

Ecole Polytechnique de Thies

Projet de fin d'études

Titre du projet : Barrage zoné sur fondation rocheuse

Auteur : NDIAYE DIOUF NDIAYE
Génie Civil M^{le} 293

Directeur de projet : Victor Ciubotariu

Coordonnateur des projets : Gilles Simard

Date de remise : Le 10 JUIN 1982



école polytechnique
de thies

A ma défunte chère
grand-mère Bineta Ndiaya décédée
en 1976.

Remerciements

Je tiens à remercier très sincèrement mon Directeur de projet M^r Victor Ciubotariu Professeur à l'École Polytechnique de Thiès pour son soutien constant tant sur le plan de la documentation que moral, scientifique et technique.

Je remercie, également, toute l'administration de l'École Polytechnique de Thiès et tout le personnel de la Direction des Aménagements Ruraux de la SOMIVAC pour la visite des réalisations hydro-agricoles de la Casamance que nous avons faite, deux autres collègues et moi, du 05 au 09 Avril 1982.

Sommaire

Dans le cadre d'un projet d'aménagement intégré d'une rivière au Sénégal, il est demandé de réaliser la conception d'un barrage zone avec noyau central en latérite améliorée et recharges en enrochements, pour une tête d'eau $H = 25$ mètres.

Les conditions de fondation : roc fissuré avec joints de décompression, altéré sur 3 mètres d'épaisseur en moyenne.

La stabilité des pentes amont et aval doit être assurée avec des coefficients de sécurité appropriés pour les hypothèses de construction et de service.

Des dispositions adéquates doivent être considérées pour protéger le noyau contre l'érosion interne et contre la fissuration en crête par assèchement.

Le calcul du débit de percolation au travers le noyau doit être réalisé à partir d'un réseau construit pour une anisotropie hydraulique de 9.

Table des matières

<u>Matières</u>	<u>Pages</u>
Remerciements	i
Sommaire	ii
Introduction	1
Chapitre I : Résumé de certains éléments du barrage	4
1. Noyau central du barrage	5
2. Filtres - Transitions	6
3. Recharges (ou enrochements)	7
4. Largeur en crête	7
Chapitre II : Fondations du barrage	10
1. Conditions du terrain de fondation	12
2. Excavation	13
3. Injections	14
4. Critères d'injection	15
5. Rideau d'injection (ou d'étanchéité)	15
6. Tapis d'injection	18
7. Diamètre des forages d'injection	19
8. Pression d'injection et pression de refus	21
9. Injections par passes descendantes	26
10. Nettoyage et bétonnage	29
Chapitre III : Construction du réseau d'écoulement et calcul du débit de percolation	30

1 - détermination de la ligne de percolation	32
2 - détermination du réseau d'écoulement	37
3 - calcul du débit de percolation	38
Chapitre IV : Protection du noyau contre l'érosion interne	41
1 - érosion interne	42
2 - protection du noyau	43
Chapitre V : Calcul de la revanche	47
Chapitre VI : Etude de stabilité	54
1 - Caractéristiques des sols de remblai	58
2 - Barrage en construction	59
3 - Barrage en service	
Chapitre VII : Mélange latérite - argile pour la constitution du sol de remblai de noyau	62
1 - Applications de la méthode de Rothfuchs	64
2 - Mélange "in situ" latérite - argile	72
Chapitre VIII : Mise en place et compactage	73
1. Mise en place du sol de remblai :	
a) du noyau	74
b) des filtres-transitions	75
c) des recharges (ou enrochement)	75
2 - Compactage des terres	77
3 - Nombre de passes	
Chapitre IX : Protection du noyau contre l'assèchement en crête	79

Conclusion	82
Annexe A : tableau et calcul du patch effectif	84
„ B : Calcul de stabilité : Talus aval sec	85
„ C : Calcul de stabilité : Talus amont sec	91
„ D : Calcul de stabilité : Talus aval avec écoulement	95
„ E : Essais lugéon	97
„ F : érosion régressive	98
Bibliographie	102

Introduction

De nos jours, le problème de la maîtrise de l'eau au Sénégal est devenu capital à cause de la forte sécheresse qui sévit dans notre pays depuis un certain nombre d'années

Faudrait-il, donc, que nos rivières et nos fleuves soient exploités de la manière la plus rationnelle pour pouvoir subvenir à certains de nos besoins en énergie électrique et en eau pour l'irrigation des terres cultivables et l'alimentation des grands centres.

La conception de ce barrage zoné sur fondation rocheuse pourrait être destinée à l'aménagement d'une rivière ou d'un fleuve situé dans la partie Sud-Est du Sénégal dont les prospections géologiques ont révélé la présence d'un socle rocheux fissuré.

Le choix de ce type de barrage est justifié par le fait que les matériaux utilisés pour sa construction vont provenir de gisements très proches.

Pour la construction du barrage on a décidé d'utiliser les matériaux disponibles au voisinage du chantier, à savoir, la latérite pour la réalisation du noyau et les enrochements qui proviendront des excavations obligatoires (galeries de

dérivation, évacuateurs de crue, etc...) pour la construction des recharges.

Puisque la latérite en tant que telle ne peut pas satisfaire les conditions de réalisation d'un noyau adéquat, on a décidé de lui ajouter de l'argile dont la quantité disponible sur le site peut permettre l'amélioration de cette latérite.

En regard à la résistance au cisaillement élevée des accrochements, nous avons choisi de réaliser les recharges avec des pentes de talus raides, ce qui constitue un aspect économique important.

Cependant, il s'avèrera nécessaire de prendre des dispositions adéquates pour protéger le noyau, d'une part, contre l'érosion interne et d'autre part, contre la fissuration en crête par assèchement, étant donné que, notre pays se trouve en zone Sahélienne.

Par ailleurs, pour que notre barrage ne souffre pas de problèmes d'infiltration des eaux à travers son terrain d'assise qui est un socle rocheux fissuré, on effectuera des injections de coulis en guise d'étanchement de ce dernier. Ainsi, on escompte ra conférer à notre barrage des conditions de fondation adéquates en lui assurant une stabilité hydraulique adéquate.

La conception de ce barrage a été faite en utilisant aussi bien les concepts théoriques que les renseignements obtenus de la bonne pratique en matière de barrage.

Enfin, nous dirons que les calculs de stabilité ont été effectués, ne disposant pas d'ordinateur, de façon manuelle, et on aimerait qu'ils soient beaucoup plus raffinés par un calcul à l'ordinateur en utilisant les programmes de calcul disponibles.

Chapitre I

Résumé de certains éléments du barrage

1° Noyau central du barrage.

Le noyau central est l'organe d'étanchéité qui est placé au milieu du barrage.

On souligne que, quel que soit le soin apporté à la confection du noyau, il n'est pas d'une étanchéité absolue.

Les dimensions retenues pour le confectionner trouvent leur justification dans le fait que le débit des eaux qui percolent à son travers est dans des limites admissibles.

(voir chap III)

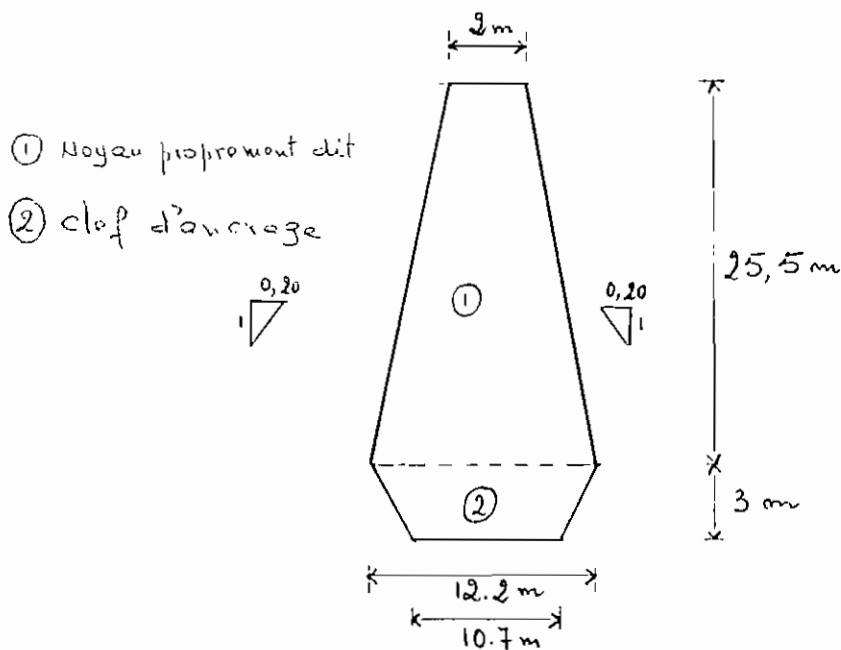


Fig. 1

Noyau

largeur au sommet : 2m
Pente des talus : 0,2/1
Hauteur : 25,5m

clef d'ancrage

largeur à la base : 10,7m
Pente des talus : 1/4
hauteur : 3m

2/ Filtres - Transitions

Ils servent à protéger le noyau contre l'érosion interne et à drainer les eaux de percolation.

Les dimensions mentionnées ci-dessous sont celles qui permettent d'atteindre ces objectifs.

La différence entre la largeur à la base (3,775m) et la largeur au sommet (2,5m) s'explique par le fait que le débit des eaux de percolation est plus concentré vers la base du noyau ; d'où la pente du talus est plus douce (0,25/1) (*)

Ils seront disposés de façon symétrique par rapport au noyau.

(*) par rapport à celle du noyau.

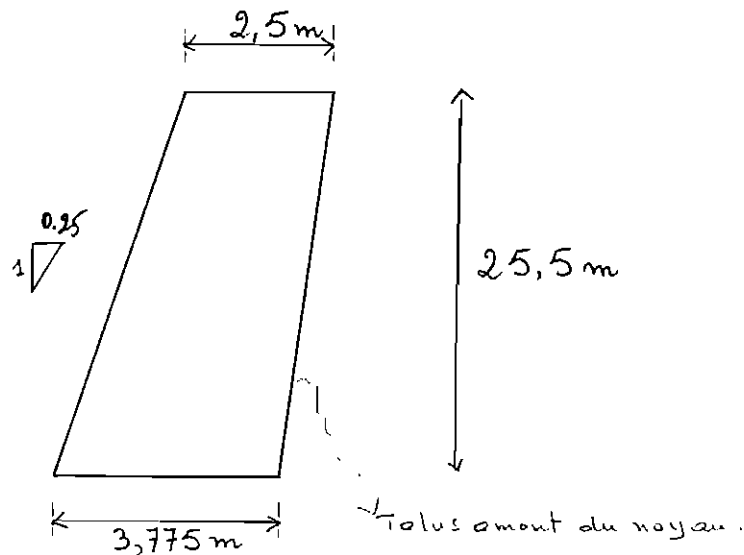


Fig. 2

3° Recharges (ou enrochements)

Les pentes des recharges sont justifiées d'une part, parce qu'elles sont inférieures à l'angle de frottement interne des enrochements ($\phi = 40^\circ$) et d'autre part par les calculs de stabilité (globale) des talus dans les hypothèses de construction et de service. (voir chap. VI)

Pente talus amont : 1.7/1

Pente talus aval : 1.6/1

Nous avons adopté une pente plus douce en amont qu'en aval car après la mise en service du barrage, la contribution du poids des enrochements sur la stabilité du talus amont est diminuée par la poussée d'Archimède. On s'assure, ainsi, un gain de sécurité.

4° Largeur en crête

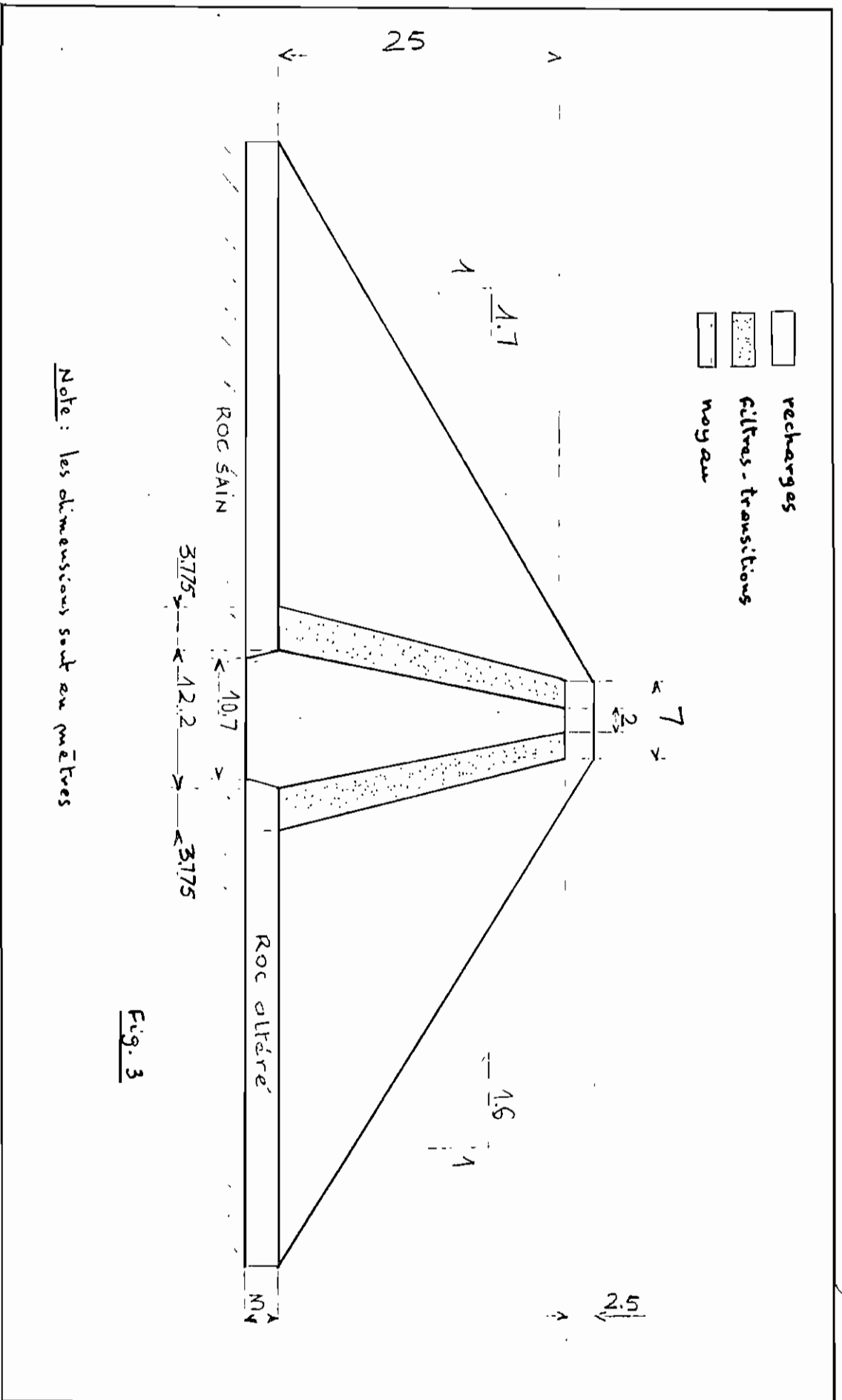
Nous avons adopté une largeur en crête de 7m parce que, ne serait-ce que la largeur au sommet, de l'ensemble filtres-transitions et noyau, qui 7 mètres, elle constitue un minimum requis pour la protection de ces derniers.

Par ailleurs, elle permettra une plus grande facilité de travailler pour les engins de compactage que nous aurons à utiliser.

école polytechnique de Tunis

Également, cette largeur permet non seulement l'accès de voiture pour d'éventuels entretiens du barrage, mais elle pourrait servir de route pour traverser la zone aménagée.

Page suivante : Profil en travers du barrage



Note: les dimensions sont en mètres

Fig. 3

Chapitre II

Fondations du barrage

Le terme "fondation" dans le cas d'un barrage signifie toute la partie de l'emplacement située sous le barrage et adjacente à celui-ci qui affectera ou sera affecté de n'importe quelle manière, par le chargement, l'érosion ou les pertes d'eau.

Par conséquent, les fondations ont pour but de servir d'assises stables aux ouvrages qui doivent être érigés et d'offrir suffisamment de résistance au passage de l'eau. Une bonne fondation doit avoir amplement de résistance pour supporter, sans tassement important, le poids de l'ouvrage et prévenir le glissement, sous toutes les conditions de chargement. Elle doit aussi être suffisamment imperméable pour empêcher les pertes d'eau excessives et la sous-pression doit être réduite autant que possible.

Après ce bref aperçu sur le rôle que jouent les fondations du barrage on se propose d'examiner le problème de l'infiltration de l'eau dans les terrains de fondation.

Bien que la stabilité mécanique de la fondation soit essentielle étant donné la nature rocheuse du terrain de fondation du barrage étudié, on va porter une attention particulière sur l'infiltration de l'eau dans ce dernier.

Avec la mise en exploitation du barrage l'apparition de la charge hydraulique entre le plan d'eau de la retenue et l'aval, l'eau de cette dernière va avoir tendance à s'infiltrer dans les terrains d'assises (fondation) pour resurgir éventuellement à l'aval du barrage.

Donc il s'agit de prendre les dispositions adéquates pour que le débit d'infiltration de l'eau, lors que sa vitesse est trop grande, n'affecte pas la stabilité du barrage.

Dans ce sens, on estime que, puisque le sol de fondation est constitué de roc fissuré, la solution à retenir pour assurer la stabilité hydraulique consiste à réaliser des rideaux d'injection (de coulis), plus précisément d'établir des écrans imperméables. Un écran imperméable est un moyen qui peut permettre de supprimer radicalement les infiltrations à travers les terrains de fondation en interceptant les filets liquides et de ce point de vue coupe le passage à l'eau.

1° Conditions du terrain de fondation.

Le terrain de fondation est constitué de gneiss-granitique à forte fissuration avec une altération en surface jusqu'à trois (3) mètres de profondeur avec joints apparents de décompression. C'est également une roche massive à fissuration moyenne jusqu'à environ

sin (6) mètres avec joints de décompression moins importants mais il n'y a ni dièclases, ni failles

En rapport avec ces conditions de fondation on propose de faire :

- une excavation
- des injections
- un nettoyage
- un bétonnage

qui permettront d'atteindre l'objectif qui est d'avoir une stabilité hydraulique par étanchement (ou impémeabilisation).

2° Excavation.

En regard à l'altération de la roche qui est également fortement fissurée et cela sur une profondeur moyenne de trois (3) mètres, on a apprécié que le moyen le plus approprié est de faire une excavation c'est-à-dire enlever toute la roche altérée jusqu'à sa base.

Cette excavation va se faire, donc, sur toute la profondeur des trois (3) mètres.

Pour des raisons économiques l'excavation doit se faire au centre de sorte que, par le prolongement du noyau dans cette partie excavée, ce dernier est relié au rocher par une clef de fondation.

On a considéré que le déblayage se fasse d'avance

car injecter cette partie serait dispendieux. et inutile.

Après avoir exécuté le déblayage de la roche altérée sur une profondeur de trois (3) mètres, à partir de cette cote on a une roche à fissuration moyenne, sur une profondeur d'environ six (6) mètres, dans laquelle on va faire des injections.

3/ Injections

Il s'agit pour le traitement du roc fissuré, c'est-à-dire son imperméabilisation, de faire une injection de coulis à base de ciment.

Le but des injections est de réduire l'infiltration de l'eau dans le terrain de fondation en remplissant les fissures de coulis qui est un produit liquide qui se solidifie dans le temps.

Les injections vont consister en l'exécution soit de rideau d'injection soit de tapis d'injection ou des deux à la fois dépendamment des critères établis ci-dessous.

Rideau d'injection: c'est un mur imperméable sous l'axe central du noyau

Tapis d'injection: c'est un mur imperméable de faible profondeur, étendu en amont ou en aval du rideau d'injection.

4° Critères d'injection

Pour le traitement du terrain de fondation d'un barrage, la profondeur des rideaux et/ou tapis d'injection est fonction de la tête d'eau (H) du barrage. Ainsi, nous avons essayé sur la base des renseignements disponibles et de la pratique courante dans ce domaine d'établir les critères suivants en fonction de la tête hydraulique.

Tête hydraulique	Rideau d'injection	Tapis d'injection
0 à 6 mètres	1 ligne de profondeur 6m avec des trous espacés de 12m centre à centre	Neant
6 à 20 mètres	1 ligne de profondeur 6m avec des trous espacés de 6m centre à centre	Neant
> 20 mètres	1 ligne de profondeur 11/3 trous espacés de 6m centre à centre	2 lignes de profondeur 6m avec des trous espacés de 6m centre à centre

En regard à ces critères, puisqu'on a une tête hydraulique de $H = 25$ mètres, immédiatement vous pouvez voir que nous avons à exécuter un rideau d'injection dans la partie centrale et deux tapis d'injection.

5° Rideau d'injection (ou d'étanchéité)

Puisque le noyau du barrage est de forme légère-

ment inclinée, le rideau d'injection va se situer au centre du noyau. En supposant une fissuration dont le plan n'est pas défini le rideau va être construit dans un plan vertical. L'injection du rideau doit être réalisée d'une rangée de trous (forages) assez rapprochés, exécutés pour y effectuer l'injection du coulis. On compte, ainsi, que le rideau d'injection va établir une véritable barrière imperméable profonde sous la structure.

• Espacement et profondeur des trous d'injection

Comme précisés sur le tableau des critères d'injection l'espacement et la profondeur des trous d'injection est fonction de la tête hydraulique mais il faut se rappeler qu'ils dépendent aussi de la nature de la roche de fondation.

Vue la nature du rocher, à fissuration moyenne, on a retenu que les trous d'injection doivent être assez rapprochés pour l'obtention d'un traitement efficace.

Il faut signaler que la solution théorique pour déterminer l'espacement optimal est pratiquement impossible car les considérations théoriques veulent que :

- Plus le rocher est fissuré plus on peut écarter les forages et inversement. Ceci se conçoit aisément puisque des fissures nombreuses et grosses facilitent les cheminements lointains du coulis.

- D'autre part, plus les forages sont écartés, plus il faut injecter du coulis pour réaliser un écran effectivement continu.

Ce que l'on constate ici est que, du point de vue théorique et économique il y a une contradiction. De ce fait il faut dès lors chercher un compromis pour satisfaire les conditions de traitement adéquat et de coût des forages et du coulis.

Fréquemment, donc, on ne peut se baser que sur l'expérience de travaux analogues pour se fixer des espacements.

Ainsi, ce que l'on a retenu dans le cadre de l'exécution du rideau d'injection est de faire des trous d'injections espacés d'environ quatre (4) mètres, un espacement qui devrait être vérifié par des essais d'absorption d'eau durant l'exécution.

La profondeur (D) des trous d'injection est fonction de la tête hydraulique et elle est donnée par la relation :

$$D = H/3 \quad (\text{si on ne retient que ce critère})$$

$$H = 25 \text{ mètres}$$

$$D \approx 8.3 \text{ mètres}$$

Mais, puisque la nature du rocher doit intervenir, on fait une majoration de 45% sur la valeur de D obtenue, la profondeur des trous est finalement fixée à 12 mètres, et ainsi on escomptera atteindre l'optimalité. Toutefois, des essais d'absorption doivent confirmer ou infirmer la solution recommandée.

6° Tapis d'injection

Le tapis d'injection dont la définition a été donnée précédemment joue le même rôle que le rideau d'injection. Il n'en diffère que par sa position et ses dimensions d'espacement et de profondeur. Les considérations évoquées dans le paragraphe traitant du rideau d'injection sont valables pour le tapis d'injection que l'on peut considérer comme un rideau secondaire. Il est de moindre épaisseur par rapport au rideau d'injection qui est le rideau primaire.

C'est pourquoi nous retiendrons pour le tapis d'injection

Espacement (centre à centre) = 6 mètres

Profondeur = 6 mètres

Le tapis d'injection nous permettra ainsi de réduire les fuites d'eau à travers la zone rocheuse altérée fortement fissurée en amont du noyau.

Après avoir traité de l'espacement et de la profondeur des trous d'injection pour les rideau et tapis d'injection, il s'agit maintenant de donner la distance qui doit séparer le rideau et les tapis (amont et aval).

La base du noyau (au niveau de la clef d'encrage) à partir de laquelle les injections sont effectuées est de : 10,7 mètres. L'axe central du rideau d'étanchéité coïncident avec l'axe du noyau il s'agit de placer d'une façon symétrique par rapport au rideau d'étanchéité les tapis, et à une distance de 3,5 mètres. Cela permettra au tapis amont de mieux jouer son rôle de réduction des infiltrations en détournant les filets liquides, augmentant leurs pertes de charge et les rendre pratiquement insignifiantes, donc d'être beaucoup plus efficace que s'il était placé plus près du rideau.

Page suivante : schéma du patron d'injections

7° Diamètre des forages d'injection

Au cours de l'injection, le coulis dans le forage peut être soumis à une forte sédimentation des grains surtout dans le cas des forages de grands diamètres

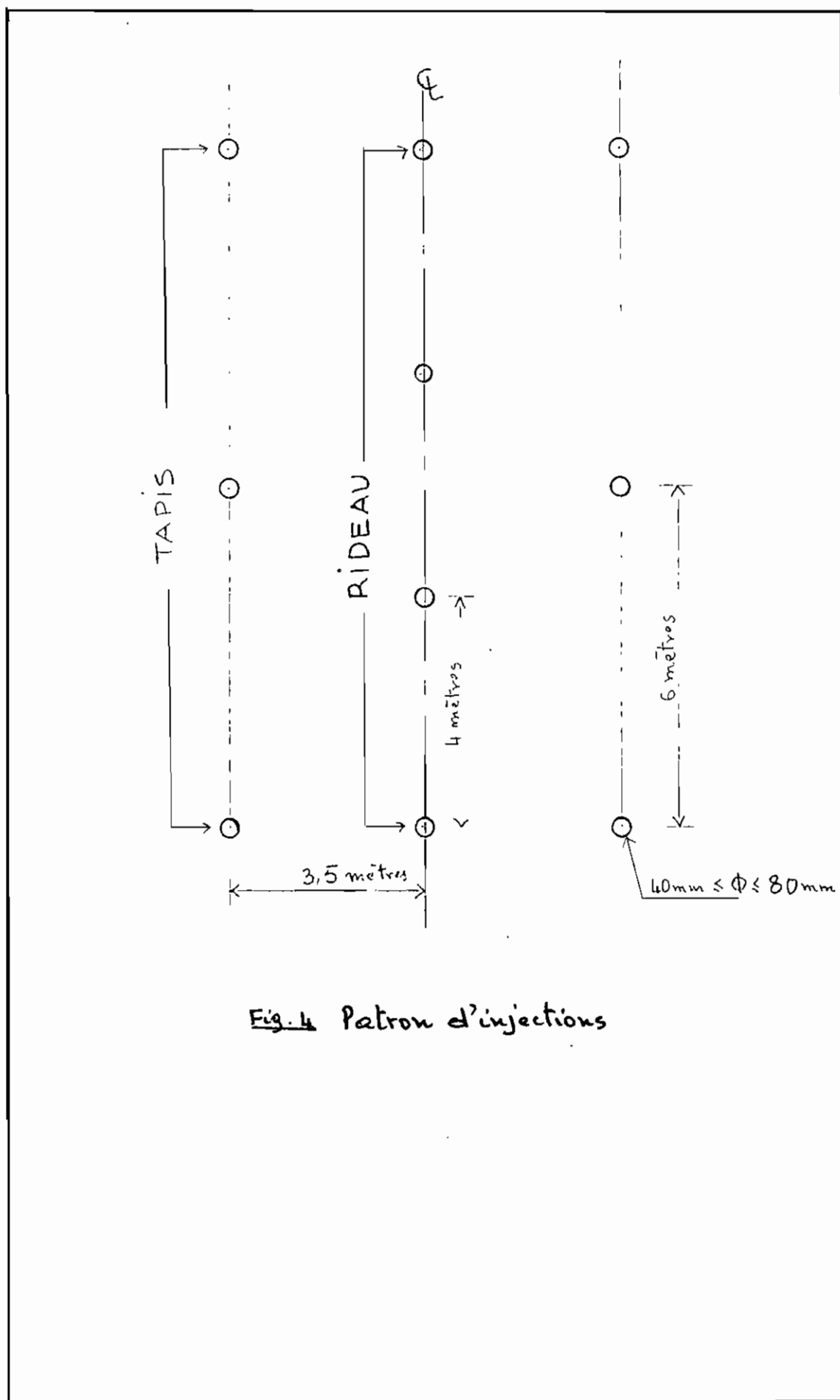


Fig. 4 Patron d'injections

et le temps d'injection trop long.

L'inconvénient de la sédimentation réside dans le fait que l'on peut courir le risque d'obturer l'entrée des fissures recoupées par la partie inférieure de la passe. Si ce phénomène se manifeste, à cause de l'obturation, le coulis ne pourra pas s'écouler à l'intérieur des fissures et si ces dernières ne sont pas injectées par un forage voisin, elles ne seront jamais injectées, ce qui peut constituer un danger et on n'atteindra pas l'objectif proposé.

En regard à ce qui vient d'être évoqué, on conçoit que les forages d'injection doivent être de petit diamètre. Cela nous permettra, ainsi, de supprimer la sédimentation des grains et d'augmenter la vitesse du coulis.

De ce point de vue nous proposons que les trous d'injection aient des diamètres allant de 40 à 80 mm, fonction de l'équipement disponible à l'Entrepreneur.

8° Pression d'injection et Pression de refus.

Pour faire pénétrer le coulis dans le terrain, on l'envoie sous pression dans les forages qui traversent les fissures à traiter dans le but d'étaucher la fondation.

La pression à laquelle on doit réaliser les injections

est d'un intérêt capital pour avoir un bon traitement du terrain de fondation. Pour aboutir à un bon traitement il faudrait que la pression d'injection soit assez élevée, mais dépendamment des conditions de terrain on peut courir le risque de soulèvement du sol surtout si les fissures sont parallèles à la surface du sol.

Puisque nous avons une roche massive, la pression d'injection est donnée par la formule suivante:

$$P = D + 1.33 D \left(\frac{D}{100} + \frac{3\sqrt{D}}{20} \right) \quad (*)$$

P: Pression d'injection en lb/po. carré à la profondeur indiquée

D: Profondeur du forage en pieds

Cette pression est une pression approximative et on pense qu'elle sera assez suffisante pour permettre un remplissage adéquat des fissures et de ne pas déplacer des parties de la fondation. (On devra faire des vérifications lors des essais d'injection "in situ" au début des travaux sur le chantier; voir plus bas: pression de refus).

- Pression d'injection pour le rideau d'étanchéité

Profondeur des forages: 12 mètres \approx 39.37 pi

en unités anglaises: $P_{max} = 109.3$ lb/po. carré

en S.I : $P_{max} = 7,526$ MPa ($\approx 7,68$ kg/cm²)

(*) Tirée de: Technique des barrages - Raymond Boucher - E.P.M 1971

- Pression d'injection pour les tapis d'injection

Profondeur des forages : 6 mètres \approx 19.685 pi

Unités anglaises : $P_{max} = 42,3 \text{ lb/po. carré}$

S.I : $P_{max} = 2,91 \text{ MPa } (\approx 2,97 \text{ Kg/cm}^2)$

A noter que les valeurs de pression calculées sont des valeurs maximales et pour la profondeur de chaque passe nous aurons évidemment une pression inférieure à celle donnée ci-dessus.

On doit maintenant développer une notion très importante en rapport avec la pression d'injection. Cela consiste à connaître, bien que des pressions maximales aient été fixées, la pression à laquelle on doit arrêter l'injection du coulis. En fait, c'est ce qu'on appelle la pression de refus. Cette notion n'est pas absolue si l'on sait que en augmentant cette pression on peut continuer à injecter, à moins que le forage soit complètement rempli de coulis. La possibilité d'injecter s'explique par le fait que par suite de l'augmentation de pression les fissures s'ouvrent davantage et facilitent le passage du coulis.

La pression de refus est en fait une pression de contrôle et elle doit être supérieure aux pressions d'injection des passes. Plus sa valeur est élevée, meilleure

est l'injection, mais on risque d'avoir des résurgences c'est-à-dire une réapparition du coulis à l'air libre (phénomène qu'il faut éviter).

Puisque nous avons un terrain de fondation constitué de gneiss-granitique la formule suivante proposée par l'Entreprise de Bachy peut donner des valeurs approximatives de la pression de refus (P_r):

$$P_r = 5 + 0,2(D - 5)$$

Titre de: Barrages-réservoirs - H. Varlat - Tome 1

P_r : Pression limite de refus en Kg/cm^2

(valeur croissante en fonction de la profondeur)

D : Profondeur du forage en mètres

- Pression de refus pour l'injection du rideau d'étanchéité

$$D = 12 \text{ m} \quad P_r = 6,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ou } P_r \approx 6,27 \text{ MPa}$$

- Pression de refus pour l'injection du tapis d'injection

$$D = 6 \text{ m} \quad P_r = 5,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ou } P_r \approx 5,10 \text{ MPa}$$

Ce que l'on constate est que ces pressions sont assez faibles par rapport à certaines valeurs de pression de refus mais quand même elles doivent permettre une bonne injection.

Comme on le constate la pression de refus pour l'injection du rideau d'étanchéité est inférieure à la pression d'injection maximale qu'on vient de proposer. Mais, vu les conditions de terrain, la pression de refus peut être augmentée dans la mesure où :

- le poids volumique du socle rocheux $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- la profondeur maximale du forage $D = 12 \text{ mètres}$

la pression due au sol en ce point, si on adopte la distribution triangulaire est $P = \gamma D$, soit $P = 3 \text{ kg/cm}^2$. Seulement, en réalité, la pression est tout autre dans la mesure où le sol qui peut être soulevé est dans un tronc de cône. Cela présuppose une pression de soulèvement 5 fois plus grande que celle donnée par la distribution triangulaire dans le cas des forages d'injection du rideau d'injection.

Ainsi, il faut retenir que les pressions d'injection et de refus peuvent être légèrement plus grandes que les valeurs calculées.

Pour les tapis d'injection, on voit que la pression de refus est à peu près le double de la pression d'injection et de ce fait on semble sécuritaire d'autant plus que les petits diamètres de forage favorisent une pression de refus élevée.

La question à résoudre maintenant est de voir

quelle est la méthode d'injection à utiliser.

Il existe effectivement deux méthodes d'injection principales :

- la méthode par passes descendantes (ou à l'avancement)
- la méthode par passes remontantes.

En regard à des avantages relevant de l'une ou l'autre de ces méthodes on a choisi la méthode par passes descendantes pour effectuer l'étanchement du terrain de fondation.

9/ Injections Par Passes descendantes.

Elle consiste à forer le trou d'injection jus qu'à une profondeur prédéterminée, le trou devant être nettoyé par lavage avant l'injection du coulis. Ainsi, on y effectue les essais d'eau tels que l'essai lugéon (voir Annexe E) et l'injection proprement dite.

Cette injection terminée, on reperfore la passe injectée puis l'on fore la passe suivante. L'injection progresse donc de haut en bas en suivant les mêmes étapes décrites ci-dessus. L'avantage de ce procédé réside dans le fait qu'il permet de couper toute issue, vers le haut, du coulis, puis que les fissures des couches supérieures ont été obstruées par les injections précédentes et, d'autre part les premières injections servent de "toit" aux

injections suivantes permettent d'injecter la zone inférieure à des pressions plus élevées.

Ce procédé convient assez bien dans ce cas où l'on a un socle rocheux à fissuration moyenne, contrairement à la méthode d'injection par passes remontantes dont les inconvénients majeurs sont les suivants :

- la profondeur ultime des trous forés est fixée avant les injections. Cela ne donne pas de souplesse au procédé contrairement à la méthode par passes descendantes qui, même si la profondeur est prédéterminée, peut permettre l'augmentation ou l'arrêt des injections en jugeant le degré de traitement obtenu par rapport au traitement escompté.

- si la fissuration du rocher est assez élevée, le coulis peut remonter au-dessus de la passe en cours d'injection, contourner l'obturateur qui a pour rôle de limiter vers le haut la passe en traitement, et provoquer le scellement de ce dernier dans le trou du forage.

A cause de ces inconvénients une reconnaissance parfaite du terrain doit précéder l'adoption de ce procédé si l'on veut être sûr de le mener à bonne fin.

Et, il est clair également que ce procédé non seulement implique des problèmes techniques mais aussi des coûts

Supplémentaires.

D'où, du point de vue économique et technique la méthode par passes descendantes est adéquate pour l'obtention d'un bon traitement.

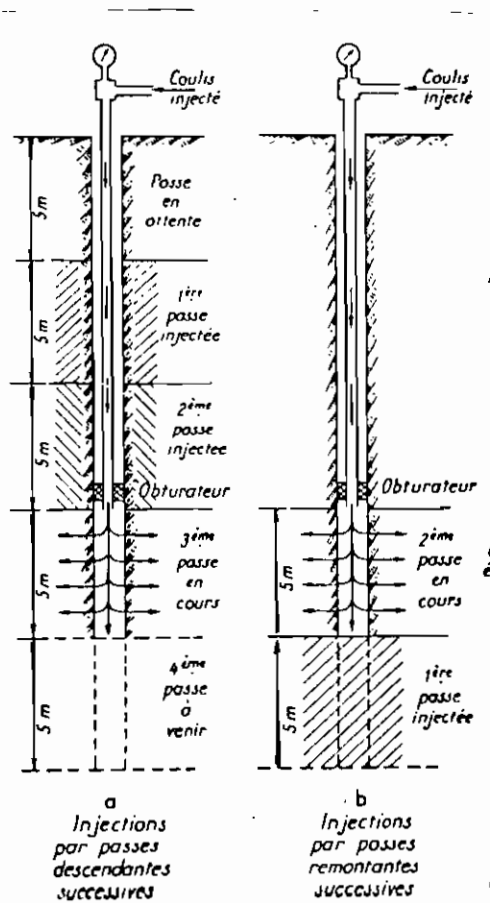


Fig. 5 Exemples de forages en
cours d'injection

10/ Nettoyage et bétonnage

Après l'exécution des injections de coulis, la surface future de contact entre le noyau et le terrain d'essise doit être nettoyé en vue de déverser du béton de mortier. Cette surface doit être assez irrégulière pour permettre une bonne liaison entre le noyau et le terrain d'essise imperméable et ne pas favoriser des surfaces préférentielles de percolation et/ou de glissement.

Chapitre III

Construction du réseau d'écoulement et
calcul du débit de percolation

Puisque les conditions de fondation sont déjà discutées et que, maintenant, on se retrouve avec un noyau en contact avec un terrain d'assise imperméable, le coefficient de perméabilité du sol du noyau connu de même que la hauteur d'eau retenue derrière le barrage, on peut déterminer le réseau d'infiltration c'est-à-dire les lignes équipotentiels et les lignes de courant.

La construction de ce réseau d'infiltration (ou d'écoulement), une méthode parmi d'autres, permettra de calculer le débit de percolation à travers le noyau du barrage.

Les lignes équipotentiels et les lignes de courant sont des courbes orthogonales entre elles et, on n'entrera pas dans les détails théoriques qui ont pu, effectivement, démontrer cette affirmation.

On se permettra, seulement, de faire une détermination pratique de ce réseau de façon vraisemblable en se basant, évidemment, sur des concepts théoriques.

Pour la construction du réseau d'écoulement à travers le noyau, on suppose comme infinie la perméabilité des terres entourant le noyau; cela pour préciser qu'elle concerne uniquement le noyau dans la mesure où ces terres sont des filtres-transitions et des enrochements.

Dans ce cas, le calcul est mené comme si hydrauliquement le noyau existait seul.

Le niveau d'eau du réservoir est prolongé horizontalement, par la pensée, jusqu'au contact de la face amont du noyau.

La première nécessité, qui s'impose pour la détermination du réseau, est de construire ce que l'on appelle :

la ligne supérieure de percolation.

Elle est aussi connue sous le nom de surface libre ou encore de ligne phréatique.

1° Détermination de la ligne de percolation

Cette ligne est la ligne de courant supérieure de la zone d'écoulement. Elle sépare la zone d'écoulement saturée de la partie dans laquelle l'écoulement ne se produit pas. En un point quelconque de cette ligne la pression est nulle ou égale à la pression atmosphérique.

La ligne supérieure de percolation est donnée par la construction de la parabole de Casagrande - Kozeny d'équation :

$$x = \frac{z^2 - X^2}{2X}$$

x : coordonnée horizontale

z : coordonnée verticale

X : valeur constante dont la signification sera précisée dans le texte.

Mais, puisque le sol constituant le noyau est anisotrope,

c'est-à-dire ayant une perméabilité horizontale (K_x) différente de celle verticale (K_z), on se trouve dans l'obligation de diminuer les dimensions horizontales du noyau. Cela permet de ramener ce cas anisotrope au cas isotrope et d'effectuer les calculs qui s'imposent.

L'anisotropie hydraulique du sol du noyau est :

$$N = \frac{K_x}{K_z} = g$$

La réduction des dimensions horizontales du noyau se fait en les divisant par la racine carrée de N . Cela va donner un diagramme déformé dont les intersections des lignes de courant et des lignes équipotentielles sont orthogonales contrairement à celles non-orthogonales que l'on a dans le réseau réel.

Par ailleurs, on tient à souligner que le noyau n'est pas relié à un tapis drainant; et, la parabole ne être calculée en omettant la clé d'ancrage du noyau.

A partir du schéma ci-dessous, on expliquera la procédure due à Casagrande; en même temps on indiquera les résultats qui nous ont permis de trouver l'équation de la parabole dont nous avons parlé ci-dessus et qui est la base de la construction de la ligne de percolation du noyau.

Note : la ligne de percolation mentionnée sur le schéma

Fig.6 n'est qu'à titre indicatif.

le schéma n'est pas à l'échelle.

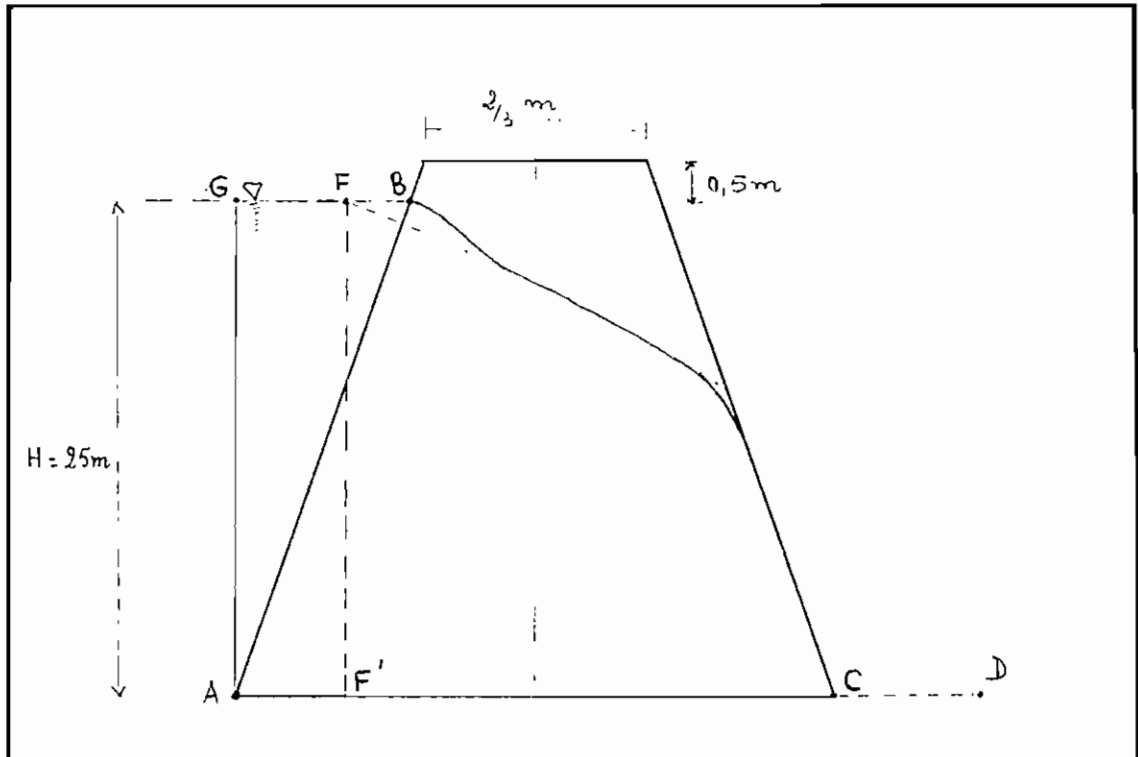


Fig. 6

C : Foyer de la parabole, point situé au pied du talus aval du noyau

F : point par lequel la parabole coupe le plan d'eau

D : tête de la parabole

Afin de trouver la position approximative de la ligne supérieure de percolation il faut :

- le long de la surface de l'eau, tracer la distance BF égale à $0,3 BG$ (a), le point G se trouvant au droit de A.

- tracer, ensuite, le parabole qui passe par F et qui a C comme foyer, conformément à son équation $x = \frac{z^2 - X^2}{2X}$, dans

(a) Travaux de Casagrande : "Seepage through Dams", Journal of Boston Society of Civil Engineers (June 1937)

laquelle :

$$X = \sqrt{(Y^2 + H^2)} - Y$$

avec $Y =$ distance CF'

- raccorder le parabole au point B par une courbe douce qui lui est tangente et qui recoupe AB à angle droit.

Dimensions horizontales réduites du noyau :

$$\text{largeur en crête : } \frac{2}{3} \text{ m} \approx 0,667 \text{ m}$$

$$\text{largeur à la base : } \frac{12,2}{3} \text{ m} \approx 4,067 \text{ m}$$

Avec cette réduction les pentes amont et aval du noyau se raidissent. Puisque les pentes sont égales, soit θ le nouvel angle des talus du noyau : $\theta = 86^\circ 11'$

De ce fait :

$$BG = \frac{H}{\tan \theta} \quad BG \approx 1,667 \text{ m}$$

$$BF = 0,3 BG \quad BF \approx 0,5 \text{ m}$$

$$CF' = Y \quad Y = 2,9 \text{ m}$$

$$\text{d'où} \quad X = 22,27 \text{ m}$$

La distance entre le foyer C et la tête de la parabole est donnée par la moitié de X, soit $CD = \frac{X}{2}$; $CD = 11,14 \text{ m}$

Enfin l'équation de la parabole est donnée par :

$$x = \frac{z^2 - 496}{44,54}$$

qui est l'équation de base recherchée.

La parabole peut maintenant être tracée point par point en fonction des coordonnées x et z .

La ligne supérieure de percolation doit recouper le parement amont du noyau de manière perpendiculaire au point B, comme on l'avait souligné précédemment.

Le point d'intersection de la parabole de base avec le parement aval du noyau n'est pas le point réel par lequel la ligne de percolation coupe ce dernier. Il va devoir, donc, déterminer le point exact d'intersection en utilisant la modification de Gilboy dont l'abaque est reproduite ci-dessous. (*)

$$\theta = 86^{\circ} 11' ; \quad \frac{Y}{H} \approx 0,12 \quad (Y = 2,9 \text{ m} ; H = 25 \text{ m})$$

on trouve $m \approx 0,9$

Connaissant la valeur de m , on connaît alors la distance verticale entre l'horizontale et le point d'intersection de la ligne de percolation et du parement aval qui est égale

$$\text{à : } m H = 22,5 \text{ mètres}$$

Après cette opération, la courbe représentant la ligne de percolation est modifiée localement afin de se raccorder à ce point d'intersection d'une façon tangentielle au talus aval du noyau.

(*) Abaque de Gilboy reproduite à la page suivante

École polytechnique
1913

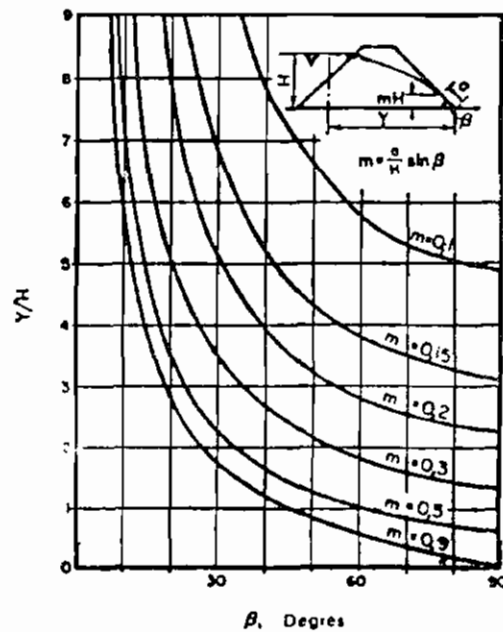


Fig. 7. Abaque de Gilboy

Le ligne supérieure de percolation étant tracé, on passe à la détermination pratique du réseau d'écoulement.

2° Détermination du réseau d'écoulement

On trace des lignes horizontales équidistantes de coupant la tête d'eau H en parties égales. Ces horizontales, à leur rencontre avec la ligne supérieure de percolation, finent le point de départ des lignes équipotentielles se partageant de façon égale la différence de charge (H). On les trace en les faisant couper orthogonalement d'une part la ligne de percolation, d'autre part la ligne horizontale de contact du noyau avec l'assise imperméable qui est elle-même

une ligne de courant.

Puis, par tâtonnement, on trace les lignes de courant se partageant également le débit de percolation Q cherché. Ces lignes de courant doivent recouper orthogonalement les lignes équipotentielles et on doit s'efforcer de trouver des carrés pour ce cas isotrope qui n'est qu'une transposition de notre cas anisotrope, réel. D'ailleurs, dans le cas réel ces carrés sont déformés et deviennent des parallélogrammes.

La construction du réseau d'écoulement nous permet, ainsi, de calculer le débit de percolation à travers le moyen du barrage.

3° Calcul du débit de percolation

Connaissant le réseau d'écoulement, le débit de percolation est évalué par la formule suivante :

$$Q = \frac{n}{m'} K H$$

H : tête d'eau

Q : débit de percolation par unité de longueur du barrage

n : nombre de tubes de courant

m' : nombre de chutes de potentiel

K : perméabilité du sol

La valeur de la perméabilité à utiliser dans la formule du débit est calculée en fonction de K_x et K_z , et est donnée par :

$$K = \sqrt{K_x \cdot K_z}$$

La perméabilité horizontale du sol de remblai du moyau est donnée par le coefficient de perméabilité :

$$K_x = 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

Puisque l'anisotropie hydraulique est-à-dire le rapport $K_x/K_z = 9$, alors la perméabilité verticale est donnée par son coefficient: $K_z = K_x/9$

D'où le coefficient de perméabilité K du sol de remblai du moyau :

$$K = \sqrt{K_x \cdot \frac{K_x}{9}} = \sqrt{\frac{K_x^2}{9}} = \frac{K_x}{3}$$

donc
$$K = 3.33... \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

Le débit de percolation est donné par :

$$Q = \frac{n}{m'} K H$$

(*) $n = 30$; $m' = 7$; $H = 28$ mètres

$$Q = \frac{30}{7} \cdot 3.33 \cdot 10^{-7} \cdot 28 \approx 4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

soit

$$Q = 3,456 \text{ m}^3/\text{jr/mètre}$$

(*) Voir réseau d'écoulement page suivante

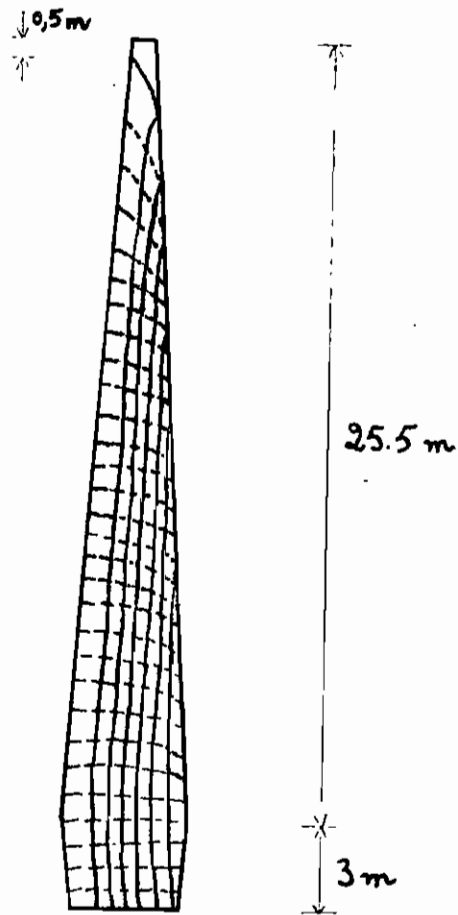


Fig. 8 Réseau d'écoulement

Chapitre IV

Protection du noyau contre l'érosion interne

Avant d'entrer dans le concept de protection du noyau, il serait nécessaire de voir en quoi consiste l'érosion interne

1° Erosion interne

L'érosion interne est un phénomène lié à l'écoulement de l'eau à travers le noyau. Cela implique que l'eau est animée d'une certaine vitesse à travers le noyau suivant les lignes de courant. On voit, ainsi, apparaître un gradient hydraulique qui dépend de la perte de charge entre deux lignes équipotentiels et de la longueur parcourue. Et, d'ailleurs la vitesse est reliée au gradient hydraulique par la perméabilité du terrain, en l'occurrence celle de la latérite améliorée d'argile qui constitue le noyau du barrage, évaluée à $K = 3.33 \dots 10^{-5} \text{ cm/sec}$. (*)

Le phénomène d'érosion interne consiste en l'entraînement des particules fines existant dans le sol du noyau. Cela augmente la perméabilité du noyau et diminue les longueurs de parcours, ce qui crée un accroissement du gradient hydraulique. Ce que l'on constate, alors, dans un premier temps est que l'eau transforme notre milieu que nous désirons imperméable (disons presque imperméable) en un milieu de plus en plus perméable ce qui est tout à fait contraire à notre objectif.

(*) voir chap VII

Le phénomène est traduit par la mise en mouvement des grains à l'aval du noyau (atteinte du gradient hydraulique critique) en progressant rapidement vers l'amont et permettant la formation d'un trou (ou tunnel). C'est évident que, cela constitue une cause de rupture de notre ouvrage dans la mesure où en ce moment il n'existe plus de stabilité.

2° Protection du noyau

Dans cette rubrique notre objectif est de prévenir, car il vaut mieux prévenir que guérir et d'ailleurs est-ce que nous pourrions prévenir, en protégeant le noyau.

La protection va consister en la conception de filtres et transitions autour du noyau, en amont et en aval bien que la vidange ne soit pas critique dans ce cas de barrage zoné, pour essayer de pallier ce danger.

Ainsi, nous aurons non seulement empêché toute migration des particules fines du noyau mais aussi permis à l'eau de circuler plus facilement.

Pour ce faire, notre étude est portée sur l'obtention d'un matériau plus perméable, que celui du noyau, qui va jouer le rôle de filtres-transitions.

- Conception des filtres-transitions

Pour faire la conception des filtres-transitions, nous

allons utiliser les règles de Terzaghi pour la granulométrie relative du sol de remblai de ces derniers et celui du noyau. Ces règles nous éviteront de surcroît la contamination de notre matériau par le sol du noyau et son colmatage.

Règles de Terzaghi

F : du filtre S : du sol (à protéger)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D_{15}(F)}{D_{15}(S)} > 4 \text{ ou } 5 \\ \frac{D_{15}(F)}{D_{85}(S)} < 4 \text{ ou } 5 \end{array} \right.$$

D_{15} et D_{85} sont les dimensions de particules correspondant aux pourcentages "cumulatifs" en poids des particules passant égaux respectivement à 15 et 85%.

Le critère qui permet d'enrayer la migration du sol est donné par le rapport ci-dessous :

$$\frac{D_{50}(F)}{D_{50}(S)} = 5 \text{ à } 10$$

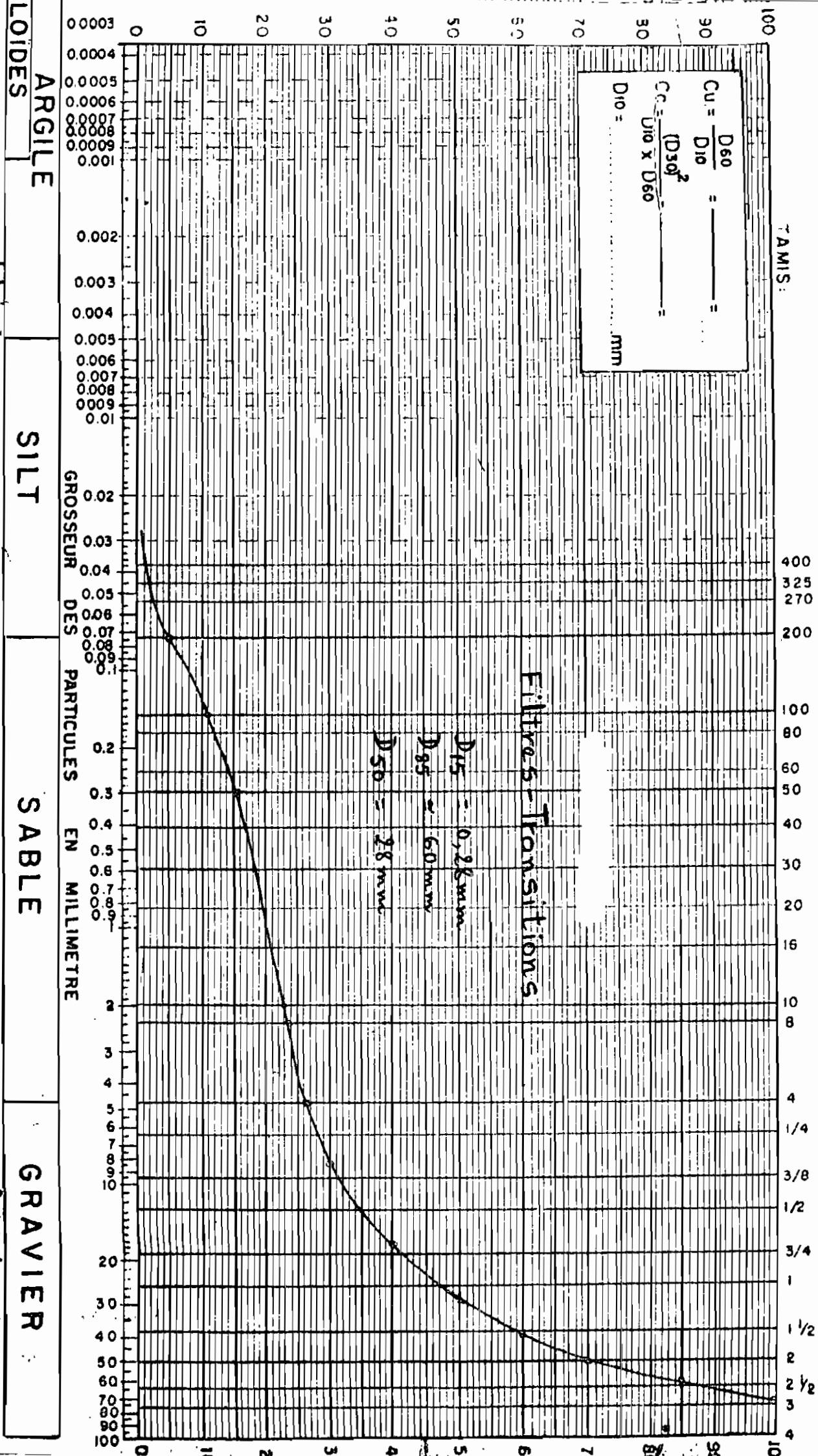
Après analyse, la courbe granulométrique du matériau des filtres-transitions que nous avons obtenue, possède sensiblement la même allure que celle du sol de remblai du noyau. (voir page suivante)

Elle satisfait aux trois conditions essentielles suivantes :

- perméabilité adéquate
- empêchement de la migration du sol du noyau
- minimisation du phénomène de ségrégation au cours de la mise en place du sol du remblai.

COURBE GRANULOMETRIQUE

ECHANTILLON NO _____



Chapitre I

Calcul de la revanche

Avant d'entrer dans le calcul de la revanche, il serait bon de la définir et de parler de son rôle dont l'importance, aujourd'hui, n'est pas à démontrer dans le cadre d'un projet de barrage.

La revanche est la distance verticale entre la crête du barrage et le niveau maximum d'opération de la retenue c'est-à-dire le niveau des hautes eaux calmes.

Le rôle de la revanche est de prévenir le débordement des eaux au-dessus de la crête du barrage suite aux rehaussements du niveau du réservoir causés par les crues ou par les vagues générées par les vents. Ce débordement est à craindre dans la mesure où son action sur le talus aval du barrage peut créer des problèmes de stabilité pour ce dernier et à la limite pour tout l'ouvrage. Et, c'est d'ailleurs dans cette optique que l'on juge qu'il est nécessaire de prévoir une revanche conservatrice et adéquate.

Le calcul de la revanche est généralement basé sur des éléments qui dépendent essentiellement du vent. Ces éléments sont :

- la surélévation du plan d'eau due au vent ou de la houle développée par le vent.
- la hauteur de déferlement des vagues.

On peut dire très simplement que la revanche est égale à la somme de la surélévation du plan d'eau due au vent et de la hauteur de déferlement de la vague qui est égale à 1.25 fois la hauteur de la vague de dimensionnement correspondant à la vitesse du vent choisie pour la conception.

La surélévation du plan d'eau est la hauteur d'eau au-dessus du niveau des eaux calmes due à l'effet du vent qui souffle sur la surface de l'eau, lequel vent exerçant une force horizontale (de cisaillement) qui entraîne l'eau dans sa direction.

La surélévation (S) peut être calculée avec la formule suivante :

$$S = K \frac{V^2 F}{H'} N \cos \theta \quad (1) \text{ voir fin de chapitre}$$

V : vitesse du vent en miles/heure

K : constante dimensionnelle ayant rapport avec la contrainte de cisaillement.

H' : profondeur moyenne (en pieds) du réservoir le long du fetch. Habituellement sa valeur est prise égale aux $\frac{2}{3}$ de la profondeur maximale du réservoir.

F : fetch en miles. longueur fictive pondérée représentant la notion de force due au vent. Sur cette ligne on suppose que le vent souffle à

direction et vitesse constante.

N : Coefficient qui dépend de la configuration et de l'hydrographie du réservoir. Généralement $N = 1$

θ : angle d'incidence des vagues; c'est aussi l'angle entre la direction du vent et le fetch.

Pour la plupart des réservoirs et certaines considérations que l'on évoquera pas on prend :

$$K = 1/1400 \quad \cos\theta = 1$$

Puisqu'on avait souligné que $N = 1$, la formule devient :

$$S = \frac{1}{1400} \frac{V^2 F}{H'}$$

Dans cette formule le fetch (F) dépend aussi des caractéristiques géométriques du réservoir. La méthode empirique suivante nous permet de calculer la valeur du fetch effectif (F_e) qui est la moitié du fetch (F) cherché.

- On prend habituellement une zone de 90° en l'occurrence 45° de part et d'autre de la direction des vents prédominants.

- On trace des rayons à 6° les uns des autres, ces rayons ayant tous leur origine commune.

- On détermine la mesure, de chaque rayon, donnée par l'origine commune et son aboutissement sur la délimitation du réservoir. (X_i)

Le fetch effectif $F_e = \sum X_i \cos \alpha_i / \sum \cos \alpha_i$

α_i : angle entre le rayon (i) et la direction des vents prédominants.

calculs et tableaux en ANNEXE I

schéma du réservoir pour les valeurs de X_i : Voir "Dessins"

Après calcul on trouve $F_e = 10,428 \text{ km}$

$$\begin{aligned} \text{d'où } F &= 2 F_e = 20.856 \text{ km} \\ &= 12,962 \text{ miles} \end{aligned}$$

Par hypothèse la vitesse du vent est fixée à :

$$V = 80 \text{ km/h (49.720 mph)}$$

Profondeur moyenne $H' = \frac{2}{3} H$

$$H' = 16.66 \dots \text{ m (}\approx 10.358 \text{ miles)}$$

Finalement on obtient une surélévation (S)

$$S = 0,40 \text{ pi ou } S = 0,13 \text{ mètres}$$

Il s'agit maintenant de calculer la hauteur de la vague de dimensionnement correspondant à la vitesse du vent choisie pour la conception.

Hauteur de la vague de dimensionnement: H_D

H_D va être calculée avec différentes formules et on adoptera la valeur la plus conservatrice.

V et F , respectivement la vitesse et le fetch sont les variables dans les formules où H_D est trouvée en mètres

Avec	$V \text{ (km/h)}$	$V = 80 \text{ km/h}$
	$F \text{ (km)}$	$F = 20.8 \text{ km}$

(v) Formule de Stevenson

$$H_D = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25}$$

- $H_D \approx 1,75 \text{ m}$

Formule de Molitor

$$H_D = 0,75 + 0,032 (VF)^{0,5} - 0,27 F^{0,25}$$

- $H_D \approx 1,48 \text{ m}$

Formule de Greager-Justin

$$H_D = 0,054 V^{0,48} F^{0,37}$$

- $H_D \approx 1,36 \text{ m}$

Formule de Kalal

$$H_D = 0,008 V^{5/6} (F^{0,5} + F^{0,25})$$

- $H_D \approx 2,06 \text{ m}$

La formule de Kalal nous donne la valeur la plus conservatrice que nous utiliserons dans les calculs.

On avait dit que la hauteur de déferlement de la vague (H_v) est égale à $1,25 H_D$. Donc:

$$H_v = 2,575 \text{ m}$$

La hauteur de la revanche (R) est donnée par la

Somme : $R = S + H_v$

(*) Voir (2) Fin de chapitre

On obtient après calcul une revanche :

$$R = 2,705 \text{ mètres}$$

Pour des raisons d'ordre pratique, nous portons la valeur de la revanche du barrage à 3 mètres.

$$\text{Revanche} = 3 \text{ mètres}$$

- (1) Tirée de: Etude des Techniques de protection des pentes avec application au barrage de Dionki
SENI TAMBA . P.F.E Mai 1981 E.P.T
- (2) Tirées de: Aménagement du Bassin de l'ANAMBE'
(Volume V)

Chapitre VI

Etude de stabilité

L'étude de stabilité constitue un ensemble de calculs de facteur de sécurité, en supposant des surfaces de rupture (ou glissement) circulaires.

Afin de trouver la condition la plus défavorable c'est-à-dire la surface qui présente la moindre résistance au glissement nous avons fait un certain nombre d'essais différents. Chaque essai constitue, en soi, la simulation d'une surface de rupture et la détermination du facteur de sécurité correspondant.

De tous les facteurs de sécurité trouvés nous avons choisi le plus faible, celui-ci correspondant à la surface de rupture la plus critique relativement aux autres que l'on avait simulé.

Toujours est-il que, ce plus petit facteur de sécurité est comparé aux facteurs de sécurité minima admissibles proposés dans les références en ce qui concerne les hypothèses de construction et de service du barrage.

Le calcul de stabilité est effectué, en ce qui nous concerne, pour les hypothèses de construction et de service.

Pour le barrage en construction, Terzaghi et Peck nous recommandent un facteur de sécurité minimal :

$$F = 1.30$$

Pour le barrage en service, la valeur généralement

admise dans les références est :

$$F = 1.50$$

D'autre part, nous faisons remarquer que nous avons simulé des cercles de glissement de pied de talus parce que le terrain de fondation sur le quel repose notre barrage est un terrain rocheux.

Pour mener ces cercles de glissement nous avons choisi de les faire passer :

- soit par les filtres-transitions et recharges
- soit par le noyau, les filtres-transitions et recharges.

Par ailleurs, nous avons utilisé la méthode des tranches pour effectuer le calcul de stabilité.

Dans cette méthode, nous avons choisi de calculer avec les méthodes développées par Fellenius et Bishop.

Aussi bien en construction qu'en service nous avons préféré mener l'étude de stabilité avec les contraintes effectives en l'occurrence les paramètres intergranulaires c' et ϕ' .

On remarquera qu'en ce qui concerne les filtres-transitions et les recharges, il n'y a que l'angle de frottement interne ϕ' qui intervient, puis que, évidemment, ils sont perméables, non-cohésifs.

Les paramètres c' et ϕ' interviennent seulement pour les tranches passant par le noyau constitué de latérite améliorée d'argile, ce qui le rend cohésif.

- équations proposées par Fellenius et Bishop.

F_F : facteur de sécurité de Fellenius

F_B : facteur de sécurité de Bishop

$$F_F = \frac{\sum [c_i b_i + (w_i \cos^2 \alpha_i - \mu_i b_i) \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum w_i \sin \alpha_i}$$

$$F_B = \frac{\sum [c_i b_i + (w_i - \mu_i b_i) \operatorname{tg} \rho_i] \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F})}}{\sum w_i \sin \alpha_i}$$

La résolution de l'équation de Fellenius est directe alors que celle de Bishop nécessite des itérations parce que c'est une équation implicite en F (facteur de sécurité).

Le facteur de sécurité recherché est donné par l'équation de Bishop. Pour ce faire, nous calculons une première valeur du facteur de sécurité par Fellenius et cette valeur est introduite dans l'équation de Bishop, pour une première itération.

globalement nous nous sommes limités à deux itérations à cause de la convergence que nous avons notée.

Bien que l'équation de Fellenius ne soit pas tellement apte pour l'estimation du facteur de sécurité d'un sol à angle de frottement interne assez élevé, elle

nous a permis d'avoir une idée sur le coefficient de sécurité, d'autant plus que l'erreur commise entre cette valeur trouvée par Fellenius et celle, finalement, retenue par Bishop n'est pas très grande. (13 à 18%)

Remarque: la rupture d'un talus est toujours progressive mais nous l'avons supposée instantanée dans les calculs

1° Caractéristiques des sols de remblai.

Noyau

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 24^\circ$$

$$c' = 3 \text{ t/m}^2$$

$$w = 12\%$$

Filtres - Transitions

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

Recharges (enrochements)

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 40^\circ$$

2° Barrage en construction

Lors de la construction du barrage les pressions interstitielles dues au compactage ne peuvent se développer que dans le noyau. Mais, nous avons retenu que le compactage soit effectué à environ 2% en-dessous de la teneur en eau optimale ($w=12\%$). Ainsi l'air interstitiel ne se dissout pas complètement dans l'eau interstitielle même si la pression exercée par la partie supérieure du remblai est grande. Le fluide interstitiel est, donc, suffisamment compressible et de ce fait les pressions interstitielles dues au compactage sont faibles.

Ainsi, nous supposons, en regard à ce que nous venons de dire, que les pressions interstitielles sont nulles lors de la construction du barrage. Cela annule, donc, le terme $u_i b_i$ dans les formules de Bishop et Fellenius.

Facteur de sécurité minimal trouvé :

$$\text{Talus aval: } F = 2,03$$

$$\text{Talus amont: } F = 1.83$$

Donc nous pouvons dire qu'à partir de nos calculs, les pentes aval et amont sont stables dans les hypothèses de construction.

voir ANNEXE B et C

3° Barrage en service

Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapidement à travers le barrage.

Une fois, le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui vont déterminer pour une large part les caractéristiques du barrage devant lui assurer la stabilité nécessaire pour sa survie.

En ce moment les pressions interstitielles dans le noyau sont totalement indépendantes des contraintes existant dans le sol.

Ces pressions interstitielles sont déterminées à partir des équipotentielles de l'écoulement permanent dont le réseau d'écoulement a été construit.

En regard aux hypothèses qui ont été dégageées lors de la construction du réseau d'écoulement, on peut alors considérer que les pertes de charge sont concentrées dans le noyau.

La recharge amont, quant à elle, est une zone équipotentielle dans laquelle la pression interstitielle est déterminée uniquement par le niveau de l'eau dans la retenue et la hauteur d'eau dans la recharge aval étant pratiquement nulle. Cette hauteur d'eau nulle est due à l'interposition des filtres, entre le noyau et la recharge, qui permettent le drainage, que l'on a supposé rapide, des eaux percolant du noyau. Ainsi, les pressions interstitielles

sont annulées dans la partie aval du barrage.

Ce que l'on constate en fait lors de l'écoulement de l'eau à travers le barrage est que les forces créées par cet écoulement tendent à provoquer la rupture du talus aval mais améliorent la stabilité du talus amont. C'est cela qui explique, dans cette hypothèse de service, que nous ayons effectué le calcul de stabilité du talus aval plutôt que celui du talus amont.

Facteur de sécurité obtenu :

$$F = 2.00$$

voir ANNEXE D

Chapitre VII

Mélange latérite - argile pour la constitution
du sol de remblai de noyau

Aux alentours du site choisi pour l'exécution du barrage, on ne dispose pas d'un matériau permettant à lui seul de constituer le sol de remblai du noyau central. Mais, par ailleurs, on dispose dans un "rayon économique" de la latérite sableuse-graveleuse en abondance et des quantités réduites mais suffisantes d'argile pour servir à l'amélioration de la latérite, dans le but de constituer un noyau imperméable.

Pour dire, donc, que c'est grâce à cette addition d'argile que nous pourrions atteindre l'objectif d'imperméabilisation, puisque cette latérite est loin d'être imperméable. C'est ce qui explique la nécessité de lui ajouter un élément de très faible perméabilité pour pouvoir l'utiliser à des fins qui sont déjà indiquées.

Ainsi, en regard à la disponibilité de ces deux matériaux à proximité du site on a choisi de faire leur mélange, ce que l'on appelle du "TRAITEMENT".

Pour effectuer le mélange il faudrait connaître les pourcentages optimaux de chaque matériau dans ce dernier.

Pour ce faire, l'analyse va être basée sur l'utilisation des courbes de granulométrie optimale de Talbot et l'application de la méthode de Rothfuchs.

En dernière analyse, on pourra connaître l'allure de la courbe granulométrique du sol de remblai et ses caractéristiques.

1° Applications de la méthode de Rothfuchs

Pour connaître le pourcentage d'argile à ajouter à la letârite, on a appliqué la méthode de Rothfuchs, recommandée par le "Road Research laboratory" dont le principe est le suivant:

1) la courbe granulométrique demandée est par hypothèse représentée par une droite dans un système d'axes tel que les ordonnées qui donnent le pourcentage (P) traversant les tamis soient traduites en échelle linéaire. A partir de l'échelle des ordonnées et de la droite représentative citée ci-dessus on peut construire l'échelle des abscisses, relative aux diamètres d , et qui est une échelle proportionnelle.

2) les échelles du diagramme granulométrique étant fixées, on construit les courbes granulométriques individuelles. A ces courbes on substitue des droites choisies de manière à ce que les aires comprises entre ces dernières et les courbes granulométriques primitives, soient à la fois balancées et minima en valeur absolue.

3) les extrémités opposées de ces droites sont jointes deux à deux par des segments. Les intersections de ces segments avec la courbe granulométrique théorique (c'est-à-dire la droite représentative dont on a parlé dans la première étape) déterminent la proportion de chaque constituant du mélange.

Avant l'application du principe, il s'avère nécessaire de déterminer la courbe granulométrique théorique à partir de l'équation de Talbot. Pour ce faire, il faut tracer un fuseau granulométrique qui doit contenir cette courbe granulométrique théorique.

La construction de ce fuseau consiste à tracer deux courbes granulométriques dont les équations sont obtenues à partir de l'équation de granulométrie optimale de Talbot :

$$P(\text{en}\%) = 100 \left(\frac{d}{d_{\max}} \right)^n$$

P : est le pourcentage des éléments de diamètre inférieur au diamètre considéré d .

d_{\max} : est le diamètre maximum des grains

n : un exposant variable suivant la valeur de d_{\max} entre 0,11 et 0,33.

- courbe granulométrique N°1

$$d_{\max} = 20 \text{ mm} \quad n = 0,22$$

- courbe granulométrique N°2

$$d_{\max} = 40 \text{ mm} \quad n = 0,33$$

Pour les courbes N°1 et N°2, on a les équations suivantes :

$$N^{\circ}1 - P(\%) = 100 \left(\frac{d}{20} \right)^{0,22}$$

$$N^{\circ}2 - P(\%) = 100 \left(\frac{d}{40} \right)^{0,33}$$

Fuseau granulométrique : page suivante

COURBE GRANULOMETRIQUE

ECHANTILLON NO _____

TAMIS :

- 400
- 325
- 270
- 200
- 100
- 80
- 60
- 50
- 40
- 30
- 20
- 16
- 10
- 8
- 4
- 1/4
- 3/8
- 1/2
- 3/4
- 1
- 1 1/2
- 2
- 2 1/2
- 3

$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{---} = \text{---}$
 $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \text{---} = \text{---}$
 mm

Fuseau granulométrique

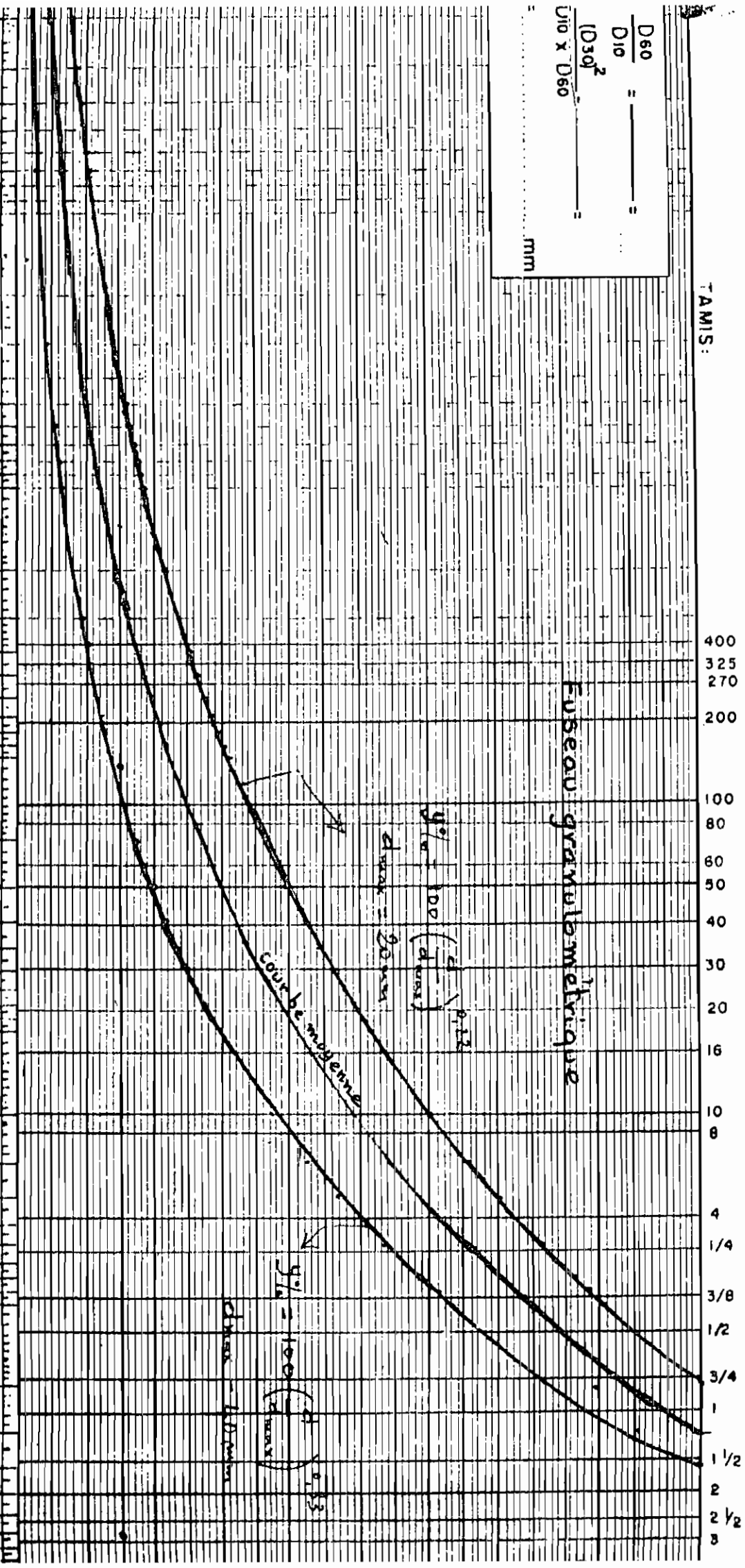
Courbe moyenne

$y\% = 100 \left(\frac{d}{d_{max}} \right)^{0,173}$
 $d_{max} = 20 \mu m$

$y\% = 100 \left(\frac{d}{d_{max}} \right)^{0,173}$
 $d_{max} = 40 \mu m$

ARGILE
 SILT
 SABLE
 GRAVIER

GROSSEUR DES PARTICULES EN MILLIMETRE



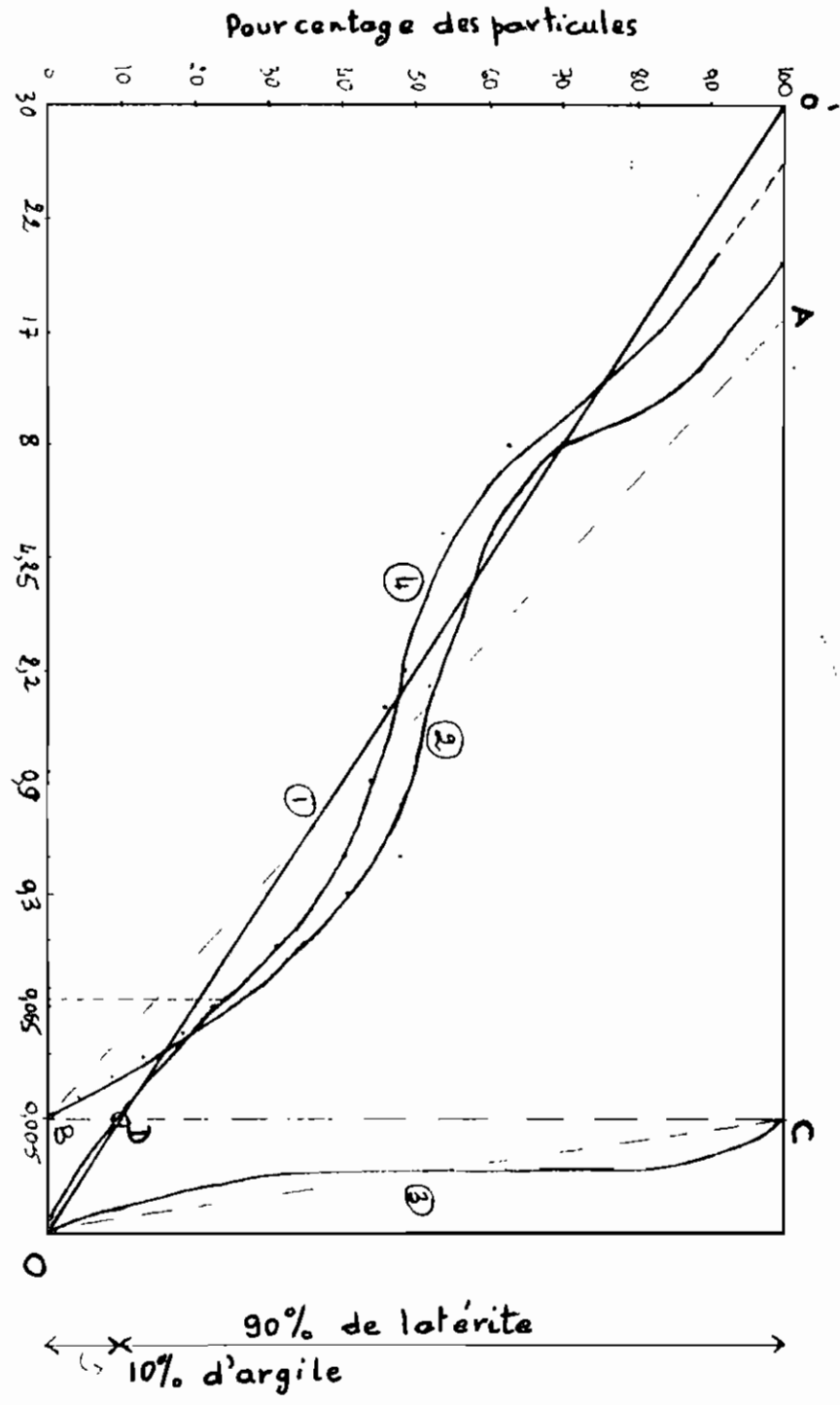
En traçant les courbes granulométriques 1 et 2 décrites par leurs équations on a obtenu le fuseau recherché dans lequel on a choisi la courbe granulométrique optimale que nous devons utiliser pour l'application de la méthode de Rothfuchs. Cette courbe granulométrique est prise comme étant la moyenne entre les courbes granulométriques 1 et 2. Cette courbe est la courbe théorique que l'on assimile, dans la première étape de la méthode, à la droite représentative qui permet, avec l'échelle des ordonnées déjà finie, de construire l'échelle des abscisses qui sont les diamètres du matériau de la courbe optimale obtenue. C'est pour dire que les diamètres et leur pourcentage correspondant sont obtenus à partir de cette courbe optimale tracée sur graphique de courbe granulométrique.

Ainsi, en traçant les courbes granulométriques de latérite et d'argile dans ces échelles finies et en appliquant la méthode de Rothfuchs, on obtient un mélange constitué de:

- 90% de latérite
- 10% d'argile

Note: Courbes granulométriques en échelle linéaire:

page suivante



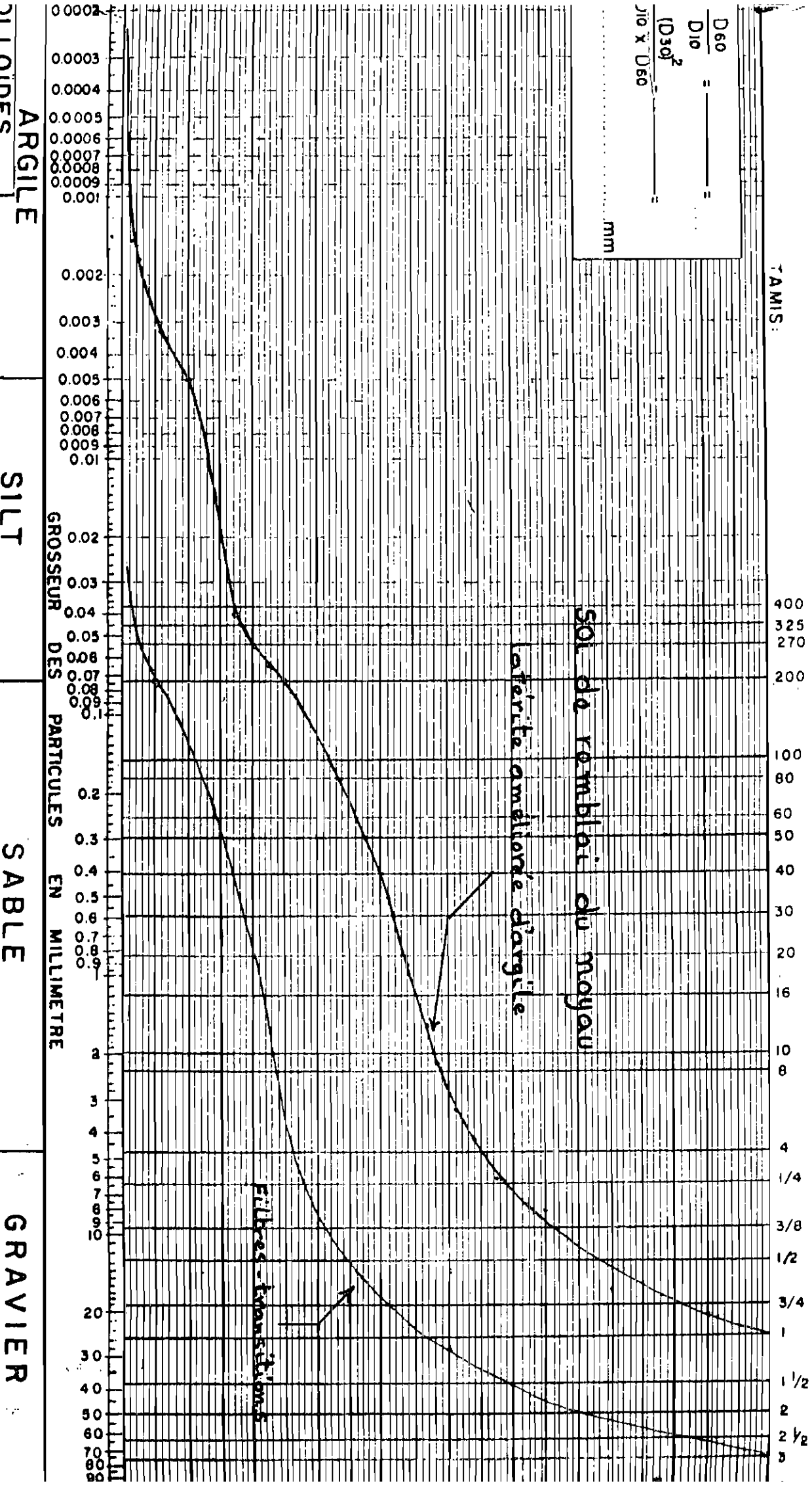
(*) Voir page suivante pour la signification des courbes

signification des courbes de la page 68

- ① Droite représentative de la courbe moyenne obtenue dans le fuseau Talbot
- ② Courbe granulométrique de la latérite sans amélioration
- ③ Courbe granulométrique de l'argile
- ④ Courbe granulométrique résultante (latérite améliorée d'argile)

COURBE GRANULOMETRIQUE

ECHANTILLON NO _____



$D_{60} =$ _____
 $D_{10} =$ _____
 $(D_{30})^2 =$ _____
 $\frac{D_{60}}{D_{10} \times D_{30}} =$ _____ mm

COLLOIDES
 ARGILE
 SILT
 SABLE
 GRAVIER

La latérite que l'on a utilisée comme base de travail est la latérite de SILINKINE (Casamance) dont la courbe granulométrique nous a été fournie par la SONED (Société Nationale d'Etudes et Développement).

La perméabilité de cette latérite est estimée aux environs de 10^{-2} cm/sec. Avec le mélange que nous venons d'effectuer, en ajoutant à la latérite 10% d'argile, nous pensons abaisser sa perméabilité d'environ 100 fois. Pour dire que le coefficient de perméabilité du mélange obtenu pourrait être aux environs de 10^{-4} cm/sec.

A cause du compactage, cette perméabilité, de notre mélange à l'état initial homogène, va être affectée dans le sens horizontal et vertical.

Dans le sens horizontal, nous estimons que le coefficient de perméabilité (K_x) demeure égale à la perméabilité initiale (10^{-4} cm/sec) alors que le sens vertical elle va être de 9 (neuf) fois moins que K_x . ($K_x = 9 K_z$)

Donc, cette opération de compactage va conférer à notre sol une anisotropie hydraulique (K_x/K_z) puisque $K_x \neq K_z$.

$$\text{Anisotropie hydraulique } (K_x/K_z) = 9$$

$$\text{d'où } K_x = 10^{-4} \text{ cm/sec} \quad K_z = 1.11 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

2° Mélange "in situ" latérite-argile

On propose que le mélange soit effectué de la façon suivante: on réalise un banc d'emprunt, en répandant au bulldozer une succession de couches d'argile et de latérite.

Les couches d'argile pourraient avoir une épaisseur d'environ 5cm alors que celles de latérite aux environs de 36cm.

Avant d'exploiter ce banc d'emprunt, on devrait attendre un certain délai préalablement déterminé; cela pour permettre une homogénéisation de la teneur en eau vers la teneur en eau optimale prescrite ($w = 12\%$).

Ensuite, le banc d'emprunt est exploité verticalement par une pelle mécanique pour réaliser une homogénéité relative de l'ensemble latérite-argile.

Chapitre VIII

Mise en place et compactage

1° Mise en place du sol de remblai :

°/ du noyau

lors de la mise en place du remblai en couches successives il faudra éviter la création de surfaces horizontales plus ou moins lisses car cela peut constituer un danger pour le barrage dans la mesure où les couches ne vont pas s'imbriquer. Pour éviter cela et pour ne pas créer des surfaces préférentielles pour les eaux d'infiltration, nous proposons :

d'utiliser des rouleaux à pieds de mouton qui sont des engins dont le passage provoque une certaine inter-pénétration des couches.

Cependant, il n'est pas exclu d'utiliser un rouleau à pneus et bien entendu il faudra scarifier la surface des couches.

L'épaisseur des couches à compacter est fonction du type d'engins de compactage utilisés. Pour ce faire, on propose des épaisseurs de couches correspondent aux types d'engins que l'on a choisis pour effectuer le compactage du remblai du noyau constitué de latérite améliorée d'argile.

Types d'engins	Épaisseur des couches (*)
Rouleau à pieds de mouton	15 cm
Gros rouleaux à pneus	25 cm
Petits rouleaux à pneus	8 cm

(*) Ces épaisseurs sont retenues à cause de l'importance de l'ouvrage. Elles constituent des valeurs limites qui pourront permettre de s'approcher autant que possible des caractéristiques de sol escomptés pour le noyau.

b/ des filtres-transitions

Pour leur mise en place on va utiliser soit les engins vibrants, soit les tracteurs à chenille ou les rouleaux à pneus.

Les épaisseurs de couches pourront être un peu plus grandes que celles mentionnées ci-dessus.

c/ des recharges (ou enrochements)

Nous avons choisi, pour constituer le sol de remblai des recharges, les enrochements, qui proviendront des excavations pour galeries de dérivation, évacuateur(s) de crue, et dont les diamètres seront de 0 à 1 mètre.

Le principal problème que nous pouvons rencontrer lors de

la mise en place de ces enrochements est le tassement. Le tassement ne présente pas d'inconvénient en soi, mais les difficultés qui en résultent proviennent du fait qu'il faut éviter que le noyau s'infléchisse excessivement en amont ou en aval, surtout vers l'aval sous la pression de l'eau.

Pour pallier ce tassement des enrochements nous suggérons que le compactage soit effectué avec des engins vibrants de l'ordre de 8^{tonnes} que l'on utilise dans la nouvelle technique de compactage des enrochements. En regard à la taille de nos enrochements (0 à 1 mètre), ces engins conviendraient parce qu'ils permettent de compacter des couches de 1 à 2 mètres d'épaisseur.

Pour mieux effectuer le compactage, il serait bon de faire un arrosage de 0,5 m³ d'eau par mètre-cube d'enrochements. Cela permettra une lubrification des enrochements et, on peut escompter un gain de réduction du tassement ultérieur.

Puisqu'on a pu constater sur les chantiers que l'efficacité des engins vibrants en surface est faible, on suggère de compléter l'opération de compactage par un compacteur à pneus à pression de contact élevée.

2° Compactage des terres

Le compactage des terres a pour objet de réduire leur volume apparent au détriment des interstices entre les grains (c'est-à-dire une réduction de l'indice des vides).

Le compactage est également l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à l'obtention de la densité sèche maximale (γ_d) fixée dans le projet.

Ainsi, on acquiert les caractéristiques explicites telles que :

- augmentation de la compacité du sol
- resserrement de la texture du matériau
- réduction des possibilités de déformation du terrain
- diminution du tassement ultérieur
- amélioration de la résistance au cisaillement
- augmentation de l'imperméabilité
- amélioration de la capacité portante

γ_d est la valeur maximale obtenue sur la courbe de compactage Proctor, elle est fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.

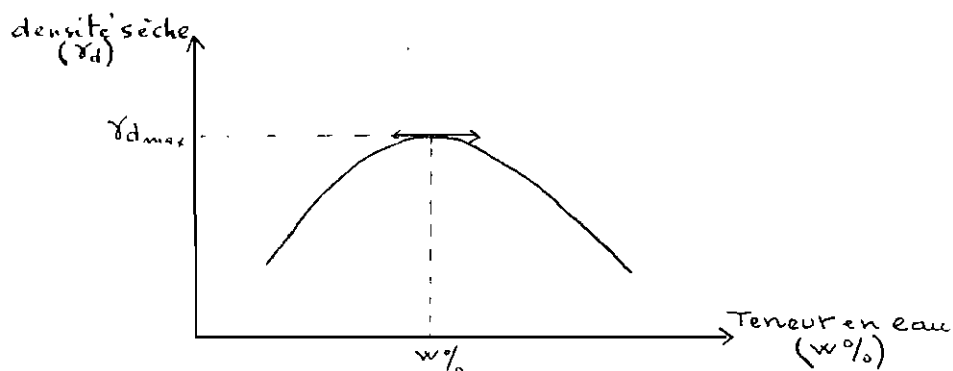


Fig. 9 Courbe Proctor

Pour le compactage du sol de remblai du noyau dont la teneur en eau optimale est $w = 12\%$ correspondant à γ_d (densité sèche max) $= 1,9 \text{ t/m}^3$ nous proposons que le compactage soit réalisé aux environs de 2% en dessous de 12% (c'est-à-dire 10%)

Si, par ailleurs, l'entrepreneur préfère utiliser un peu plus d'eau par rapport à l'optimum, ce qui lui confère des facilités de compactage, nous lui conseillons fortement de s'assurer un confinement approprié du noyau par les filtres-transitions. Cela évitera que des pressions interstitielles, qui peuvent se développer dans ce cas, ne prennent des allures qui peuvent être dangereuses.

3° Nombre de passes

Pour le compactage des enrochements et filtres par les engins vibrants, nous proposons que le nombre de passes soit de 4 (quatre) alors que pour le sol du noyau nous suggérons qu'il ne soit pas inférieur à 3 (trois), en regard à la teneur en eau $w = 12\%$.

Par ailleurs, on pourrait, en regard à l'importance de l'ouvrage, réaliser un remblai d'essai afin de déterminer le nombre de passes nécessaires à l'obtention des poids volumiques des remblais que nous avons fixé dans le projet.
 ($\gamma_{\text{noyau}} = 1,9 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{\text{filtres}} = 2,5 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{\text{rech}} = 2 \text{ t/m}^3$)

Chapitre IX

Protection du noyau contre l'assèchement
en crête

A cause du fait que nous devons construire notre barrage en zone Sahélienne, le noyau peut être soumis à un problème d'assèchement qui peut s'avérer dangereux. Le danger vient du fait que l'assèchement peut créer dans le sol de remblai du noyau un retrait et à la limite l'apparition de fissures, surtout au niveau de la crête, qui vont constituer des surfaces préférentielles d'écoulement des eaux (phénomène à éviter) lors de la remontée du niveau de la retenue d'eau.

Pour pallier l'assèchement et l'apparition de fissures à la crête du noyau, nous prévoyons utiliser du géotextile avec lequel on doit recouvrir le noyau. Cette solution a été retenue en se basant sur la bonne pratique. D'ailleurs, c'est celle qui a été adoptée pour le barrage de Manantali au Mali.

De façon pratique, nous proposons que le géotextile soit placé de la manière indiquée ci-dessous.

Schéma: page 81

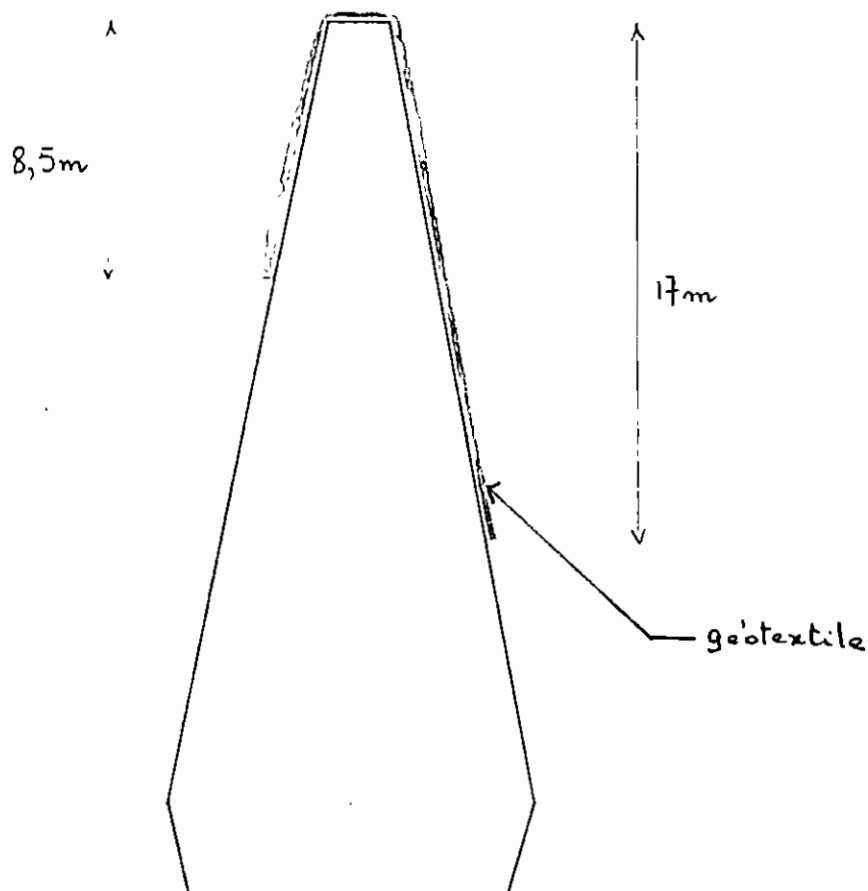


Fig.10 noyau recouvert de géotextile

Cela permettra de mieux conserver l'humidité dans le noyau et surtout vers la crête où l'assèchement est plus critique lors des variations du niveau d'eau du réservoir.

Nous avons adopté cette disposition ($\frac{1}{3}$ amont - $\frac{2}{3}$ aval) parce que lors de la descente du niveau d'eau, le côté aval du noyau est beaucoup plus susceptible de s'assécher, car l'écoulement va s'inverser. Il va se faire de l'aval du noyau vers l'amont. On observe, alors, une plus grande concentration d'eau en amont qu'en aval.

Conclusion

La conception de ce barrage zone' sur fondation rocheuse ne prétend pas être complète dans la mesure où notre étude a été axée sur des points assez précis tels que les problèmes de fondation, de stabilité des talus, de protection du noyau, d'évaluation de débit de percolation. Nous pensons que par rapport à ces points précis nous avons atteint nos objectifs.

Ainsi, après avoir défini la nature du socle rocheux fissuré, sans connaître à fond son état de fissuration à cause du manque d'information sur cet aspect, nous avons essayé de résoudre les points que nous avons jugés les plus importants pour le traitement du socle rocheux fissuré.

En l'occurrence, nous avons retenu de réaliser des tapis et rideau d'injection et calculer les pressions d'injection, que l'on a jugé acceptables, qui devrait être utilisées pour faire les injections de coulis. En même temps nous avons adopté la méthode par presses descendantes comme procédé d'injection à cause de l'aspect économique qui peut en découler.

Puis que le barrage pourrait s'implanter dans une zone éloignée, on lui a conféré une revanche de 3 mètres.

Du point de vue de la stabilité des pentes de talus, les calculs nous ont révélé que les pentes adoptées sont sécuritaires avec un facteur de sécurité de 1.83 pour le talus amont et 2,03 pour le talus aval, en ce qui concerne l'hypothèse de construction. Pour l'hypothèse de service, vu que la partie affectée sur nos cercles de rupture simulés n'est pas grande, la stabilité a demeuré.

Après avoir amélioré la latérite avec addition de 10% d'argile, ce qui a conféré au noyau un coefficient de perméabilité $K = 3.33 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$, le calcul du débit de percolation au travers du noyau nous a donné un débit de $3.456 \text{ m}^3/\text{jr}/\text{mètre}$, ce qui constitue un débit admissible. Néanmoins, nous avons pris les précautions nécessaires pour protéger le noyau contre l'érosion interne. Nous avons, également, retenu de recouvrir le noyau avec du géotextile pour le protéger contre la fissuration en crête par assèchement.

On terminera en disant que nous avons pris le soin d'intervenir dans le domaine de mise en place et de compactage des sols de remblai pour aider l'entrepreneur dans ses choix d'engins de compactage et d'épaisseurs de couche à compacter pour qu'il puisse mener sa mission à bien.

ANNEXE ATableau et calcul du fetch effectif:

α (degré)	$\cos \alpha$	X_i (en Km)	$X_i \cos \alpha$ (Km)
-42	0.743	8.2	6.0926
-36	0.809	8.7	7.0383
-30	0.866	9	7.7940
-24	0.914	9.9	9.0486
-18	0.951	10.8	10.2708
-12	0.978	10.9	10.6602
-6	0.995	11.4	11.3430
0	1.000	12	12.000
6	0.995	11.9	11.8405
12	0.978	11.6	11.3448
18	0.951	11.3	10.7463
24	0.914	10.7	9.7798
30	0.866	9.9	8.5734
36	0.809	9.5	7.6855
42	0.743	9	6.6870

 Σ 13.512 Σ 140.905

$$F_e = \frac{140.905}{13.512} = 10.428 \text{ Km}$$

ANNEXE. B

Calcul de stabilité : Talus oval sec

Rayon du cercle de rupture : $R = 38.5\text{ m}$

Tranche n°	Volume	Poids (w)	tg α	sin α	cos α	w cos ² α	w cos ² α tg α	c' b + w cos ² α tg α	cos α	w sin α
1	31.97	71.93	2.05	0.899	0.438	13.80	10.03	28.90	64.67	77.98
2	50.18	100.36	1.235	0.777	0.629	39.71	33.32	52.97	79.08	68.125
3	59.64	119.28	0.885	0.663	0.749	66.92	56.15	74.97	40.75	31.02
4	62.50	125.0	0.649	0.545	0.839	88.0	73.84	88.00	14.17	24.75
5	61.07	122.14	0.354	0.334	0.943	108.61	91.13	96.64	28.67	20.8
6	56.20	112.40	0.287	0.276	0.961	103.80	87.10	90.63	28.67	20.8
7	47.88	95.76	0.149	0.148	0.989	93.66	78.59	79.46	28.67	20.8
8	42.40	84.80	0.044	0.044	0.999	84.63	71.01	71.08	28.67	20.8
9	28.67	57.34	-0.044	-0.044	0.999	57.23	48.02	48.07	28.67	20.8
10	14.91	29.82	-0.149	-0.148	0.989	29.17	24.48	24.48	28.67	20.8

Méthode de Fellenius

$$\sum 649.47 \quad \sum 372.635$$

$$F = 1.74$$

$$F = \frac{649.47}{372.635}$$

Méthode de Bishop

$\frac{w}{\sum w}$	$w \cdot \psi'$	$c' \cdot b + w \cdot \psi'$	$\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi'$	$1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi'}{F}$	$(c' \cdot b + w \cdot \psi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{(c' \cdot b + w \cdot \psi')}{\cos \alpha} / 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi'}{F}$
1	52.26	52.26	1.489	1.856	119.32	64.29
2	84.21	84.21	1.036	1.595	133.88	83.94
3	100.09	100.09	0.763	1.427	133.63	93.64
4	104.89	104.89	0.545	1.313	125.02	95.22
5	102.49	102.49	0.297	1.171	108.70	92.83
6	94.31	94.31	0.241	1.138	98.14	86.24
7	80.35	80.35	0.125	1.072	81.24	75.78
8	71.16	71.16	0.037	1.021	71.23	69.76
9	48.11	48.11	-0.037	0.979	48.16	49.19
10	25.02	25.02	-0.125	0.928	25.30	27.26

 Σ 738.15

$$F_B^{(1)} = \frac{738.15}{372.635} \quad F_B^{(1)} \approx 1.98$$

$$2^{\text{e}} \text{ iteration: } F_B^{(2)} \approx 2,03$$

$$F = 2,03$$

Rayon du cercle de rupture: $R = 30.5\text{m}$

Tranchée N°	Volume	Poids(w)	$\text{tg} \alpha$	$\text{c} \sin \alpha$	$\text{c} \cos \alpha$	$\text{w} \cos^2 \alpha$	$\text{w} \cos \alpha \text{tg} \alpha'$	$\frac{\text{c}' + \text{w} \cos^2 \alpha \text{tg} \alpha'}{\cos \alpha}$	$\text{w} \sin \alpha$
1	40.84	82.50	2.356	0.920	0.391	12.61	6.33	39.21	75.90
2	76.57	169.73	1.257	0.783	0.623	65.88	33.09	63.34	132.90
3	83.94	167.88	0.810	0.629	0.777	101.35	73.64	94.77	105.60
4	85.08	170.16	0.532	0.469	0.883	132.67	111.32	126.07	79.81
5	80.54	161.08	0.364	0.342	0.940	142.33	119.43	127.05	55.09
6	73.17	146.34	0.096	0.096	0.995	144.88	121.57	122.18	14.05
7	62.39	124.78	0	0	1	124.78	104.70	104.70	0
8	48.55	97.10	-0.149	-0.148	0.989	94.98	79.70	80.59	-14.37
9	30.06	60.12	-0.268	-0.259	0.966	56.10	47.07	48.73	-15.57
10	12.29	24.58	-0.445	-0.407	0.914	20.53	17.23	18.85	-10.00

$$F = \frac{825.49}{423.41} = 1.95$$

$$\sum 825.49$$

$$\sum 423.41$$

Méthode de Fellenius

Méthode de Bishop

$\frac{d}{dx}$	$w \cdot \theta'$	$c' \cdot b + w \cdot \theta'$	$\frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \theta'}{F}$	$1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \theta'}{F}$	$(c' \cdot b + w \cdot \theta') \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{(c' \cdot b + w \cdot \theta')}{\cos \alpha} / 1 + \left(\frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \theta'}{F} \right)$
1	41.69	50.44	1.183	1.607	129.00	80.27
2	85.25	91.62	0.631	1.324	147.06	111.07
3	121.97	121.97	0.588	1.302	156.98	120.57
4	142.78	142.78	0.446	1.229	161.70	131.57
5	135.16	135.16	0.305	1.156	143.79	124.39
6	122.79	122.79	0.081	1.042	123.41	118.44
7	104.70	104.70	0	1	104.70	104.70
8	81.48	81.48	-0.125	0.936	82.39	88.02
9	50.45	50.45	-0.225	0.885	52.23	59.02
10	20.63	20.63	-0.373	0.809	22.57	27.90

$$F_B^{(1)} = \frac{965.95}{423.31} \quad F_B^{(1)} = 2.28 \quad \Sigma 965.95$$

2^e itération $F_B^{(2)} \approx 2.32 \quad F = 2.32$

Rayon du cercle de rupture : $R = 28.5\text{m}$

Tranche n°	Volume	Poids (w)	tg α	sin α	cos α	w cos α	w cos α tg ρ	$\frac{c'b + w \cos \alpha \text{ tg} \rho}{\cos \alpha}$	W sin α
1	103.56	222	2,194	0,910	0,415	38,23	17,02	77,46	202,02
2	104,90	218,4	0,933	0,682	0,731	116,70	84,78	115,98	148,95
3	106,65	213,3	0,532	0,469	0,883	166,30	139,54	158,03	100,04
4	99,91	199,82	0,213	0,228	0,978	191,12	160,40	164,0	41,56
5	81,54	163,08	0	0	1,00	163,08	136,84	136,84	0
6	55,89	111,78	-0,167	-0,165	0,986	108,70	91,21	92,50	-18,44
7	20,67	41,34	-0,354	-0,334	0,943	36,76	30,80	32,66	-13,81

$$\sum 774,47 \quad \sum 460,32$$

$$F = 1,68$$

$$F = \frac{774,47}{460,32}$$

Méthode de Fellenius

Méthode de Bishop

$\frac{F}{F}$	$w \cdot \text{tg} \varphi'$	$c' + w \cdot \text{tg} \varphi'$	$\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \varphi'$	$1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \varphi'}{F}$	$(c' + w \cdot \text{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{(c' + w \cdot \text{tg} \varphi')}{\cos \alpha} / 1 + (\frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \varphi'}{F})$
1	98.84	112.71	0.977	1.582	271.59	171.67
2	158.68	158.68	0.678	1.404	217.07	154.61
3	178.98	178.98	0.446	1.265	202.70	160.24
4	167.67	167.67	0.179	1.107	171.44	154.87
5	136.84	136.84	0	1	136.84	136.84
6	93.79	93.79	-0.140	0.917	95.12	103.73
7	34.66	34.66	-0.297	0.823	36.75	44.65

 $\Sigma 926.61$

$$F_B^{(1)} = \frac{926.61}{460.32}$$

$$F_B^{(1)} = 2.01$$

2^e itération : $F_B^{(2)} \approx 2.07$

Donc : $F \approx 2.07$

ANNEXE C

Calcul de stabilité: Talus amont sec

Rayon du cercle de rupture : $R = 29.625 \text{ m}$

Méthode de Fellenius

Tranche	Volume	Poids (w)	tg α	sin α	cos α	w cos α	w cos α tg α'	$\frac{c + w \cos \alpha \text{ tg} \alpha'}{\cos \alpha}$	w sin α
1	26.5	49	-0.435	-0.399	0.917	41.20	34.57	37.70	-19.55
2	58.7	117.4	-0.213	-0.208	0.978	112.30	94.23	96.35	-24.42
3	86.06	172.12	0.035	0.035	0.999	171.78	144.14	144.28	6.02
4	105.825	211.65	0.240	0.233	0.972	199.96	167.79	172.62	49.31
5	116.21	232.42	0.499	0.446	0.895	186.17	156.22	174.55	103.66
6	114.47	232.47	0.810	0.629	0.777	140.35	101.97	131.23	146.23
7	71.7	156.87	2.356	0.920	0.391	23.98	10.68	58.00	144.32

$$\sum 814.73 \quad \sum 405.57$$

$$F_F = \frac{814.73}{405.57} \quad F_F \approx 2.0$$

Méthode de Bishop

$\frac{F}{P}$	$w \operatorname{tg} \alpha'$	$c' + w \operatorname{tg} \alpha'$	$\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \alpha'$	$1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \alpha'}{F}$	$(c' + w \operatorname{tg} \alpha') \frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{(c' + w \operatorname{tg} \alpha')}{\cos \alpha} / 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \alpha'}{F}$
1	41.12	41.12	-0.365	0.817	46.84	54.88
2	98.51	98.51	-0.179	0.910	100.73	110.70
3	144.43	144.43	0.029	1.014	146.60	142.60
4	177.60	177.60	0.201	1.100	182.72	166.10
5	195.02	195.02	0.419	1.209	217.90	180.23
6	195.07	195.07	0.588	1.296	251.06	196.02
7	69.86	81.86	1.05	1.525	209.30	137.25

$$\Sigma \quad \Sigma \quad 985.78$$

$$F_B^{(1)} = \frac{985.78}{405.57}$$

$$F_B^{(1)} \approx 2.43$$

$$2^{\text{e}} \text{ itération : } F_B^{(2)} \approx 2.48$$

$$\text{Donc } F = 2.48$$

Méthode de Fallenius

$\frac{100}{\sum V}$	Volume	Poids (w)	tg α	sin α	cos α	$w \cos^2 \alpha$	$w \cos^2 \alpha \cdot \text{tg}^2 \alpha$	$\frac{c'b + w \cos^2 \alpha \cdot \text{tg}^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w \sin \alpha$
1	36.31	72.62	-0.141	-0.139	0.990	71.17	59.72	60.32	-10.09
2	93.16	186.32	0.110	0.110	0.994	184.09	154.47	155.40	20.50
3	129.46	258.92	0.344	0.326	0.946	231.71	194.43	205.53	84.41
4	137.24	274.48	0.740	0.595	0.806	177.43	148.88	185.17	163.32
5	101.35	211.89	1.511	0.834	0.552	64.56	46.91	84.98	176.72

$$\sum 691.40 \quad \sum 434.86$$

$$F_F = \frac{691.40}{434.86}$$

$$F_F = 1.59$$

Méthode de Bishop

$\frac{1}{\cos \alpha}$	$w \operatorname{tg} \varphi'$	$c' + w \operatorname{tg} \varphi'$	$\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'$	$1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F}$	$(c' + w \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha}$	$(\frac{c' + w \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha}) / (1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F})$
1	60.94	60.94	-0.118	1.074	61.55	57.31
2	156.34	156.34	0.092	1.058	157.28	148.66
3	217.26	217.26	0.289	1.182	229.66	194.30
4	230.32	230.32	0.621	1.391	286.47	205.95
5	153.95	153.95	1.098	1.691	278.89	164.93

$\Sigma 771.15$

$$F_B^{(1)} = \frac{771.15}{434.86}$$

$$F_B^{(1)} = 1.77$$

2^e itération: $F_B^{(2)} = 1.83$

done $F = 1.83$

ANNEXE.D

Calcul de stabilité: Talus aval avec écoulement

Si on considère le cercle de rupture de rayon = 28,5m pour y effectuer le calcul du facteur de sécurité pour les hypothèses de service on observe que la pression interstitielle qui se développe sur la seule tranche concernée est égale en moyenne à :

$$u_m \approx 2,38 \text{ t/m}^2$$

que ce soit la méthode de Fellenius ou de Bishop, il n'y aura que la 1^{ère} tranche qui va être affectée

$$\text{soit : } w \cos^2 \alpha - \mu b = 38,23 - 2,38 \times 3 \\ = 31,09$$

$$(w \cos^2 \alpha - \mu b) \operatorname{tg} \varphi' = 13,84$$

$$\frac{c' b + (w \cos^2 \alpha - \mu b) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha} = 66,795$$

$$\text{Donc } \sum \frac{c' b + (w \cos^2 \alpha - \mu b) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha} = 766,805$$

$$\sum w \sin \alpha = 460,32$$

$$\text{d'où } F_F = \frac{766,805}{460,32} = 1,67$$

Par Bishop, on a :

$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n z_i$	$(w-\mu) b_i'$	$c_i b + (w-\mu) t g \varphi'$	$t g \alpha t g \varphi'$	$1 + \frac{t g \alpha t g \varphi'}{F}$	$[c_i b + (w-\mu) t g \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{[c_i b + (w-\mu) t g \varphi']}{\cos \alpha} / 1 + \frac{(t g \alpha t g \varphi')}{F}$
1	95.66	109.53	0.977	1.585	263.92	166.51
2	158.68	158.66	0.678	1.406	217.07	150.61
3	178.98	178.98	0.446	1.267	202.70	160.24
4	167.67	167.67	0.179	1.107	171.44	154.87
5	136.84	136.84	0	1	136.84	136.84
6	93.79	93.79	-0.140	0.916	95.12	103.73
7	34.66	34.66	-0.297	0.822	36.75	44.65

$$\Sigma 921.45$$

$$F_B = \frac{921.45}{460.72} = 2.00$$

On constate que la tendance est la même que celle pour le telus aval calculé sans écoulement.

$$\text{Soit } F = 2.00$$

ANNEXE. E

Essais Lugeon.

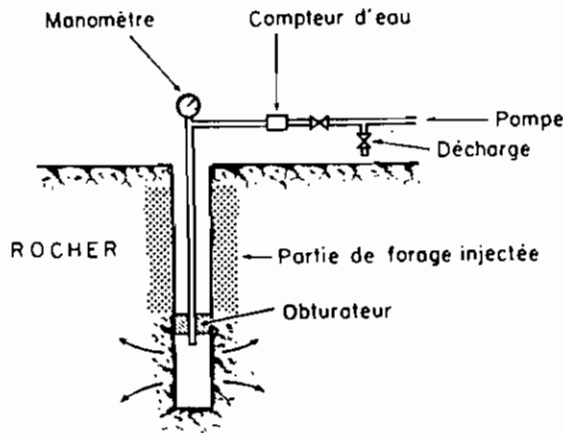
Essais Lugeon

Rappelons simplement que l'essai consiste à noter les débits absorbés à pressions croissantes et décroissantes, chaque débit étant maintenu pendant 10 minutes. Le résultat s'exprime par l'absorption d'eau évaluée en litres par minute et par mètre pour une pression d'injection de 10

kg/cm², la poche d'injection étant une portion de forage d'environ 5 m de long. A l'heure actuelle toutes ces conditions sont résumées par l'appellation unité Lugeon. En dessous d'une unité l'injection est inutile.

C'est le critère LUGEON pour les barrages de plus de 30 m de haut. En dessous de cette hauteur on peut prendre une limite à trois unités.

Il ne faut jamais oublier qu'avant l'exécution de l'essai les lèvres des fissures recoupées par le forage sont plus ou moins colmatées par les sédiments dus à la perforation (CAMBEFORT-1955). Ceci interdit de prendre des passes d'essai longues, par



— Montage de principe pour la réalisation d'un essai LUGEON.

exemple de 10 mètres, ou de rechercher les unités Lugeon d'une zone par différence de deux essais englobant celle-ci.

Dans l'interprétation que le Professeur LUGEON fait de ces essais, il tient implicitement compte de ce colmatage. Il n'y a donc pas lieu de modifier les critères qu'il donne.

Texte tiré de : Injections des sols, Tome 1

par Henri Cambefort

Éditions Eyrolles.

ANNEXE F

Érosion régressive

— Érosion régressive ou renard

Dans la première partie, au chapitre II, ont été évoqués les risques de rupture du rocher d'appui à l'aval des barrages par l'effet des sous-pressions. Ce risque peut exister aussi pour les barrages en matériaux meubles, bien que les longueurs de percolation dans le sous-sol soient beaucoup plus grandes et il ne se présenterait en fait que s'il y avait, à peu de distance du parement aval, des couches de terrains imperméables formant un écran souterrain accumulant dans cette zone les pressions venant du lac. Il sera cependant toujours recommandé de drainer le sol de fondation pour percer ces écrans éventuels.

Mais les matériaux meubles, qu'ils soient déposés par la nature (sol de fondation) ou placés par la main de l'homme (corps de la digue), sont soumis

à un autre risque, celui de l'érosion régressive ou renard. Ce risque provient du fait que ces massifs sont toujours parcourus, quelle que soit leur perméabilité, par un écoulement d'eau dont le débit peut d'ailleurs être minime. Il existe toujours, à l'intérieur, une nappe phréatique limitée par une surface piézométrique

Le mécanisme de la formation du renard peut être schématisé par une expérience de laboratoire très simple (fig. 49).

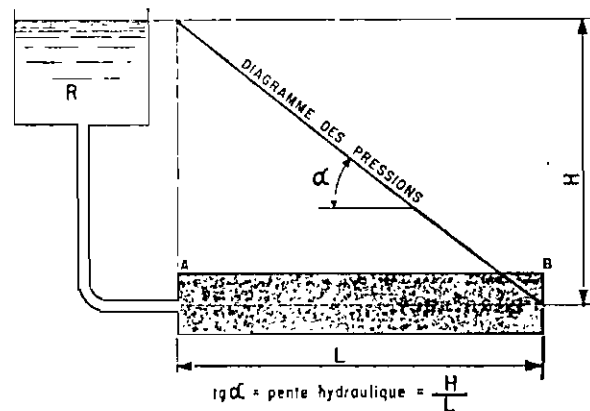


Fig. 49. — Schéma de la formation d'un renard

Un tube horizontal AB de longueur L est rempli d'un sable dont tous les grains ont le même diamètre. L'extrémité A est reliée par un tube souple à un réservoir d'eau R ; le sable est parcouru de ce fait par un écoulement d'eau sous la pression H. La vitesse V du courant est donnée par la loi de Darcy : $V = \lambda \frac{H}{L}$ où λ est un coefficient qui dépend

des caractéristiques du matériau, dimension, forme, densité et arrangement des grains de sable. La perte de charge par unité de longueur est donc constante tout le long de la colonne.

Si maintenant on soulève le réservoir R pour augmenter progressivement la pente hydraulique $\frac{H}{L}$, il arrivera un moment où des grains de sable commenceront à être entraînés par le courant à la sortie B du tube.

Pour une dimension déterminée de grains, il existe ainsi une vitesse critique V_c à partir de laquelle les grains sont mis en mouvement. A cette vitesse critique correspond une pente hydraulique critique $\left(\frac{H}{L}\right)_c$.

Un commencement d'entraînement du sable a pour effet de diminuer la longueur L et par suite d'accélérer le phénomène. Le tube se vide de son sable à une allure extrêmement rapide, pratiquement instantanée.

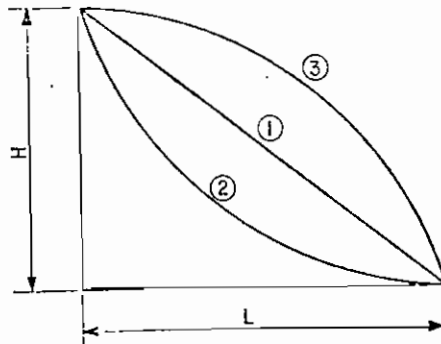
La vitesse critique augmente rapidement avec la dimension des grains ; le coefficient de perméabilité augmente aussi. Il en résulte que la pente hydraulique critique varie beaucoup moins que la vitesse critique lorsque la dimension des grains change.

Dans la nature, le mécanisme est, en principe, le même. La mise en mouvement des grains à l'aval d'une masse de matériaux meubles soumise à un écoulement d'eau se traduit effectivement par la formation d'un trou qui progresse très rapidement de l'aval vers l'amont, prenant la forme du terrier d'un animal ; c'est la raison pour laquelle ce phénomène a reçu le nom de renard. En anglais on emploie le mot piping qui est également suggestif.

Les parois de ce canal peuvent s'effondrer et le massif peut, dans des cas favorables, retrouver un nouvel équilibre. Mais dans la plupart des cas, l'érosion des parois par un courant de plus en plus rapide amène, dans un délai qui peut être très bref, la destruction complète du massif.

En fait, le phénomène est beaucoup plus complexe, car le milieu soumis à des écoulements est rarement homogène. La pente hydraulique n'est plus constante le long des chemins d'eau. La situation est plus favorable si la perméabilité croît de l'amont vers l'aval et plus défavorable en cas contraire. En effet, dans le cas de la courbe n° 2, les forces d'entraînement du matériau à la sortie, forces qui sont liées au gradient de pression, sont plus faibles que dans le cas de la courbe

- ① Pente hydraulique en milieu homogène
- ② Perméabilité croissante de l'amont vers l'aval
- ③ Perméabilité décroissante de l'amont vers l'aval



— Lignes piézométriques en milieu hétérogène

n° 1 (milieu homogène) et *a fortiori* que dans le cas de la courbe n° 3.

Les conclusions que l'on doit tirer de cette analyse consistent donc, lorsqu'on réalise un barrage en terre, à placer les matériaux les plus fins à l'amont des lignes d'écoulement et les plus gros à l'aval ; c'est ce qui conduit au profil des digues à noyau central en matériaux fins ; la recharge aval est constituée de matériaux plus gros, sables, graviers ou enrochements ; à l'amont également, il faut placer une protection perméable ou, en tout cas, plus perméable que le noyau, car, en cas de vidange du lac, un écoulement se produit du noyau vers l'amont du fait de l'essorage des terres

En ce qui concerne le sous-sol, l'ingénieur n'est pas maître de l'hétérogénéité ; de plus, malgré les nombreuses prospections qu'il doit y effectuer, il ne parvient jamais à connaître la totalité du site dans ses moindres détails. Il doit donc pallier ces déficiences par des dispositions propres à assurer la sécurité totale des fondations contre le risque de renard.

La première disposition consiste à donner à l'ouvrage un empiètement suffisant pour que le rapport H/L reste dans des limites assez faibles, à déterminer dans chaque cas. Mais l'ingénieur dispose en outre d'un moyen de défense extrêmement efficace : c'est l'usage du filtre.

Dans son principe, un filtre est constitué par une succession de couches de matériaux, sables et graviers, convenablement gradués, les plus fins disposés à l'amont du courant d'eau, les plus gros à l'aval.

La graduation doit être telle que les éléments de chaque couche ne puissent pas passer par les inters-

tices des éléments de la couche suivante. Pratiquement, un sable composé de grains de diamètre d ne peut pas être entraîné à travers un sable ou un gravillon composés de grains de diamètre $5d$. Sur une très courte longueur, on peut aussi réaliser une forme de ligne piézométrique de la forme 2 de la figure 50.

Les éléments les plus gros, qui, suivant les cas, peuvent arriver à être de très gros blocs, doivent être solidement maintenus en place, moyennant quoi l'ouvrage est efficacement protégé contre le risque de renard.

Des dispositifs de cette nature devront être placés à divers endroits des ouvrages :

- dans le cas d'un barrage en terre homogène, la ligne piézométrique aboutit sur le parement aval, au niveau aval de la rivière, tout le pied de l'ouvrage jusqu'à cette cote devra donc être protégé par des couches filtrantes maintenues en place par le poids d'une dernière couche de gros blocs ;
- le sol lui-même, à l'aval du barrage, pourra être protégé de la même manière, si son hétérogénéité laisse craindre une mauvaise répartition des pressions internes ;
- dans le cas d'un barrage posé sur un sol meuble et comportant un noyau étanche, il convient d'éviter le risque de remontée des éléments fins du sol à travers le massif de recharge aval, si celui-ci est constitué par des sables, graviers ou enrochements ; il faudra donc disposer à la surface du sol et avant de déverser les matériaux du massif, un filtre renversé, les matériaux ayant des dimensions croissantes de bas en haut ;
- entre un noyau en terre fine et des recharges en matériaux plus grossiers, il conviendra de disposer des couches graduées pour éviter le transit des éléments fins au travers des gros.

On pourrait donner de cette technique fondamentale de multiples exemples ; l'ingénieur doit analyser tous les points où le phénomène d'érosion régressive peut se produire ; le traitement préventif est facile et efficace.

Texte tiré de : " que sais-je " Les Barrages
par Marcel Mary

Presses universitaires de France

Bibliographie

- H. Varlet Barrages - Réservoirs Tome III
- J. Costet et G. Sanglerat
Cours pratique de mécanique des sols Tome 1 et Tome 2
- Sèni Tamba Etude des techniques de protection des pentes avec
application au barrage de Dianki
Projet de fin d'études Mai 81 EPT
- Aménagement du Bassin de l'Anambé (Volume V)
Rapport 9 - Barrages
" 10 - Station de pompage
" 11 - Irrigation et drainage
Eletrowatt Ingénieurs - conseils S.A
Zurich Dakar 1980
- P.L. Copper
W.F. Cassie
J.D. Geddes
Problèmes de mécanique des sols avec solutions
traduit par H. Grunspan
- Fernand Morin : Notes de cours de mécanique des sols.
Sol I et Sol II EPT 1981
- Victor Ciubotariu
Notes de cours HYD 5.22
Ressources hydriques EPT 1982

103
↳ Pierre Habib

Précis de géotechnique
Dunod

↳ Marcel Mary

Les barrages

Que sais-je ?

Presses universitaires de France

- Raymond Boucher

Technique des barrages

EPM

Montréal 1971

- H. Varlet Barrages - Réservoirs Tome I

Eyrolles (1966)

- Henri Cambefort Injection des sols

Tome 1 (Principes et méthodes)

Eyrolles (1967)