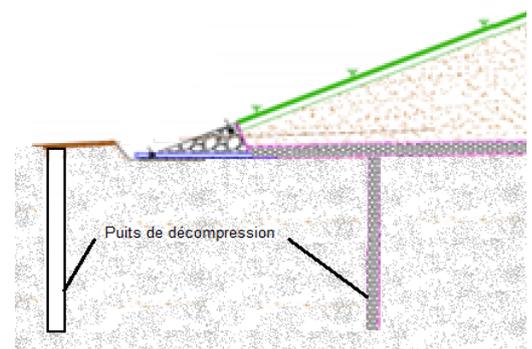


Figure 64: Puits filtrants

Applications

Exemple n°05 :

Il a été proposé de placer le matériau de la zone A immédiatement adjacent au matériau de zone B dans un barrage en terre zoné. Les courbes granulométriques des zones A et B sont illustrées dans la figure 65. Evaluer la possibilité d'ajouter une zone de transition entre A et B en effectuant les calculs appropriés.

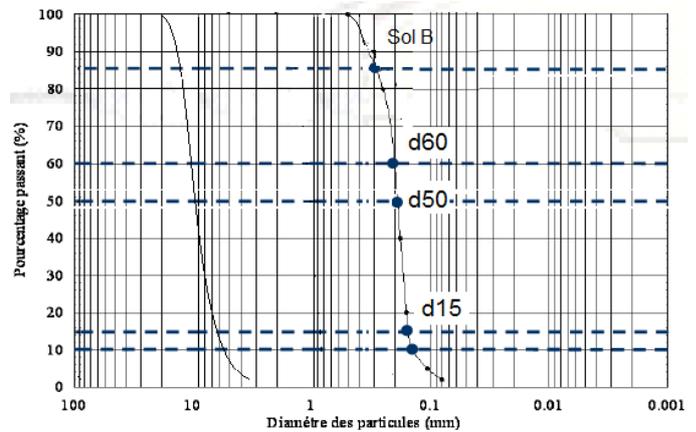


Figure 65: Courbes granulométriques des sols A et B

Solution

1- Vérifions le critère filtrant entre A et B:

$$D_{15}(\text{filtre}) \leq 5 d_{85}(\text{sol})$$

d_{85} (sol B) = 0.3 mm et D_{15} (sol A) = 6mm. $6 > 5 \times 0.3 = 1.5$ mm. Le critère n'étant pas vérifié, une zone de transition est nécessaire.

2- Dimensionnement de la transition :

* Condition sur le d_{15} de la transition :

$$5. d_{15}(\text{sol B}) < d_{15}(\text{transition}) < 5. d_{85}(\text{sol B})$$

$$d_{85}(\text{sol B}) = 0.3 \text{ mm et } d_{15}(\text{sol B}) = 0.18 \text{ mm. } 0.9 \text{ mm} < d_{15}(\text{transition}) < 1.5 \text{ mm}$$

* Condition sur le d_{50} de la transition

$$5. d_{50}(\text{sol B}) < d_{50}(\text{transition}) < 10. D_{50}(\text{sol B})$$

$$D_{50}(\text{sol B}) = 0.2 \text{ mm. } 1 \text{ mm} < d_{50}(\text{transition}) < 2 \text{ mm}$$

- La condition à respecter entre le sol A est la transition est : $d_{50}(\text{transition}) < d_{50}(\text{sol A}) < 10. D_{50}(\text{transition})$.

D'où :

$$5. d_{50}(\text{transition}) < 7 \text{ mm} < 10. D_{50}(\text{transition}), \text{ soit } 1.1 \text{ mm} < d_{50}(\text{transition}) < 2.2 \text{ mm}$$

On choisit une zone de transition intermédiaire de fuseau représenté dans la figure 66.

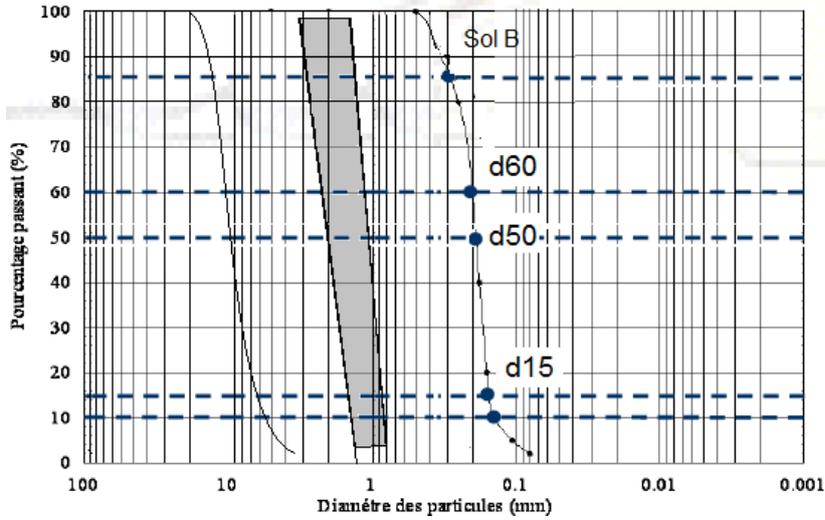


Figure 65: Fuseau granulométrique de la zone de transition

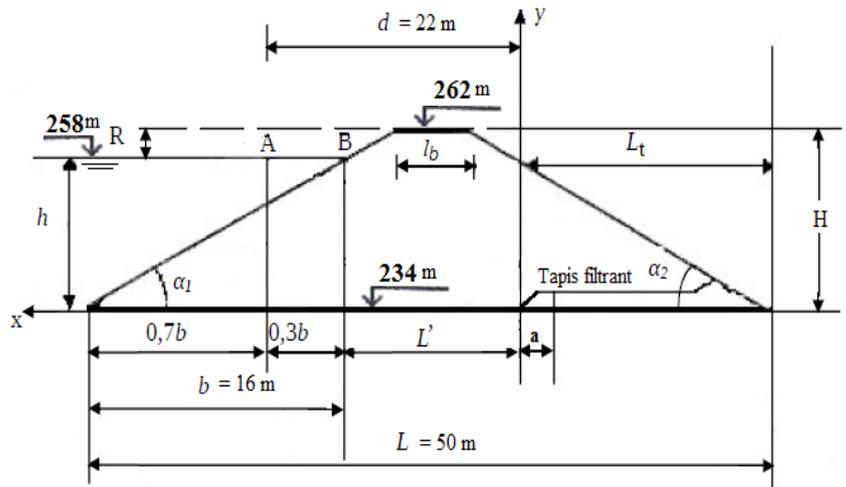
Application :

- Exemple n° 06 :

On veut construire un barrage en terre avec un tapis filtrant, dont les dimensions sont représentées sur ci-dessous.

Déterminer :

- 1- La largeur de la crête du barrage l_b par la formule de T. Knappen.
- 2- La longueur du tapis filtrant L_t , L' , h' , a .



-Solution:

- 1- la largeur de la crête du barrage l_b par la formule de T. Knappen :

$$b = 1.65\sqrt{H_b} = 8.73 \text{ m}$$

- 2- la longueur du tapis filtrant L_t : $L_{\text{tapis}} = (1/3) L = 16.66 \text{ m}$

- $L' = L - b - L_t = 50 - 8.73 - 16.66 = 24.61 \text{ m}$.

- $h' = \sqrt{h^2 + d^2} - d = 10.56 \text{ m}$

- $a = h'/3 = 10.56/3 = 3.52 \text{ m}$.

3.2.2 Les barrages en enrochements

En général, ce type de barrages est composé d'enrochements de volume compris entre 0.1 et 10 m^3 (0.25 à 25 tonnes). La mise en œuvre des enrochements se fait de deux façons différentes. Ils peuvent être soit rangés à la main ou au moyen d'une grue, soit déposés en vrac. L'inconvénient de ce dernier procédé est que l'ouvrage est soumis après achèvement à des tassements importants (de l'ordre de 5% de la hauteur).

Ceux-ci peuvent être réduits en procédant à un arrosage d'eau sous hautes pressions, pendant la construction. Cet arrosage permettra de chasser les éléments fins d'entre les points de contact des enrochements et par suite de réaliser un remplissage des intervalles entre grosses pierres au moyen d'éléments fins. Le compactage du massif étant assuré par la chute des enrochements de hauteurs pouvant atteindre 50 m . La Figure 67 montre un profil en travers type d'un barrage en enrochement de forme de trapézoïdale.

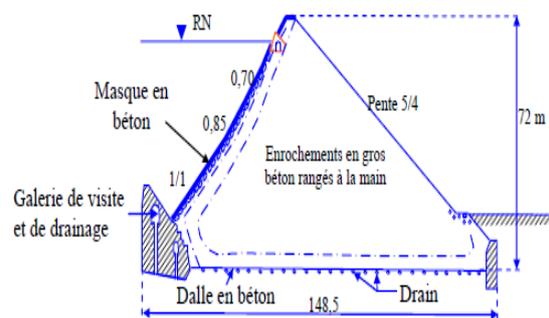


Figure 67: Barrage en enrochements du Ghrif

La pente des talus est de l'ordre de $1/1$. Les barrages en enrochements de faible hauteur, peuvent avoir des talus plus pentus, $1H/2V$. En général, le talus aval est de pente $1.3H/1V$, correspondant à l'angle de frottement interne des enrochements. Pour des barrages de hauteur supérieure à 60 m , les talus amont ont en général des pentes de $1.3H/1V$.

3.2.2.1 Classification des barrages en enrochements

- ✓ Suivant les matériaux de construction, on divise les barrages en enrochements en :
 - Barrages en enrochements en vrac et barrages en maçonnerie.
- ✓ Suivant la qualité du masque :
 - Barrages à masque souple (en argile).
 - Barrages à masque rigide (en béton armé).
 - Barrages à noyau souple (en argile).
 - Barrages à noyau rigide (en béton armé).

3.2.2.2 Etanchéité et conditions de construction

Les éléments d'étanchéité se composent de deux parties : l'une en élévation et l'autre en fondation.

a) Masque en élévation : En élévation, le masque est constitué par une couche de matériaux imperméables placée en général sur le parement amont. Cette couche est soit :

* une dalle en **béton armé** avec des joints bitumineux.

* une couche de **béton bitumineux** de 10 à 15 cm d'épaisseur reposant sur une forme en béton et protégée par une couche de béton armé.

Dans ces deux types, les masques sont posés sur une couche de pierres rangées de plusieurs mètres d'épaisseur compris entre deux couches filtrantes (en sable et gravier) qui empêchent l'entraînement des matériaux du noyau dans le corps de l'ouvrage (couche filtrante aval) ou à travers le revêtement de protection (couche filtrante amont).

b) Masque en fondation

Lorsque le terrain de fondation est perméable, le masque en élévation est prolongé par une parafouille analogue à celui réalisé pour les digues en terre.

Le problème majeur rencontré avec les barrages en enrochements est celui des importants tassements au moment du premier remplissage après la fin de construction. Des déplacements verticaux et horizontaux supérieurs à 5 % ont été observés. C'est pourquoi, la face imperméable doit être très flexible, autrement des dommages importants risquent d'accompagner les tassements. Une solution effectuée au Nord Américain à ce problème, consiste à mettre des masques provisoires sur le barrage et de les remplacer par la suite par des masques permanents une fois le tassement est terminé. Ces masques provisoires sont en général en bois.

3.2.2.3 Les conditions de stabilité

Les conditions de stabilité des barrages en enrochements sont analogues à celles étudiées dans le cas des barrages en terre. Si le sol de fondation est constitué par des éléments fins, il faut assurer la prévention contre les effets de renards par infiltration sous la base. A cet effet, il convient de placer un filtre en éléments de diamètre compris entre celui des matériaux du sol de fondation et celui des enrochements, de façon à empêcher l'entraînement des matériaux fins du sol de fondation à l'intérieur du corps de l'ouvrage.

3.2.2.4 Calcul de la stabilité du barrage

a)- Barrage en enrochement en vrac :

Un barrage en enrochement subit l'action de toutes les forces comme les autres barrages, mais son volume est grand, c'est pourquoi il n'existe pas le glissement du barrage.

Cependant, les pentes des talus doivent être inférieures aux valeurs admissibles pour assurer la condition de stabilité des talus.

b)- Barrage en maçonnerie :

Un barrage en maçonnerie à un profil en travers plus petit que le profil des autres types des barrages en enrochements. Suivant la condition de l'équilibre des forces appliquées, le profil théorique à une forme triangulaire (figure. 68), la condition de stabilité de laquelle est :

$$Kg = \frac{f(P + R_2)}{R_1} = \frac{f(\gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha + \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha)}{\gamma \frac{H^2}{2}}$$

Ici : f - Coefficient de frottement interne.

$R_1 = \gamma \frac{H^2}{2}$ - Poussée de l'eau.

$R_2 = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha$ - Poids de l'eau sur le parement amont.

$P = \gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha$ - Poids propre du barrage.

γ_1 - Poids spécifique des matériaux du barrage.

$\gamma = 1$ - Poids spécifique de l'eau.

Kg - Coefficient de sécurité de non-glissement.

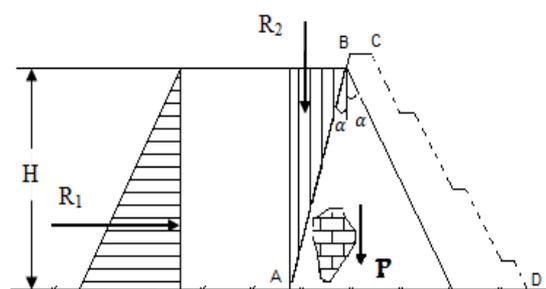


Figure 68 : Barrage en maçonnerie

Pour le barrage en maçonnerie de porosité d'environ 0,27 avec $\gamma_1 = 2,7(1-0,27) = 1,97 \text{ tf/m}^3$ et $f = 0,3$, quand $Kg = 1,2$, de (8-15) on obtient : $\operatorname{tg} \alpha = 0,8$.

En pratique, le profil du barrage a une forme de trapèze ABCD (fig.40), c'est pourquoi la stabilité du barrage augmente. En réalité les barrages en maçonnerie ont souvent une pente de parement amont de $m_1 = 0,7$ et du parement aval varié de $m_2 = 1$ à base à $0,7$ au sommet. Pour les barrages de grande hauteur, sur le parement aval il y a des risbermes avec écartement vertical de 6 à 8m.

- Le tassement du barrage en enrochement :

L'inconvénient du barrage enrochement est de produire un grand tassement, causé par le compactage sous l'action du poids propre du barrage. Ce tassement dépend du procédé d'exécuter des travaux, c'est-à-dire, dépend de la porosité initiale des enrochements pendant la période de construction. Le tassement peut atteindre 0,5 à 1,5% de la hauteur du barrage.

Le calcul du tassement du barrage est réalisé dans le but de la détermination du volume des matériaux de construction. Le tassement durant la période de construction peut être déterminé par l'expression:

$$\tau_{\text{const}} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{ap}{1 + \varepsilon_0} \Delta h$$

Avec:

n : nombre de couches des enrochements exécutées.

a – coefficient de compactage (cm^2/kgf)

P – Pression sur une couche considérée, produite par le poids des couches des enrochements supérieures (kgf/cm^2).

ε_0 - porosité initiale des matériaux.

Δh : Hauteur d'une couche d'enrochements en cm, prise entre 50 à 150cm

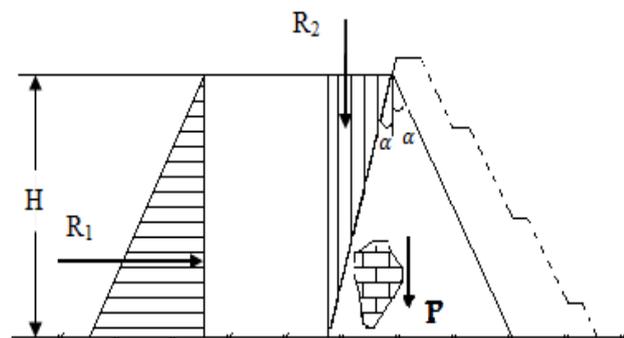
Dans la période d'exploitation, le tassement du barrage, réalisé par le procédé de compactage des couches, l'une après l'autre, est d'environ 0,5 à 1% de la hauteur du barrage. Le tassement du barrage en enrochements en vrac, compactés par un jet d'eau, est d'environ 1,5% de la hauteur.

✓ Application

- Exemple n°07 :

Un barrage en maçonnerie en figure ci-dessous de poids propre P retient l'eau à une hauteur $H= 20\text{m}$, soumis à des forces de pressions : R_1 et R_2 . On donne :-
 $H_b = 22\text{m}$.

- le poids spécifique du matériau $\gamma_1 = 1.97 \text{ tf}/\text{m}^3$
- le coefficient de frottement interne $f=0.3$ et $\text{tg } \alpha = 0.8$.



1- Suivant la condition d'équilibre de ce type de barrage vérifier sa stabilité?

2- Pour $K_g = 1$ calculer l'angle α ?

-Solution

Données : $H_b = 22$ m, $H_{\text{eau}} = 20$ m, $\gamma_1 = 1.97$ tf/m³, $f = 0.3$ et $\text{tg } \alpha = 0.8$.

1- Vérification de la stabilité du barrage :

Pour ce type de barrage : en calcul l'équilibre pour la hauteur utile. $H = 20$ m

$$Kg = \frac{f(P+R_2)}{R_1} = \frac{f(\gamma_1 H^2 \text{tg} \alpha + \gamma \frac{H^2}{2} \text{tg} \alpha)}{\gamma \frac{H^2}{2}} = 1.19$$

$$P = \gamma_1 S = \gamma_1 * (b * H)$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma_1 S = \frac{1}{2} \gamma_1 * (b * H)$$

$$b = 2b_1$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{b_1}{H} \Rightarrow b_1 = H \text{tg} \alpha$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma_1 S = \frac{1}{2} \gamma_1 * (2b_1 * H) = \frac{1}{2} \gamma_1 * (2H \text{tg} \alpha * H) = \gamma_1 * H^2 \text{tg} \alpha$$

$$P = 1.97 * 20^2 * 0.8 = 630.4 \text{ t}$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2 = 0.5 * 1 * 20^2 = 200 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg} \alpha = 0.5 * 1 * 20^2 * 0.8 = 160 \text{ t}$$

$$Kg = \frac{f(P+R_2)}{R_1} = \frac{0.3(630.4+160)}{200} = 1.186 > 1 \text{ la stabilité est vérifiée. } (1.38 > 1).$$

2- Pour $Kg = 1$ l'angle α égale à :

$$\text{tg} \alpha = \frac{kg}{f(2\gamma_1 + 1)} = 0.675 \quad \Rightarrow \alpha = 34^\circ$$

\Rightarrow (ou avec $H_b = 22$ m, $\text{tg} \alpha = 0.49 \Rightarrow \alpha = 26^\circ$).

Références bibliographiques

- Gourdault M. (1994), Le droit de riveraineté, propriétés, usages, protection des cours d'eau..., Edition Tec et doc.
- Degoutte G. (2002), Petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref edition, France.
- Kremenetski N., Schterenliht D., Yakovleva., Alychev L. (1984), Hydraulique, Mir 1984.
- Soutter M., Mermoud A., Musya. (2007), Ingénierie des eaux et du sol, Processus et aménagements, Edition Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR)
- Mccuen R. (2004), Hydrologic Analysis and Design, Edition Pearson Education, Prentice Hall 6.
- Therond R. (1973), Recherche sur l'étanchéité des lacs de barrage en pays karstique, Edition EDF.
- Alonso E. (2008). Barrages en remblais. Cemagref.
- Bertram, G. E. (1967). Experience with seepage control measures in earth and rockfill dams. In Transactions 9th congress on large dams. Istanbul (Vol. 3).
- Bouزيد, T. (2010). Les barrages et la politique hydraulique en Algérie: état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. These de doctorat, Université de Mentouri– Constantine.
- Degoutte, G. and P. Royet (1999). Aide-mémoire de mécanique des sols, ENGREF.
- Le Delliou, P. (2003). Les barrages: conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon. Mallet, C. and Pacquant, J. (1951). Les barrages en terre. Eyrolles, Paris
- Millogo Founémé, A (2009). Ouvrages hydraulique. Polycopié de cours
- PNUD/OPE, (1980). Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord, Guide méthodologique pour l'exécution des études et la construction des retenues collinaires.
- Post, G., & Guerber, P. (1973). Conception du drainage dans les barrages en terre. La Houille Blanche, (5-6), 467-476.
- Rodríguez, B. A. and S. La Rosa (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.
- Rolley, R., H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean and L. Rolland (1977). Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture, Paris, France.
- Schlosser, F. (1988). Eléments de mécanique des sols. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

Schleiss, A. J. (2004). Barrages. Presse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Schlosser, F. (1988). Eléments de mécanique des sols . Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées).

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., & Talbot, J. R. (1984). Filters for silts and clays. Journal of Geotechnical Engineering, 110(6), 701-718.

Sherard, J. L., & Dunnigan, L. P. (1985). Filters and leakage control in embankment dams. In Seepage and leakage from dams and impoundments (pp. 1-30). ASCE.

Varlet, H. (1966). Barrages réservoirs. Barrages en terre et en enrochements. Tome 3. Eyrolles.Paris.