

GC. 0623

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

TITRE *Conception et dimensionnement d'un
micro-barrage de retenue d'eau de
ruissellement a KEUR SEIB NDOYE
(commune de THIES)*

AUTEURS

AMADOU BA

MACTAR FALL

ALY NGUILLE NDIAYE

DIRECTEURS

ISMAILA GUEYE

AMADOU SARR

DATE JUIN 1988

au monde rural ...

R E M E R C I E M E N T S

L'aboutissement de ce travail d'équipe a fait l'objet d'une franche collaboration entre élèves, professeurs et personnes externes .

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre reconnaissance à leur égard et les remercions sincèrement de l'aide apportée, particulièrement :

- **Mr Ismaïla GUEYE**, Professeur de Mécanique des Sols, Chef de département du Génie Civil
- **Mr Amadou SARR**, Professeur de Mécanique des Fluides
- **Mr Michel BORNAT**, technicien au laboratoire de Mécanique des Sols pour sa disponibilité tout au long de ce travail
- **Mr Gérard A. R. SOUMA**, Professeur d'Hydrogéologie
- **Mr Amadou Lamine MAR**, Professeur d'Hydraulique
- **Le Père JACOLIN** et toute l'équipe de E.N.D.A.-T.M.
- **Mr Papa Meïssa TALL**, élève ingénieur en 3^e mécanique
- **Mr Lengo KOSSI**, élève ingénieur en 3^e civil
- **Mme Madeleine BORNAT** du centre de calcul
- **Les villageois de KEUR SEIB N'DOYE**

Le type d'ouvrage retenu est en gabions avec un noyau en terre de termitière. Il a 150 m de long sur 3 mètres de haut, ce qui permettra une retenue de 800000 m³ d'eau. Ce réservoir ainsi aménagé se retirera progressivement sur une période de six mois.

La réalisation de cet ouvrage mettra à la disposition des villageois une superficie cultivable et une exploitation facile des puits.

6

T A B L E

D E S M A T I E R E S

	PAGE
REMERCEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES TABLEAUX	x
QUELQUES SIGLES UTILISES	xi
INTRODUCTION	1
<u>CHAPITRE I</u> : <u>ETUDES TOPOGRAPHIQUES</u>	2
1-1 Généralités	3
1-2 Le bassin versant	3
1-2-1 Caractéristiques physiques du bassin versant	
1-2-2 Caractéristiques du réseau hydraugraphique	
1-3 Le site du barrage et de la retenue	10
1-4 La vallée de la rivière	12
1-5 Zones d'emprunts des matériaux	12

<u>CHAPITRE II</u>	<u>: ETUDES HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES</u>	14
2-1	Enquêtes préliminaires - Reconnaissance du site	15
	2-1-1 Enquêtes préliminaires	
	2-1-2 Travaux de reconnaissance	
2-2	Géologie de la région de Thiès	17
2-3	Pédologie	19
2-4	Hydrogéologie	21
	2-4-1 Formations aquifères	
	2-4-2 Conception d'un piézomètre de type semi-artisanal	
	2-4-3 Stratigraphie du site retenu	
2-5	Etudes géotechniques	28
	2-5-1 Matériau de termitière	
	2-5-2 Formations argileuses	
	2-5-3 sable de dune	
	2-5-4 Formations latéritiques	
<u>CHAPITRE III</u>	<u>: ETUDES HYDROLOGIQUES</u>	41
3-1	Estimation du débit de projet	42
	3-1-1 Estimation du débit décennal	
	3-1-2 Passage à la crue de fréquence centennale	
	3-1-3 Débit de projet	
	3-1-4 Effet de laminage	
3-2	Apports-Evaporation	53
	3-2-1 Apports	
	3-2-2 Evaporation	

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT	57
4-1 Choix du type de barrage-Profil général du barrage .	58
4-2 Etude des infiltrations dans le barrage et dans les fondations	59
4-3 Phénomène de renard	68
4-4 Etude de stabilité	70
4-4-1 Calcul des pressions de soulèvement à la base du barrage	
4-4-2 Stabilité au renversement	
4-4-3 Stabilité interne	
4-4-4 Stabilité au glissement	
4-4-5 Calcul du tassement	
4-4-6 Stabilité mécanique de l'ouvrage	
4-5 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	83
4-5-1 Filtres	
4-5-2 Protection des talus et des bernes	
4-5-3 Dimensionnement du bassin de dissipation	
CHAPITRE V : REALISATION DU PROJET	90
5-1 Description technique du barrage	91
5-1-1 Les gabions	
5-1-2 La digue d'étanchéité	
5-1-3 Filtre de décompression	
5-1-4 Le matériau de remplissage	
5-1-5 Terrassement	
5-2 Organisation du chantier et temps de travaux	97

<u>CHAPITRE VI</u> : <u>UTILISATIONS ET IMPACTS DU BARRAGE</u>	100
6-1 Bilan récapitulatif	101
6-2 Alimentation en eau des populations	101
6-3 Utilisation pastorale de la retenue	107
6-4 Utilisation piscicole de la retenue	107
6-5 Utilisation agricole de la retenue	108
6-6 Impacts du barrage sur l'environnement	110
<u>CHAPITRE VII</u> : <u>ETUDE ECONOMIQUE</u>	111
7-1 Introduction	112
7-2 Etudes des coûts	112
7-3 Intérêt financier	116
7-4 Intérêt économique	117
<u>CONCLUSION & RECOMMANDATIONS</u>	118
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	119
<u>ANNEXES</u>	122 à 181

LISTE DES FIGURES

	PAGE
1-1 Plan de situation	4
1-2 Plan de localisation des ouvrages	5
1-3 Courbe hauteur-volume	11
1-4 Courbe de tarage	11
1-5 Profil en travers du site du barrage	13
1-6 Profil en long des deux bras	13
2-1 Contexte géologique	18
2-2 Carte hydrogéologique - région de Thiès	22
2-3 Vue en coupe du piézomètre	25
2-4 Stratigraphie du site retenu	27
2-5 Courbe granulométrique : terre de termitière	29
2-6 Courbe de cisaillement direct : t. term.	30
2-7 Courbe Proctor : E= 1610 kJ/m ³	33
2-8 Courbe Proctor : E= 2813 kJ/m ³	33
2-9 Courbe Proctor : E= 3623 kJ/m ³	34
2-10 Courbe Proctor : E= 592 kJ/m ³	34
2-11 Courbe granulométrique : argile	36
2-12 Courbe de cisaillement direct : argile	37
2-13 Courbe de consolidation : argile	39
2-14 Courbe granulométrique : sable	40
2-15 Courbe de cisaillement direct : sable	40
3-1 Courbe hypsométrique	49
3-2 Hydrogramme	51

4-1	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 1 m ; section piézomètre n° 4	61
4-2	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 1 m ; section S4	62
4-3	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 1.5 m ; section piézomètre n° 4	63
4-4	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 1.5 m ; section S	64
4-5	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 2 m ; section piézomètre n° 4	65
4-6	Réseaux d'écoulement: largeur noyau en crête de 2 m ; section S4	66
4-7	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 1 m ; section piézomètre n°4	71
4-8	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 1 m ; section S4	72
4-9	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 1.5 m ; section piézomètre n°4	73
4-10	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 1.5 m ; section S4	74
4-11	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 2 m ; section piézomètre n°4	75
4-12	Diagramme des sous pressions : largeur noyau en crête de 2 m ; section S4	76
4-13	Diagramme des forces sur le barrage	70
4-14	Stabilité aval-réservoir rempli	80
4-15	Enveloppes granulométriques des filtres	86
4-16	Enveloppes granulométriques des filtres	86
4-17	Coupe en travers du barrage	89

LISTE DES TABLEAUX

	PAGE
1-1 Hauteur - volume - surface	12
3-1 Tableau récapitulatif des débits décennaux	48
3-2 Apports	54
3-3 Evaporation	56
4-1 Débits d'infiltration dans le barrage et ses fondations	67
4-2 Gradients de sortie au pied aval du barrage	69
4-3 Coeff. de sécurité de BISHOP & FELLENIUS (cercles tangents aux interfaces des différentes couches)	79
4-4 Coeff. de BISHOP & FELLENIUS (le premier cercle passe par la jonction terre-gabions)	79
5-1 Quantité de gabions	92
5-2 Quantité de matériau de termitière	94
5-3 Quantité de tout-venant	96
5-4 Temps des travaux non mécanisés	97
5-5 Temps des travaux mécanisés	98
5-6 Planning des travaux	99
6-1 Bilan- Tableau récapitulatif des retenues mensuelles	102
7-1 Nature des travaux et caractéristiques des engins	113
7-2 Coût de transport	114
7-3 Coûts de l'extraction	114
7-4 Coûts de compactage	115

QUELQUES SIGLES UTILISES

- C.I.E.H : Comité Inter-Etats d'Etudes Hydrauliques.
- C.N.R.A : Centre National de Recherche Agronomique.
- E.N.D.A -T.M : Environement-Développement-Action Tiers-Monde.
- I.N.D.R : Institut National de Développement Rural.
- O.R.S.T.O.M : Office de Recherche Scientifique et Technique
d'Outre-Mer.
- S.O.N.E.E.D : Société Nationale d'Exploitation des Eaux du
Delta.
- S.O.N.E.E.S : Société Nationale d'Exploitation des Eaux du
Sénégal.

I N T R O D U C T I O N

Chaque année, des centaines de villages sahéliens attendent anxieusement la pluie. Lorsqu'elle survient, au bout d'une longue impatience, elle s'enfuit à peine tombée, entraînant avec elle le meilleur de la terre.

On peut se demander comment des régions verdoyantes dans le passé sont devenues sèches et arides aujourd'hui.

Le premier élément de réponse à cette question est que l'homme détruit la forêt par les défrichements pour la culture, le feu et le surpâturage désarmant ainsi le sol.

Avec le sol qui s'en va, volé par l'eau pressée, c'est le désert qui s'avance : celui des plantes, celui des animaux, celui des hommes; remettant en cause l'objectif principal des pays de la sous région : l'auto-suffisance alimentaire.

Le dernier à quitter le pays, c'est l'homme, vieilli par l'effort, épuisé par le rude combat qu'il mène pour tirer sa nourriture de ce qui lui reste du sol, découragé par l'exode des meilleurs de ses enfants.

Face à tous ces problèmes avec une aide balbutiante de la part des états et des organismes, les paysans se regroupent en coopérative pour tirer le maximum de profit de leur maigre ressource disponible.

C'est dans cette mouvance que ce sont lancés les villageois de la communauté rurale de FANDENE qui, réunis autour d'un conseil, se proposent de construire deux barrages sur le marigot de KEUR SEIB NDOYE dont l'un est en cours d'exécution. L'autre situé à l'intersection des deux bras fait l'objet de cette étude. Il fait suite à l'avant projet étudié par Patrick BRUN et Thierry LERMITTE de l'ENDA-TM.

La conception de l'ouvrage devra se baser sur des techniques accessibles aux villageois avec une utilisation optimale des matériaux disponibles dans la région.

Les principales phases d'étude et réalisation sont basées sur des expériences des pays de la sous région.

S O M M A I R E

Afin de recharger la nappe phréatique pour faciliter l'exploitation des eaux souterraines à des fins agricoles, l'exécution d'un micro-barrage de retenue d'eau de ruissellement a été retenue dans le village de KEUR SEIB NDOYE (commune de THIES). L'étude a été divisée en différentes parties :

les études topographiques :

Elles sont basées sur des cartes disponibles dans la région de Thiès. A l'échelle du bassin versant, les cartes disponibles ne sont pas mises à jour et ont été établies généralement pour d'autres thèmes.

A l'échelle de la cuvette, elles sont plus précises avec les orthophotoplans et les relevés complémentaires.

les études hydrologiques

Les paramètres hydrologiques sont en grande partie basés sur les recherches expérimentales de RODIER ET AUVRAY (1965) sur les bassins versants de superficie inférieure à 200 Km² en Afrique occidentale.

les études hydrogéologiques et géotechniques

Pour les premières, elles demandent un gros investissement et dans une bonne partie du pays, elles sont à l'état primaire, tandis que l'interprétation des résultats obtenus avec les secondes dépendent de la compréhension du technicien des hypothèses de base qui les régissent et de leur adaptabilité en fonction du site. L'instrumentation du site a permis la mise au point d'un piézomètre de type CASAGRANDE. Six piézomètres ont été installés dans la zone pour permettre le suivi des fluctuations de la nappe et de l'écoulement souterrain.

CHAPITRE 1

ETUDES TOPOGRAPHIQUES

1 - 1 GENERALITES

Avant même l'étude technique du barrage, une bonne connaissance de la topographie du site est nécessaire.

L'étude topographique a pour but de connaître la configuration du site et simuler la présence de l'ouvrage pour ainsi définir ses caractéristiques. En simulant la présence de l'ouvrage, on peut formuler des hypothèses sur sa position exacte, ses dimensions, ses conséquences dans la vallée ainsi que les possibilités de mise en oeuvre.

A partir de cartes et de levés topographiques, on détermine toutes les données qui pourront être utiles pour faire un choix judicieux de l'ouvrage et de son implantation qui est montrée aux figures 1.1 et 1.2 .

Les données nécessaires concernent :

- le bassin versant
- la vallée de la rivière
- le site du barrage et de la retenue
- les zones d'emprunt des matériaux de construction

1 - 2 LE BASSIN VERSANT

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau peut être défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée (exutoire) pour poursuivre leur trajet vers l'aval. Un bassin versant est séparé de ceux qui l'entourent par une ligne de partage des eaux.

Situé sur le plateau de Thiès, le bassin versant étudié est un sous-bassin du bassin de Fandène qui constitue un grand réservoir de réception des eaux de la région de Thiès.

Le tracé sur une carte de la sous-région au 1/50 000^e (voir annexe 1) donne une superficie de 120 km² pour un périmètre de 48 km incluant la ville de Thiès dont les apports parviennent par le biais du collecteur qui verse sur un bras du marigot.

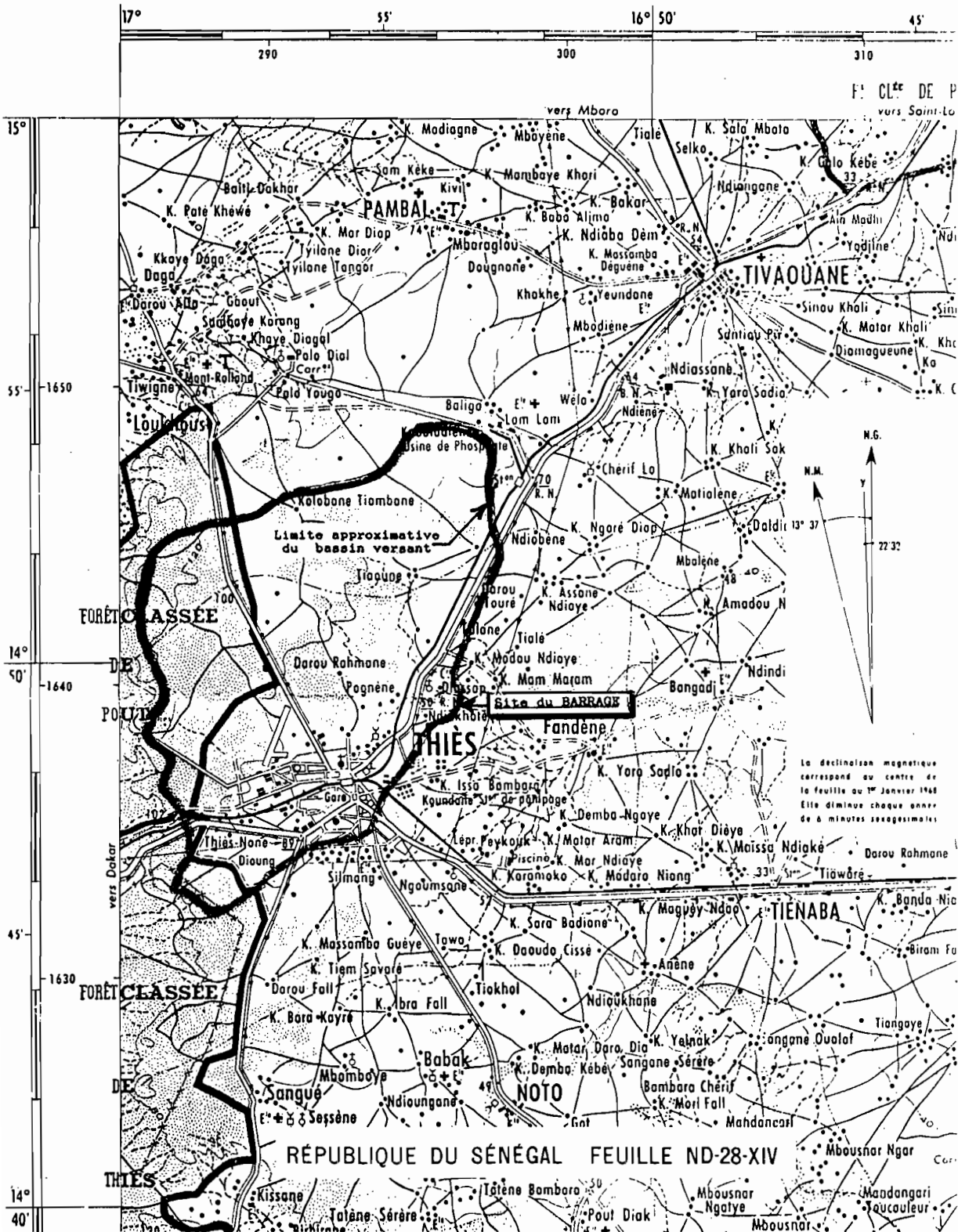
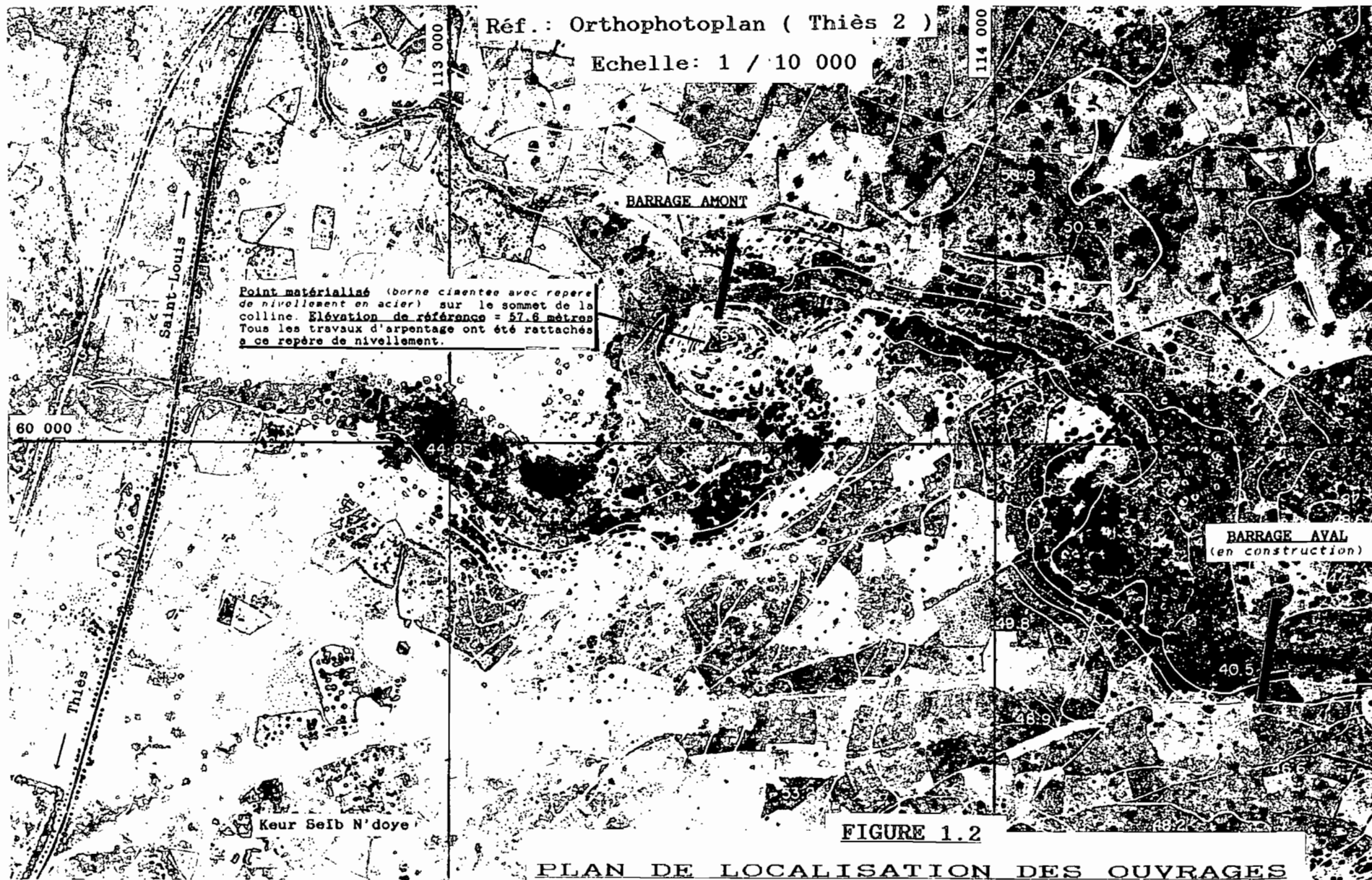


FIGURE 1.1

PLAN DE SITUATION



1-2-1 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

Parmi les caractéristiques physiques on peut noter :

a) - INDICE DE COMPACITE

C'est un facteur qui définit la forme du bassin versant. L'hydrogramme à l'exutoire varie en fonction de cette forme. Plusieurs auteurs ont défini différents indices de compacité :

i) HORTON (1932)

Il définit l'indice de forme du bassin par le rapport de la largeur moyenne du bassin à la longueur du cours d'eau principal.

$$\text{ICH} = (\text{AIRE} / \text{L}) \times (1 / \text{L}) \quad \text{où}$$

AIRE : superficie du bassin versant en km²
L : longueur du cours d'eau principal en km

$$\text{ICH} = 120 / (6.8)^2 = 2.59$$

ii) GRAVELIUS (1914)

Il compare le périmètre du bassin versant à celui d'un cercle qui aurait la même surface. Le coefficient de Gravelius est égal au rapport de ces deux grandeurs.

$$\text{ICG} = \text{P} / 2 \cdot (\pi \times \text{AIRE})^{1/2} \quad \text{où}$$

AIRE : superficie du bassin versant en km²
P : périmètre du bassin versant en km

$$\text{ICG} = 48 / 2 \cdot (\pi \times 120)^{1/2} = 1.24$$

iii) MILLER (1953)

Il compare l'aire du bassin versant à celui d'un cercle ayant le même périmètre que le bassin considéré.

$$\text{ICM} = \text{AIRE} / \text{AIREc} \quad \text{où}$$

AIRE : superficie du bassin versant

AIREc : superficie d'un cercle de même périmètre que le bassin versant en km²

$$\text{ICM} = 4 \times \pi \times \text{AIRE} / P^2 = 4 \times \pi \times 120 / 48^2 = 0.65$$

Les indices de compacité de Gravelius et de Miller sont ceux qui caractérisent au mieux la forme du bassin. L'interprétation des résultats montre que la forme du bassin s'approche de la forme circulaire.

b) - RAPPORT DE RELIEF

C'est un facteur proposé par SCHUMM (1958) pour caractériser la topographie du bassin versant. C'est le quotient du relief total du bassin sur la longueur maximale mesurée dans le sens de l'écoulement.

$$\text{RR} = \text{RB/LB} \quad \text{où}$$

RR est le rapport de relief

RB est le relief total du bassin versant en m

LB est la longueur maximale du bassin versant en m

La longueur maximale du bassin versant est évaluée en mesurant la distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné.

Le calcul du relief total s'effectue en relevant sept altitudes prises sur le contour du bassin. On sépare d'abord le bassin en deux parties, traçant pour se faire une perpendiculaire qui divise la ligne LB en deux segments à l'endroit où le bassin a sa largeur maximale.

Chacune des deux parties du bassin est ensuite séparée en deux surfaces en traçant deux perpendiculaires à la ligne LB qui divisent en deux longueurs égales les segments précédemment obtenus. On calcule la moyenne des 7 altitudes obtenues aux points de rencontre des perpendiculaires avec le contour du bassin en plus de celle du point le plus éloigné.

Le relief total du bassin versant RB est obtenu en soustrayant de la longueur obtenue l'élévation prise à l'exutoire.

Ansî on trouve $RB = 102 \text{ m}$ et par mesure directe $LB = 11\,250 \text{ m}$ d'où $RR = 102 / 11\,250 = 0.009$.

La faible valeur du rapport de relief peut laisser supposer que la topographie de notre bassin n'est pas accidentée mais plutôt plane, ce qui se confirme sur les orthophotoplans de la région.

c) - PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT

C'est aussi un facteur qui indique le temps de parcours du ruissellement direct et est directement reliée à l'amplitude des crues.

$$PMB = D \times \Sigma L / \text{AIRE} \quad \text{où}$$

PMB est la pente moyenne du bassin versant, en m/km

D est la dénivellation entre 2 courbes de niveaux contigües, en m

ΣL est la somme des longueurs des courbes de niveaux en km

$$PMB = 10 \times 85 / 120 = 7.0 \text{ m/km}$$

La valeur de cette pente assez faible indique que l'eau a le temps de s'infiltrer dans le sol.

d) - RECTANGLE EQUIVALENT

Un rectangle équivalent est une transformation géométrique du bassin versant dans laquelle le contour devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveaux des droites parallèles au petit côté et l'exutoire sur un des côtés du rectangle.

Ainsi on a: $Le = (ICG \times AIRE^{1/2}) \times (1 + (1 - (1.12/ICG)^2))$

$$le = P/2 - Le \quad \text{où}$$

Le est la longueur du rectangle équivalent, en km

le est la largeur du rectangle équivalent, en km

on trouve: $Le = 16.96 \text{ km}$ et $le = 7.04 \text{ km}$

1-2-2 CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

Ces caractéristiques sont essentiellement la densité de drainage et le rapport de confluence.

a) - DENSITE DE DRAINAGE

La densité de drainage représente la longueur totale des cours d'eau par unité de surface du bassin versant. C'est un facteur qui dépend surtout de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant.

$$DD = EL / A \quad \text{où}$$

DD = densité de drainage , en km/km²

EL = longueur totale des cours d'eau , en km

A = superficie du bassin versant , en km²

$$DD = 19 / 120 = 0.16$$

La densité de drainage est assez faible , ce qui présume que l'on est en présence d'un matériau perméable qui favorise donc une infiltration intense.

b) - LE RAPPORT DE CONFLUENCE

C'est un nombre sans dimension qui exprime le développement du réseau de drainage. Pour le déterminer, on trace sur graphique l'ordre des cours d'eau en fonction du logarithme à base 10 du nombre de cours d'eau. Le rapport de confluence est égal à l'inverse du coefficient de régression de la droite $\log N_x = a - bx$ où N_x est le nombre de cours d'eau d'ordre x et x l'ordre des cours d'eau.

$$RC = (\log b)^{-1}$$

$$RC = (\log 2.255)^{-1} = 2.83$$

Cette faible valeur du rapport de confluence laisse supposer la présence d'un substratum rocheux avec une couche de dépôts meuble assez épaisse qui aura une influence sur le réseau de drainage.

1 - 3 LE SITE DU BARRAGE ET DE LA RETENUE

On a intérêt à choisir l'emplacement du barrage en tête de bassin versant, c'est à dire vers l'exutoire. Le site doit être choisi en tenant compte des contraintes en aval du barrage. La remontée des eaux retenues par le barrage construit en aval, ne devrait pas arriver jusqu'au niveau de notre site.

De tous les sites qui s'avèrent possibles, le choix s'est porté sur celui qui donne des pentes de versant plus grandes afin de réduire la longueur du barrage en fonction de la hauteur.

A partir des orthophotoplans, on mesure la surface des plans d'eau correspondant aux courbes de niveaux et en partant du fond on calcule le volume de chaque tranche (voir tableau 1.1). On trace ainsi la courbe hauteur - volume (fig. 1.3) et la courbe de tarage (fig. 1.4). La topographie plane de notre bassin favorise le stockage de grands volumes d'eau.

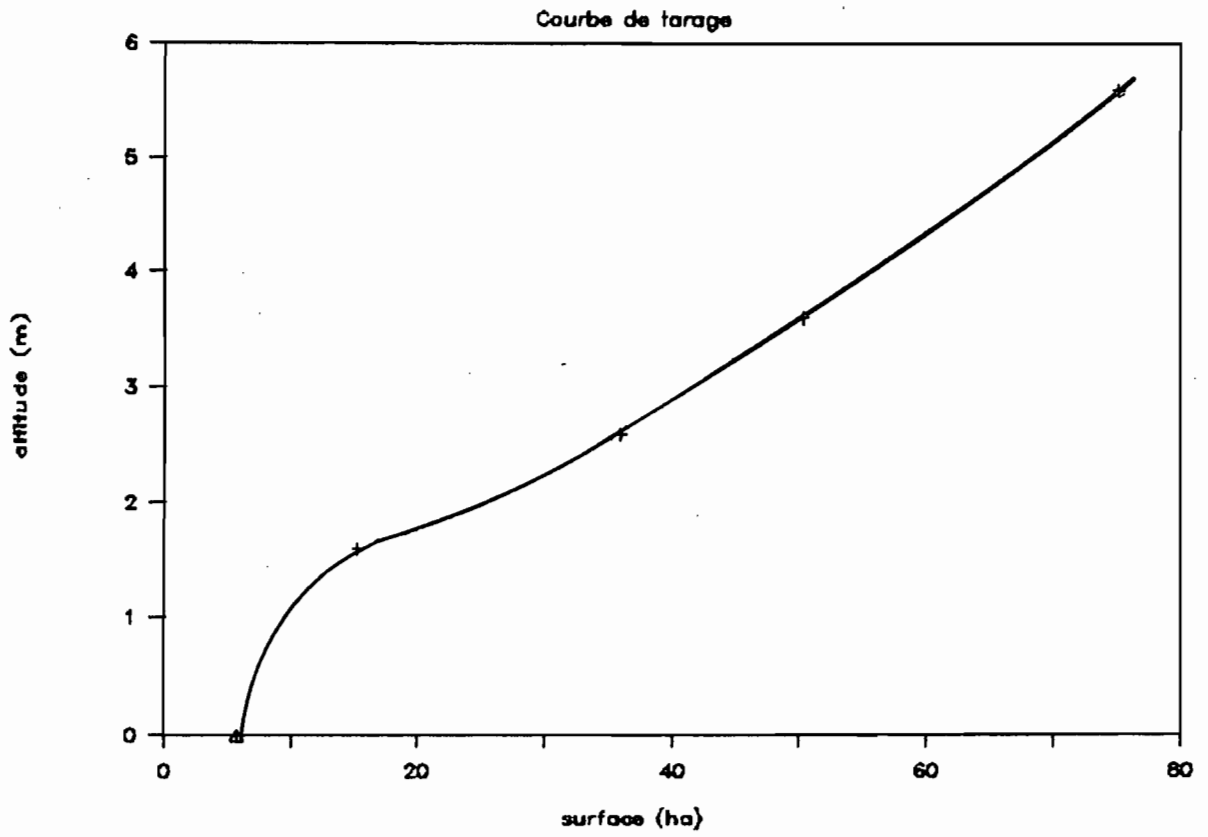


FIGURE 1.4 COURBE DE TARAGE

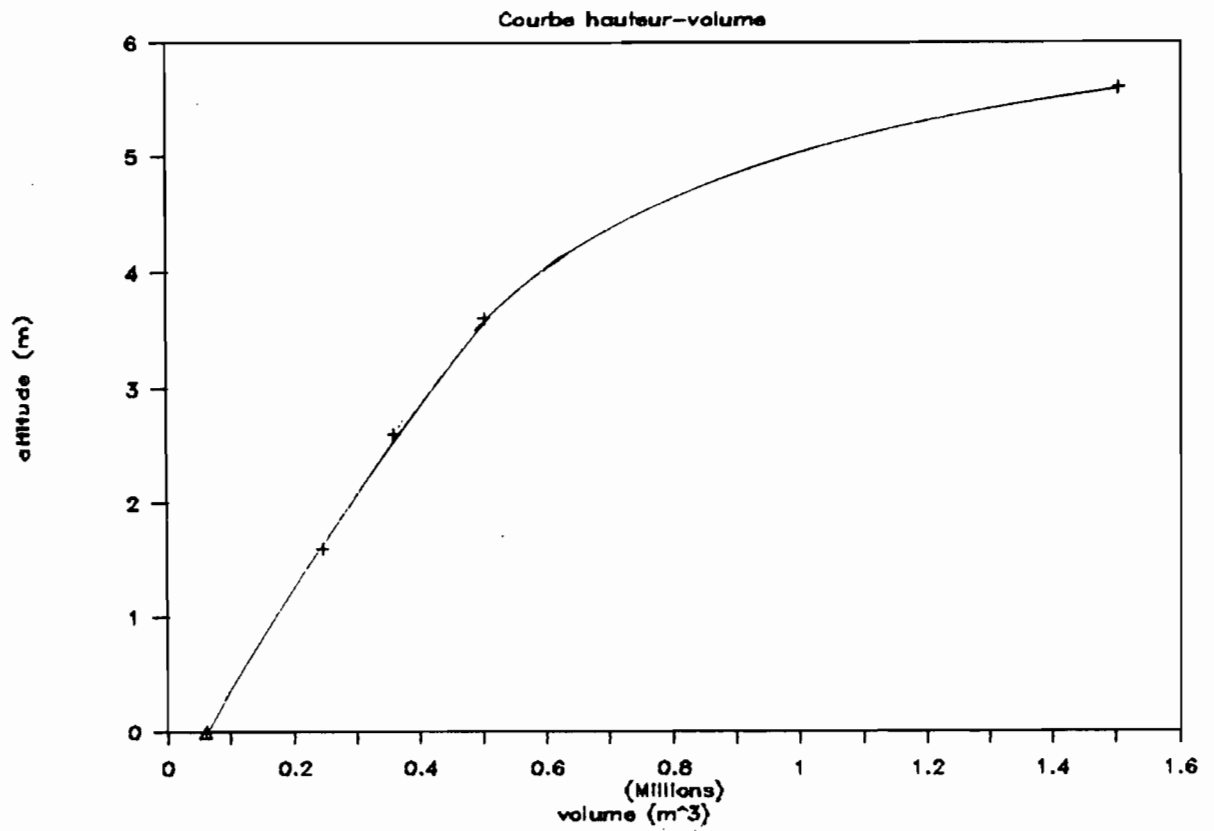


FIGURE 1.3 COURBE HAUTEUR-VOLUME

Cote (m)	surface (m ²)	Hauteur / fond (m)	Surface moyenne (m ²)	Volume (m ³)	Volume cumulé (m ³)
46	307 000	1.6	153 500	245 600	245 600
47	412 125	2.6	359 562	359 562	605 162
48	593 860	3.6	502 993	502 993	1 108 155
50	908 640	5.6	751 250	1 502 500	2 610 655

TABLEAU 1.1

1 - 4 LA VALLEE DE LA RIVIERE

Le réseau hydrographique est composé essentiellement de deux cours d'eau en plus de quelques ramifications. Le tracé des profils longitudinaux donne comme pente 3"/100 pour le bras gauche et 2"/100 pour le bras droit (figure 1.6), ce qui peut assurer des conditions d'écoulements satisfaisantes.

Par contre le profil en travers au niveau du site du barrage donne une pente beaucoup plus abrupte de l'ordre de 5% (voir figure 1.5).

1 - 5 LES ZONES D'EMPRUNT DES MATERIAUX

Les matériaux les plus utilisés sont les pierres de latérite et la terre de termitière. Comme ces matériaux se trouvent sous la terre, leur estimation s'avère difficile. Les prospections et sondages effectués au niveau de la zone située dans un rayon de 10 km prédisent qu'il y en aura suffisamment pour la construction.

En conclusion des études topographiques, on peut dire qu'elles sont favorables à l'implantation du barrage. La topographie plane du bassin versant offre des cours d'eau de faible pente, ce qui favorise le stockage d'importants volumes d'eau.

Il va falloir dans la suite de l'étude voir si les conditions hydrologiques et géotechniques permettront de confirmer.

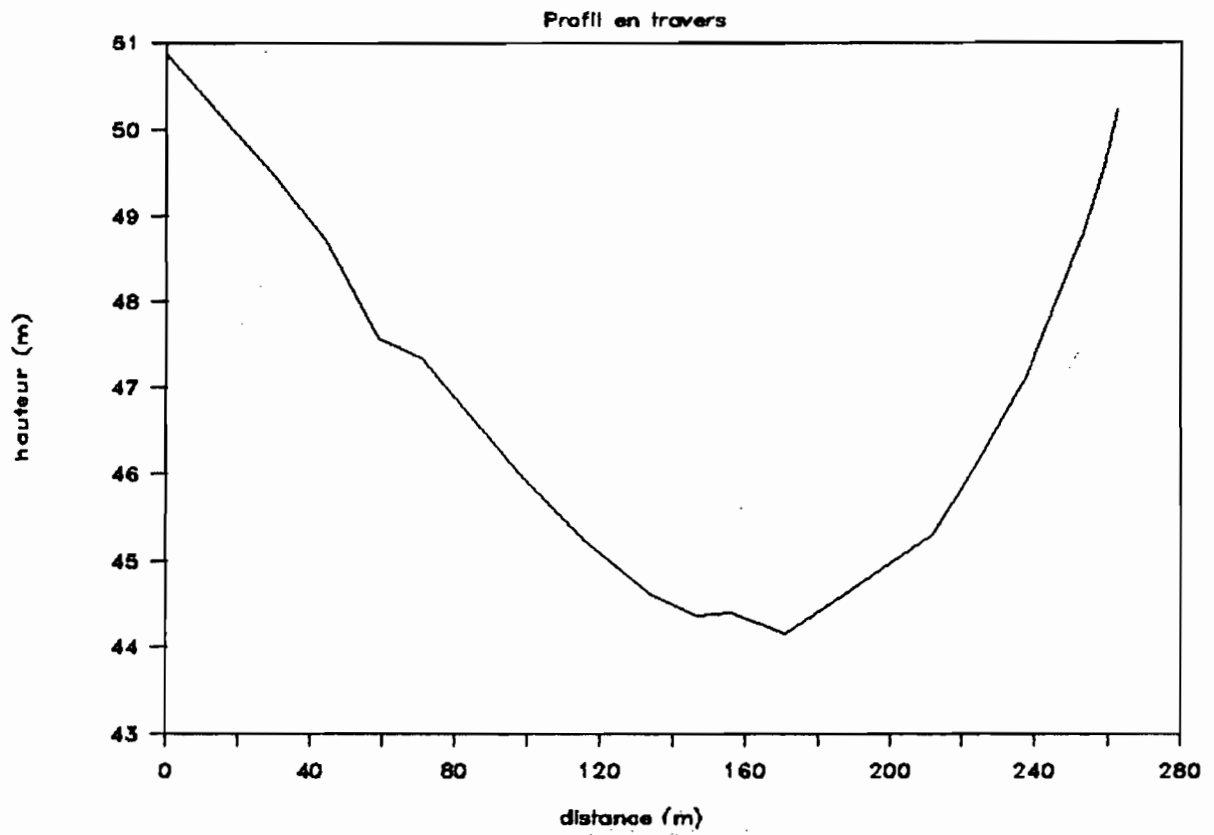


FIGURE 1.5 PROFIL EN TRAVERS

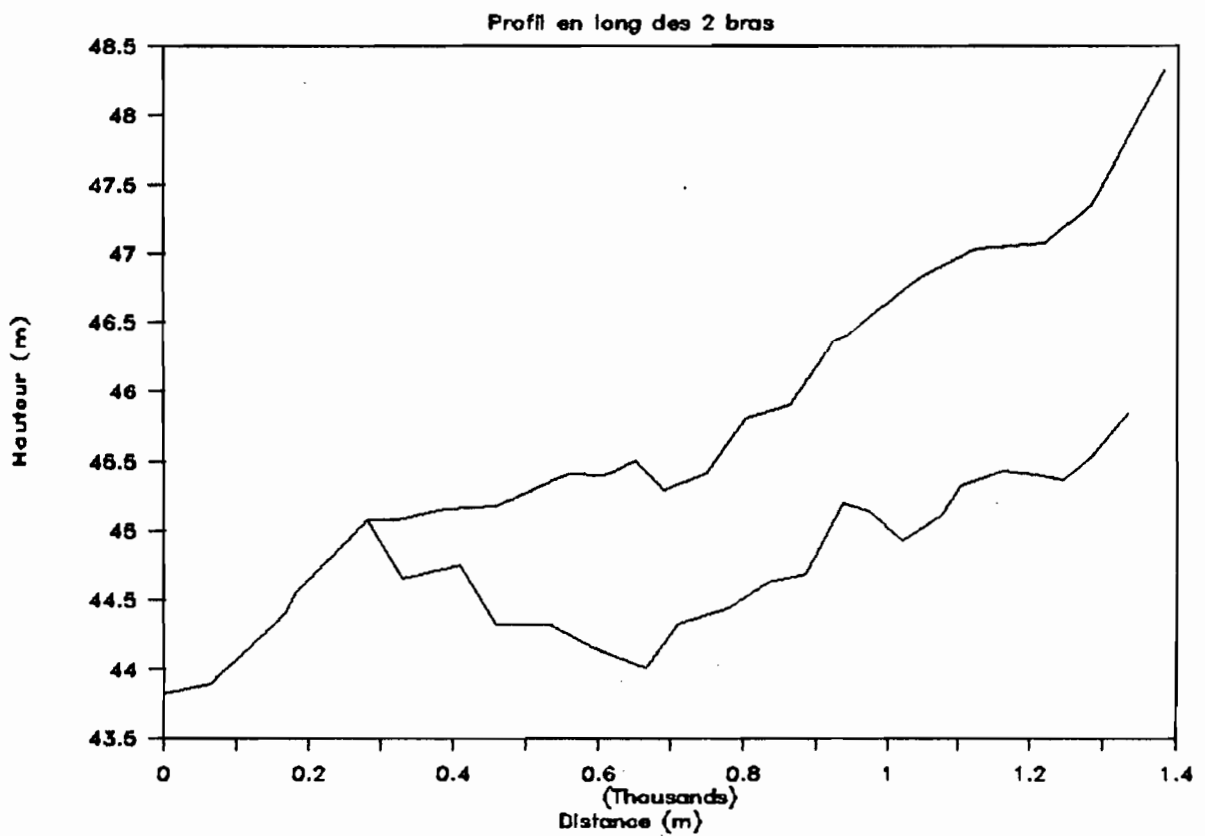


FIGURE 1.6 PROFIL EN LONG

CHAPITRE 2

ETUDES HYDROGEOLOGIQUES

ET GEOTECHNIQUES

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant:

- la stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages
- l'étanchéité de la cuvette de retenue et la stabilité de ses versants
- la prospection des matériaux nécessaires à la construction du noyau et du corps de barrage;
- la pérennité de la retenue et la qualité de ses eaux (apports solides, caractéristiques des eaux, risques d'eutrophisation, etc...)

Ces études ont été divisées en trois phases:

- 1- enquêtes préliminaires et recherche de la documentation;
- 2- travaux de reconnaissance;
- 3- sondages complémentaires et essais de mécanique des sols au laboratoire.

2-1 ENQUETES PRELIMINAIRES - RECONNAISSANCE DU SITE

2-1-1 ENQUETES PRELIMINAIRES

La zone d'étude a fait l'objet de photographies aériennes en 1973. Ces dernières nous renseignent plus sur la végétation du site et le régime hydrographique que sur les matériaux disponibles dans le bassin versant.

Dans l'étude d'avant projet (8), il a été fait mention de l'utilisation du matériau de termitière pour la conception du noyau de barrage. Ces termitières sont cependant particuliérisées par le fait qu'elles soient à ras le sol (enterrées) et à priori ne se distinguent que par le manque de végétation.

L'interprétation des photographies aériennes n'a donc pas permis de localiser les zones d'emprunt potentielles pour cette terre de termitière et la carrière.

L'exploitation de cette dernière est assez délicate car on ne sait pas à priori si les dimensions que l'on pourrait trouver dans la carrière sont suffisamment grandes pour faire l'objet de gabions. On a noté plus précisément derrière le village de KEUR MAME ARAME (sur la rive gauche du marigot à hauteur du barrage aval) l'existence d'une carrière qui est actuellement utilisée pour la confection des gabions du premier barrage.

Les photographies aériennes ont également montré l'existence d'une dune de sable sur la rive droite après la jonction des deux bras pouvant devenir une zone de versants instables une fois la retenue réalisée.

Le bras gauche fait l'objet d'un important volume de sable transporté par charriage. Ces matériaux charriés sont spécialement constitués de sables beiges (sols diors) provenant des environs immédiats de la limite des sols hydromorphes. La vitesse de l'écoulement au niveau de ce bras est très grande et fait l'objet d'une instabilité des versants, du déracinement des arbres et également du charriage de cailloux du remblai au niveau de la route ou du chemin de fer.

2-1-2 TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

Les travaux de reconnaissance du site ont consisté en premier lieu à faire des forages à l'axe même du barrage complétés par des sondages à la tarière pour faire une stratigraphie avec une assez bonne précision et situer la nappe phréatique.

Ces sondages ont permis de confirmer l'agencement des sols au fond de la cuvette tel que décrit par l'étude pédologique faite par le CNRA de BAMBEY (15). La cuvette repose sur un sable argileux au dessous duquel se trouve une bonne épaisseur de sable contenant la nappe phréatique à environ une profondeur de six mètres. Cette couche d'assise sur laquelle se développe la cuvette est relativement imperméable et fait l'objet d'une retenue pérenne du début de la saison des pluies jusqu'à deux mois après la fin de l'hivernage.

Le sable support de la nappe phréatique a fait l'objet d'analyse granulométrique. Il est caractérisé par une granulométrie assez uniforme et un bon pourcentage de fines qui augmente d'amont en aval.

Pour permettre la maîtrise des fluctuations de la nappe phréatique avant et après l'implantation du barrage, nous avons conçu un piézomètre qui donne de bons résultats dans un matériau sablonneux, comme en témoigne la coïncidence entre les mesures effectuées et les niveaux observés dans les puits et "céanes".

Les flancs de la cuvette sont constitués d'un sable très perméable par rapport à la couche d'assise de la cuvette ; ce qui pourrait compromettre la pérennité de la retenue.

2-2 GEOLOGIE DE LA REGION DE THIES (14)

L'étude géologique de la région montre que le point le plus saillant vient s'appuyer contre le Horst de N'Diass d'âge Maestrichien (voir figure 2.1) par l'intermédiaire de bancs calcaires "paléocènes". La stratigraphie de cette région est largement connue grâce aux nombreux forages pétroliers et hydrauliques. Les subdivisions sont les suivantes:

1) le Secondaire:

-le Maestrichien constitué d'argiles, de sable et grés en proportions variables.

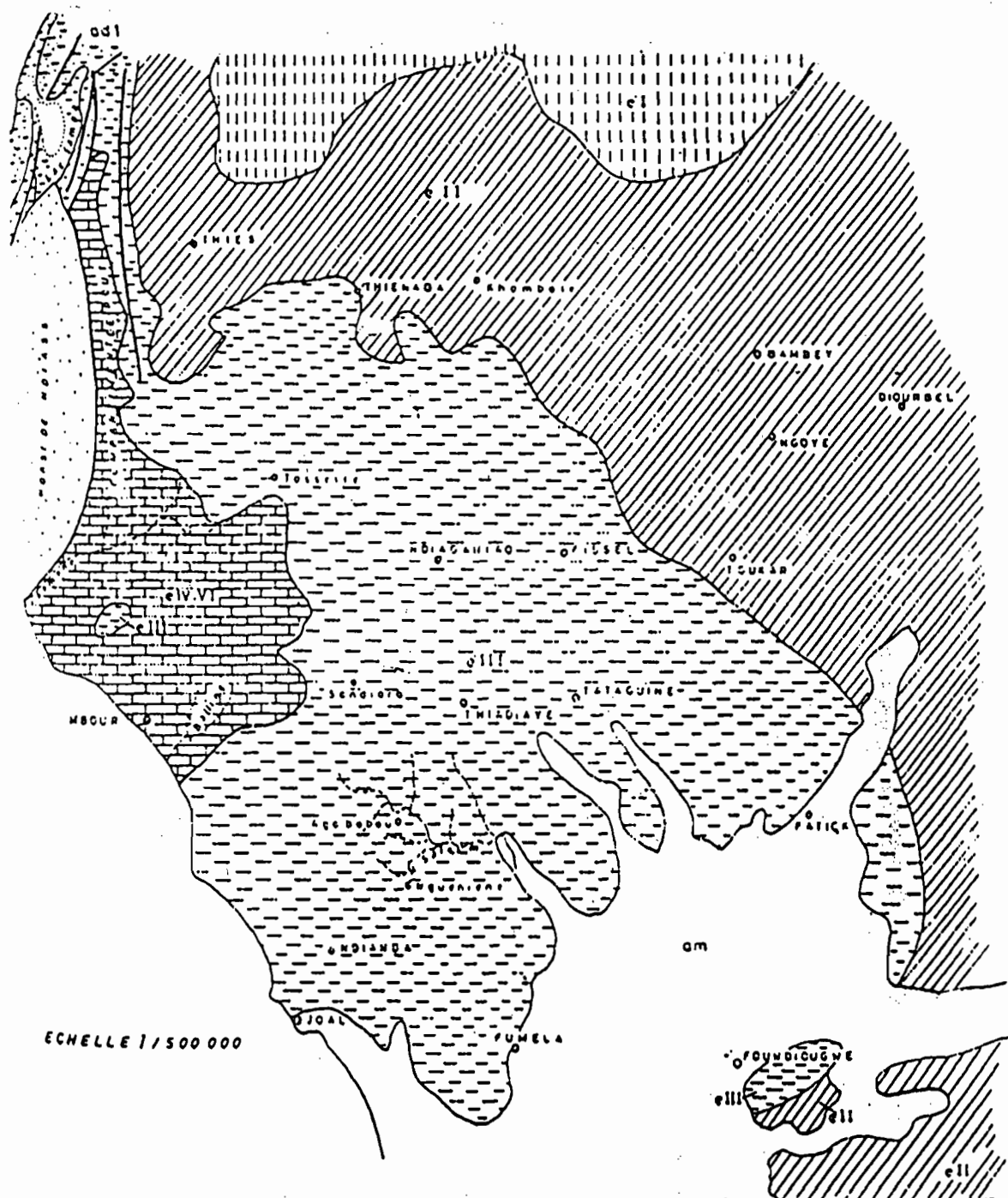
2) le Tertiaire:

-le Paléocène constitué de marno-calcaires et de calcaires zoogènes plus ou moins karstifiés pour une puissance de l'ordre de cent (100) mètres.

-l'Yprésien ou Eocène inférieur essentiellement marneux et argileux et devenant plus marno-calcaire au sommet.

-le Lutétien : constitué de calcaire et marno-calcaire.

-les niveaux latéritiques et argilo-sableux du " Continental terminal ".



CONTEXTE GEOLOGIQUE.

QUATERNAIRE		Dunes récentes, vases et sables marins	} recouvert presque totalement par les sables du "Continen- tal terminal"
		Dunes lissées	
TERTIAIRE		Lutétien supérieur calcaire à nummulites marnes	
		Lutétien inférieur Marnes calcaires niveaux phosphatés	
		Eocène inférieur Marnes papyracées Marno-calcaires	
SECONDAIRE		Paléocène Calcaires et grès	
		Maestrichtien (sables et grès)	

FIGURE 2.1 CARTE GEOLOGIQUE

3) le Quaternaire:

Il est constitué de sables plus ou moins grossiers riches en coquilles. Ces sables se sont déposés dans les dépressions interdunaires à la faveur des transgressions quaternaires.

2-3 PEDOLOGIE (15)

L'étude pédologique du bassin versant tirée de celle faite par le CNRA de BAMBEY intitulée "les sols de la région de Thiès" nous permet :

- de dégager les caractéristiques des sols du bassin versant, ceci nous facilitant une meilleure compréhension de leur comportement hydrographique notamment des problèmes de ruissellement;
- d'indiquer les caractéristiques pédologiques des sols susceptibles d'abriter les retenues d'eau, concernant non seulement les problèmes liés à l'irrigation de ces terres, mais aussi les espèces maraîchères les plus adaptées.

Le bassin versant de KEUR SEIB NDOYE comprend quatre(4) types de sols :

a) - les sols ferrugineux tropicaux sur cuirasse en profondeur

Ces sols sont sableux en surface et argilo-sableux en profondeur. Ils sont caractérisés par la présence d'une cuirasse ferrallitique située entre cinquante (50) centimètres (cm) et un (1) mètre de profondeur. On note un taux de sol "dior" relativement élevé allant jusqu'à trente pour cent (30 %) à cinquante (50) centimètres (cm). Ils sont plus riches en matières organiques et en azote.

La présence d'éléments nutritifs tels le calcium et le magnésium rend ces sols plus adaptés à la culture du mil qui prend nettement le pas sur celle de l'arachide. Les matériaux originaux de ces sols sont les roches meubles (sables siliceux). Le régime hydrographique de ces sols est caractérisé par une érosion en nappe avec une pente moyenne variant de deux (2) à trois (3) pour cent.

La végétation sur ces sols est constituée de Borrarsus Flabelifer et Adansonia Digitata. Ces sols sont beaucoup plus intéressants que les sols "dior" du point de vue maraîcher non seulement parce qu'ils sont plus riches et plus aptes à l'irrigation, mais aussi parce qu'ils se trouvent dans les environs immédiats du site retenu pour l'implantation du barrage.

b) - Sols hydromorphes

On les retrouve au niveau de la vallée. Ces sols sont argilo-limoneux et relativement plus profonds. On retrouve sur ces sols un horizon sableux épais vers un mètre de profondeur.

En dessous de cette formation on retrouve un sable de granulométrie uniforme renfermant la nappe aquifère.

Les matériaux originels sont une argile pour les sols bruns et un sable siliceux pour les "dior" noirs caractérisés par une certaine hétérogénéité probablement due à la dynamique des cours d'eau successifs qui les ont mis en place.

La végétation est représentée par des plantations de manguiers sur les cours d'eau secondaires et des cultures maraîchères sur le cours d'eau principal.

Les sols de la vallée sont d'excellents sols maraîchers compte tenu de leurs richesses en bases échangeables et leur texture assez équilibrée. Leur pH légèrement acide ne semble être un facteur limitant eu égard à la qualité des cultures maraîchères pratiquées sur ces sols par les paysans.

L'érosion sur ces sols est relativement nulle avec une moyenne variant de zéro à deux pour cent.

c) - sols ferrugineux tropicaux rouges ou beiges "dior"

Ils constituent toute la partie du bassin versant au sud de l'axe Thiès-Ndiassane. Les matériaux originels sont des sables apportés au quaternaire sous forme d'alluvions fluvio-marines sur la bordure du plateau de Thiès et accumulés par le ruissellement dans les dépressions de la surface cuirassée à partir des sols ferrallitiques existants.

La couverture végétale est essentiellement composée d'Acacia Albida, de Guiera Senegalensis et dans une moindre mesure d'Adansonia Digitata.

Ces sols sont assez filtrants et présentent une très faible capacité d'échange cationique, une grande pauvreté en matières organiques, azote et éléments échangeables. Ils sont essentiellement cultivés en arachide.

d) - sols squelettiques d'érosion

Ce sont des sols sur cuirasse ferrugineuse ou ferro-phosphatée. La roche d'altération est une roche ferrallitique. Le régime hydrographique est caractérisé par une érosion en nappe et en ravins d'une forte intensité avec une pente variant de quatre (4) à sept (7) pour cent.

Conclusion

Les sols de la région étudiée se sont formés à partir d'un même matériau sableux. La différenciation s'est produite sous l'influence de l'eau dont le régime diffère suivant la position topographique et la nature des matériaux se trouvant au dessus des sables.

2-4 HYDROGEOLOGIE (14)

2-4-1 FORMATIONS AQUIFERES

Les principales formations aquifères (figure 2.2) que l'on rencontre dans la zone étudiée sont les suivantes :

- les formations du Continental terminal (sable argileux) , sables latéritiques, gravillons. Cette formation a été confirmée au niveau de la vallée de KEUR SEIB NDOYE par l'intermédiaire de sondages à la tarière à des profondeurs inférieurs à six (6) mètres ;
- les calcaires paléocènes karstifiés ;
- le Maestrichien profond (sable et grés) qui affleure au niveau du massif de N'Diass.

REGION DE THIES
CARTE - HYDROGEOLOGIQUE

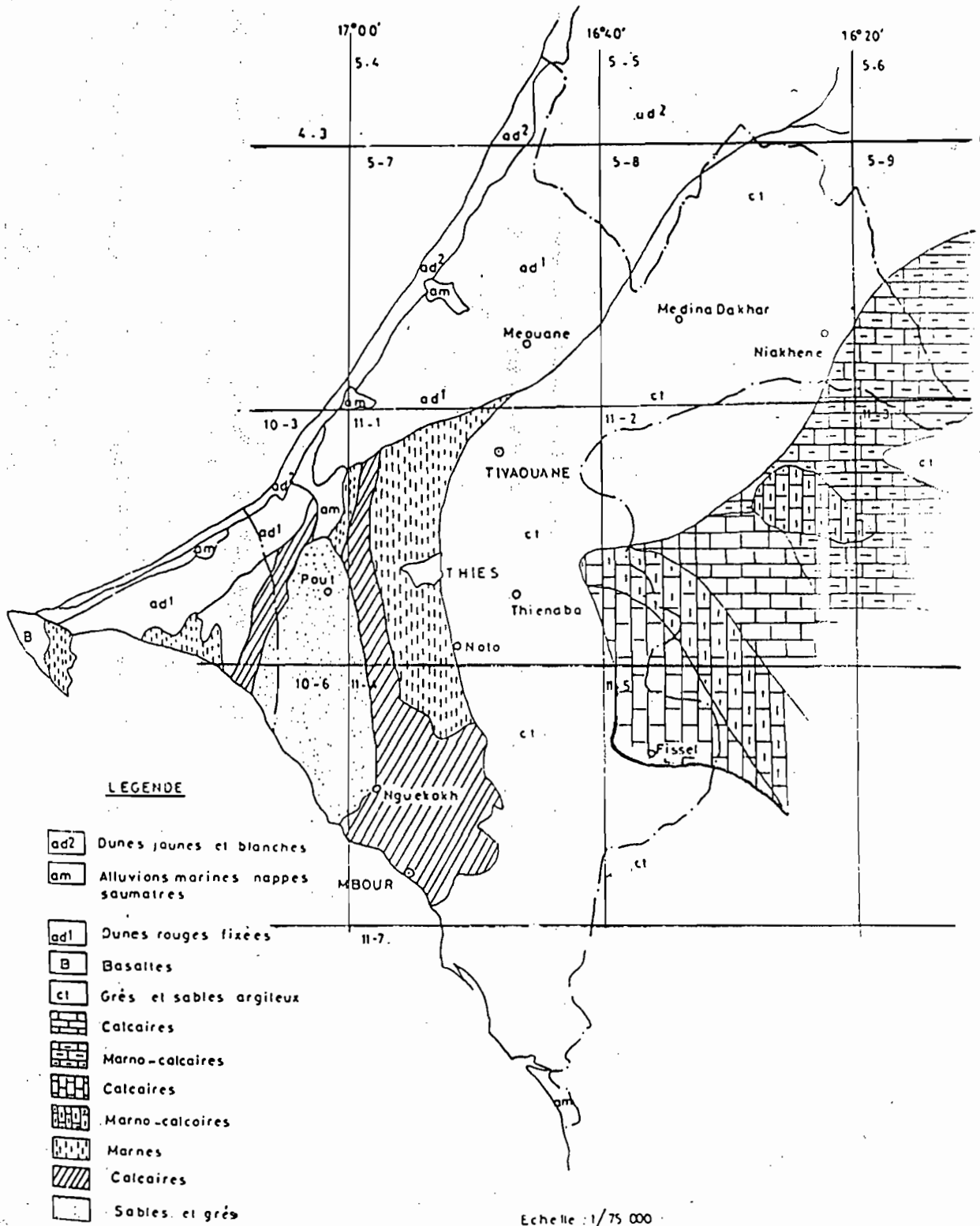


FIGURE 2.2 CARTE HYDROGEOLOGIQUE

De toutes ces formations, seul le continental terminal est directement intéressé par la réalisation de la retenue. En effet, sa faible profondeur (2 à 10 mètres) fait qu'il est alimenté par la quasi-totalité des infiltrations d'eau dans le bassin. Cette formation aquifère repose sur une latérite rouge qui à priori semble plutôt imperméable. Cette imperméabilité peut en premier lieu s'expliquer par une granulométrie très étalée avec un bon pourcentage de fines de la matrice joignant le sable de la nappe et la latérite. La cohésion des grains est également rassurante.

Cette caractéristique de la latérite est confirmée par l'assèchement d'un piézomètre installée sur la rive gauche du marigot et dont la partie crépinée se situe dans cette formation.

On a également noté que la plus grande partie des terres irriguées dans la vallée est située sur la rive droite avec une puissance aquifère plus grande due à un approfondissement de la couche support latéritique.

2-4-2 CONCEPTION D'UN PIEZOMETRE DE TYPE SEMI-ARTISANAL

Dans le cadre du projet il a été conçu un piézomètre de type semi-artisanal permettant de suivre les fluctuations de la nappe phréatique avant et après l'implantation du barrage et également le sens de l'écoulement souterrain.

Le piézomètre est composé de quatre parties (voir figure 2.3) :

a) - la pointe

Elle est constituée d'un bout conique facilitant sa pénétration dans le sous-sol et d'un corps cylindrique permettant son ancrage dans le tube.

Elle a pour fonction de faciliter l'enfoncement du piézomètre par battage. Le choix du métal (acier) est en premier lieu dû à son prix relativement plus faible que d'autres métaux dits légers, mais son usinage est délicat et nécessite de gros tours.

Des pointes en bois ont été essayées, mais leur usinage n'est pas maîtrisé par les menuisiers de la région.

L'angle au sommet du cône est fonction du sol dans lequel il sera enfoncé.

Le cône assure le guidage du tube piézomètre avec lequel il est lié par une goupille de 4 mm de diamètre.

b) - le filtre primaire

Il est constitué d'un tube PVC de préférence de pression pour qu'il résiste au battage. La longueur du filtre primaire doit être entièrement localisée dans la formation aquifère. Les trous de passage de l'eau doivent être répartis uniformément le long du filtre avec un diamètre de 3,5 à 4 mm.

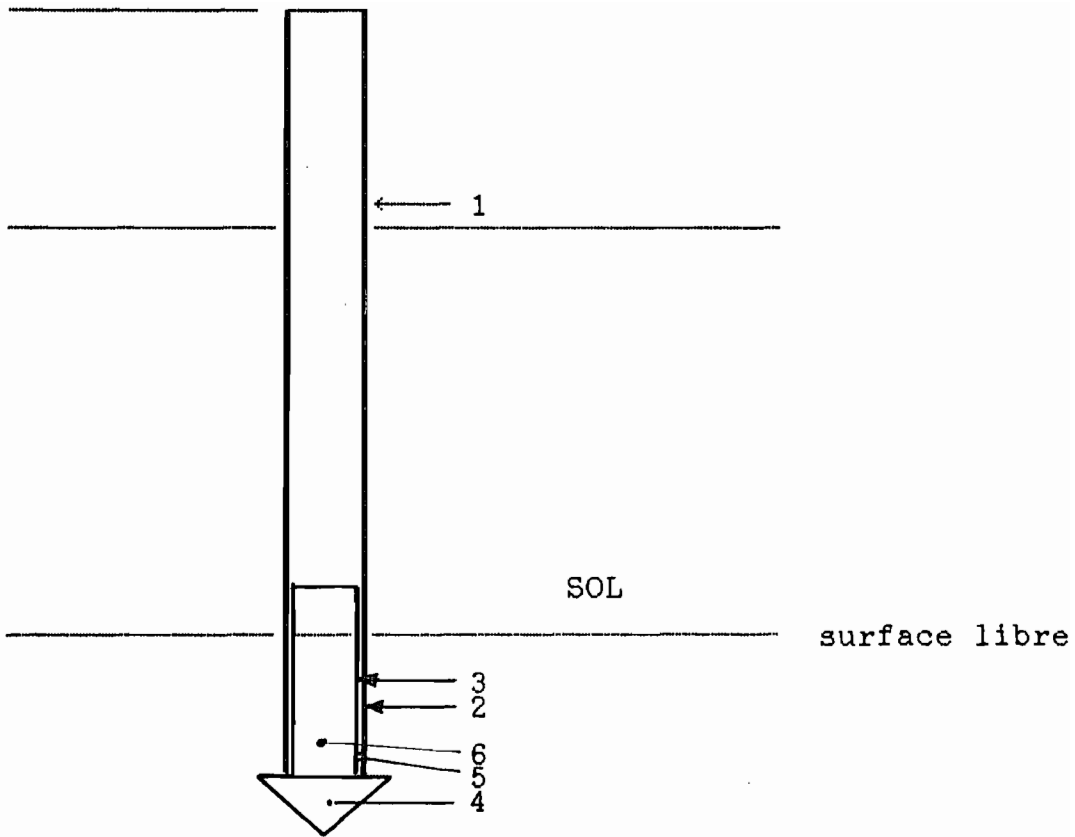
c) - le tube

Il constitue le corps du piézomètre et la suite du filtre primaire. Il est également en PVC et sa longueur dépend de la profondeur à laquelle la pointe est ancrée. La longueur apparente doit être mesurée car elle permettra par déduction de situer la surface libre de la nappe par rapport au sol.

d) - le filtre secondaire

Il est identique au filtre primaire mais a un diamètre inférieur. La différence de diamètre des deux filtres doit permettre tout juste le passage du tissu le recouvrant afin de le protéger contre la pénétration des grains de sols qui pourraient traverser le premier filtre.

Le filtre secondaire est entouré d'un géotextile dont les ouvertures sont relativement faibles ou d'un tissu de moustiquaire suffisamment enroulé assurant les mêmes fonctions. La longueur du filtre secondaire doit dépasser celle du filtre primaire pour empêcher la remontée des grains solides. Il est fixé au filtre primaire par une goupille.



Vue en coupe du piézomètre

- 1 tube
- 2 filtre primaire
- 3 filtre secondaire
- 4 pointe
- 5 géotextile
- 6 goupille

Figure 2.3

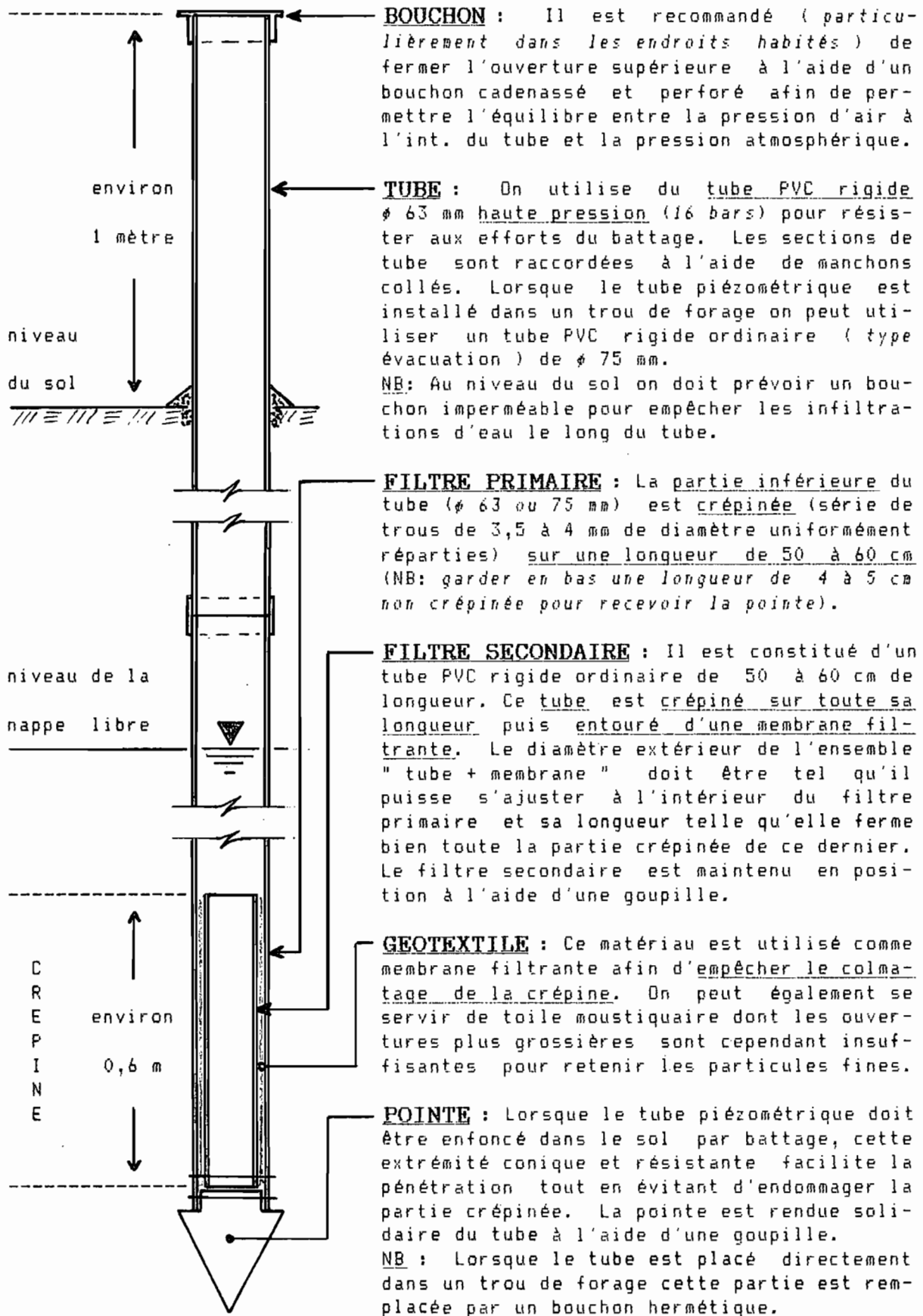


Figure 2.3

Vue en coupe du piézomètre

MESURES

Les mesures du niveau d'eau dans les piézomètres se font à l'aide d'une pièce cylindrique évidée qui au contact de l'eau crée un son perceptible par l'opérateur. Ce tube est attaché à une corde qui peut être graduée au mètre afin de faciliter son utilisation. La hauteur est mesurée par rapport au sommet du tubage. En déduisant la longueur apparente de la longueur lue on détermine la profondeur de la surface libre par rapport au sol.

Les premiers piézomètres installés sont disposés de part et d'autre de l'axe du barrage, ce qui nous permettra de suivre l'effet du barrage sur la recharge de la nappe en aval et en amont.

Au niveau de l'axe du barrage, 3 piézomètres ont été installés dans les trous de forages. Ils présentent l'avantage d'être plus profondément ancrée dans le sol et leur partie filtrée se situe dans la formation latéritique.

La disposition des piézomètres dans la vallée est définie dans les fiches descriptives et un suivi pourrait être envisagé par des mesures périodiques, seules garanties de la maîtrise des fluctuations de la nappe pendant toute l'année.

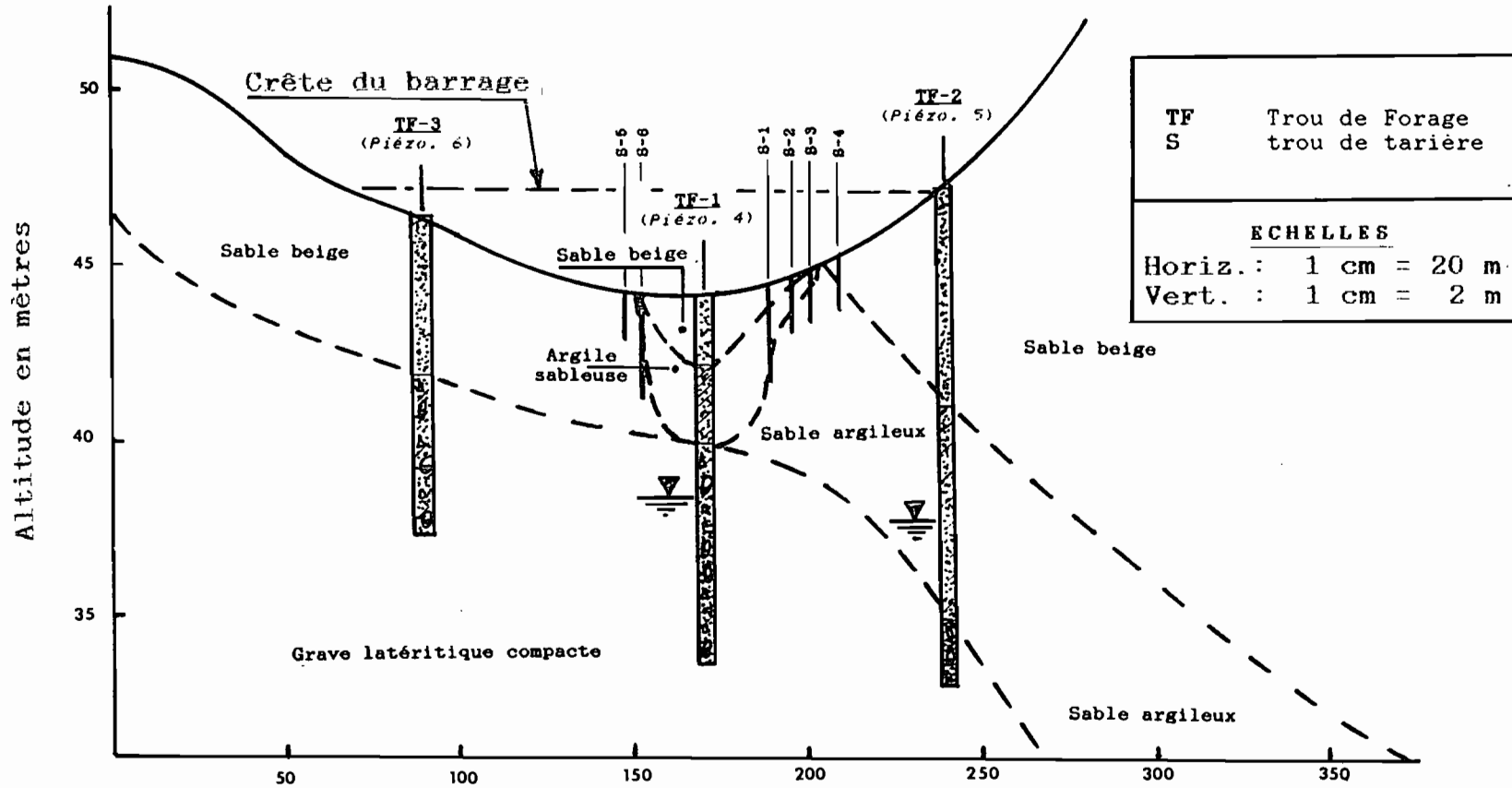
(voir figure 2.3 page suivante)

2-4-3 STRATIGRAPHIE DU SITE RETENU

Voir figure 2.4 page suivante.

Figure 2.4

STRATIGRAPHIE DU SITE RETENU



NB: Niveaux de la nappe phréatique lus en mai 1988

2-5 ETUDES GEOTECHNIQUES

2-5-1 MATERIAU DE TERMITIERE

La termitière est une construction en terre ou en carton de bois que les termites fabriquent surtout dans les pays tropicaux. Elle peut atteindre plusieurs mètres de haut et se poursuit dans le sol par de nombreuses galeries.

Les termitières présentes dans le village de KEUR SEIB NDOYE constituent d'importants gisements dans le sous-sol (le volume de terre remuée atteint facilement dix fois le volume apparent de la termitière).

Pour les besoins des travaux, la quantité de terre disponible s'avère largement suffisante dans un rayon de dix kilomètres.

La terre de termitière présente l'avantage d'être sur des surfaces sans végétation et son extraction n'est pas difficile; elle peut se faire avec l'utilisation d'outils mécaniques à la portée des villageois.

Les caractéristiques des sols de termitière ont été étudiées pour son utilisation comme noyau de barrage en terre.

Les études faites sur ce matériau sont :

- l'analyse granulométrique : sédimentométrie , granulométrie par lavage ;
- poids spécifique ;
- limites de liquidité et de plasticité ;
- essais de cisaillement direct sur échantillons remaniés ;
- essais de compactage Proctor standard et modifié ;

ANALYSE GRANULOMETRIQUE (ASTM D 422)

La terre de termitière est un matériau à granulométrie étalée présentant un bon pourcentage de fines (voir figure 2.5). En effet l'analyse granulométrique faite par l'ENDA et confirmée une année après sur une autre termitière de la région au laboratoire de mécanique des sols montre que plus de cinquante pour cent (50 %) passent le tamis 200 et environ trente pour cent (30 %) de ses particules ont un diamètre supérieur à 0.002 mm;

0.002 mm ; d'où un fort pourcentage de silts. Cette analyse nous permet en utilisant la corrélation entre la perméabilité d'un sol et le rapport en poids de fines sur sable et gravier de Jorgensen (1978), Youger et Lim (1969) d'avoir une idée sur la vitesse de percolation de l'eau dans cette future formation. D'après Jorgensen : $k = 3.10^{-7}$ cm/s

Le poids spécifique des constituants solides du matériau est:

$$G_s = 2.76$$

COURBE GRANULOMETRIQUE - TERRE DE TERMITIERE

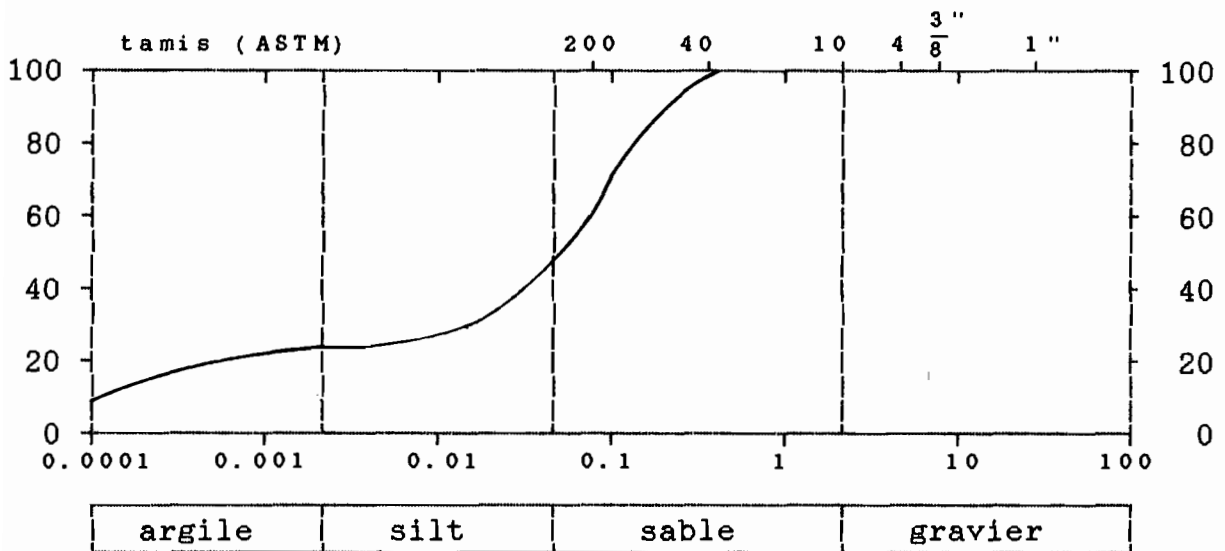


Figure 2.5

LIMITES D'ATTERBERG & TENEUR EN EAU NATURELLE

(LL: ASTM D423 - LP: ASTM D424)

(ASTM D2216)

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau correspondant à une certaine limite ou état critique d'un sol donné. Elles sont très importantes pour la description des sols à grains fins. Elles sont utilisées dans la classification des sols et sont très utiles parce qu'elles permettent une corrélation des propriétés géotechniques et des lois de comportement du matériau. Les limites permettent :

- de classer les sols fins ;
- d'estimer la résistance au cisaillement ;
- d'estimer la compressibilité du sol.

La teneur en eau naturelle est de l'ordre de 4%.

Les limites suivantes ont été déterminées :

- limite de liquidité : LL = 34
- limite de plasticité : LP = 14
- indice de plasticité : IP = 20

Selon l'abaque de Casagrande, la classification de ce matériau est CL.

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT (ASTM D 3080)

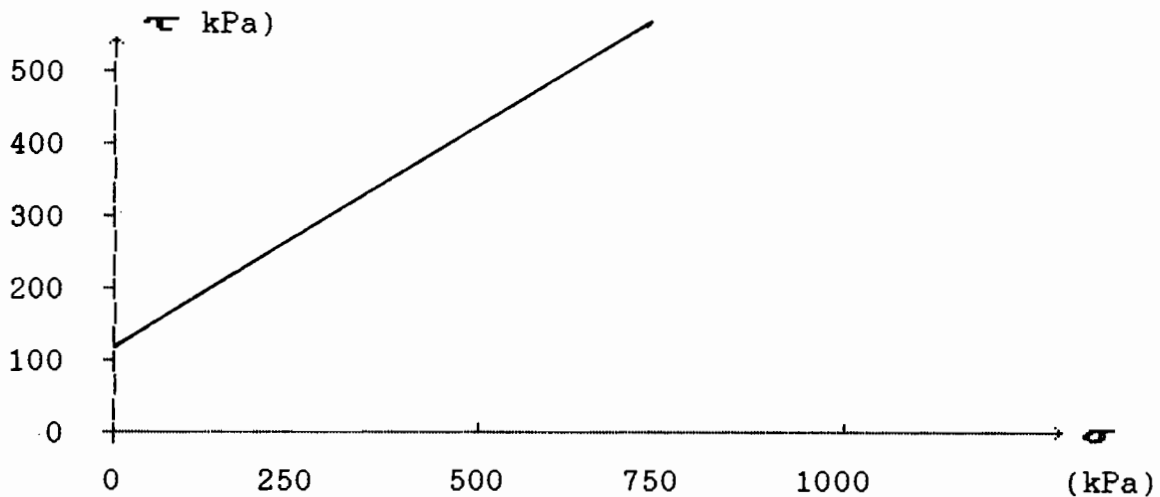
Des essais de cisaillement ont été faits sur des échantillons remaniés aussi bien à l'état sec, qu'humide. La résistance au cisaillement d'un sol est un des aspects les plus importants car elle influence directement la stabilité des pentes et la sécurité contre la rupture totale lorsque ces sols sont soumis à des charges anticipées.

Les essais de cisaillement ont été effectués sur des échantillons consolidés et drainés car l'approche de la contrainte effective est philosophiquement plus satisfaisante.

La vitesse de cisaillement $v = 1.51$ mm/mn est suffisante pour permettre une dissipation de la pression interstitielle due à la charge verticale.

De la courbe de cisaillement on obtient les résultats suivants:

- cohésion drainée $C_u = 110$ kPa et angle $\phi = 33^\circ$



COURBE DE CISAILLEMENT DIRECT
(essai drainé)

Figure 2.6

ESSAIS DE COMPACTAGE PROCTOR

Le compactage est la densification des sols par application d'énergie mécanique. Il peut conduire à une modification aussi bien de la teneur en eau que de la graduation du sol.

En d'autres termes, le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité d'un sol en place. Cette action améliore la capacité portante du sol, donc resserre la texture du matériau et réduit les possibilités de déformation du terrain.

Différentes énergies de compactage ont été utilisées pour le compactage de la terre de termitière ; ceci nous permettra d'avoir une gamme de choix en fonction du matériel disponible pour la densification du sol au chantier.

Les différents types d'essais suivants ont été réalisés :

- essai Proctor standard (figure 2.10);
- essai Proctor modifié (figure 2.8);
- essai mixte selon les normes ASTM (figures 2.7 & 2.9).

Avec les énergies de 592 (kJ/m³), 1610.4, 2813.4 et 3623, on trace les courbes $\gamma_d = f(w)$; w étant la teneur en eau du matériau.

Le sommet de ces courbes est un point très important correspondant à la densité sèche maximale ($\gamma_{dmax.}$) et une teneur en eau appelée teneur en eau optimale (w_{opt}) ou teneur en humidité optimale.

$$\gamma_d = (\gamma_w \cdot S_r) / (w + \gamma_w / \gamma_s \cdot S_r)$$

- w : teneur en eau
- S_r : degré de saturation
- γ_d : densité sèche
- γ_s : densité des grains solides

En fonction des résultats obtenus, les analyses suivantes peuvent être déduites :

- la courbe de compactage, même à de très hautes teneur en eau n'atteint jamais le degré de saturation 100% ; c'est aussi valable quel que soit l'effort de compactage ;
- en augmentant l'effort de compactage on tend à augmenter la densité sèche en diminuant la teneur en eau optimale.

En tenant compte des conditions éventuelles d'exécution des travaux sur le chantier, nous retiendrons un compactage avec la plus faible énergie (592 kJ/m³), ce qui donne une densité sèche maximale ($\gamma_{dmax.}$) de 1.92 t/m³ et une teneur en eau optimale w_{opt} de 11.85 % .

La structure et les propriétés géotechniques d'un sol compacté dépend grandement de la méthode ou du type de compactage, de l'effort de compactage appliqué, du type de sol et de la teneur en eau.

Les recherches sur les argiles compactées ont montré que quand elles sont compactées sec d'optimum, la structure du sol est essentiellement indépendante du type de compactage (Seed and Chan, 1959) alors qu'humide d'optimum, le type de compactage a un effet considérable sur la structure, la résistance et la compressibilité du sol :

- la compressibilité des argiles compactées est une fonction du niveau de contrainte appliquée à la masse du sol. A des niveaux de contraintes relativement basses, les argiles compactées humide d'optimum sont plus compressibles; à des niveaux de contraintes relativement hautes, l'opposé est vrai.
- le gonflement des argiles compactées est plus grand pour celles compactées sec d'optimum.

Cependant il faut retenir que les échantillons compactés sec d'optimum ont une plus grande résistance que ceux compactés humide d'optimum.

Tenant compte de tous ces facteurs, on choisit judicieusement:

$$\gamma_{dmax} = 1.9 \text{ t/m}^3 ; w_{opt} = 11 \%$$

ESSAI PROCTOR

Matériau de termitière

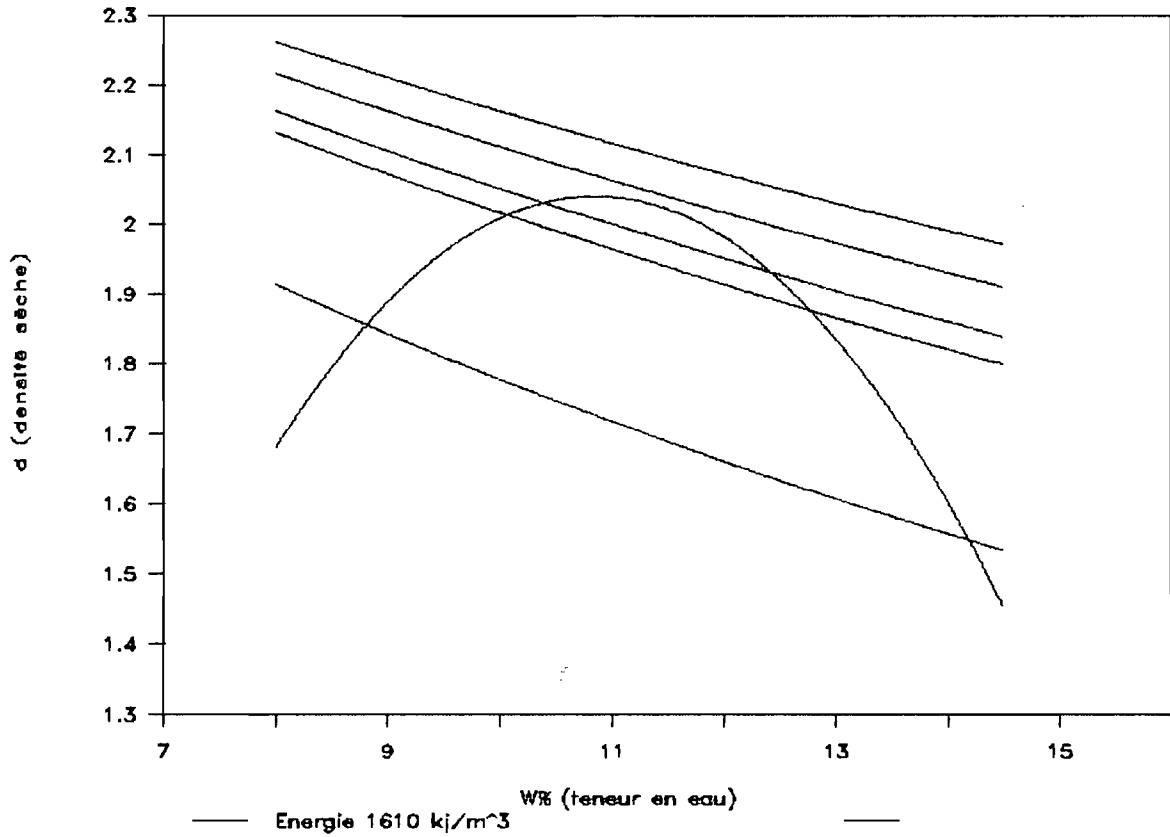


FIGURE 2.7

Matériau de termitière

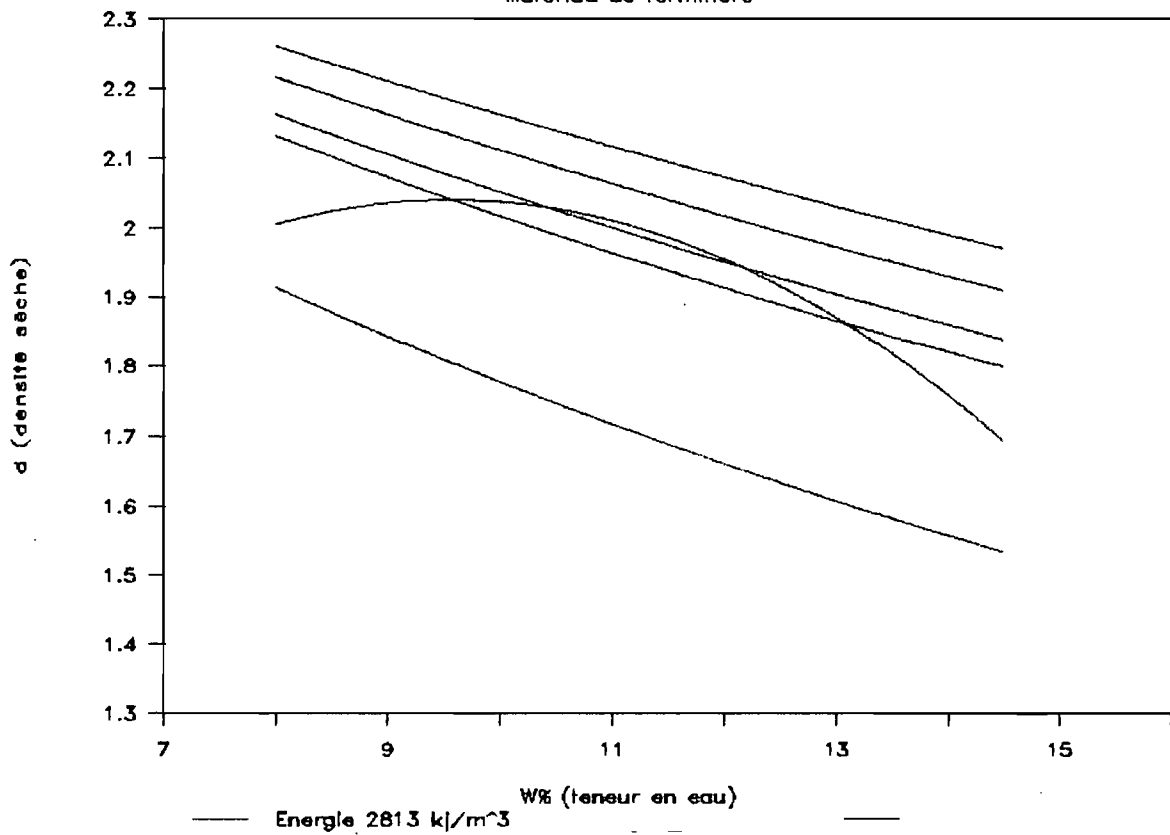


FIGURE 2.8

2-5-2 FORMATIONS ARGILEUSES

En dehors de la terre de termitière qualifiée de silt argileux, on note l'existence dans les bas-fonds d'un sol argileux d'une bonne cohésion. Les études géotechniques sur le site n'ont pas considéré les sols hydromorphes à engorgement temporaire ou ceux à engorgement total car ils constituent les sols les plus riches et les plus adaptés à la culture maraîchère présentement pratiquée dans la vallée.

Avec les forages exécutés au site du barrage, on a identifié une épaisse couche d'argile au centre de la vallée. La délimitation de la couche a été complétée par des sondages à la tarière.

La plus grande épaisseur de cette formation se trouve au centre de la vallée. Elle constitue l'ancienne vallée aujourd'hui remplie d'un dépôt d'alluvions de sable amenés par le vent et l'eau de ruissellement.

Elle constitue un chemin préférentiel d'écoulement d'eau souterraine avec une perméabilité beaucoup plus petite que celle de la couche de sable qu'elle supporte.

Les études géotechniques sur ce matériau ont été guidées par leur mauvais comportement en général lorsqu'il est sert de couche support. Elles ont consisté en une analyse granulométrique (sédimentométrie, granulométrie par lavage), un essai de poids spécifique, limites d'Atterberg, essai de cisaillement et essai de consolidation à l'oedomètre.

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Le pourcentage de passant au tamis 200 est de l'ordre de 70 % et 35 % des particules ont un diamètre inférieur à 0.002 mm (fig. 2.11). Il contient donc beaucoup plus de fines que la terre de termitière. Dans cette formation argileuse, il existe une proportion de près de 30 % constituée de sable allant du tamis 200 au tamis 40. Ce mélange de sable provient certainement d'une imbrication de l'argile sur place et du sable amené par charriage durant l'écoulement de l'eau du marigot.

En utilisant les corrélations de Jorgensen, on trouve un coefficient de perméabilité $k = 5.10^{-8}$ cm/s

Elle peut donc constituer une coupure étanche souterraine s'il existe une bonne jonction entre elle et le noyau de termitière. Le poids spécifique des constituants solides du matériau est :

$$G_s = 2.58$$

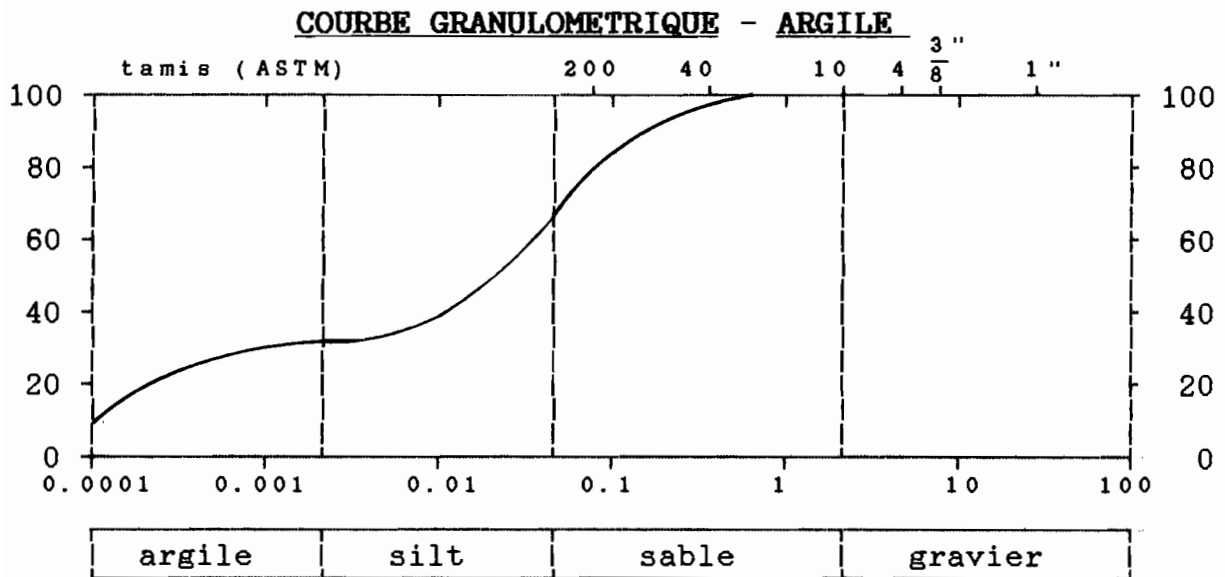


Figure 2.11

LIMITES D'ATTERBERG & TENEUR EN EAU NATURELLE

La teneur en eau naturelle de l'argile au moment de l'échantillonnage n'a pu se faire correctement vues les difficultés rencontrées pour la conservation du matériau prélevé. Elle est cependant très grande même prise bien après la saison des pluies. Elle conserve son humidité car les variations de température à l'intérieur du sous-sol sont faibles vue la profondeur à laquelle elle se trouve.

L'écoulement de l'eau dans cette formation est également relativement lent et pouvait nous permettre à priori d'expliquer le phénomène.

Les limites de consistance trouvées avec l'appareil de Casagrande sont :

- limite de liquidité : LL = 34
- limite de plasticité : LP = 10.5
- indice de plasticité : IP = 23.5

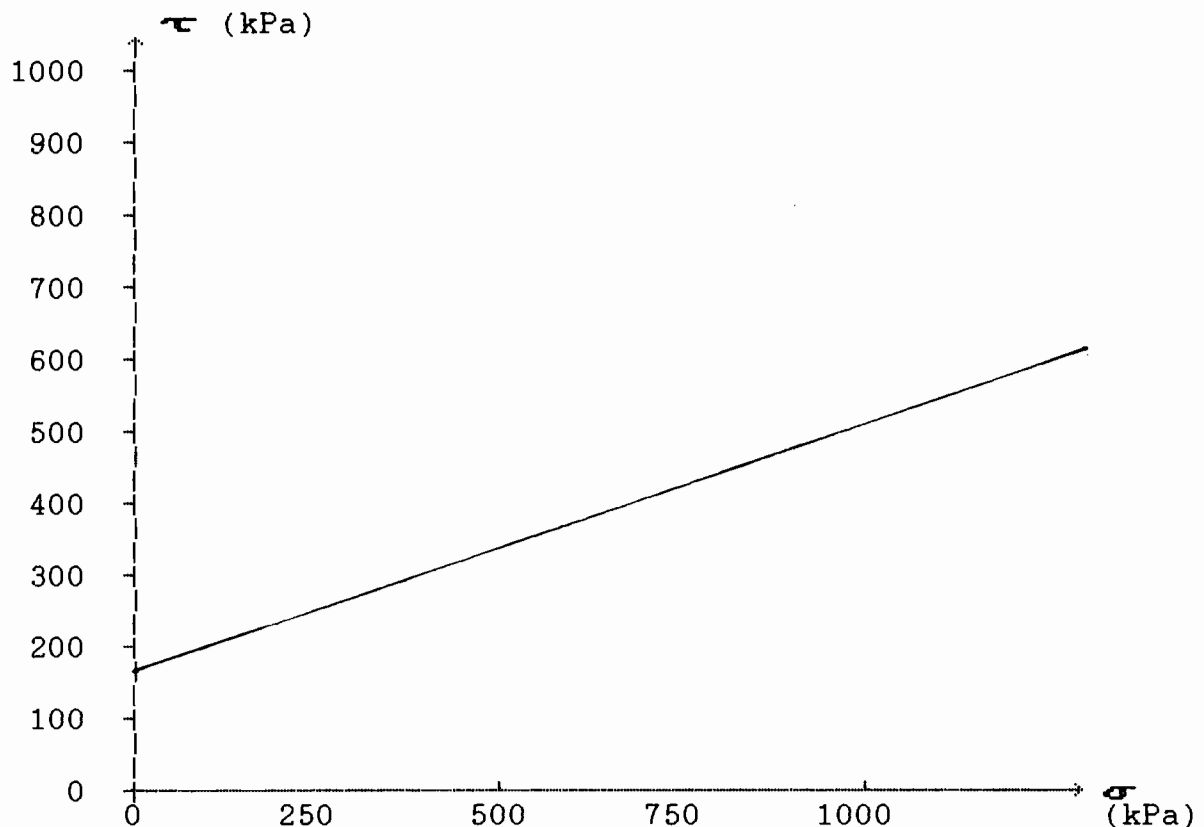
ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

Ils ont été fait vue l'importance qu'ils jouent dans l'appréciation de la portance et de la stabilité de l'ouvrage. Cependant ils peuvent ne pas être retenus faute de précision lors des essais au laboratoire.

En effet, la carotte d'échantillon prélevé lors du forage était légèrement plus petite que le moule dont nous disposons au laboratoire pour le cisaillement ; ceci introduit une erreur dans l'appréciation de l'aire cisailée pouvant donner les contraintes avec de très grandes erreurs.

Cependant on trouve une cohésion $c=170$ et un angle de frottement égal à 12° .

Ces erreurs d'essai ont comme conséquence de sous estimer la cohésion du matériau et d'augmenter l'angle de frottement ; ce qui la rapprocherait plus d'un sable argileux que d'une argile sableuse. Par conséquent ils ne peuvent être utilisés pour le calcul.



COURBE DE CISAILLEMENT DIRECT

(essai drainé)

Figure 2.12

CONSOLIDATION ET TASSEMENTS

Dans la conception des fondations d'ouvrage du génie civil, il est intéressant et important de savoir comment le tassement peut se produire. Un tassement excessif cause la rupture des structures et spécialement s'il se produit rapidement.

La déformation prend place dans un temps plus ou moins court relativement à la perméabilité du sol.

La stratigraphie du sol montre que l'axe présumé du barrage est composé de trois types de sols: sable, argile noire, grave latéritique compacte.

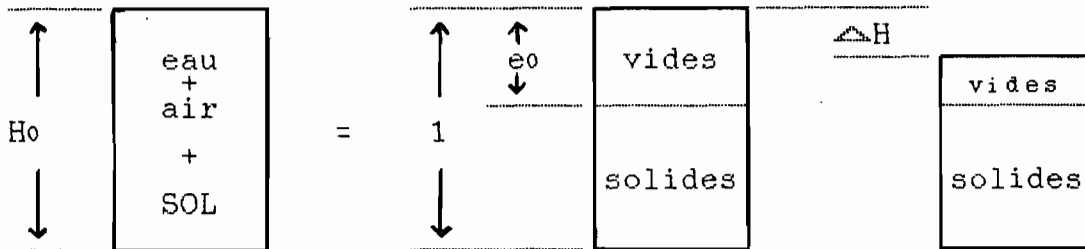
La couche d'argile est beaucoup plus importante au milieu du barrage et ne s'étend pas sur toute la longueur.

Pour simuler cette compression sous l'effet des charges externes données en laboratoire, nous comprimons le sol dans un oedomètre.

De la courbe $e = f(\log P)$, nous déterminons la pression de consolidation σ'_p .

Calcul du tassement

Une couche de sol de hauteur H est composée de particules solides et de vides occupés par l'eau et l'air.



Le tassement $S = \Delta e \cdot H_0 / 1 + e_0$

Δe étant la variation d'indice des vides due à la surcharge, e_0 l'indice des vides initial et H_0 la hauteur initiale de l'échantillon.

Le tassement du sable peut être à priori négligé: sa perméabilité est très grande et permet alors une dissipation rapide des pressions interstitielles.

Il est essentiellement composé du tassement immédiat.

COURBE DE CONSOLIDATION - ARGILE

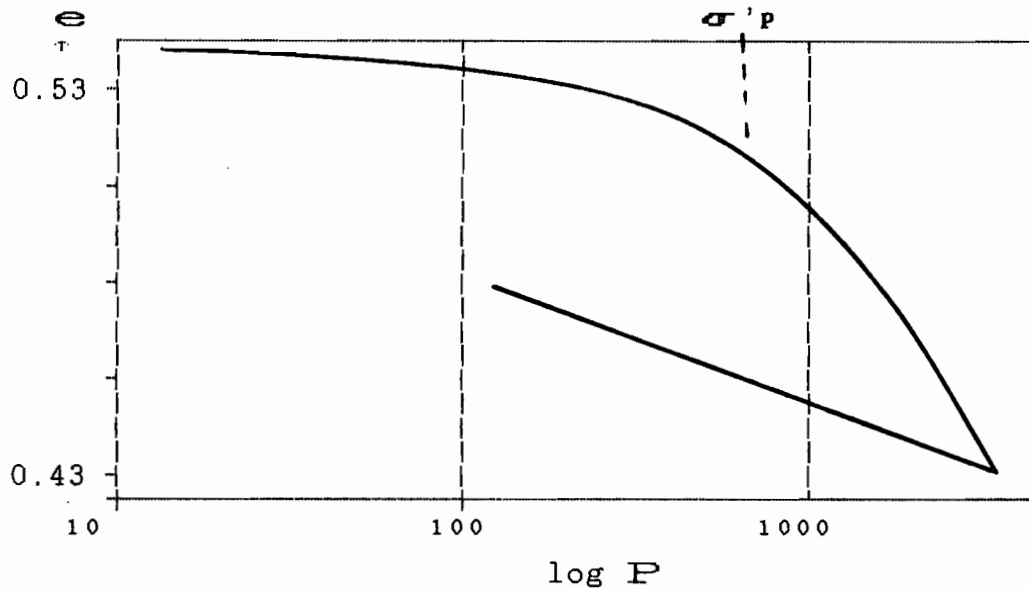


Figure 2.13

De la courbe de consolidation, on trouve:

$$\sigma'_p = 600 \text{ kPa}$$

$$C_r = 2.83 \cdot 10^{-2}$$

(calculé avec la courbe de déchargement)

$$C_c = 1.25 \cdot 10^{-1}$$

2-5-3 SABLE DE DUNE

Il est caractérisé par une granulométrie uniforme ; ce qui explique sa grande perméabilité. Avec les mêmes corrélations on trouve $k = 2 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$

De la courbe de cisaillement on trouve une cohésion nulle et un angle de frottement $\varphi = 34^\circ$ (voir figures 2.14 & 2.15)

2-5-4 FORMATIONS LATÉRITIQUES

Des essais spécifiques n'ont pas été faits sur la latérites. Elles sont disponibles en quantité suffisante et serviront pour le confectionnement des gabions, le choix des filtres et également pour le tout venant du barrage.

En fonction de la documentation nous prendrons les coefficients nécessaire pour dimensionner la stabilité de l'ouvrage.

COURBE GRANULOMETRIQUE - SABLE

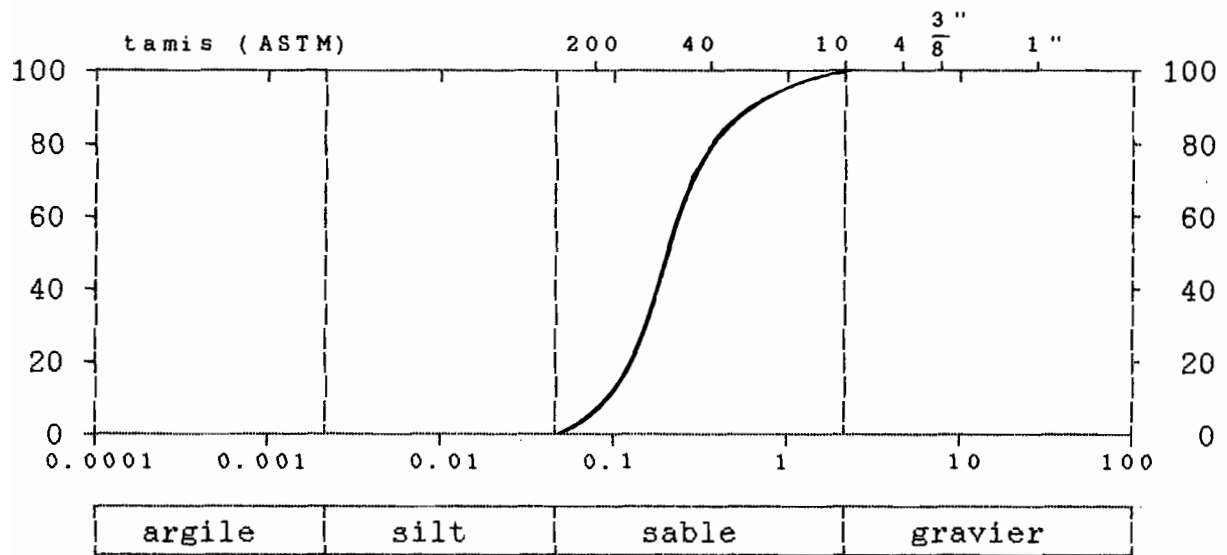
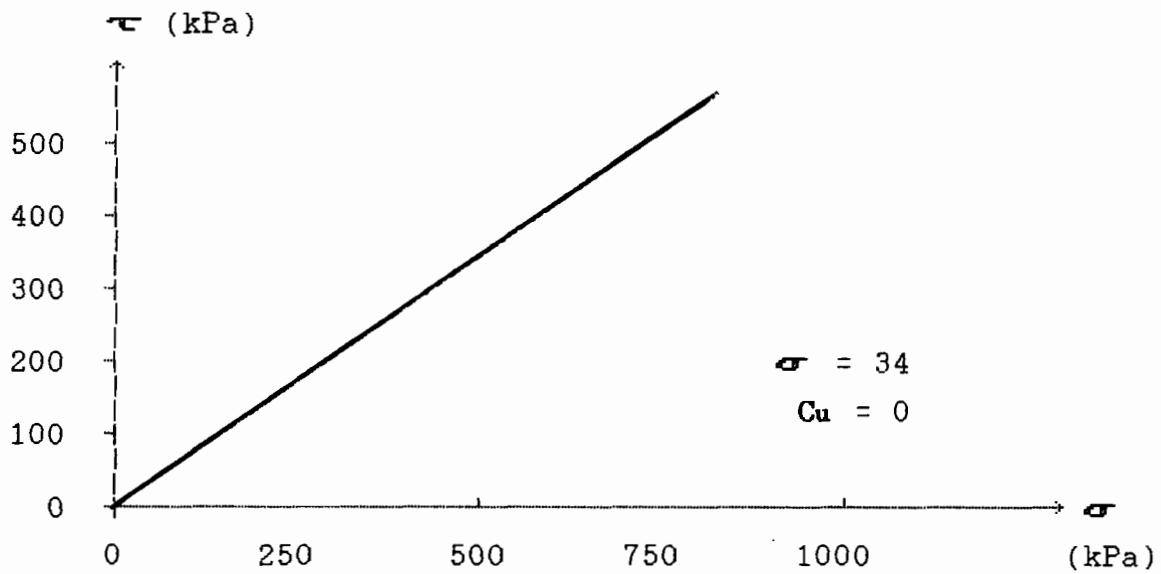


Figure 2.14



COURBE DE CISAILLEMENT DIRECT

(essai drainé)

Figure 2.15

ESSAI PROCTOR

Matériau de terrilère

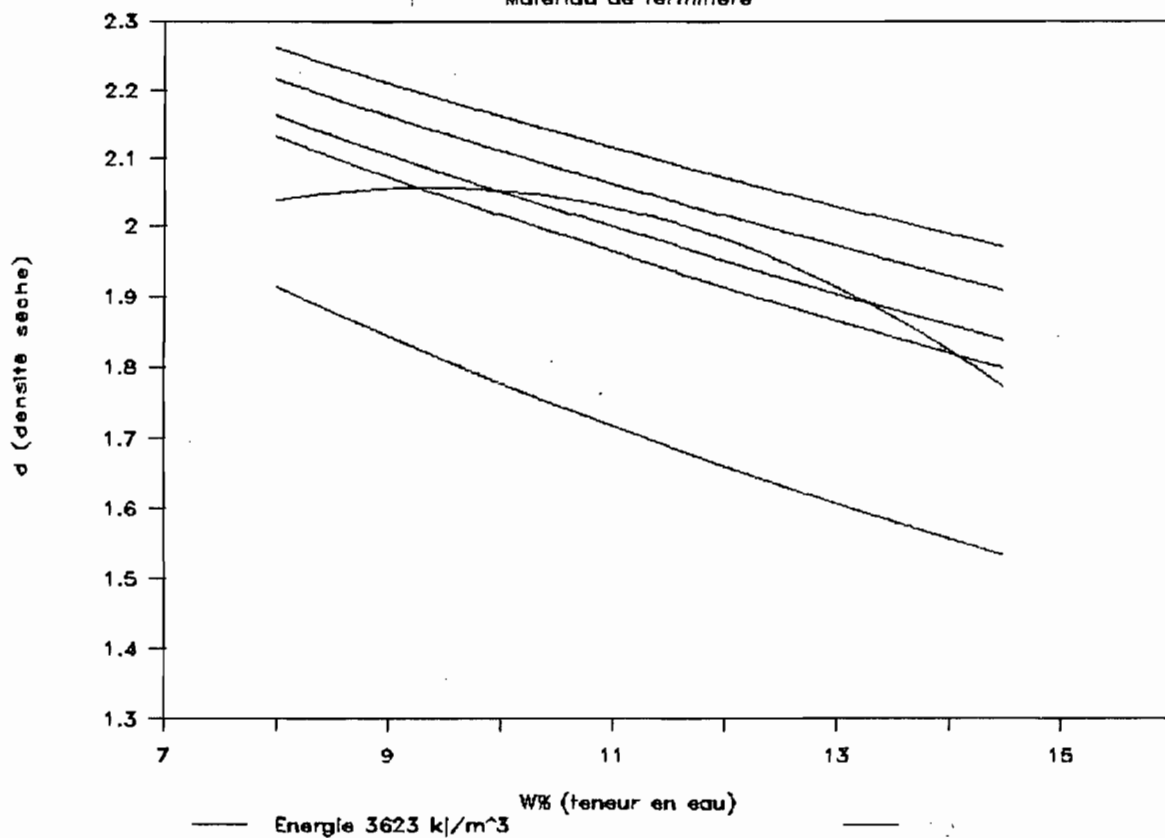


FIGURE 2.9

ESSAI PROCTOR

Matériau de terrilère

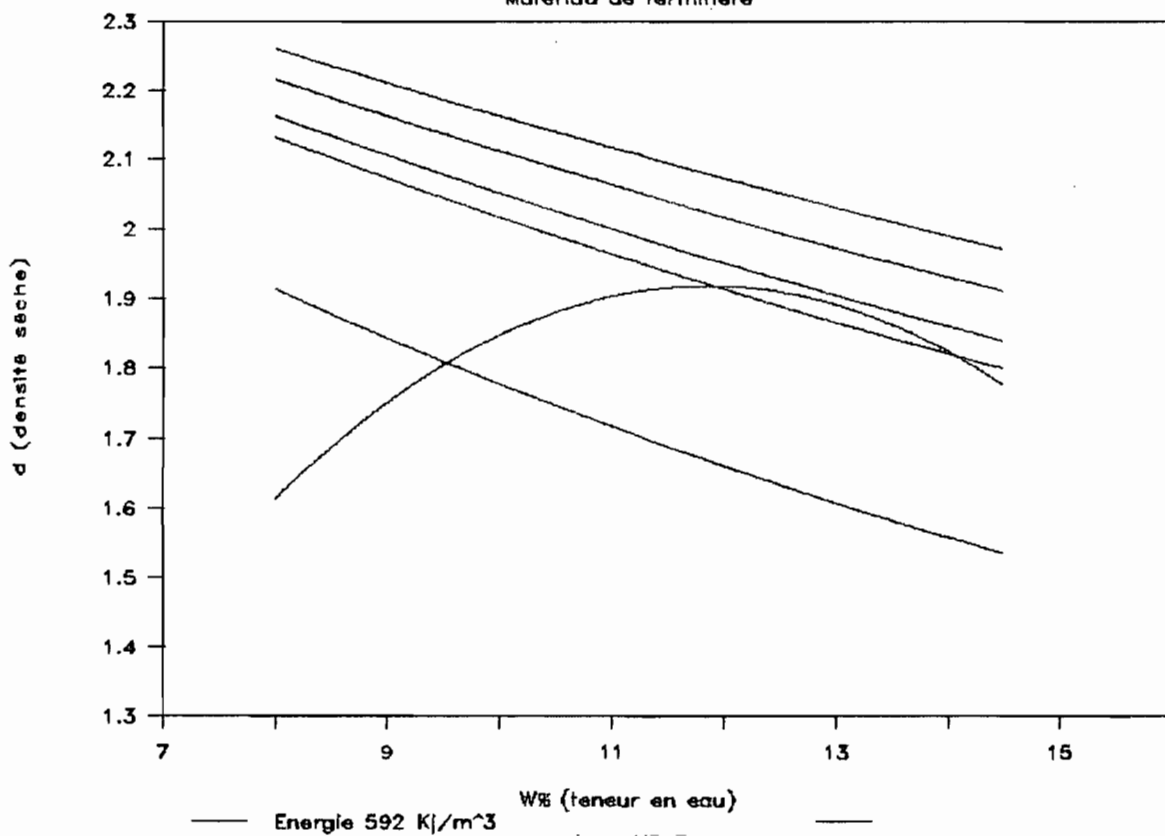


FIGURE 2.10

CHAPITRE 3

ETUDES HYDROLOGIQUES

3-1 ESTIMATION DU DEBIT DE PROJET

D'une manière générale, suivant la disponibilité des données hydrométriques 3 cas de figure peuvent se présenter:

- Cas où il existe suffisamment de données: le paramètre étudié est considéré comme une variable aléatoire à laquelle on fait subir un traitement statistique.
- cas où il n'existe pas suffisamment de données: on tentera d'augmenter la taille de l'échantillon par corrélation avec une série de données voisines ou autre technique afin de nous ramener au cas précédent.
- cas où il n'existe presque pas de données: on est alors obligé de nous tourner vers des méthodes d'estimation à base empirique.

Etant en manque de valeurs expérimentales, les deux méthodes d'estimation utilisées sont celles qui sont vraiment opérationnelles, de nos jours, en Afrique occidentale:

- La méthode déterministe de RODIER ET AUVRAY (9)
- La méthode statistique du C.I.E.H (20)

3-1-1 ESTIMATION DU DEBIT DECENNAL

a) - METHODE DETERMINISTE DE RODIER ET AUVRAY (O.R.S.T.O.M)

i) - Hypothèses de base

- Les pluies sont homogènes sur l'ensemble du bassin versant d'où la nécessité d'avoir de faibles surfaces ($S < 120 \text{ Km}^2$) et ceci extrapolable jusqu'à 200 Km^2 .
- La fréquence de la pluie est égale à celle du débit auquel elle va donner naissance.

ii) - Méthode

Sur ces bases et à partir de 60 bassins expérimentaux, RODIER ET AUVRAY proposent de retenir comme paramètres déterminants:

- La surface du bassin versant (S).
- Le régime climatique:
 - * Sahélien: pluies annuelles inférieures à 800 mm
 - * Tropical: pluies annuelles supérieures à 800 mm tant que la végétation est celle de la savane
 - * Equatoriaux ou forestiers
- La pluie décennale de vingt-quatre heures (P₁₀).
- Les perméabilités du bassin versant: 5 classes de perméabilité sont définies:
 - * P₁: bassins rigoureusement imperméables, bassins entièrement rocheux ou argileux.
 - * P₂: bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou bassins homogènes presque imperméable.
 - * P₃: bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez perméables.
 - * P₄: bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arènes.
 - * P₅: bassins perméables, sables ou carapace latéritique très fissurée.
- Les pentes moyennes du bassin versant:

Elles sont estimées en mesurant la pente de la partie médiane du bassin après avoir éliminé les 20% de la partie supérieure et les 20% de la partie inférieure du profil en long et en travers.

Six catégories de pente sont ainsi définies:

 - * R₁: pentes très faibles, inférieur à 0.1 et 0.2 %
 - * R₂: pentes faibles, inférieures à 0.5 %
 - * R₃: pentes modérées comprises 0.5 et 1 %

- * R4 : pentes assez fortes ; pentes longitudinales comprises entre 1 et 2 % ; pentes transversales supérieures à 2 % .
 - * R5 : pentes fortes ; pentes longitudinales comprises entre 2 et 5% pentes transversales entre 8 et 20 % .
 - * R6 : pentes très fortes ; pentes longitudinales supérieure à 5 % pentes transversales supérieure à 20 %.
- Ainsi, le débit moyen de la crue décennale peut être estimé selon RODIER par la formule:

$$Q_m = (P_{10} \cdot A \cdot S \cdot K_R) / T_b \quad \text{où}$$

P_{10} : pluie décennale de vingt-quatre heures.

S : surface du bassin.

A : coefficient d'abattement.

K_r : coefficient de ruissellement.

T_b : temps de base.

A ce débit moyen est appliqué un coefficient majorateur K afin d'obtenir la valeur maximale de l'hydrogramme de ruissellement; K est surtout fonction des facteurs géomorphologiques et de la couverture végétale.

iii) - Application

RODIER propose de prendre comme coefficient d'abattement pour le calcul de la crue décennale:

Pour	$0 < S < 25 \text{ Km}^2$	$A = 1$
	$25 < S < 50 \text{ Km}^2$	$A = 0.95$
	$50 < S < 100 \text{ Km}^2$	$A = 0.90$
	$100 < S < 150 \text{ Km}^2$	$A = 0.85$
	$150 < S < 200 \text{ Km}^2$	$A = 0.80$

La surface du bassin étant de 120 Km^2 , le coefficient d'abattement sera pris égal à **0.85**.

La pluie décennale de vingt-quatre heures peut être obtenue à partir de la carte pour la détermination des pluies décennales de vingt-quatre heures élaborée par le C.I.E.H (abaque a-1), on obtient pour Thiès, $P_{10} = 130 \text{ mm}$.

De plus, Thiès ayant une pluie annuelle qui tourne autour de 600 mm, se classe dans le régime sahélien. D'autre part, les pentes transversales du bassin atteignant 0.6% on se classe dans la catégorie R3 et P3 vue la grande partie de sols "diors" présents dans le bassin.

Fort de tous ces paramètres, on obtient:

De l'abaque Gr-3 \rightarrow $K_r = 19 \%$

De l'abaque Gr-9 \rightarrow $T_b = 28.5 \text{ h}$

D'où $Q_m = 130 * 0.85 * 120000 * 0.19 / (28.5 * 3600) = 24.5 \text{ m}^3/\text{s}$

La courbe de variation moyenne du coefficient majorateur à appliquer pour le régime sahélien est jalonnée par les points suivants:

S(Km ²)	2	10	25	50	100
K	2.6	2.6	2.5	3	3.1

Nous prendrons donc $K = 3.1$, d'où

$$Q_{10} = 3.1 * 24.5 = 76 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) - METHODE DE RODIER MODIFIEE

i) - Méthode

Des études plus récentes effectuées par VUILLAUME (16) ont proposé une formule définissant le coefficient d'abattement A en fonction de la durée de retour r de la pluie considérée, de la pluviométrie annuelle p et de la surface S :

$$A = 1 - 0.001 (9 \log_{10} r - 0.042 * P + 152) \log_{10} S$$

En zone sahélienne (P moyen = 600 mm et r = 10 ans) A devient: $A = 1 - 0.136 \log_{10} S$

ii) - Application

Pour $S = 120 \text{ Km}^2$ et $A = 0.717$

Hauteur de précipitation moyenne:

$$A * P_{10} = 0.717 * 130 = 93 \text{ mm}$$

Lame d'eau ruissellée: $0.19 * 93 = 17.7 \text{ mm}$

Volume ruissellée: $17\ 700 * 120 = 2\ 124\ 000 \text{ m}^3$

Avec $T_b = 28.5 \text{ h}$, $Q_m = 2\ 124\ 000 / 28.5 * 3600 = 20.7 \text{ m}^3/\text{s}$

Avec un coefficient majorateur $K = 3.1$, on obtient le débit de pointe de l'hydrogramme:

$$Q_{10} = 3.1 * 20.7 = 64 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) - METHODE SIMPLIFIEE DE GRESILLON - HERTER - LAHAYE (21)

Ces auteurs présentent la méthode de RODIER et AUVRAY en synthétisant les différentes étapes sous forme d'abaques, ce qui permet une utilisation plus simple :

De l'abaque a-2, on tire:

$Q_{10}^* = 44 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui donne:

$$Q_{10} = Q_{10}^* * P_{10} / 100 = 57.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cependant, cette méthode ne traduit pas les particularités du bassin versant concerné.

d) - METHODE STATISTIQUE DU C.I.E.H

i) - Hypothèses de base

L'hypothèse de base est que le débit de crue décennale Q_{10} est lié aux caractéristiques du bassin par une formule du type:

$$Q_{10} = a * S^b * I_g^c * k r^d * P a n^f * D d g * \dots\dots\dots$$

Où a, b, c, \dots sont des paramètres à déterminer par estimation, les autres paramètres étant des caractéristiques physiques climatiques et d'écoulement du bassin versant (surface S , indice global de pente I_g , coefficient de ruissellement $k_r \dots$)

ii) - Méthode

Etablie par régressions multiples à la suite de l'étude de 162 bassins expérimentaux, cette méthode est utilisable pour des bassins de superficie pouvant aller jusqu'à 1000 Km².

Par ailleurs, les auteurs (C.PUECH et CHABI-GONNI (20)) ont pu mettre en évidence que la connaissance du débit de crue décennale est assez bonne en zone sahélienne à partir des seuls renseignements géomorphologiques.

Par conséquent, nous n'introduirons pas un coefficient de ruissellement. Comme variables pertinentes, nous retiendront:

- La surface du bassin versant
- La pluie annuelle
- L'indice globale de pente: $I_g = \Delta H / L$ où:
 - * L : longueur du rectangle équivalent
 - * ΔH : Dénivelée entre l'altitude telle que 5% de la surface du bassin soit située au dessus et celle telle que 5% de la superficie soit située au dessous. Ce sont les points d'abscisse 5% et 95% de la courbe hypsométrique.

Outre ces paramètres, 3 zones ont été définies:

- A0 Afrique de l'ouest
- A01 Afrique de l'ouest où $P_{an} \leq 1200$ mm
- P2 $400 \leq P_{an} \leq 800$ mm

iii) - Application

$$S = 120 \text{ Km}^2 \quad \text{AO}_1 \quad \text{Pan} = 600 \text{ mm}$$

La courbe hypsométrique (figure 3.1) donne une dénivelée $H = 62 \text{ m}$; avec une longueur du rectangle équivalent $L = 16.96 \text{ Km}$, on obtient un indice global de pente:

$$I_g = 62 / 16.96 = 3.66 \text{ m/Km}$$

De l'abaque A , on tire : $Q_{10} = 125 \text{ m}^3/\text{s}$

De l'abaque B , on tire : $Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

e) - RECAPITULATION

Méthode	RODIER	RODIER modifié	GRESILLON	C.I.E.H
$Q_{10} \text{ m}^3/\text{s}$	76	64	57.20	125-100

Tableau 3.1

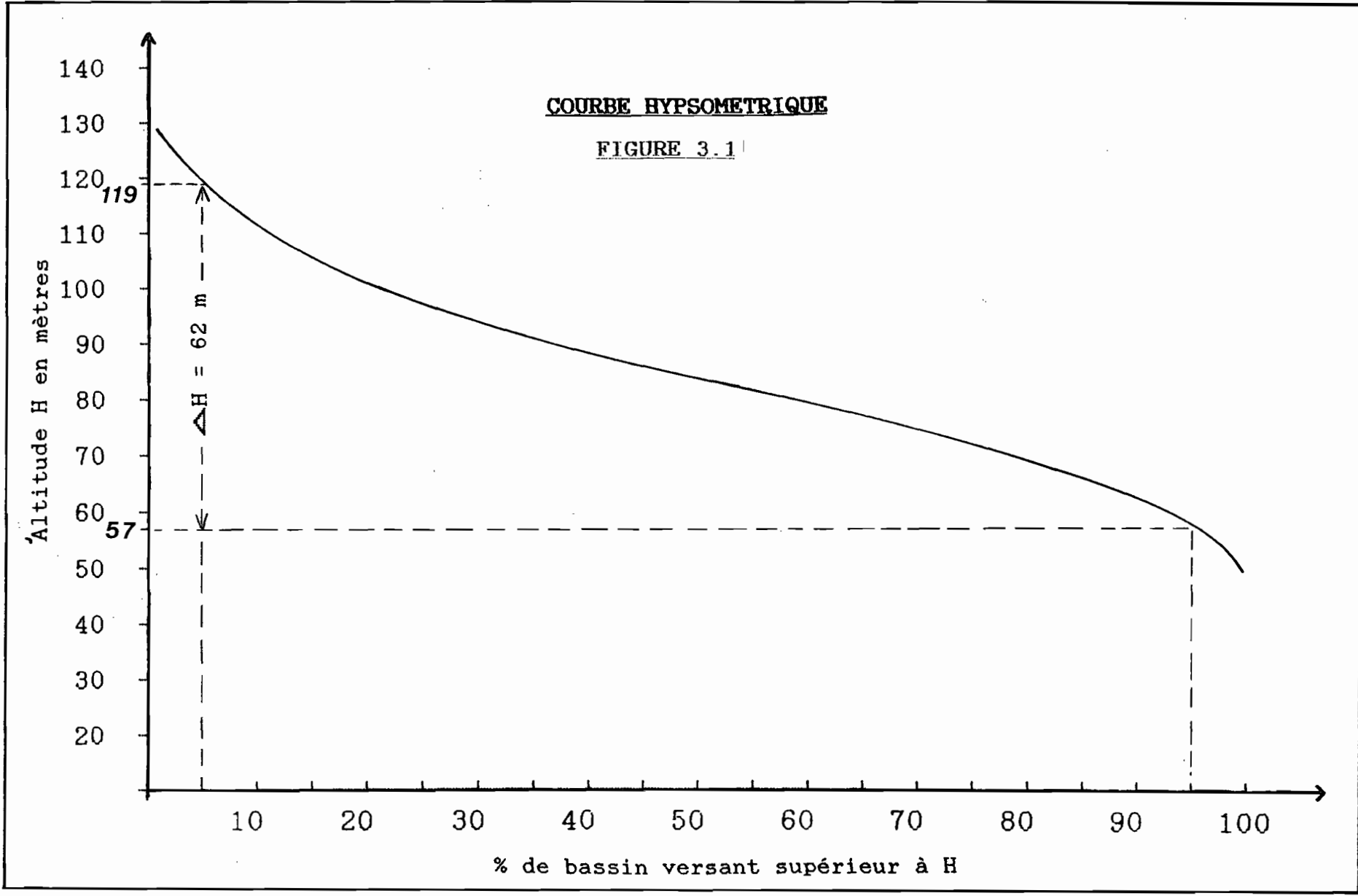
La méthode statistique (C.I.E.H) qui a été calée sur bassins versants imperméables donne certainement pour des bassins perméables des résultats incertains. Par contre, la méthode déterministe donnerait des résultats incertains dès que l'hétérogénéité spatiale des pluies devient un phénomène prépondérant. On peut donc considérer la méthode du C.I.E.H comme un prolongement de celle de RODIER dès lors que la superficie du bassin commence à dépasser la centaine de Km^2 .

Vue la superficie moyenne du bassin et son caractère perméable, nous accorderons plus de crédit à la méthode de RODIER. Notre choix se porte alors sur un débit décennal d'environ:

$$\underline{Q_{10} = 70 \text{ m}^3/\text{s}}$$

COURBE HYSOMETRIQUE

FIGURE 3.1



3-1-2 PASSAGE A LA CRUE DE FREQUENCE CENTENNALE

La méthode du Gradex propose la déduction de la crue centenaire à partir de la crue décennale par l'utilisation d'un coefficient majorateur C qui s'exprime par :

$$C = 1 + (P_{100} - P_{10}) (T_b / 24)^{0.12} / P_{10} * K_r \quad \text{où}$$

P_{100} : Pluie journalière de durée de retour 100 ans. Pour Thies, d'après la carte du C.I.E.H (abaque a-3),
 $P_{100} = 200 \text{ mm}$

T_b : temps de base en heures. Il correspond à la durée effective du ruissellement sur le bassin.

APPLICATION

$$C = 1 + (200 - 130) ((28.5 / 24)^{0.12}) / (130 * .19) = 3.9$$

$$\text{D'où } Q_{100} = C * Q_{10} = 3.9 * 70 = 273 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\underline{Q_{100} = 273 \text{ m}^3/\text{s}}$$

3-1-3 DEBIT DE PROJET

Suivant l'importance socio-économique du barrage et les risques encourus, on choisira un débit de crue de durée de retour plus ou moins élevé. En ce qui nous concerne, nous suivrons les recommandations de l'A.S.E.E.R qui en 1963 préconisait de prendre comme crue du projet le double de la crue décennale.

$$\underline{Q_{cm} = 2 * 70 = 140 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Le débit centennale étant supérieur au débit de projet, on peut penser que le débit auquel on décide de protéger l'ouvrage est un débit de durée de retour d'environ cinquante ans.

3-1-4 EFFET DE LAMINAGE

Le débit de projet calculé précédemment ne constitue pas celui qui entre à l'évacuateur. En effet, le réservoir joue un rôle de tampon de sorte que le maximum de débit à l'évacuateur Q_{em} est inférieur au maximum de débit Q_{cm} de l'hydrogramme. Il s'agit donc d'estimer le rapport Q_{em}/Q_{cm} pour le dimensionnement de l'ouvrage évacuateur. Les paramètres suivants interviennent pour fixer ce rapport:

- Des paramètres géométriques définissant la réserve et l'évacuateur:
 - * S: surface du plan d'eau lorsque les eaux arrivent au niveau de l'évacuateur.
 - * L: longueur de l'évacuateur.
 - * la forme de l'évacuateur qui détermine son coefficient de débit m .
- Des paramètres définissant la forme de l'hydrogramme de la crue $Q_c(t)$.

Considérons que le schéma suivant représente l'hydrogramme:

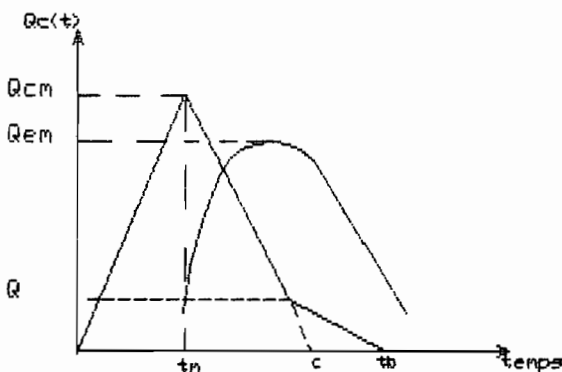


Figure 3.2

Q_{cm} : débit maximum de pointe.

t_b : temps de base.

t_m : temps de montée.

La partie descendante de l'hydrogramme n'a pas d'incidence sur le laminage de sorte qu'on peut l'assimiler à un hydrogramme triangulaire (A,B,C). Cette supposition reste valable tant que $Q_{em}/Q_{cm} > Q/Q_{cm}$, sinon l'effet de laminage est surestimé.

Tous ces paramètres décrits précédemment peuvent être regroupés autour d'un paramètre adimensionnel X_0 :

$$X_0 = m^2 g L^2 Q_{cm} t_m^3 / S^3$$

APPLICATION

En admettant une charge maximale au dessus du barrage de 0.7 m

$$Q_{cm} = 140 \text{ m}^3/\text{s} \quad m = 0.35 \text{ (déversoir à seuil épais)}$$

Abaque a-4

$$t_m = 7.2 \text{ h}$$

Premier calcul de la longueur du déversoir

$$L_1 = Q_{cm}/m(2g)^{0.5} H^{1.5} = 140/0.35(2*9.8)^{0.5}(0.7)^{1.5} = \mathbf{154.3 \text{ m}}$$

Calcul de l'effet de laminage

$$X_0 = 0.35^2 * 9.8 * (154.3)^2 * 140 * (7.2 * 3600)^3 / (417\ 000)^3 = 962$$

$$\log_{10} X_0 = 2.98 \quad \text{d'où} \quad Q_{em} / Q_{cm} = 96\% \text{ (abaque a-4)}$$

$$\text{Vérification} \quad Q / Q_{cm} = 20\% \rightarrow \text{on a bien} \quad Q_{em}/Q_{cm} > Q/Q_{cm}$$

Calcul définitif de la longueur du déversoir

$$L = L_1 * Q_{em} / q_{cm} = 154.3 * 0.96 = \mathbf{148 \text{ m}}$$

La longueur naturelle disponible au niveau du site étant de 152 m, l'ouvrage sera construit déversant sur toute sa longueur.

Cette longueur naturelle étant juste requise pour évacuer le débit de projet, il faudra apporter un soin particulier à l'aménagement de l'évacuateur.

De plus, avec la lame d'eau admise au dessus du barrage, la poussée de l'eau passe d'un schéma triangulaire à un schéma trapézoïdal, diminuant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

De plus, l'énergie de l'eau qui déverse pousse à être prudent par rapport à la dynamique du parement aval(choisir des granules appropriées, des enrochements plus grands...)

3-2 APPORTS-EVAPORATION

3-2-1 APPORTS

Les données hydrométriques disponibles étant insuffisantes nous utiliserons un modèle simple qui suppose une certaine proportionnalité entre les lames d'eau écoulées y et précipitées x : $y = cx$.

Des études menées par la SONEED (14) sur le bassin de fandène ont permis la mesure du coefficient d'écoulement qui était environ de 15%, ceci entre le 15 août et le 1^{er} octobre 1985.

Le coefficient de ruissellement global de l'année est plutôt inférieur à cette valeur, vu que le ruissellement mesuré est consécutif à la saturation des sols par les pluies antérieures. Nous prendrons donc par la suite un coefficient de 8% pour le mois de juin et pour tenir compte de son évolution mensuelle, nous supposerons que son accroissement est de 1% par mois.

Les moyennes mensuelles des pluies allant de 1922 à 1985 sont données par le tableau 3.2 pour Thiès ainsi que les volumes ruisselés correspondant. Ces volumes sont obtenus en multipliant la lame d'eau ruisselée obtenue de l'équation $y = cx$ par la surface du bassin. Ce tableau révèle la répartition très irrégulière de la pluie annuelle. En effet, les mois allant de juin à octobre totalisent à eux-seuls plus de 90%.

Par la suite, nous ne considérerons que les apports de cette période hivernale, le reste étant négligé.

De même, il aurait fallu tenir en compte du rejet dans le marigot de la station d'épuration de Thiès prévue pour 60 000 équivalents habitants à l'an 2000. Le débit de rejet en période de pointe est estimé à 0.15 m³/s, ce qui est négligeable par rapport aux apports pluviométriques.

T A B L E A U 3.2

MOYENNE DES APPORTS MENSUELS

MOIS	pluies mensuelles mm	% de la pluie annuelle	coef. de ruissel- lement C	lame d'eau mm	volume ruisselé m ³
janvier	7,00	1.14			
février	1,02	0,16			
mars	0,06	0			
avril	0,10	0			
mai	0,34	0			
juin	24,79	4,03	8 %	1,98	237 960
juillet	103,33	16,80	9 %	9,30	1 116 000
aôut	247,33	40,30	10 %	24,73	2 967 600
septembre	186,42	30,00	11 %	20,51	2 461 200
octobre	45,22	7,30	12 %	5,43	651 600
novembre	2,24	0,36			
décembre	2,98	0,48			
total					
annuelle	615,01	100			

3-2-2 EVAPORATION

Ces pertes dépendent des conditions climatiques, de l'étendue et de la profondeur de la réserve. Elles peuvent être estimées par la formule:

$$mv = 1.35 \cdot 10^{-4} (1 + W_a / 1.16) (P_s - P_v) \quad \text{où}$$

mv : masse d'eau évaporée ($\text{Kg}/\text{m}^2 \text{h}$)

P_s : pression de vapeur saturante de l'air en contact avec l'eau (Pa)

P_v : pression partielle de vapeur d'eau de l'air ambiant (Pa)

W_a : vitesse (m/s) relative moyenne de l'air au contact de l'eau. La température de l'eau sera prise comme étant inférieur à 5°C de celle de l'air.

Connaissant les températures mensuelles, l'humidité relative et les vents pour les différents mois, on en déduit les volumes évaporés (tableau 3.3).

T A B L E A U 3.3

E V A P O R A T I O N

MOIS	T°air	T°eau	Hum.	Vent	Pres.	Pres.	Masse	Volume
	°C	°C	%	m/s	sat.	Pa	t	m ³
jan.	23.3	18.3	23	3.5	2102.8	483.6	8788	8788
fév.	23.8	18.8	28	4.0	2169.5	607.5	9386	9386
mars	25.2	20.2	25	4.3	2366.7	591.7	11288	11288
avr.	25.3	20.3	30	4.5	2381.6	714.5	10990	10990
mai	26.4	21.4	38	3.4	2548.4	968.4	8392	8392
juin	27.6	22.6	46	2.5	2741.7	1261.2	6311	6311
juil.	27.3	22.3	58	2.5	2692.1	1561.4	4820	4820
aôut	26.7	21.7	66	1.6	2595.4	1713	2837	2837
sept.	27.0	22.0	65	1.7	2642.5	1717.6	3081	3081
oct.	27.2	22.2	54	1.3	2675.6	1444.8	3526	3526
nov.	26.2	21.2	36	1.7	2517	906.1	5366	5366
déc.	23.5	18.5	28	2.1	2129.5	596.3	5822	5822

CHAPITRE 4

CONCEPTION

ET

DIMENSIONNEMENT

4 - 1 CHOIX D'UN TYPE DE BARRAGE - PROFIL GENERAL

D'une manière générale, il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre: le barrage homogène, le barrage à noyau, et le barrage à masque amont.

Dans le contexte du projet, il serait préférable d'utiliser le second type pour deux raisons principales:

- l'expérience que les villageois en ont déjà : un barrage à masque amont (utilisation par exemple de géomembrane) introduirait une technologie nouvelle non maîtrisée des villageois et réduirait l'importance de l'investissement humain au profit d'un décaissement plus élevé.
- l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place pousse également à ne pas utiliser un barrage homogène surtout si l'on sait les problèmes de mise en oeuvre que la terre de termitière pose.

Aussi, allons-nous partir de la solution de base proposée dans l'avant-projet (8), pour faire quelques simulations afin de pouvoir porter un choix le plus judicieux possible:

- Hauteur du barrage: deux facteurs sont à considérer
 - * la quantité d'eau qu'on veut stocker
 - * les considérations techniques et économiques: en effet, il faut tenir compte de la topographie de la zone, du débit de projet qui arrive à l'ouvrage et de la qualité des sols

Une solution de compromis doit être trouvée entre les conditions relatives aux besoins et celles relatives au site.

On partira d'une hauteur de 3 m vu qu'on veut au moins couvrir les besoins.

- Largeur en crête : elle doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation éventuelle du matériel de compactage.

On partira d'une largeur en crête d'environ 3 m .

- Pente des talus: elle est fixée par les conditions mécaniques du massif et de ses fondations. On partira d'une pente faible de 1,5/1 .

4 - 2 ETUDE DES INFILTRATIONS DANS LE BARRAGE ET SES FONDATIONS

Le barrage ne pouvant être complètement étanche, il importe d'étudier les infiltrations qui permettront de déterminer:

- la ligne de saturation
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif
- le débit de fuite

En écoulement poreux, le potentiel hydraulique H se réduit à la somme du potentiel dû à la cote Z et à la pression P de l'eau:

$$H = Z + P$$

D'autre part, l'écoulement est régi par la loi de DARCY:

$$V = -K \text{ grad } H = K I$$

K : coefficient de perméabilité de DARCY

I : gradient hydraulique

Nous utiliserons la méthode graphique pour déterminer ces infiltrations par le tracé de réseaux d'écoulement qui est une solution graphique de l'équation de LAPLACE à 2 dimensions. On suppose donc qu'on est en écoulement bi-directionnel et qu'on a des sols isotropes.

A partir des sections où la charge hydraulique est importante et où le sol offre une faible résistance à l'écoulement, six réseaux d'écoulement ont été tracés pour des largeurs en crête du noyau de 1, 1.5 et 2 m. Les deux sections choisies sont "s4 et piézo 4" du profil en travers (figures 4.1 à 4.6).

Le tracé des réseaux se fait par essais successifs en suivant les étapes suivantes:

- tracer la ligne de saturation: la méthode utilisée est celle de KOZENY.
- définir les lignes de courant et équipotentiels limites.
- tracer les lignes de courant en remarquant que la distance est d'autant plus petite que le rayon de courbure est petit.
- tracer les équipotentiels qui doivent former avec les lignes de courant un réseau orthogonal.
- vérifier enfin qu'en traçant les diagonales des carrés, elles forment aussi un réseau orthogonal.

Le débit de fuite par mètre de barrage peut être calculé par la formule:

$$q = N_f KH / N_q \quad \text{où}$$

- N_f : nombre total de canaux d'écoulement
- N_q : nombre total de chutes de potentiels
- K : coefficient de perméabilité
- H : charge hydraulique

Figure 4.1

RESEAU D'ECOULEMENT

Largeur en crête du noyau: 1,0 mètre

SECTION Piézo-4

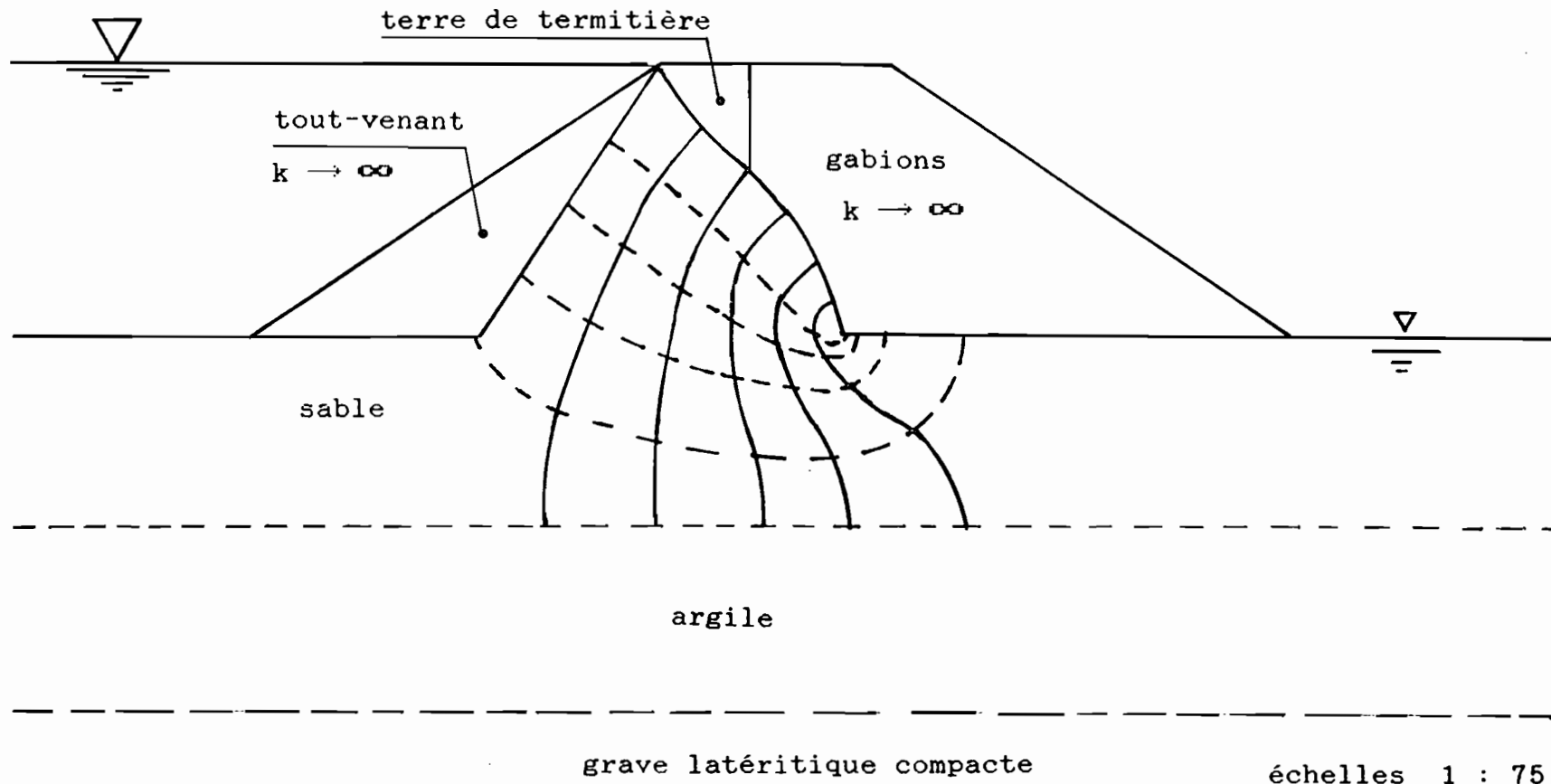
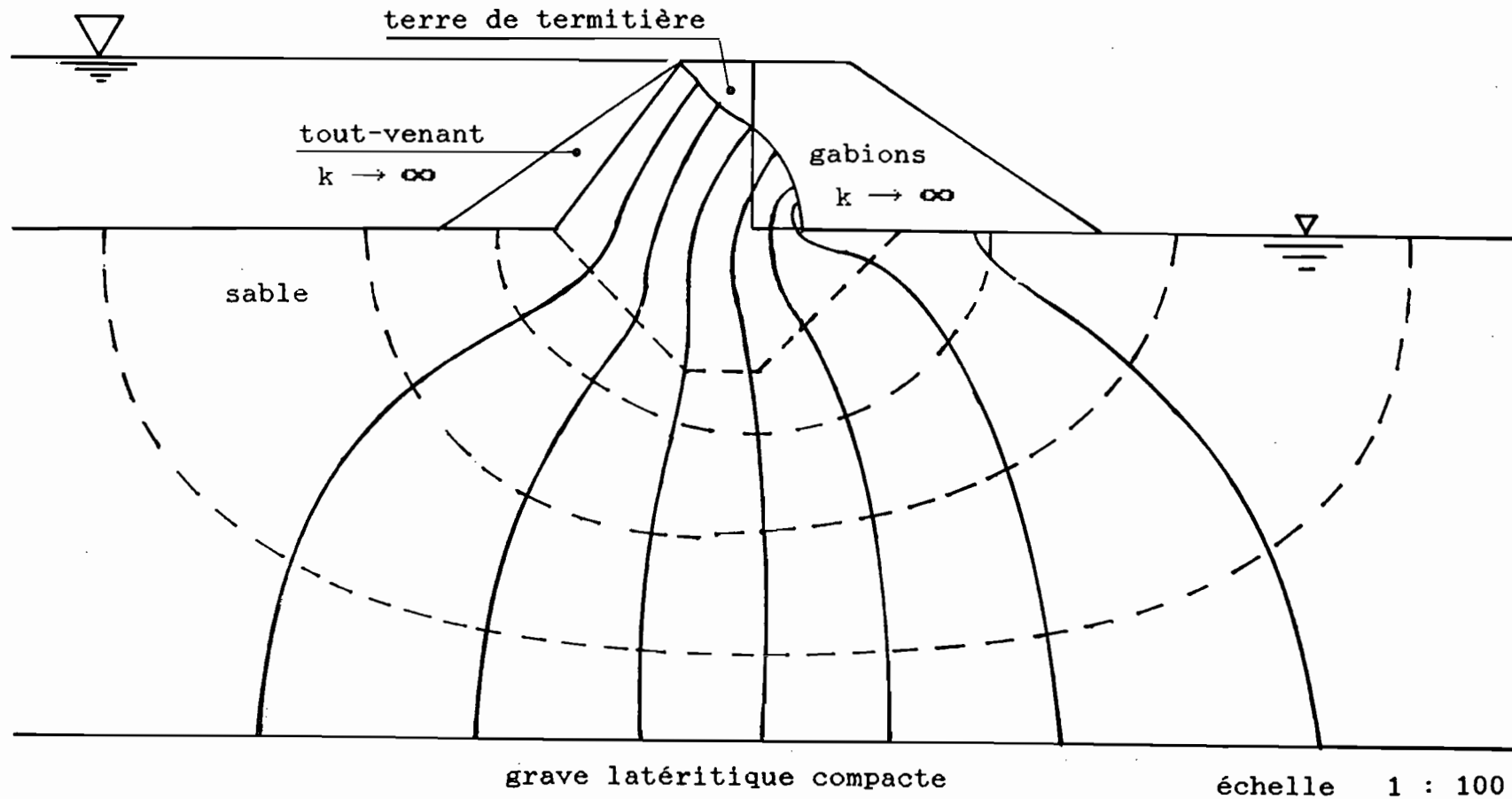


Figure 4.2

R E S E A U D ' E C O U L E M E N T

Largeur en crête du noyau: 1,0 mètre

S E C T I O N S - 4



RESEAU D'ECOULEMENT

Largeur en crête du noyau: 1,5 mètre

SECTION Piézo-4

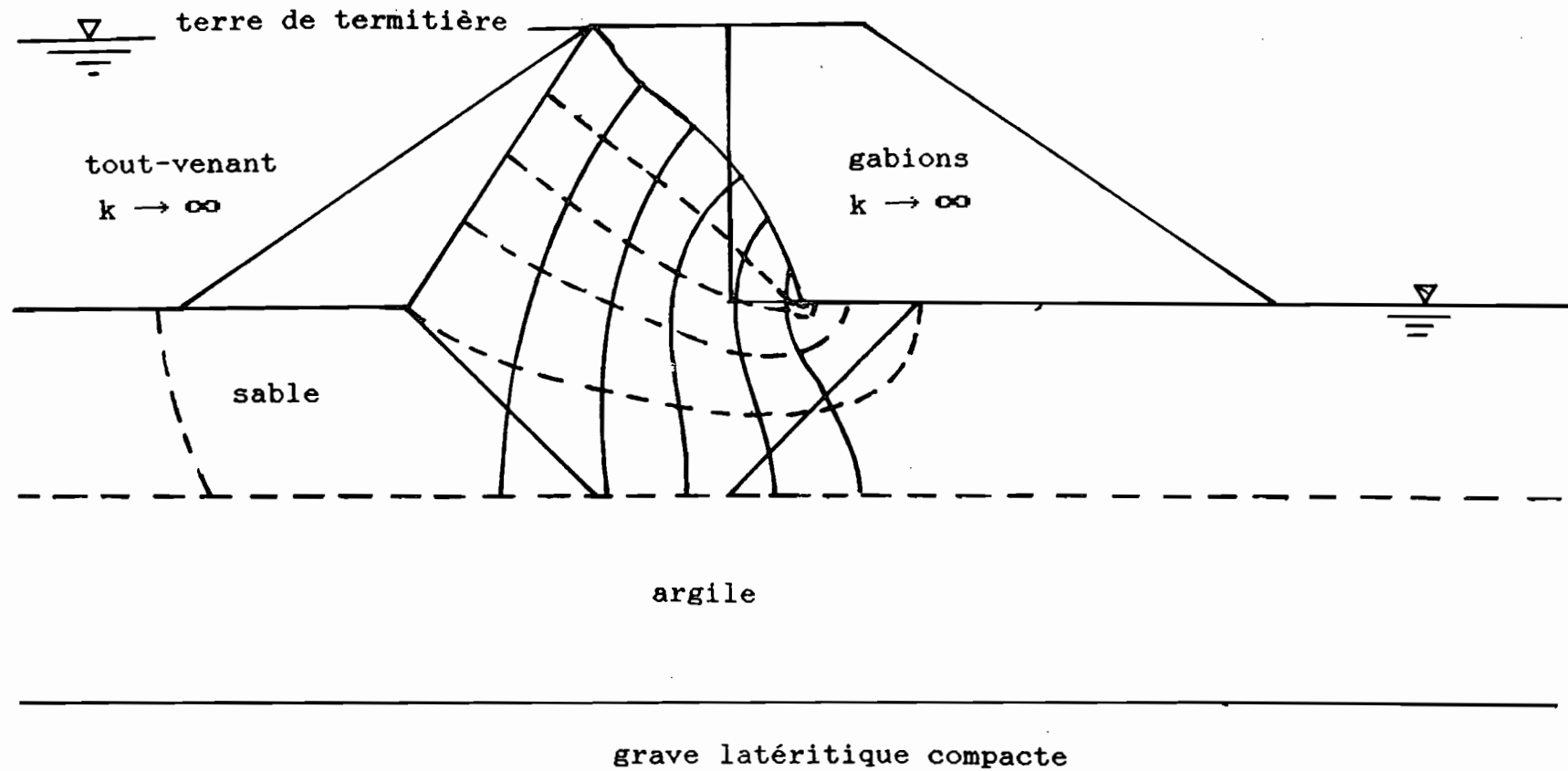


Figure 4.3

échelles 1 : 75

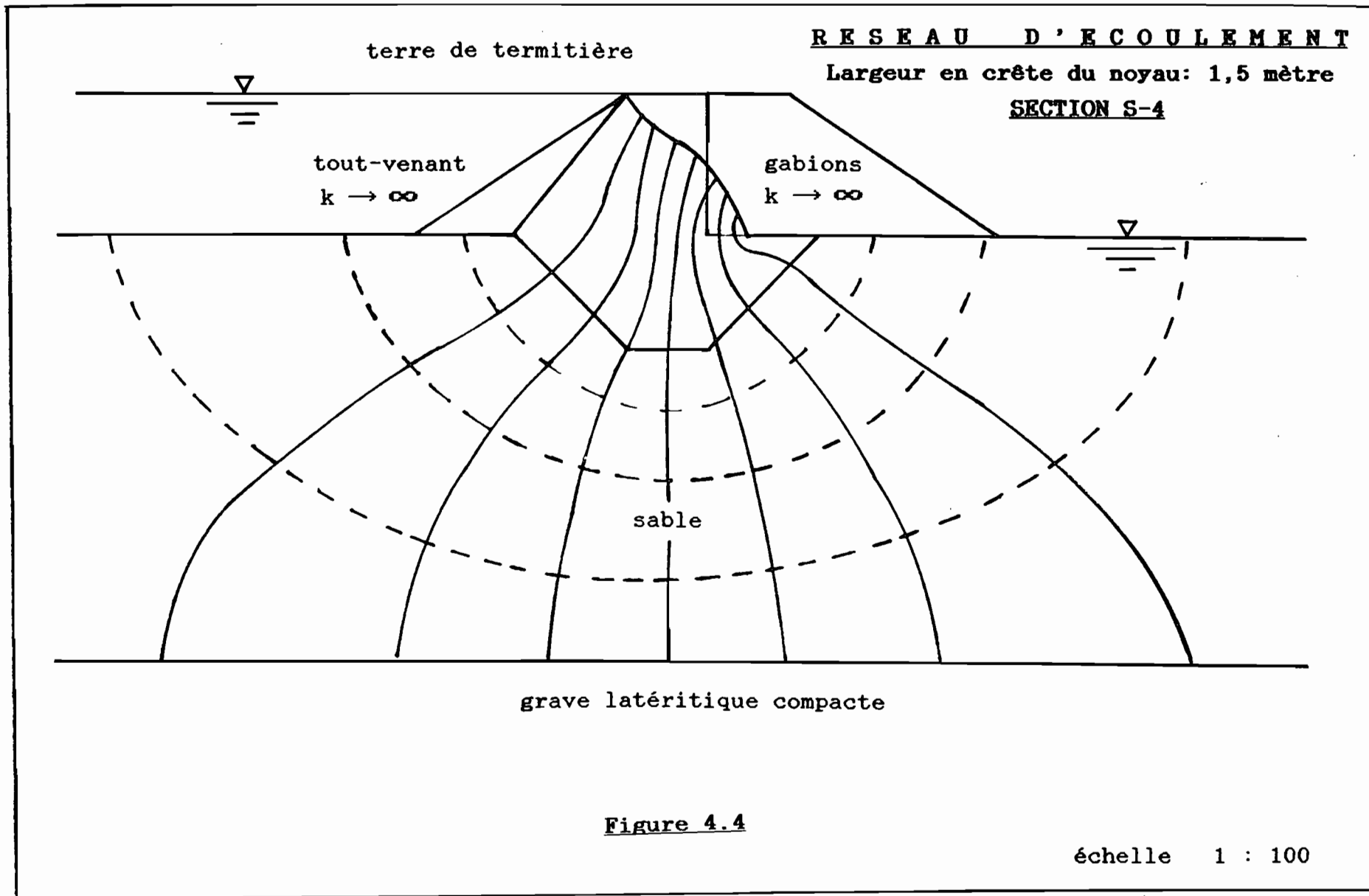


Figure 4.5

RESEAU D'ECOULEMENT

Largeur en crête du noyau: 2,0 mètres

SECTION Piézo-4

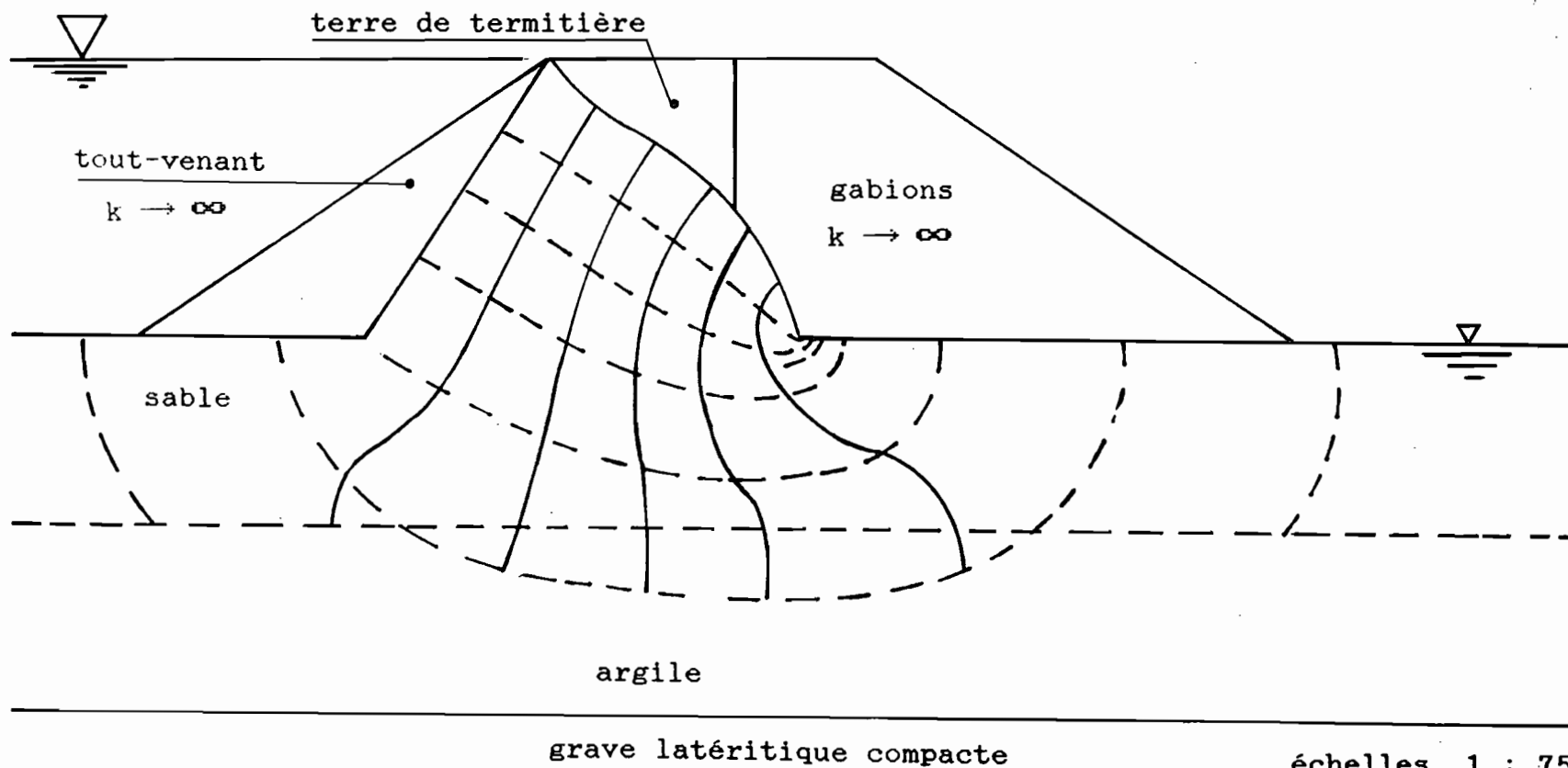
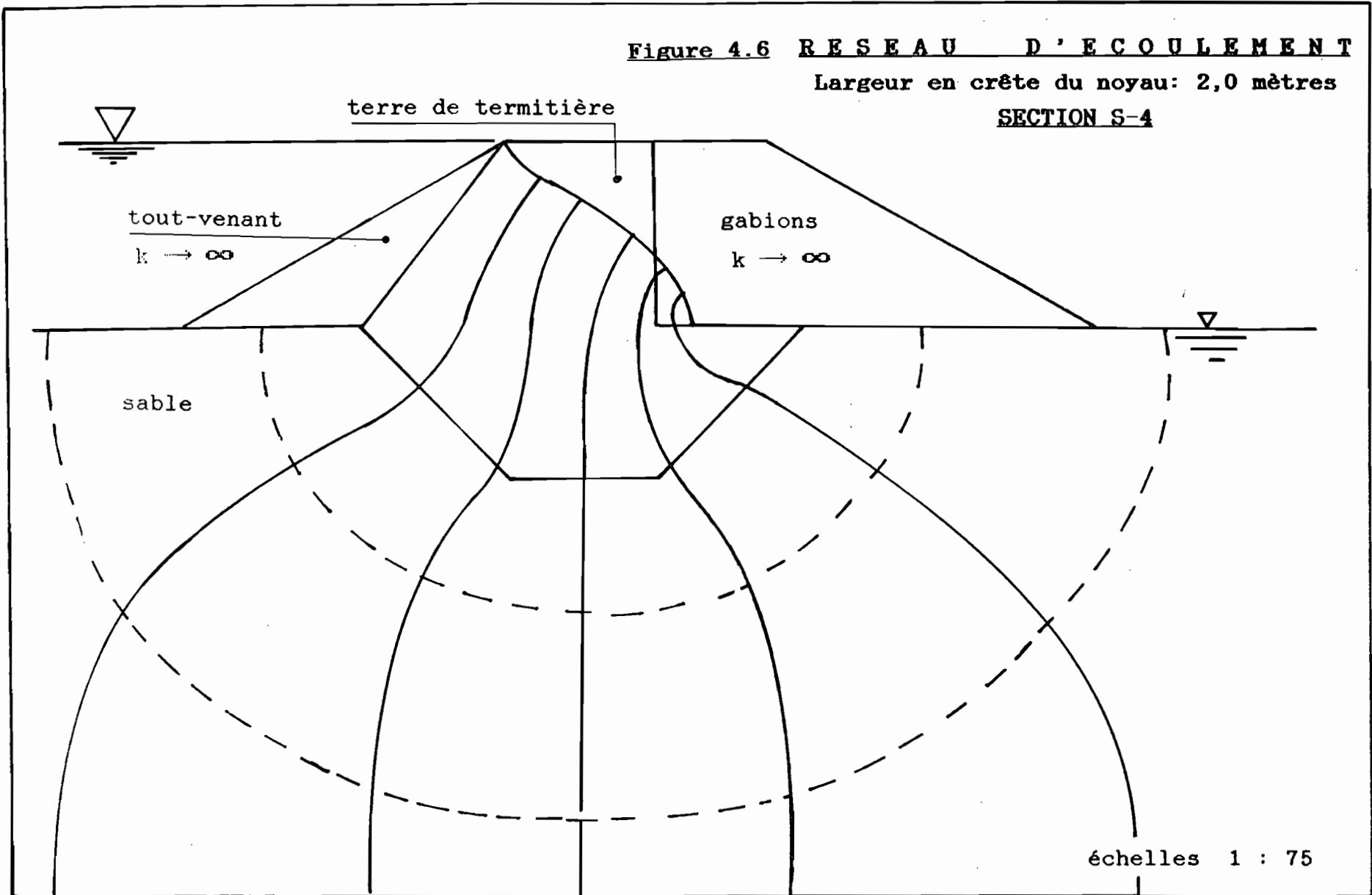


Figure 4.6 RESEAU D'ECOULEMENT

Largeur en crête du noyau: 2,0 mètres

SECTION S-4



Le débit total de fuite est obtenu en multipliant chaque débit trouvé par sa longueur correspondante:

$$Q = q_1 L_1 + q_2 L_2 \quad \text{où:}$$

q_1 : débit unitaire pour la section 'piézo 4' applicable sur la longueur L_1

q_2 : débit unitaire pour la section 'S4' applicable sur la longueur L_2

T A B L E A U 4.1							
largeur du noyau en crête (m)	Nf	Nq	K m/s	H m	q m ³ /s/m	Q m ³ /j	
réseau 1	5	6	$3 \cdot 10^{-9}$	3	$7.5 \cdot 10^{-9}$		
1,0						2073	
réseau 2	3.5	8	$2 \cdot 10^{-4}$	2.5	$2.2 \cdot 10^{-4}$		
réseau 3	5	6	$3 \cdot 10^{-9}$	3	$7.5 \cdot 10^{-9}$		
1,5						2246	
réseau 4	3.75	8	$2 \cdot 10^{-4}$	2.5	$2.34 \cdot 10^{-4}$		
réseau 5	5	6	$3 \cdot 10^{-9}$	3	$7.5 \cdot 10^{-9}$		
2,0						2937	
réseau 6	3.75	6	$2 \cdot 10^{-4}$	2.5	$3.1 \cdot 10^{-4}$		

Le tableau 4.1 montre que la largeur du noyau n'a pratiquement pas d'influence sur notre débit de fuite.

Notons qu'il aurait été également intéressant de voir l'influence de la profondeur du noyau sur ce débit de fuite.

Mais pour des problèmes de mise en oeuvre, nous nous limiterons à 2 m de profondeur et une largeur en crête de 1.5 m.

Le débit de fuite devient alors voisin de 2300 m³/j soit 69 000 m³/mois. Remarquons qu'on a au niveau du réservoir naturel, des sols hydromorphes avec des infiltrations qui peuvent être négligées.

Outre ces pertes et l'évaporation, il existe les pertes par dépôts solides. En effet, l'eau de ruissellement entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. On peut en plus observer la déposition de certaines particules dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil. Ce problème d'envasement, difficile à estimer sera négligé vu la durée de vie relativement faible de l'ouvrage (30 ans).

4 - 3 PHENOMENE DE RENARD

A l'aval du barrage, l'eau entraîne les particules de terrains. Dès que les grains sont enlevés, ceux qui les environnent sont à leur tour emportés, ce qui crée une sorte de galerie qui remonte progressivement de l'aval vers l'amont.

Plus cette galerie se forme, plus sa surface de drainage augmente et le flux d'eau qui s'écoule grandit. Lorsque le renard atteint la retenue d'eau, il se forme une fuite brutale et toute la digue risque d'être emportée. Plus la cohésion est faible et plus les grains sont petits, plus le risque de renardage est élevé.

La prévention contre ce phénomène consiste à obliger l'eau à parcourir un chemin suffisamment long sous la digue afin que les résurgences ne se produisent pas à l'aval.

Nous allons vérifier ce phénomène par la formule de LANE qui stipule que pour qu'un renard ne se forme pas, il faut que:

$$L_v + L_h/3 \geq C H$$

L_v : longueur des cheminements verticaux

L_h : longueur des cheminements horizontaux

H : hauteur d'eau à l'amont du barrage

C : coefficient fonction du terrain

Application

Pour un terrain constitué de sables fins $C = 7$

A partir de la section du barrage, on tire:

$$L_v = 2 + 2 = 4 \text{ m}$$

$$L_h = 2 + 1 + 2 + 4 = 9 \text{ m}$$

$$L_v + L_h / 3 = 7$$

$$C \cdot H = 7 * 3 = 21 \quad \text{donc} \quad C H > L_v + L_h$$

Le terrain étant sensible au renardage, le respect de la formule de LANE conduirait à un surdimensionnement coûteux. Il serait donc préférable de réaliser un filtre inversé c'est-à-dire avec les particules fines placées au contact du terrain et de granulométrie adaptée.

Pour être plus édifié dans ce phénomène, examinons à partir des réseaux d'écoulement les gradients de sorties. On prendra les plus critiques c'est-à-dire ceux ayant un L_{min} .

Ces gradients sont donnés par le tableau 4.2.

T A B L E A U 4.2						
	h_0	N_d	ΔH_0	L	i_s	
	m		m	m		
réseau 1	3	6	0.5	1.1	0.45	
réseau 2	2.5	8	0.31	1.1	0.28	
réseau 3	3	6	0.5	1.3	0.38	
réseau 4	2.5	8	0.31	1.2	0.26	
réseau 5	3	6	0.5	1.3	0.38	
réseau 6	2.5	6	0.42	1.2	0.35	

Le tableau 4.2 montre que même si les gradients de sorties sont relativement élevés, ils ne sont pas critiques ($i < 1$), ce qui pourrait justifier une non utilisation d'un filtre inversé.

4-4 ETUDE DE STABILITE

4-4-1 CALCUL DES PRESSIONS DE SOULEVEMENT A LA BASE DU BARRAGE

Les sous-pressions sous le barrage peuvent être calculées à partir des réseaux:

$$H_i = H_0 - H_0 * E_i$$

H_i : charge en un point i

H_0 : charge en amont

E_i : est obtenu en divisant le nombre d'intervalles entre l'équipotential i et le potentiel de départ par le nombre total d'intervalles entre les équipotentiels

Ces sous-pressions sont reprises par le poids de l'ouvrage et de l'eau éventuellement:

Les diagrammes de ces deux types de pression sont représentés aux figures 4.7 à 4.12.

4-4-2 STABILITE AU RENVERSEMENT

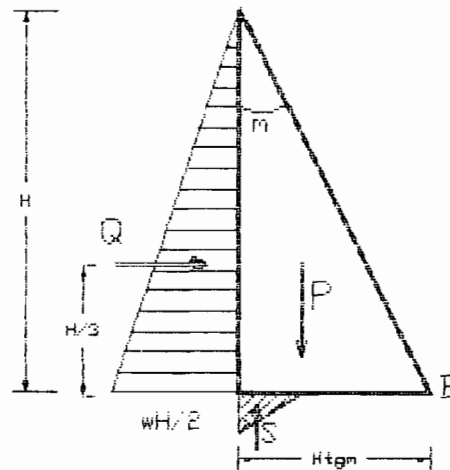


Figure 4.13

Figure 4.7

DIAGRAMME DES PRESSIONS

Largeur en crête du noyau: 1,0 mètre

SECTION Piézo-4

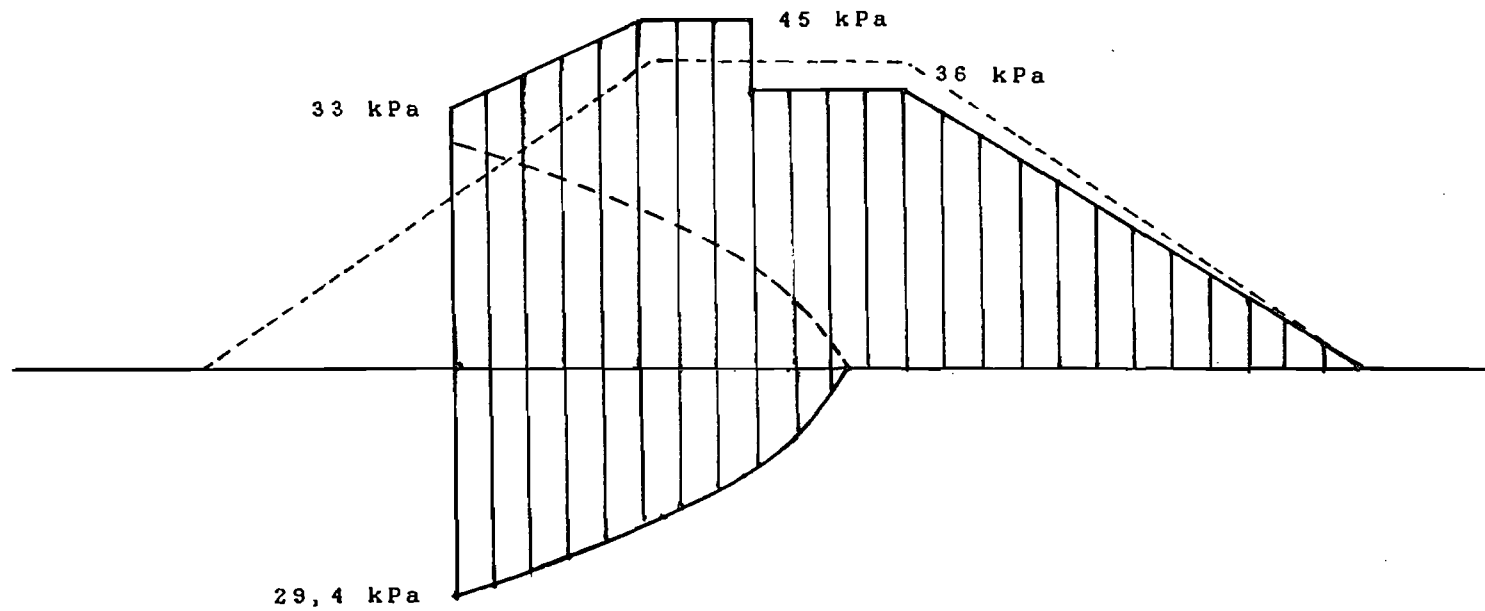


Figure 4.8

DIAGRAMME DES PRESSIONS

Largeur en crête du noyau: 1,0 mètre

SECTION S-4

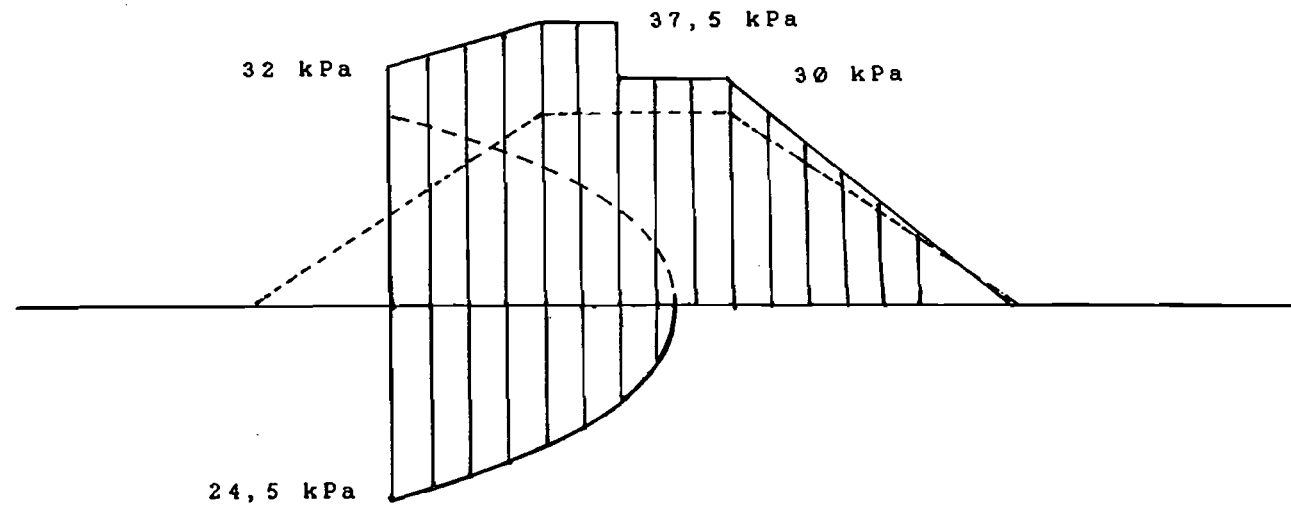


Figure 4.9

DIAGRAMME DES PRESSIONS

Largeur en crête du noyau: 1,5 mètre

SECTION Piézo-4

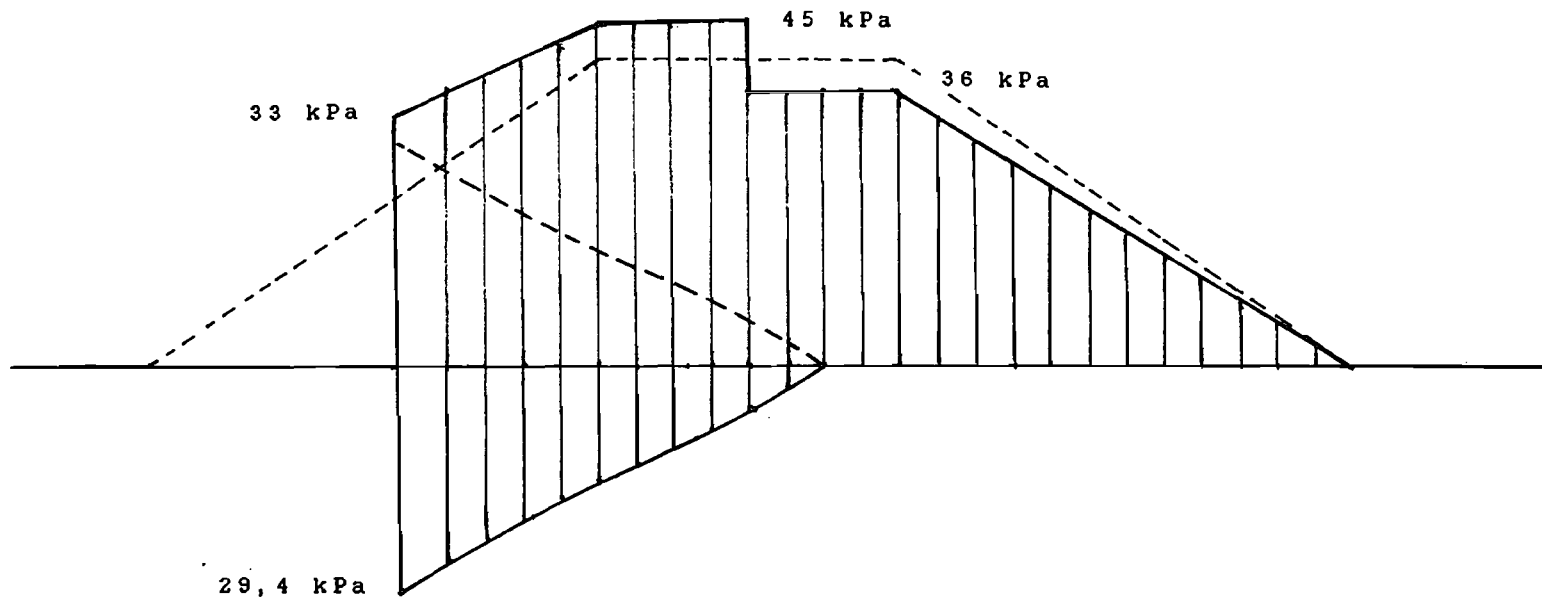


Figure 4.10

DIAGRAMME DES PRESSIONS

Largeur en crête du noyau: 1,5 mètre

SECTION S-4

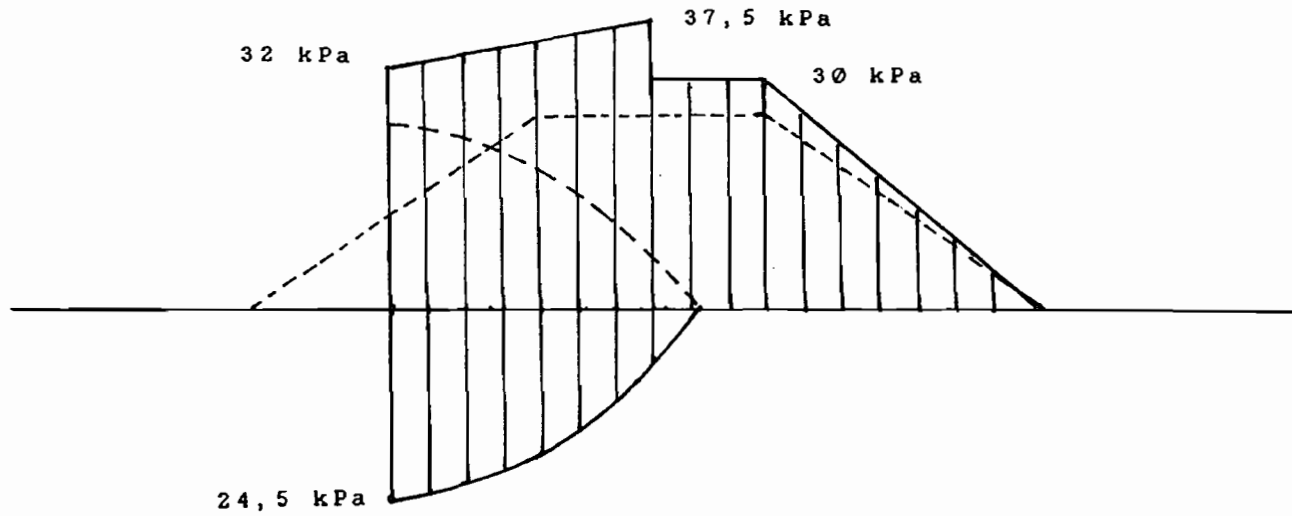


Figure 4.11
DIAGRAMME DES PRESSIONS
Largeur en crête du noyau: 2,0 mètres
SECTION Piézo-4

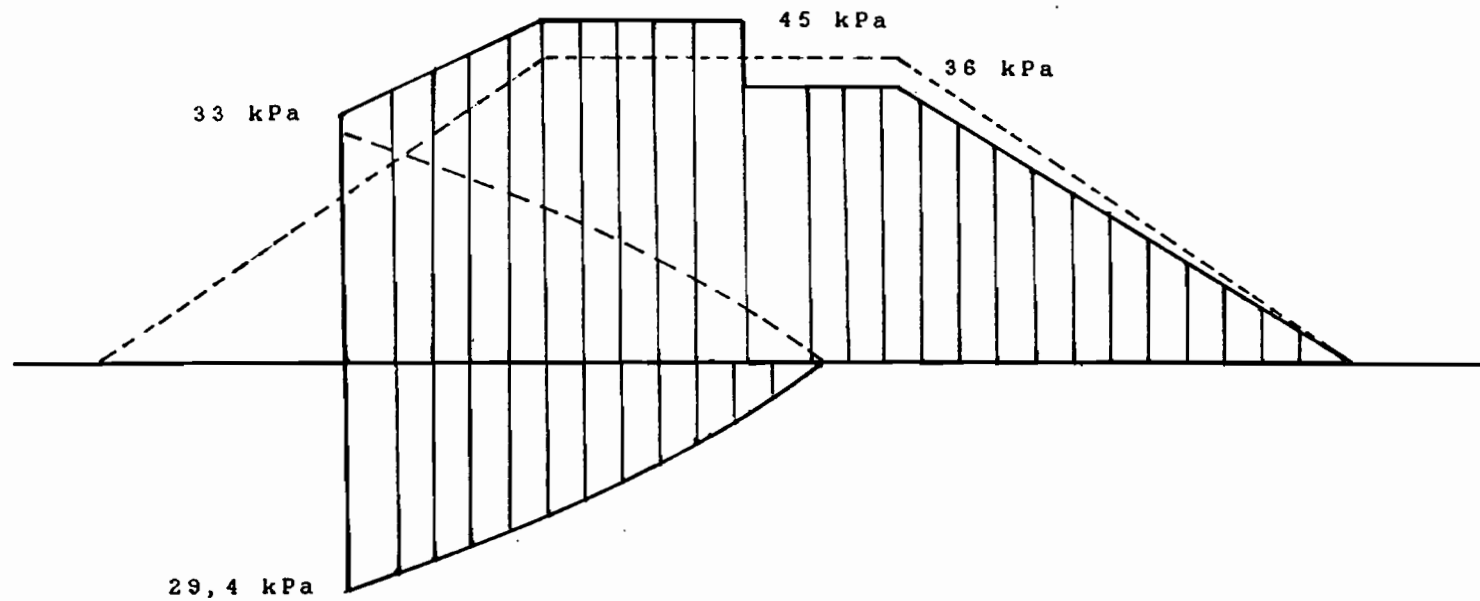
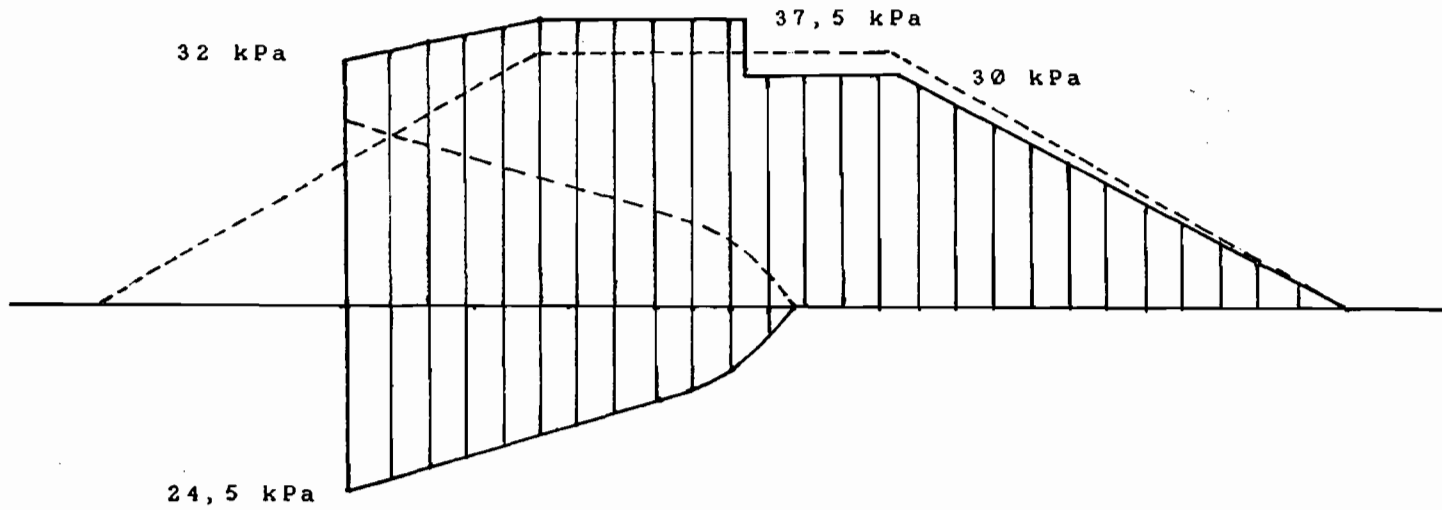


Figure 4.12

D I A G R A M M E D E S P R E S S I O N S

Largeur en crête du noyau: 2,0 mètres

S E C T I O N S - 4



Les différents gabions étant reliés entre eux, on aurait pu faire le calcul en considérant l'ensemble comme un seul bloc. L'ouvrage est considéré comme un barrage-poids, c'est-à-dire qu'il ne résiste que par son poids.

A l'état statique, les forces appliquées sont:

- le poids de l'eau
- la poussée de l'eau
- les sous-pressions

Ces dernières peuvent être négligées vue leur dissipation.

Pour que le barrage ne se renverse pas, il suffit que les moments stabilisants soient au moins supérieurs aux moments renversants.

Ce type de rupture ne sera pas calculé du fait qu'elle n'est pas envisageable pour le type de structure qu'on a (structure souple). En effet, il est presque impossible que le barrage tourne autour du point B. A la limite, ceci peut être un processus d'amorçage dans ce sens que même s'il commençait à intervenir, les contraintes au point B deviendraient très grandes, ce qui fait qu'on aura une rupture du sol.

De plus, les forces de poussée qui s'appliquent sur le parement imperméable sont en grande partie dissipées à l'intérieur du massif.

4-4-3 STABILITE INTERNE

Il aurait fallu également chercher les efforts appliqués sur les fils de gabion et les comparer à leur résistance interne. Seulement, ce type de rupture n'est pas à craindre pour deux raisons:

- la souplesse de la structure fait que les contraintes qui sont dans l'élément ne sont pas importantes
- la disposition des mailles (à double torsion) fait en sorte qu'une rupture éventuelle serait plutôt localisée.

4-4-4 STABILITE AU GLISSEMENT

La stabilité au glissement du barrage est celle qui est la plus dangereuse. Elle concerne aussi bien le talus amont que le talus aval sur sa fondation. Cependant on fait le calcul sur le talus aval qui est considéré comme étant le plus critique vu les matériaux qui le constitue. L'hypothèse de base établie est que l'on prend la surface de la rupture comme étant un cercle à axe horizontal appelé cercle de glissement.

A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble à la limite du glissement le long du cercle. Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant les hypothèses faites sur les interactions entre les tranches et sur la pression intersticielle.

La méthode utilisée est celle de BISHOP simplifiée appliquée au programme d'ordinateur "stabsept". C'est une méthode basée sur l'étude de l'équilibre d'une tranche de talus verticale d'épaisseur unitaire et délimité par un cercle de glissement.

La répartition des pressions est celle résultant de l'écoulement dans le barrage.

La portion de talus intérieure au cercle de glissement choisi est en équilibre limite lorsque la somme des moments dus aux forces de gravité M/g est égale à la somme des moments résistants dus aux forces de cohésion et de frottement M/cf développées sur la surface de rupture. On évalue ainsi le coefficient de sécurité $F = M/g / M/cf$.

Pour le barrage vide le problème de stabilité ne se pose pas.

La vérification de la stabilité donne des coefficients de sécurité de l'ordre de 10.

Pour le barrage rempli, deux cas ont été étudiés :

- dans le premier cas on définit les cercles de glissement comme étant des tangentes passant par les interfaces entre les différentes couches.
- dans le deuxième cas on définit le premier cercle de glissement comme étant celui qui passe par la jonction terre-gabions qui peut être un point critique.

Le sol est défini par sa géométrie dans des sections verticales et par ses caractéristiques que sont sa cohésion C_u , son angle de frottement ϕ et son poids volumique γ .

On calcule aussi le coefficient de sécurité par la méthode de FELLENIUS qui est une méthode similaire à celle de BISHOP simplifiée mais qui ne tient pas compte des forces entre tranches. En général, on a la relation $FB = FF + 13\%$ où FB et FF sont respectivement les coefficients de sécurité par la méthode de BISHOP et de FELLENIUS.

Résultats et interprétation

CAS 1

F.S. minimum			
tangente	profondeur	BISHOP simp	FELLENIUS
tangente 1	9.8	10.07	9.55
tangente 2	11.0	7.47	6.30
tangente 3	12.0	3.48	2.80
tangente 4	12.5	3.01	2.48

Tableau 4.3

CAS 2

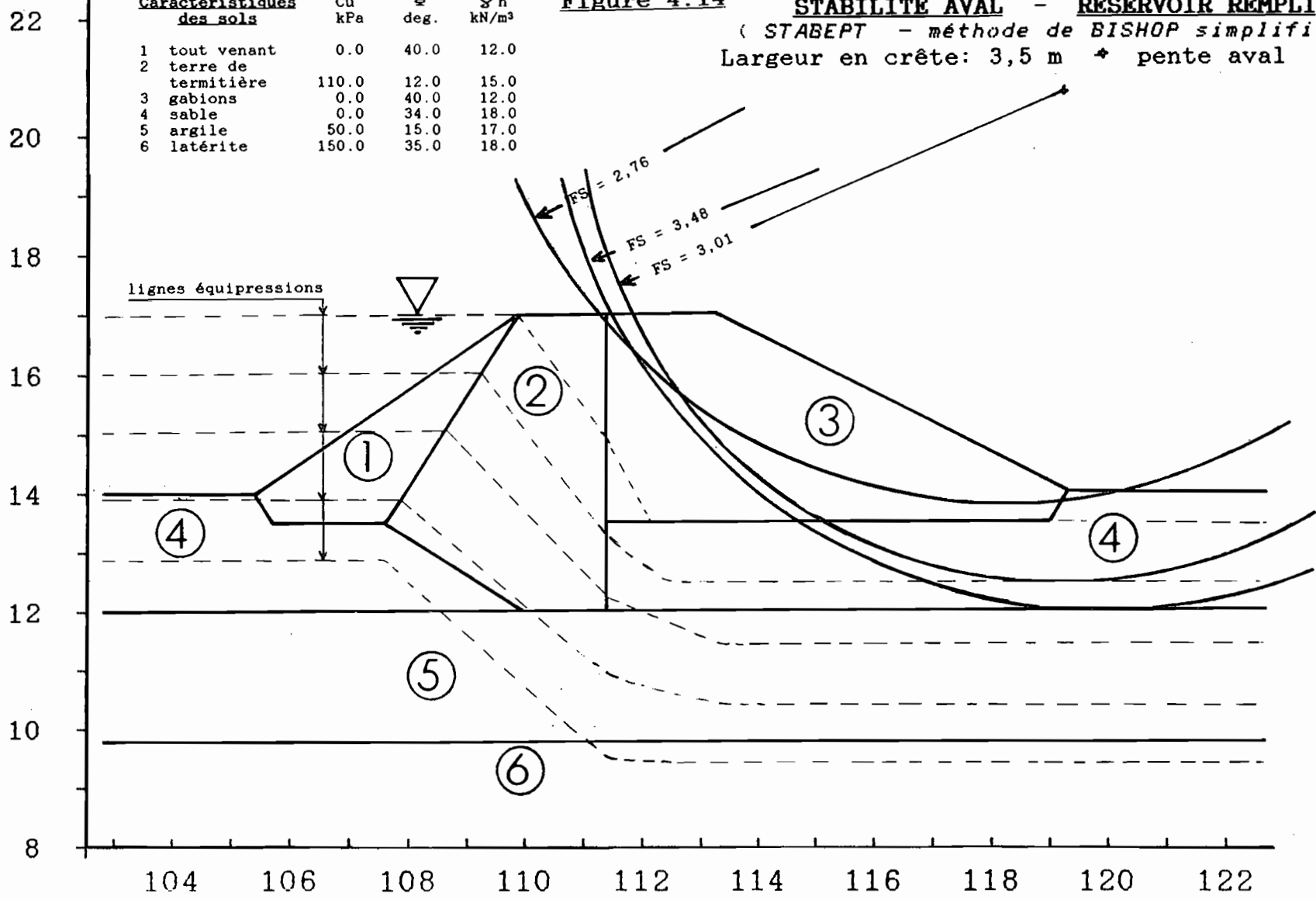
F.S. minimum	
BISHOP simpl.	FELLENIUS
2.76	2.63

Tableau 4.4

Caractéristiques des sols	Cu kPa	α deg.	γ h kN/m ³
1 tout venant	0.0	40.0	12.0
2 terre de termitière	110.0	12.0	15.0
3 gabions	0.0	40.0	12.0
4 sable	0.0	34.0	18.0
5 argile	50.0	15.0	17.0
6 latérite	150.0	35.0	18.0

Figure 4.14

STABILITE AVAL - RESERVOIR REMPLI
 (STABEPT - méthode de BISHOP simplifiée)
 Largeur en crête: 3,5 m * pente aval 2 : 1



Dans tous les cas on trouve des facteurs de sécurité qui sont supérieurs à la valeur minimale requise qui est en général de 1.3, donc des problèmes de stabilité au glissement ne se poseront pas à notre barrage.

On remarque que dans le deuxième cas le cercle de glissement ne passe pas dans la fondation mais seulement dans les gabions, ce qui va dans le sens de la sécurité car les gabions bien accrochés entre eux constituent une structure souple.

4-4-5 CALCUL DU TASSEMENT (18)

Nous avons à calculer les tassements au niveau de la couche d'argile et du sable des flancs.

a) tassement au milieu du barrage

$$C_r = 2.83 \cdot 10^{-2}$$

La pression des terres est $\sigma'_p = 62 \text{ kPa}$ et la contrainte maximale due à la surcharge du barrage est de 45 kPa.

Le tassement au milieu de la couche d'argile est :

$$S_c = (C_r \cdot H_0 / (1 + e_0)) \cdot \log(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma / \sigma'_{v0}) , \text{ l'argile étant surconsolidée .}$$

H_0 : épaisseur de la couche d'argile = 2.10 m

e_0 : indice des vides initial = 0.53

On trouve un tassement de 10 mm

b) tassement au niveau des flancs

Le tassement du sable est dominé par le tassement immédiat donné par $S_i = qB (1 - \nu^2 / E) \cdot I$

$$\nu = 0.5$$

$$E = 100 \text{ MPa}$$

$$B = 12 \text{ m}$$

On trouve $S_i = 10 \text{ mm}$

Donc au niveau du barrage, on ne craint pas les tassements différentiels. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'argile soit surconsolidée et les tassements dus aux surcharges sont faibles.

4-4-6 STABILITE MECANIQUE DE L'OUVRAGE (17)

La stabilité mécanique de l'ouvrage sera estimée en fonction de l'essai de pénétration statique (S.P.T.) et de l'angle de frottement déterminé par l'essai de cisaillement.

On calcule la résultante R appliquée à la fondation en supposant une hauteur d'eau en crête de 0.7m.

force horizontale $F_H = 5.55$ kN/m de barrage

force verticale $F_v = 354.15$ kN/m

excentricité $e = 0.4$ m

angle d'inclinaison $\alpha = 89.7^\circ$

Pour le sable : $\phi = 34^\circ$ on trouve $N_q = 29.44$; $N_\gamma = 41.06$

Avec l'abaque de Meyerhoff, on trouve une capacité portante admissible nette $q_{adm.nette} = 330$ kPa ; La correction par rapport à la nappe la ramène à 274 kPa d'où un coefficient de sécurité égal à 6

En appliquant la formule $q_a = \gamma B/2 N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c$ (a) et en tenant compte de l'excentricité et de l'inclinaison de la résultante, on trouve un coefficient de sécurité supérieur à 100.

Au milieu de l'axe $h/B = 0.21 < 1.5$; le sable se comporte comme un matériau de cohésion améliorée.

Pour l'argile : $\phi = 15^\circ$ on trouve: $N_q = 3.94$; $N_\gamma = 2.65$ et

$$N_c = 10.98$$

En appliquant la formule (a), on trouve une capacité portante admissible nette de 800 kPa; d'où un coefficient de sécurité de 18.

Ces résultats ne sont pas étonnants car la couche de sable est suffisamment résistante. En conclusion nous dirons que le site est même capable de soutenir un barrage de 10 m de hauteur.

4 - 5 DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU

4-5-1 FILTRES

Choix des matériaux filtants

Le barrage type retenu est un barrage à noyau étanche caractérisé par des matériaux allant des particules fines aux gros cailloux. La diversité de ces matériaux en plus des difficultés d'exécution sur le chantier, notamment un compactage uniforme du massif servant de noyau, nous incite à prendre des dispositifs de protection contre les effets de l'eau.

L'eau retenue à l'amont du barrage, du fait de la charge hydraulique, s'infiltré progressivement dans le massif, même à travers le noyau considéré comme imperméable et également dans les fondations. La méthode de compactage utilisée (stabilisation par couches horizontales successives) entraîne une grande anisotropie du massif: le rapport des perméabilités est très grand.

Drains et filtres

a) drain:

Les gabions utilisés pour assurer la stabilité de l'ouvrage jouent le rôle de drain et permettent l'évacuation des eaux provenant de la filtration à travers le noyau et également celles du ressuyage.

b) filtre:

Il a pour rôle d'empêcher la migration des particules fines sous l'effet de la circulation de l'eau. Le filtre est constitué de couches successives perméables, de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

Les rapports entre ces terres et le filtre doivent être respectés. Nous avons à faire le design de deux filtres :

- le premier constitue l'interface entre le noyau et les gabions ;
- le deuxième pour éviter les phénomènes de Renard du fait que la règle de LANE n'est pas respectée. Pour celui-ci, nous avons vérifié le gradient de sortie au pied aval du barrage est inférieur au gradient critique.

Les conditions à respecter sont d'après TERZAGHI :

- la condition de non entraînement des fines
 $d_{85} > D_{15}/5$
- la condition de perméabilité
 $D_{15}/d_{15} > 5$

d'où, en regroupant ces deux inégalités :

- pour une granulométrie étendue $5 d_{15} < D_{15} < 5 d_{85}$
- pour une granulométrie étroite $5 d_{50} < D_{50} < 10 d_{50}$
où d_x représente la dimension relative au matériau fin à filtrer (diamètre équivalent tel que x % en poids du sol passe dans le tamis de diamètre d_x) et D_x celle relative au matériau au grains grossiers (filtre).

dimensionnement du filtre vertical

filtre n° 1 (figure 4.15)

Pour la terre de termitière :

$$d_{15} = 0.00015 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0.18 \text{ mm.}$$

$$d_{50} = 0.055 \text{ mm.}$$

En la considérant comme un matériau à granulométrie étendue, on aura $5d_{15} = 0.00075 < D_{15} < 5d_{85} = 0.9$

La première couche filtre utilisée peut être le sable de dune qui rentre bien dans le fuseau. L'épaisseur de cette couche e_1 est telle que : $e_1 > 20$ à 30 cm ;

$$e_1 > 50 D_{15} = 0.8 \text{ cm} ;$$

$$\text{on prend } e_1 = 20 \text{ cm}$$

Pour éviter l'entraînement du sable et des autres filtres dans les gabions, les autres couches seront dimensionnées de la même manière. Le sable de dune a une granulométrie uniforme.

filtre n°2 (figure 4.15)

$$d_{50} = 0.35$$

$$5d_{50} = 1.75 < D_{50} < 10d_{50} = 3.5$$

Il n'existe pas à priori de matériau à l'état naturel avec cette granulométrie. L'exécution de ce filtre consistera à faire une sélection en prenant dans la latérite de la carrière du passant 3/8 (9.5 mm) retenu 16 (1.2 mm).

L'épaisseur $e_2 = 20$ cm

filtre n°3 (figure 4.16)

$$d_{50} = 2.6 \text{ mm}$$

$$13 < D_{50} < 26. \text{ mm}$$

Le filtre sera constitué d'un passant 2" (50 mm) retenu 3/8" (9.5 mm). L'épaisseur de ce filtre est $e_3 = 20$ cm

filtre n°4 (figure 4.16)

$$d_{50} = 15 \text{ mm}$$

$$75 < D_{50} < 150 \text{ mm}$$

Le filtre n° 4 est l'interface entre le filtre n°3 et les gabions. On sélectionnera le retenu 2" (50 mm) et les grains inférieurs aux diamètres des gabions (passant 4").

L'épaisseur de ce filtre est $e_4 = 30$ cm

L'épaisseur totale du filtre est : $e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4 = 90$ cm

Un vidange rapide ne pourrait intervenir que dans le cas où il y aurait des problèmes au niveau du pont (route nationale) ou du barrage.

Pour prendre des dispositions pratiques afin d'éviter l'entraînement des particules de termitière en cas de vidange rapide, on interposera un filtre constitué de sable (filtre n°1) entre le tout venant latéritique et la terre de termitière.

FUSEAUX DES FILTRES

ENVELOPPES GRANULOMETRIQUES

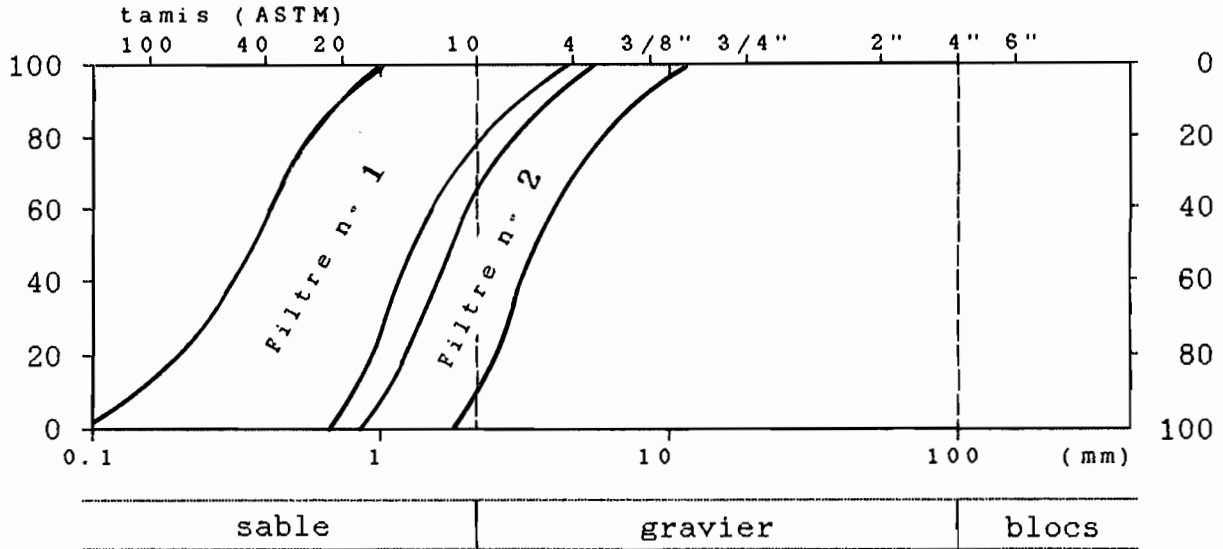


Figure 4.15

ENVELOPPES GRANULOMETRIQUES

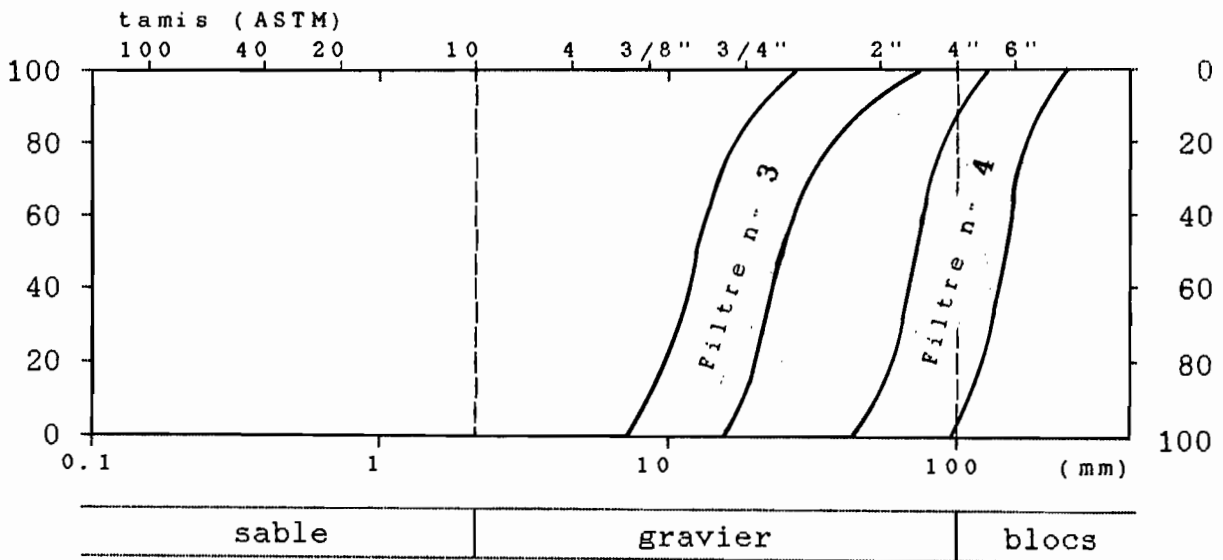


Figure 4.16

4-5-2 PROTECTION DES TALUS ET DES BERNES

On prévoit de protéger la digue à l'amont contre le battillage avec un parement constitué de pierres de latérite d'épaisseur 20 à 30 cm. Elles seront disposés en dallage ou encore mieux en escalier si possible. Tous les interstices doivent être soigneusement comblés de gravillons pour éviter le contact de l'eau avec la terre.

Au pied aval du barrage, on prévoit également une protection contre l'érosion du terrain en brisant l'énergie de l'eau par un perré de trois mètres de largeur constitué de grosses pierres de latérite enfoncées dans le sol.

Des murs bajoyeurs sont également prévus pour protéger contre le déversement latéral.

4-5-3 DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION

Un bassin de dissipation est un élément de l'évacuateur de crue qui permet de dissiper l'énergie de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du barrage.

Il est caractérisé par sa longueur L , sa largeur l et sa profondeur P .

a) - Longueur du bassin

La longueur du bassin sera prise égale à la longueur disponible au niveau du sol (47 m). Les extrémités sont protégés par des murs bajoyeurs dont la revanche est suffisante pour éviter tout débordement latéral.

b) - Profondeur du bassin

La profondeur doit être suffisante pour dissiper l'énergie de l'eau dans le bassin.

Elle doit être établie afin que la côte de la surface d'eau soit toujours inférieure à la côte de l'eau à la surface de l'eau à l'aval de l'évacuateur.

Cette profondeur est fonction de la hauteur de la lame déversante, de la hauteur du déversoir par rapport au terrain naturel ainsi que de l'épaisseur de la lame dans le lit aval.

Connaissant la hauteur du barrage $H = 3$ m ainsi que la hauteur de la lame d'eau à l'entrée du déversoir $H_0 = 0.7$ m, on se fixe la lame d'eau à la sortie du bassin $y_n = 0.7$ m.

Sur l'abaque on lit $P/H_0 = 0.18$ d'où $P = 0.18 \times 3 = 0.54$ m. D'autant plus qu'une bonne partie de l'énergie sera dissipée avant d'arriver au bassin par les marches sur le parement aval, une profondeur de 0.5 m serait donc suffisante.

c) - Largeur du bassin

Elle doit être telle que le ressaut de chute soit totalement absorbé par le bassin pour éviter des phénomènes d'érosion remontante à l'aval. La formation de ressaut hydraulique dépend du nombre de Froude qui s'exprime par $F = V / (gxy)^{1/2}$ où V représente la vitesse et y le tirant d'eau. F peut aussi s'exprimer par $F = q / y^{3/2} \times g^{1/2}$ où q est le débit par unité de longueur.

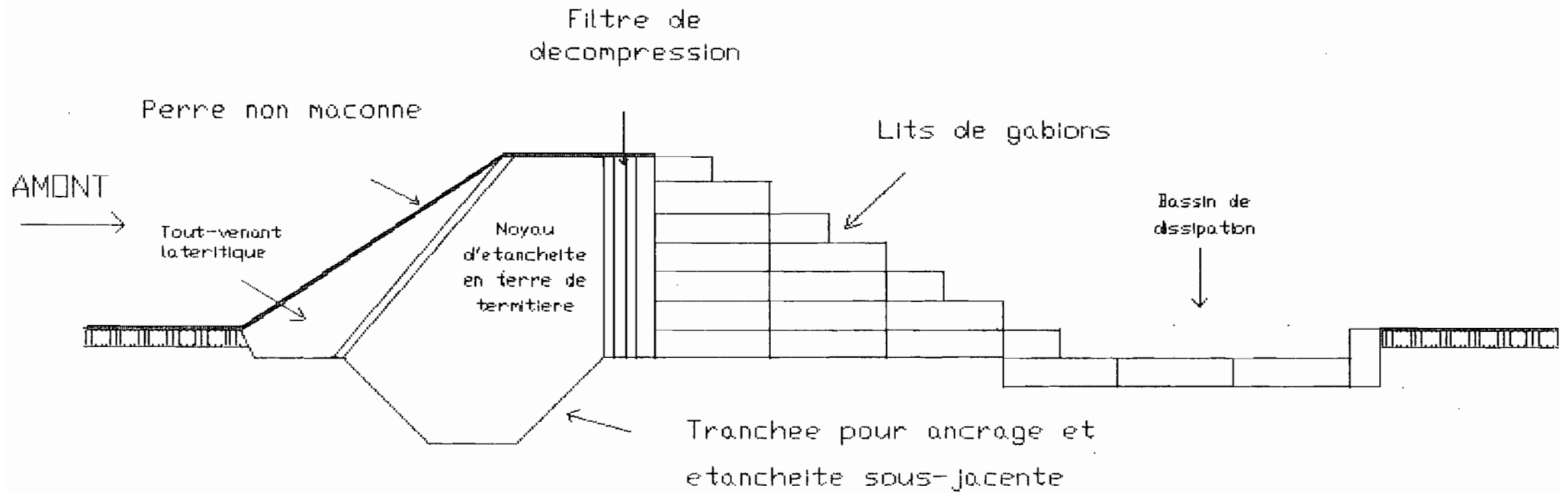
En supposant que le tirant d'eau avant ressaut est égal à la lame d'eau au-dessus du déversoir, on a:

$$F = 2.86 / (0.7)^{3/2} \times (9.81)^{1/2} = 1.56$$

le nombre de Froude $F < 1.7$ donc il n'y aura pas formation de ressaut hydraulique, la largeur du bassin peut être minimale. Une largeur de 5 m serait sécuritaire.

La section du barrage retenu est montré sur la figure 4.17

COUPE EN TRAVERS DU BARRAGE



Echelle 1 cm = 1. m

Dessin 80 3 Jun 1988

Fig. 4.17

Madeleine BORNAT

CHAPITRE 5

REALISATION DU PROJET

La construction du barrage devrait permettre aux populations de disposer de quantités d'eau suffisantes pour leurs besoins.

Puisqu'il s'agit d'un projet villageois, le choix d'un ouvrage techniquement et économiquement réalisable par les populations s'avère donc nécessaire.

La solution proposée consiste en un barrage poids en gabions et en terre totalement déversant.

La digue déversante permettra d'utiliser efficacement les potentialités du site avec une hauteur d'eau maximale. La lame d'eau s'étalera sur toute la longueur de crête ce qui atténue les phénomènes d'érosion à l'aval.

5 - 1 DESCRIPTION TECHNIQUE DU BARRAGE

Le barrage sera essentiellement réalisé en gabions et en terre. Les gabions assureront la stabilité de l'ouvrage alors que le matériau de termitière servira à la digue d'étanchéité. L'étanchéité du barrage est prolongée dans ses fondations par ancrage du noyau. On utilisera du tout-venant comme matériau de remplissage de la partie amont ainsi qu'un matériau filtre pour séparer la terre des gabions.

5-1-1 Les gabions

a) - Définition

Un gabion est une cage ayant la forme d'un parallélépipède rectangle, en grillage galvanisé que l'on remplit de cailloux.

La pérennité de celui-ci dépend de la qualité des treillis.

On utilise du fil de fer galvanisé de diamètre 2.5 mm pour confectionner des gabions semelles de dimension 2 m x 1 m x 0.5 m soit un volume de 1 m³ avec des mailles double torsion 100 mm

b) - Quantité

Avec notre hauteur de barrage de 3m, il nous faudra 6 rangées de gabions au-dessus du sol en plus d'une rangée d'ancrage. On prévoit des marches de 1m de long sur hauteur de 0.5 m ainsi qu'un bassin de dissipation pour briser l'énergie de l'eau afin d'éviter une érosion continue sur le parement aval.

Leur nombre est de 14 gabions par mètre linéaire, ce qui pourrait assurer une bonne stabilité.

Le nombre de gabions par couche est donné dans le tableau ci-dessous:

TABLEAU 5.1 QUANTITE DE GABIONS					
Couche	Hauteur cumulée (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Densité (gab/m)	Nombre de gabions
Ancrage	0	7	20	3.5	70
1 ^o couche	0.5	6	47	3.0	141
2 ^o couche	1.0	5	72	2.5	180
3 ^o couche	1.5	4	97	2.0	194
4 ^o couche	2.0	3	117	1.5	176
5 ^o couche	2.5	2	135	1.0	135
6 ^o couche	3.0	1	152	0.5	76

Soit un total de 972 gabions auxquels il faudra ajouter 237 gabions pour le bassin de dissipation et 20 pour les murs bajoyeurs pour protéger contre le déversement latéral.

Le nombre total de gabions est de 1229 et pour être sécuritaire on prend **1250 gabions**.

c) - Confection

Elle se fera sur une table de tressage (voir schéma en annexe).

d) - Montage et remplissage

Le montage des gabions s'effectue sur le chantier. Le gabion est déplié puis les arêtes verticales sont ligaturées. Le gabion vide est placé dans la position qu'il occupera définitivement dans le barrage et ligaturé par toutes ses arêtes avec ceux voisins. Le remplissage se fait avec des pierres de latérites dont les dimensions doivent être suffisantes pour ne pas traverser les mailles. Aussi elles ne doivent pas être trop grosses car elles réduiraient l'effet de souplesse du gabion ($\phi < 30$ cm). Lors du remplissage les plus grosses pierres sont placées contre le grillage et on progresse de façon à laisser le moins de vides possible entre elles. Quand le gabion est à moitié rempli, les tirants sont posés reliant les côtés opposés du gabion afin de limiter les déformations.

Lorsque le gabion est totalement rempli, le couvercle est rabattu et entièrement ligaturé.

Les gabions ne doivent pas reposer sur le sol meuble. Sous toutes les faces de contact on prévoit une couche de 20cm de gravier en tout-venant latéritique. Elle va jouer le rôle de filtre et éviter les affaissements par remontée de terre dans les gabions. Le volume sera $(20 \times 7 + 47 \times 5) \times 0.2 = 75 \text{ m}^3$.

On prévoit également des graviers pour le garnissage des vides dans les gabions entre les blocs de latérite.

Le volume total prévu sera de 150 m^3 de graviers.

5-1-2 La digue d'étanchéité

Elle est constituée d'un noyau en matériau de termitière qui est ancrée au sol par une tranchée qui descend jusqu'au niveau de la couche imperméable pour l'étanchéité sous-jacente.

a) - Quantité

La digue ainsi que la tranchée d'ancrage seront sur toute la longueur du barrage. Le calcul du volume se fait par tranche de 0.5 m et est donné dans le tableau suivant:

Couche	Longueur (m)	Largeur moyenne (m)	Surface (m)	Volume (m ³)
Tranchée	152	3.0	456	684
Ancrage	20	4.3	86	43
1 ^{er} couche	47	3.9	184	92
2 ^{er} couche	72	3.4	245	123
3 ^{er} couche	97	3.0	291	146
4 ^{er} couche	117	2.6	304	152
5 ^{er} couche	135	2.2	297	149
6 ^{er} couche	152	1.7	258	129

Ce qui donne un volume total de 1518 m³ et pour être sécuritaire on prend un volume de 1600 m³ de matériau de termitière.

b) - Confection de la digue et de la tranchée d'ancrage

Le matériau de termitière utilisé pour confectionner le noyau et la tranchée doit être compacté après humidification.

Le massif de terre sera d'autant plus stable et étanche qu'il contiendra peu de vides c'est à dire les grains qui le constituent seront mieux imbriqués les uns dans les autres d'où la nécessité de faire un bon compactage.

Les étapes pour réaliser un bon compactage sont :

- scarifier la couche de sol en place sur quelques centimètres pour avoir une meilleure liaison.
- étendre une couche d'environ 15 à 20 cm
- humidifier la couche et attendre une bonne imbibition sur toute son épaisseur
- compacter en effectuant 4 à 5 passages en chevauchement successif.

Lors du compactage il va falloir utiliser de l'eau pour humidifier le matériau. La teneur en eau naturelle du matériau de termitière est 4%/- alors que d'après les essais de

compactage au laboratoire on trouve une teneur en eau optimale de 11"/-; donc il va falloir rajouter 7"/- d'eau et pour tenir compte des pertes on prend une teneur de 10"/-.

On a $\text{Volume d'eau} = 0.10 \times 1600 = 160 \text{ m}^3$.

5-1-3 Filtre de décompression

C'est une zone de transition entre la terre de termitière et les gabions qui permet d'assurer une liaison souple entre ces deux matériaux mais surtout d'empêcher la pénétration de la terre dans les gabions (risque de renardage). Son épaisseur est de 90cm répartie en quatre couches de granulométrie décroissante de la digue vers les gabions (voir choix du filtre).

a) - Quantité de matériau

Le filtre sera posé sur toute la longueur et par tranche de 50 cm. Son volume est donnée par :

$$V = (152+135+117+97+72+47+20) \times 0.5 \times 0.9 = 256 \text{ m}^3$$

En plus pour séparer le tout-venant du matériau de termitière on prévoit de mettre une couche de filtre d'épaisseur 20 mm .

Le volume de cette couche serait de :

$$V = (152+135+117+97+72+47+20) \times 0.5 \times 0.2 = 64 \text{ m}^3$$

Le volume total de matériau pour le filtre est donc de 320 m^3 .

b) - Confection

Le filtre va être monté par coffrage en même temps que la digue Il doit être parfaitement réalisé pour empêcher les affaissements de la digue.

5.1.4 Le matériau de remplissage

Il est constitué de graviers en tout-venant latéritique et sera disposé sur le parement amont avec une pente de 1.5:1.

Le volume des matériaux calculé par tranches est donné dans le tableau suivant :

TABLEAU 5.3 QUANTITE DE MATERIAU TOUT-VENANT				
Couche	Longueur(m)	Largeur moyenne (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)
Ancrage	20	1.63	32.6	16.3
1 ^e couche	47	1.38	64.9	32.5
2 ^e couche	72	1.13	81.4	40.7
3 ^e couche	97	0.88	85.4	42.7
4 ^e couche	117	0.63	73.7	36.9
5 ^e couche	135	0.38	51.3	25.7
6 ^e couche	152	0.13	19.8	9.9

Ce qui donne un **volume total de 205 m³ de tout-venant latéritique** qui sera posé par couches de 20 à 30 cm bien damées.

5.1.5 Terrassement

Un important travail de terrassement doit être fait avant la confection des différents éléments.

Pour les gabions, d'autant plus qu'il n'y aura pas d'augmentation de longueur de déversoir, le terrassement consistera à un décapage jusqu'au de la 1^e couche soit un volume de $V = (20 \times 7 + 47 \times 6) \times 0.5 = 211 \text{ m}^3$.

La tranchée d'ancrage sera à une profondeur de 1.5 m en dessous de la digue.

Le volume terrassé sera de $V = 152 \times 3 \times 1.5 = 684 \text{ m}^3$

Le bassin de dissipation aura une longueur de 47m, une largeur de 5m et une profondeur de 0.5 m.

Le volume terrassé sera: $V = 47 \times 5 \times 0.5 = 117.5 \text{ m}^3$.

Pour la fondation de la digue on aura : $V=(20 \times 4.5 + 47 \times 4) \times 0.5$
soit 139 m^3 . Le volume total de terrassement sera donc de
 1151.5 m^3 , soit 1160 m^3

5 - 2 ORGANISATION DU CHANTIER ET TEMPS DE TRAVAUX

a) - Durée des travaux

La réalisation du barrage requiert une organisation ainsi qu'une bonne coordination des opérations.

On comptera beaucoup plus sur l'investissement humain (tableau 5.4) mais néanmoins l'utilisation d'engins mécaniques sera requise pour certain travaux assez délicats (tableau 5.5).

TABLEAU 5.4		TEMPS DES TRAVAUX NON MECANISES			
OPERATIONS	QUANTITE	Temps de travaux unitaire	temps de travaux nécessaire jours/homme	nombre d'hommes	DUREE jours
Tressage des gabions	1250 gab.	1 gab./j/métier avec 2 hommes/métier	2500	10	250
Extraction pierres et graviers	2120 m ³	0.5 m ³ /j/homme	2120	14	151.4
Décapage pour fondation	460 m ³	1 m ³ /j/homme	460	30	93.5
Pose et ligature des gabions	1250 m ³	2 gab/j/homme	625		
Remplissage des gabions	1250 m ³	1 gab/j/homme	1250		
Remplissage au tout-venant	205 m ³	0.5 m ³ /j/homme	410		
Confection des perrés	600 m ²	10 m ² /j/homme	60		

TABLEAU 5.5		TEMPS DES TRAVAUX MECANISES	
OPERATIONS	QUANTITES	Temps de travaux unitaire (m ³ /j)	DUREE
Extraction terre de termitière	1600	300	5.3
Transport	3880	12	323.3
creusage de la tranchée	700	300	2.3
Confection de la digue et du filtre	2080	150	13.9

Pour le calcul des temps de travaux, on s'est basée sur les expériences du barrage en construction en aval et sur celui de Keur Mory Fall. Le nombre d'homme disponible est estimé à 54 hommes par jour qui seront répartis entre les différentes opérations comme suit :

- 10 hommes pour le tressage soit 5 tables de tressage
- 14 hommes pour l'extraction des pierres et graviers
- 30 hommes pour qui seront répartis le reste des travaux manuels

b) - Planning des travaux

Le planning des travaux (tableau 5.6) prévoit une durée de 280 jours, et pour plus de sécurité on prend comme durée totale 300 jours.

L'utilisation de la main-d'oeuvre se fera de manière très rationnelle c'est-à-dire que tous les travailleurs seront affectés à un poste et ceci jusqu'à la fin des travaux.

CHAPITRE 6

UTILISATIONS ET

IMPACTS DU BARRAGE

6-1 BILAN RECAPITULATIF

D'après le tableau 6.1, le barrage devrait se remplir au mois de juillet s'il n'y a pas de prélèvement et si les hypothèses de calcul sont vérifiées. En effet, au mois de juin, les apports ne sont pas suffisants pour remplir la réserve. Notons que l'infiltration varie suivant les mois à cause de la fluctuation de la charge hydraulique qui peut être déduite de la courbe hauteur-volume.

La capacité de la retenue étant de 800 000 m³, le volume retenu de juillet à octobre devrait être de 800 000 m³.

A partir de novembre, le volume stocké devrait se répartir entre

- l'évaporation
- l'infiltration qui diminue de plus en plus à cause de la baisse du niveau de l'eau
- le maraîchage

En moyenne, pour Thiès, les besoins pour le maraîchage sont estimés entre 4 et 5 m³/j pour 1000 m². Les superficies cultivables étant de 20 hectares environ, les besoins peuvent être estimés à $200 * 5 = 1000$ m³/j soit 30 000 m³/mois.

Au total donc, pour les mois allant de novembre à mai, le prélèvement serait de $7 * 30\ 000 = 210\ 000$ m³.

Le restant du bilan étant de 327 300 m³, on déduit qu'il ne faudrait pas hésiter à utiliser l'eau pour les besoins. Mais, vu le caractère approximatif des calculs et les utilisations éventuelles de l'eau pour d'autres fins, il n'est pas exclu que la réserve s'épuise avant le retour de la saison des pluies.

6-2 ALIMENTATION EN EAU DES POPULATIONS

Généralement l'utilisation des eaux de retenue pour l'alimentation en eau est la première priorité. Elle est l'une des principales sources de motivation de la construction des barrages.

Le barrage de KEUR SEIB NDOYE n'a pas comme objectif principal de fournir de l'eau pour les besoins ménagers mais participera à cet effet en contribuant au remplissage de la nappe d'eau alimentant les puits du village.

T A B L E A U 6.1				
BILAN RECAPITULATIF				
MOIS	APPORTS	INFILT.	EVAPOR.	VOLUME RETENU
	m ³	m ³	m ³	m ³
juin	237 960	42 500	6311	189 100
juillet	1 116 000	69 000	4820	800 000
août	2 967 600	69 000	2837	800 000
septembre	2 461 200	69 000	3081	800 000
octobre	651 600	69 000	3526	800 000
novembre		69 000	5366	725 600
décembre		64 000	5822	655 800
janvier		61 000	8788	586 000
février		58 700	9386	517 900
mars		55 200	11 288	451 400
avril		52 900	10 990	387 500
mai		51 800	8392	327 300

a) Implantation humaine et barrages

La population directement impliquée par la construction du barrage et participant activement à la construction du barrage aval et dans le futur de celle du barrage amont habite les villages de KEUR SEIB NDOYE, Diassap, Keur MAME ARAME situés de part et d'autre du marigot.

Bien que l'objectif du barrage n'est pas de remplir la retenue pour des fins ménagères, il demeure important de les intégrer dans les utilisations futures. La raison en est la rareté des points d'eau constituant un pôle d'attraction des populations villageoises vue que son exploitation s'avère plus facile que celle des puits sans pour autant qu'elles se soucient de la qualité.

Pour l'instant il n'existe pas de statistiques évaluant les variations de population avant et après l'implantation d'un barrage.

L'implantation d'un barrage pourrait avoir un impact certain sur l'exode rural si le manque d'eau constitue un facteur déterminant de cet exode ou s'il n'intervient qu'indirectement à travers les conditions économiques de la région.

b) programme d'hydraulique villageoise et barrages

D'une manière générale l'investissement chiffré d'un projet de barrage suffit pour faire un grand nombre de forages. Une étude faite par le C.I.E.H. montre que la solution de barrage n'est intéressante que si le volume annuel retenu dépasse 20000 m³ (calculs faits pour une période de quinze ans pour les barrages et sur une demi-dizaine d'années pour les forages).

Le critère économique n'est pas le seul à considérer et il ne faut pas négliger les problèmes sanitaires liés à l'approvisionnement en eau. Comparée à l'eau d'un forage correctement entretenu, celle d'un barrage est loin d'être saine.

D'importantes précautions devraient être prises pour consommer l'eau des barrages et leur accessibilité ne devrait pas les faire oublier.

Mais un facteur de choix pour retenir une solution finale demeure la participation des populations. Egalement, la participation d'une O.N.G. (ENDA pour le barrage de Keur SEIB NDOYE) aide à l'atteinte de cet objectif qui demeure très important comparée au choix de forages nécessitant l'utilisation d'un matériel sophistiqué souvent indisponible.

c) problèmes sanitaires

Il demeure très important de les prendre en considération afin de limiter les risques liés au stockage de l'eau.

i) les maladies et l'eau

Les maladies liées à l'eau sont nombreuses :

- infections gastro-intestinales : choléra, typhoïde, dysenterie bacillaire et amibienne, paratyphoïde, infection à entérovirus, vers intestinaux, schistosomiasis rectales, autres infections diarrhéiques ;
- ophtalmies, trachomes, conjonctivite, onchocercose ;
- dermatoses : abcès cutané, ulcère tropical, gale, lèpre, teigne, dracunculose ;
- fièvres : typhoïde et paratyphoïde, leptospirose, hépatite infectieuse, typhus à poux et fièvre récurrente, fièvre jaune et autres infections à arbovirus, paludisme, trypanosomiase, filariose ;
- autres maladies : schistosomiase urinaire.

L'eau peut jouer différents rôles :

- * elle peut être le milieu où se développe et se reproduit l'agent pathogène qui se transmet à l'homme par voie digestive (ingestion), transcutanée ou aérienne (respiration) : c'est le cas de certaines bactéries (choléra, fièvre typhoïde, ...), de certains protozoaires (amibiases, ...) ou de certains virus (poliomyélite, hépatite infectieuse, ...) ;

* elle peut être le milieu de développement du vecteur transmettant la maladie (bilharziose véhiculée par des mollusques, paludisme et fièvre jaune véhiculés par les moustiques, onchocercose par la simulie, filariose par certaines mouches, ...);

ii) Aspects sanitaires du barrage

La présence d'eau stagnante en grande quantité peut avoir des effets indirects sur les maladies pré-existantes en rompant certains équilibres et en modifiant profondément l'environnement : concentration, densification et brassage des populations et animaux ; déséquilibre entre une population et son parasite habituel dont la période d'activité peut être plus longue qu'avant la création d'un barrage (paludisme); déplacement des populations vers des périmètres irrigués, chacune apportant ses parasites différents suivant son origine; multiplication des contacts entre l'homme et les parasites (baignades, travail dans l'eau).

Seules certaines parties de la retenue peuvent être propices au développement de ces parasites ou de leurs hôtes et jouent un rôle dans la transmission des maladies. Les berges de la retenue utilisées par les jardins potagers et les cultures de décrues reçoivent les déjections humaines ce qui contribue à favoriser le cycle de nombreux parasites (schistosomiase, ...). Les déversoirs peuvent être un lieu d'implantation pour les larves de simulie, vecteur de l'onchocercose. Le lit du marigot souvent parsemé de flaques résiduelles peut devenir un véritable "nid" à mollusques et moustiques.

En conclusion nous suggérons qu'une analyse bactériologique et chimique de la retenue soit faite par intervalles réguliers pendant la rétention afin de prévenir les populations contre les risques d'une utilisation éventuelle pour des besoins de consommation.

iii) Mesures de protection

Un certains nombres de mesures simples sont possibles pour limiter l'expansion de ces maladies en défavorisant l'implantation des vecteurs et en tentant de limiter les contacts homme-eau.

La première, et certainement l'une des plus efficaces si l'on arrive à rendre la population consciente des risques, c'est d'éviter l'ingestion directe de l'eau en provenance des barrages et lui préférer l'eau issue des puits exploitant la nappe phréatique alimentée par la retenue. En effet le sous-sol joue alors un important rôle de filtre et l'eau est nettoyée de bons nombres d'agents pathogènes.

Une autre solution serait de nettoyer toute retenue de la végétation présente avant sa mise en eau.

Une troisième mesure possible est d'entretenir suffisamment les berges pour éviter le développement des zones de marécage et de végétation semi-aquatique; de même il est utile de drainer correctement les mares voisines de la retenue pour éviter que ne s'y reproduisent moustiques et autres insectes, et d'empêcher la formation de flaques résiduelles lors de la décrue.

d) propositions d'amélioration

On ne peut négliger les problèmes sanitaires liés au stockage de l'eau vues les conditions actuelles que rencontrent les paysans pour leur faire face.

Outre les mesures à prendre dans la conception des ouvrages, il conviendrait de faire un effort particulier pour sensibiliser les populations autour des problèmes liés au stockage de l'eau, leur expliquer l'avantage de l'eau souterraine pour un puits bien entretenu et leur suggérer l'exploitation de puits disponibles du fait de leur proximité et de leur profondeur relativement faible.

6 - 3 UTILISATION PASTORALE DE LA RETENUE D'EAU

Elle ne demeure pas une priorité pour les villages environnants, mais elle est plus difficile à contrôler que l'alimentation des populations en eau potable.

La retenue aura certainement pour effet des mouvements internes d'animaux à la recherche du point d'eau. Les problèmes de protection sanitaire d'animaux mis en contact peuvent ne pas se poser car les origines dans presque toute la région sont les mêmes.

Néanmoins la disponibilité de l'eau est une condition essentielle de développement du secteur de l'élevage même si elle n'est pas la seule.

L'utilisation pastorale des retenues d'eau pose deux de problèmes sanitaires :

- extension des maladies du bétail transmises par l'eau due à la succession des troupeaux le plus souvent sédentaire ;
- la pollution de l'eau liée à la fréquentation par les troupeaux des retenues dont l'eau même si elle n'est pas recommandée est utilisée pour l'alimentation humaine.

6 - 4 UTILISATION PISCICOLE

C'est une éventualité qui ne sera pas abordée ne faisant pas partie des moeurs de la population.

Son introduction pourrait intervenir lorsque les populations le désireront en fonction de la durée de retenue et surtout de l'adaptabilité de la pisciculture dans la retenue. Il est cependant nécessaire de souligner le grand rôle que peuvent jouer les poissons contre certains agents vecteurs de maladies.

6-5 UTILISATION AGRICOLE DE LA RETENUE

L'utilisation agricole des retenues pour fournir l'eau d'irrigation est une condition nécessaire au développement de la région et à l'auto-suffisance alimentaire tant recherchée actuellement. Elle est la principale cause de cette retenue. L'eau stockée sera disponible comme retenue pérenne sur une longue période de l'année et sur l'autre période elle permettra en rechargeant la nappe d'utiliser une exploitation adéquate par l'intermédiaire des puits et "céanes".

La superficie irriguée est estimée à 20 hectares.

Les périmètres irrigués concernent directement les terres avoisinant le plan d'eau. Les périmètres construits aussi bien en aval qu'en amont du barrage peuvent être alimentés par des stations de pompage. L'aménagement des rigoles creusées de la retenue aux cultures en amont comme en aval du barrage s'avère facile d'entretien et accessibles aux populations rurales, mais les résultats seraient moins performants vue la topographie du terrain.

a) Cultures concernées

Les différentes cultures envisagées sont en rapport avec les possibilités sur le terrain, la disponibilité de l'eau et les habitudes villageoises. Les cultures concernées sont les cultures vivrières (riz, maïs, ...) et les cultures maraîchères. La réintroduction de la culture du riz (principale denrée de consommation) dans les périmètres inondés est le souci majeur des masses rurales qui l'avaient abandonné par manque d'eau.

Les cultures pluviales constituent l'élément dominant de l'agriculture. Les principales spéculations sont, par ordre d'importance, les suivants :

- le mil et le sorgho cultivés très généralement en association avec le niébé ;
- l'arachide ;

- le manioc cultivé en moindre importance du point de vue superficielle.

L'adaptabilité de ces cultures en fonction du type de sol a été étudié avec l'étude des sols de la région dans le chapitre Pédologie.

Mais avec la profondeur relativement faible de la nappe phréatique, les cultures maraîchères avaient rapidement gagné un terrain vu qu'elles fournissent au paysan un revenu monétaire.

Ces cultures de bas-fonds sont pratiquées au fond de la vallée à l'aide de "céanes" creusés après le retrait progressif des eaux pluviales. Ces cultures s'étendent de la fin de la saison des pluies jusqu'à la prochaine hivernage.

Cependant l'intensité diminuait avec le temps en fonction de l'abaissement de la nappe causant le tarissement des "céanes". Dans certains endroits de la vallée, seuls les puits peuvent être utilisés au delà de janvier.

Les principales spéculations suivantes y sont pratiquées :

- piment, gombo, oignon, salade, niébé, tomate, haricot, aubergine, kandia, etc...

Il faut également souligner que tout au long du marigot se développe une intense culture fruitière notamment manguiers gérée par les populations.

Elle constitue une importante source de revenu pour les propriétaires à une certaine période de l'année. Elle sert aussi bien le marché de Thiès que certains de l'intérieur du pays.

Les potentialités de la vallée sont énormes vu l'important volume d'eau retenu et son étendue assez grande permettant l'aménagement de grandes surfaces :

- les sols sont assez riches et aptes au maraîchage ;
- le maraîchage y est pratiqué depuis de longues années ;
- il existe un marché potentiel à Thiès.

Les besoins en eau ont été évalués au niveau de l'étude des apports.

6 - 6 IMPACTS DU BARRAGE SUR L'ENVIRONNEMENT

L'expérience Burkinabé sur la réalisation des barrages et leur conséquence ont montré dans quelle mesure l'aménagement d'un bassin versant pouvait avoir un effet sur les crues habituelles. Ceci sera ressenti dans le cadre d'un aménagement du grand bassin de Fandène dans lequel se situe le nôtre.

L'équipement d'un bassin par de nombreux petits barrages a pour conséquence pour des pluies fréquentes de diminuer notablement les débits de crues et de prolonger les débits d'écoulement.

Ceci entraîne une moindre érosion dans le lit des marigots (qui est une préoccupation principale pour ce cas vu l'important volume de sable charrié par le bras gauche du marigot), une meilleure infiltration (donc recharge de la nappe) tout au long du cours d'eau.

La pérennité de la retenue n'est cependant pas toujours souhaitée surtout pour de longues périodes car toutes les cultures ne sont pas adaptées en terres submergées. Avec une combinaison de l'évaporation et de l'infiltration, la zone de marnage peut être très rentable pour des cultures de décrues.

En conclusion nous retiendrons que malgré les problèmes liés à l'exploitation de la retenue pour les besoins en eau des ménages, l'utilisation pastorale et piscicole, l'utilisation de la retenue pour des fins agricoles peut être très rentable avec une bonne coordination de toutes les forces oeuvrant pour le développement du secteur agricole. C'est pour cela que nous suggérons une bonne organisation des producteurs pour faire face aux problèmes de commercialisation qui pourraient éventuellement se poser.

7 - 1 INTRODUCTION

Une étude économique complète supposerait une bonne connaissance de l'augmentation de la production agricole suite à la réalisation du barrage. Cet élément nous est d'autant plus difficile à maîtriser qu'il s'agisse d'un projet villageois dont les besoins ont un caractère plutôt général.

En outre, une étude des fluctuations du marché qui conditionnent suivant la production et la période la rentrée de fonds au niveau paysan serait nécessaire.

C'est pourquoi nous nous attacherons simplement à cerner la problématique de la suffisance du financement d'une part, et d'autre part, de l'éventuel intérêt financier et économique du barrage pour des villageois qui décident de faire du maraîchage.

L'investissement global du projet peut être subdivisé comme suit:

- 13.000.000 venant d'un organisme non gouvernemental.
- Participation de l'état par le prêt d'engins mécaniques.
- Investissement humain qui rétribué à 300 F l'heure, peut être estimé à $300 * 60\ 000 = 18\ 000\ 000$ F

L'investissement global peut être donc chiffré à 31 000 000 F.

Les calculs seront effectués sur la base de chantiers similaires réalisés en 1984-85 au village de KEUR MORY FALL et du barrage en aval en construction à KEUR SEIB NDOYE, tous deux dans le département de Thiès.

7 - 2 ETUDE DES COUTS

Les dépenses consisteront essentiellement à couvrir:

- **Le fil de fer**, qui servira au confectionnement des gabions. Sachant qu'un gabion nécessite 8 Kg de fer et qu'il est prévu 1100 gabions, on obtient 8800 Kg de fer. Avec 500 F/Kg, le prix se chiffre à 4.400.000 F; nous prendrons **4 500 000 FCFA** pour l'achat de fil de fer, en y intégrant son transport de Dakar à Thiès.

- L'eau nécessaire au compactage du noyau.

La terre de termitière présente au niveau du site une teneur en eau naturelle d'environ 4% . L'optimum proctor se trouvant à 11%, seuls 7% d'eau seraient à transporter .Par sécurité, on se fixe 10% c'est-à-dire 100 litres d'eau pour 1 m³ de terre.

Au total, il faudra 100 * 1600 = 160 000 litres d'eau.

Les camions citerne utilisés ayant une capacité de 9 m³, il sera nécessaire au total 18 citernes à raison de 2555 F l'une; ce qui fait au total **46 000 FCFA**.

- Le gas-oil et le lubrifiant nécessaire à la bonne marche des engins mécaniques. Ces éléments peuvent être estimés à partir des tableaux suivant:

Tableau 7.1					
NATURE DES TRAVAUX ET CARACTERISTIQUE DES ENGINs					
TRAVAUX	Type d'engins	consommation		capacité	nombre agents
		hor. (ℓ)	jour. (ℓ)		
Extraction					
*termitière	Pelle charg.	10	100	300 m ³ /j	1
*tranchée	Pelle mécan.	10	100	300 m ³ /j	1
Transport					
*argile	camion			6 m ³	1
*gabion	camion	35 ℓ/100 km		6 m ³	1
*pierre	camion			6 m ³	1
*eau	camion cit.			9 m ³	1
Compactage					
*noyau	roul. lisse	60 ℓ/300 m			1
*tout-venant	roul. pneu.				1

CHAPITRE 7

QUELQUES CONSIDERATIONS

ECONOMIQUES

Les coûts des travaux mécanisés peuvent être divisés en trois parties : **transport**, **extraction** et **compactage**.

T A B L E A U 7.2				TRANSPORT		
Matériaux à transporter	Quantité totale m ³	nombre de voy.	Dist. par voy. Km	dist. totale Km	consom. totale gas-oil ℓ	COUTS FCFA
Argile	1600	267	12	3204	1122	235 620
Gabions	1250	209	12	2508	878	184 380
Pierres	550	92	12	1104	387	81 270
Eau	160	18	20	360	126	26 460

T A B L E A U 7-3				EXTRACTION			
	Quant. travail m ³	capa- cité m ³ /j	cons. jour. ℓ/j	nbr. de jours	cons. tot. ℓ	COUTS FCFA	
pelle chargeuse mécanique	extract. creusage	1600 684	300 300	100 100	6 3	600 300	126 000 63 000

<u>T A B L E A U 7.4</u>										<u>C O M P A C T A G E</u>
	épaisseur	couches		passes		longueur	consommation		COÛTS	
TRAVAUX	totale	épaisseur	nbr.	/couche	total	totale	unit.	totale		
	m	m				m	l/m	l	FCFA	
noyau	5	0.2	25	3	75	2 000	0,2	400	84 800	
digue	1.5	0.3	5	2	10	-	?	100	21 000	

Pour le lubrifiant, 6 fûts de 200 litres suffiront, soit un coût de : $6 * 230\ 351 = 1\ 382\ 106$ FCFA.

- **Les frais de personnel** : même si le matériel est prêté, il faudra supporter les heures de travail des conducteurs de ces engins. Pour un taux de rémunération de 2500 F/j/personne, ces frais peuvent être estimés à 300 000 FCFA.

A ces frais, s'ajoutent ceux du conducteur des travaux durant la construction: $(100\ 000/\text{mois}) * 10 = 1\ 000\ 000$ FCFA.

R E C A P I T U L A T I O N

FIL DE FER	4 500 000
GAS-OIL	821 700
LUBRIFIANT	1 382 100
EAU	46 000
PERSONNEL	1 300 000
CHARGES ET FRAIS DIVERS	500 000

T O T A L : **8 549 800**

Il apparait donc que malgré la façon large dont les calculs ont été menés, on tourne autour de 9 000 000 F. Ce qui nous permet de conclure que le budget de 13.000.000 F suffira certainement pour couvrir toutes nos dépenses.

7 - 3 INTERET FINANCIER

L'approche utilisée pour la mesure de l'intérêt financier sera celle qui consistera à comparer pour des villageois qui veulent faire du maraîchage, le type de projet qui présente le plus d'intérêt financier. D'une manière général, trois possibilités leur sont offertes:

- Faire un forage: ceci exigerait un financement assez lourd (à titre indicatif, le devis estimatif du forage réalisé à l'I.N.D.R est joint en annexe).
- Construire le barrage.
- Se brancher sur la SONEES.

L'étude comparative se fera entre le projet de barrage et le branchement sur la SONEES, le forage étant une politique inadéquate (même si financièrement il peut être intéressant) du fait qu'au lieu d'utiliser l'eau de ruissellement pour recharger la nappe, on l'épuise.

Les recettes du projet de barrage peuvent être estimées à partir des tarifs préférentiels appliqués par la SONEES aux maraîchers qui se brancheront sur le lac de guiers, ceci à titre purement comparatif. Ces tarifs sont les suivant:

* la taxe d'hexaure : 0.63 F/m³; le projet ayant un caractère social, cette taxe peut être exonorée.

* La facturation :

de 0 à 3000 m³ d'eau forcée, on paye 49,21 F/m³
de 3000 à 20000 m³ d'eau forcée, on paye 68,93 F/m³
de 20000 à plus m³ d'eau forcée, on paye 263,8 F/m³

En calculant sur une simple base de 50 000 m³/an, on obtient:
(3000 * 49,21)+(17000 *68,93)+(30000 * 263,80) = 9 233 440 F/an
Le délai de récupération des 13 000 000 F serait à peu près de
1,5 an, ce qui est rentable dès lors que la durée de vie du
barrage est estimée à plus de vingt ans.

7 - 4 INTERET ECONOMIQUE

Au sens économique, il faudrait rechercher le délai de recou-
vrement pour l'investissement total, quel que soit sa nature.
On obtient: délai de recouvrement économique

$$= 31\ 000\ 000 / 9\ 233\ 440 = 3,5 \text{ ans}$$

ce qui est rentable.

Cette approche utilisée pourrait être illustrée en comparant
deux groupes de villageois; le premier groupe, se tournant vers
le projet de barrage et le second vers la SONEES.

En 1,5 ou 3,5 ans (suivant qu'on se situe au niveau financier
ou économique), le premier groupe rattraperait le second.

L'intérêt économique se mesure par le développement du maraî-
chage et l'introduction à nouveau de la culture de riz. C'est
donc une étape vers l'autosuffisance alimentaire des villages
concernés. En outre, la fixation de la population et la créa-
tion d'emplois qui occupent en permanence les villageois en
agriculture constituent un frein au phénomène d'exode rural.

CONCLUSIONS & RECOMMANDATIONS

Ces études qui viennent d'être menées illustrent d'une façon éloquente combien ce site présente des opportunités pour l'implantation d'une retenue des eaux de ruissellement.

Evidemment les tentatives de réponses qu'on a voulu apporter ne sauraient constituer des vérités indépassables. L'on peut néanmoins espérer atteindre l'objectif principal qui est de retenir l'eau, ou tout au moins de recharger la nappe à long terme.

Pour atteindre cet objectif nous recommandons fortement:

- De se prémunir d'une autorisation avant la construction;
En effet, par manque d'informations sur le pont situé à 1500 m sur le bras droit, il peut être envisagé la création d'un déversoir latéral pour palier à sa mise en danger éventuelle que peut causer la submersion des piliers.
- D'apporter un soin particulier à l'évacuateur;
- Que le site soit le point de départ d'une série d'études expérimentales continues qui permettront d'analyser les écarts entre les prévisions et la réalité (implantation d'échelles limnimétriques au niveau du pont et du barrage, relevés périodiques du niveau de la nappe...);
- Enfin, de conscientiser les populations concernées, seul gage d'un véritable succès.

BIBLIOGRAPHIE

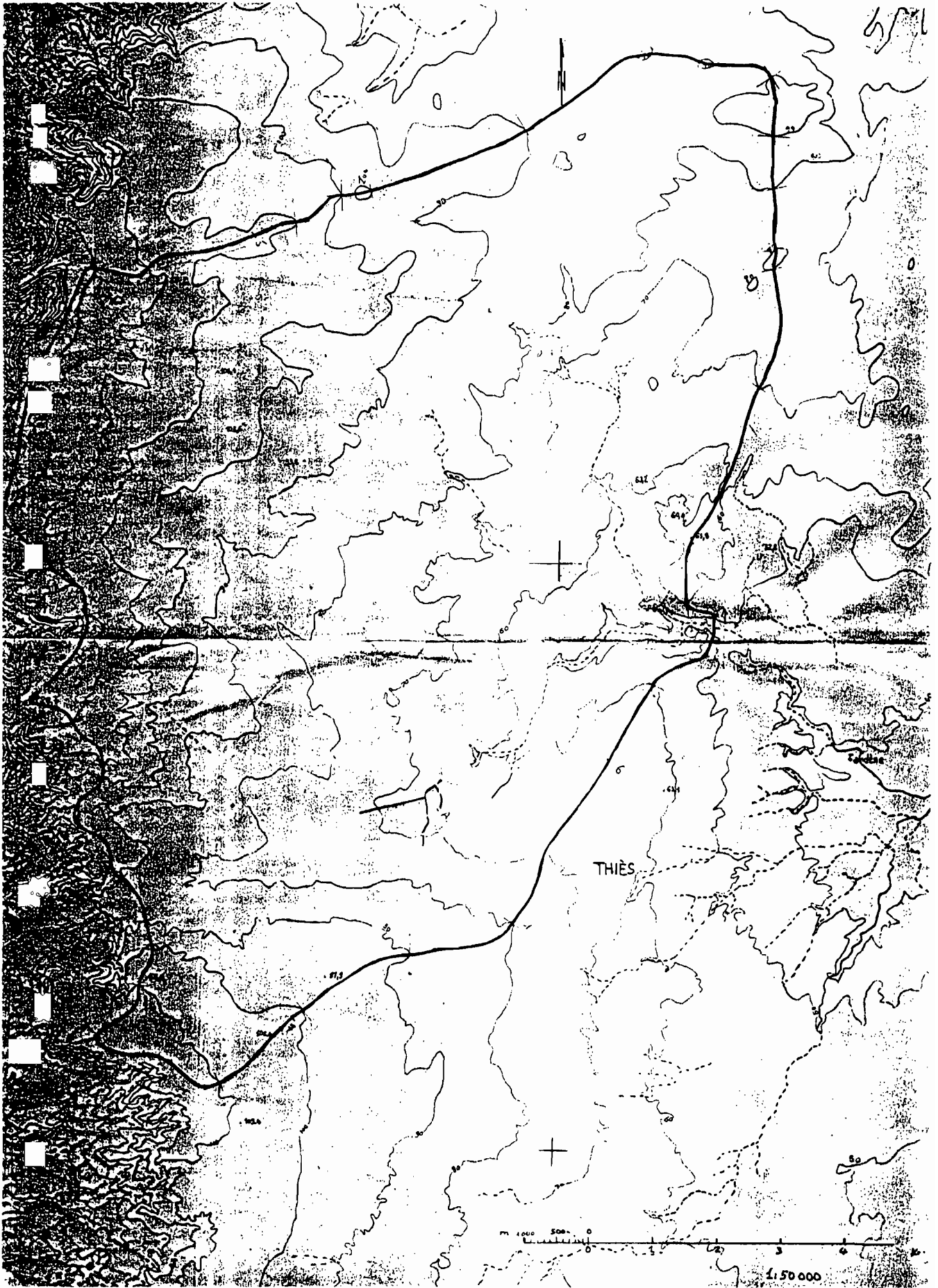
- 1) **D'AT DE ST FOULC- O.GILARD - H. PIATON**
PETITS BARRAGES EN TERRE AU BURKINA FASO
Bilan et analyse critique
OUAGADOUGOU , Janvier 1986
- 2) **Jean Louis Chleq Hugues DUPRIEZ**
métiers de l'eau du sahel . Eau et terres en fuite .
Terres et vie l'harmattan ENDA-TM
- 3) **J. LERIQUE O.R.S.T.O.M.**
Etude hydrologique de deux petits bassins de la région de
Thiès.
Centre de Dakar-Hydrologie , Janvier 1977
- 4) **José LLAMAS**
HYDROLOGIE GENERALE : principes et applications
gaëtan morin éditeur
- 5) **D.M. GRAY** éditeur en chef
MANUEL DES PRINCIPES D'HYDROLOGIE
- 6) **R.N. CHOWDHURY**
SLOPE ANALYSIS
developments in geotechnical engineering vol 22
- 7) **J.LARRAS**
Prévision et prédétermination des étiages et des crues
- 8) **Patrick BRUN & Thierry LERMITTE**
Projet de construction de deux barrages en gabion
sur le marigot de KEUR SEIB NDOYE
- 9) **J.RODIER et C.AUVRAY**
Estimation des débits de crues décennales pour des
bassins versants de superficie inférieure à 200 km²
en Afrique Occidentale ,Juillet 1965 .
- 10) **Ibrahima MBENGUE**
Problèmes particuliers des petits ouvrages en terre en
Afrique Sahélienne ,Juin 1986 .
- 11) **Groupe de travail permanent pour les barrages en
aménagement rural .**
Technique des barrages en aménagement rural
Ministère de l'agriculture -France

- 12) **LA MAITRISE DES CRUES DANS LES BAS-FONDS**
Petits et micro-barrages en Afrique de l'Ouest
- 13) **Ernest P. LAUZON et Roger DUQUETTE**
TOPOMETRIE GENERALE
deuxième édition revue E.E.P.M.
- 14) **SONEED -Dakar**
Projet de retenues collinaires dans la région de Thiès .
- 15) **P BONFILS & J. FAURE**
Les sols de la région de Thiès
- 16) **SUGGESTIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PETITS BARRAGES EN AFRIQUE SAHELIENNE OU TROPICALE**
REMARQUES RELATIVES A L'ETUDE DES EROSIONS SUR SOLS COHERENTS
- 17) **G.SANGLERAT G.OLIVARI B. CAMBOU**
Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations
tomes 1 et 2
- 18) **Ismaïla GUEYE ,ing.,M.Sc.A**
Ecole Polytechnique de Thiès (1987)
Notes de cours de mécanique des sols et fondations
- 19) **Jacques M.CLEROUX,ing.,B.Sc.A**
Ecole polytechnique de montréal (sept.1981)
Gestion des constructions 1
quatrième édition
- 20) **C.PUECH-D.CHABI-GONNI**
Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits et moyens bassins versants en Afrique de l'Ouest et Centrale. Ouagadougou
C.I.E.H.,1984.91 p. 2^e édition
- 21) **J.M. GRESILLON -P.HERTER (E.I.E.R)- J.P. LAHAYE (C.I.E.H)**
Quelques Aspects de l'Hydraulique des barrages
(République Française-Ministère de la coopération)
74 p. Juillet 1979
- 22) **A.S.T.M. Annual Book of ASTM Standards Part 19 Soil and Rock ; Building Stones 1987**

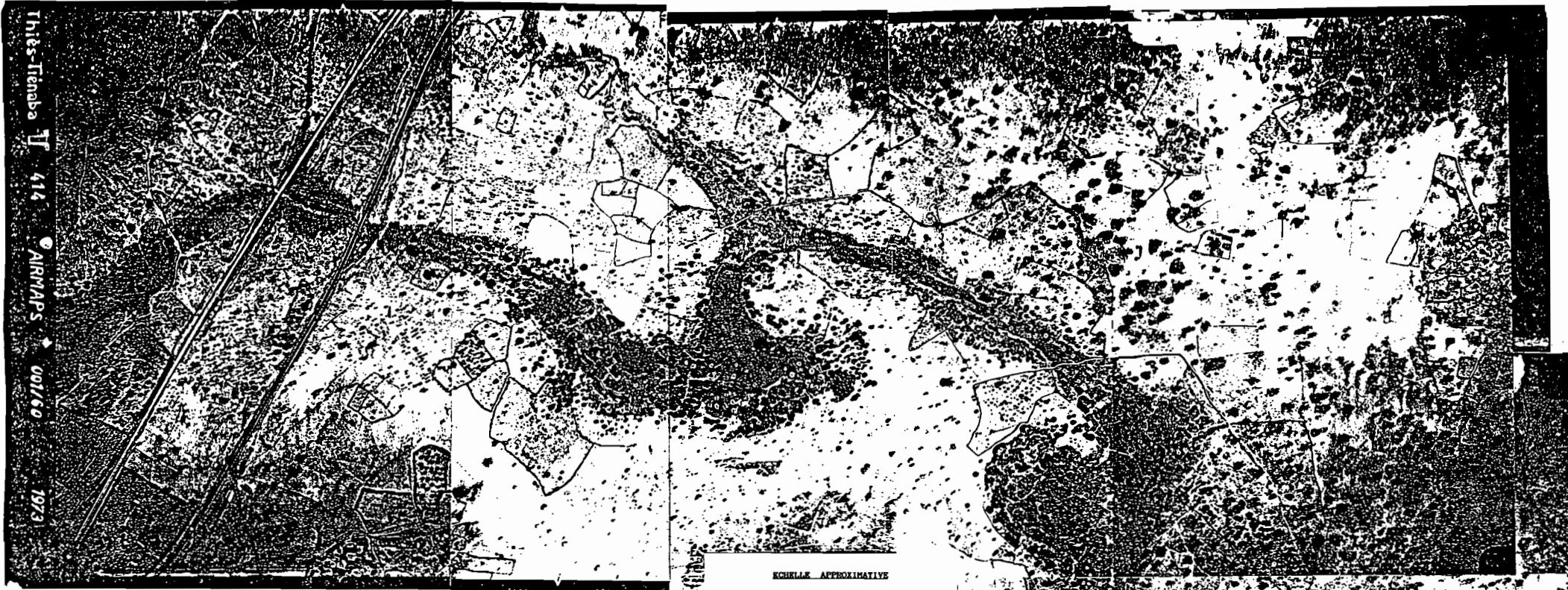
A N N E X E S

A N N E X E I

T O P O G R A P H I E



Thies-Tiénaba 414 AIRMAPS 00160 1973



KEUR SEIB N' DOYE
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
PROJET DE FIN D'ETUDE

En collaboration avec l'ENDA-TM et l'IMDR

MONTAGE DE PHOTOGRAPHIES AERIENNES AU 1/6000

Réf: Photos "Thies-Tiénaba" 001/600 1973
N° 414, 415, 416, 417, 418 et 576

ECHELLE APPROXIMATIVE



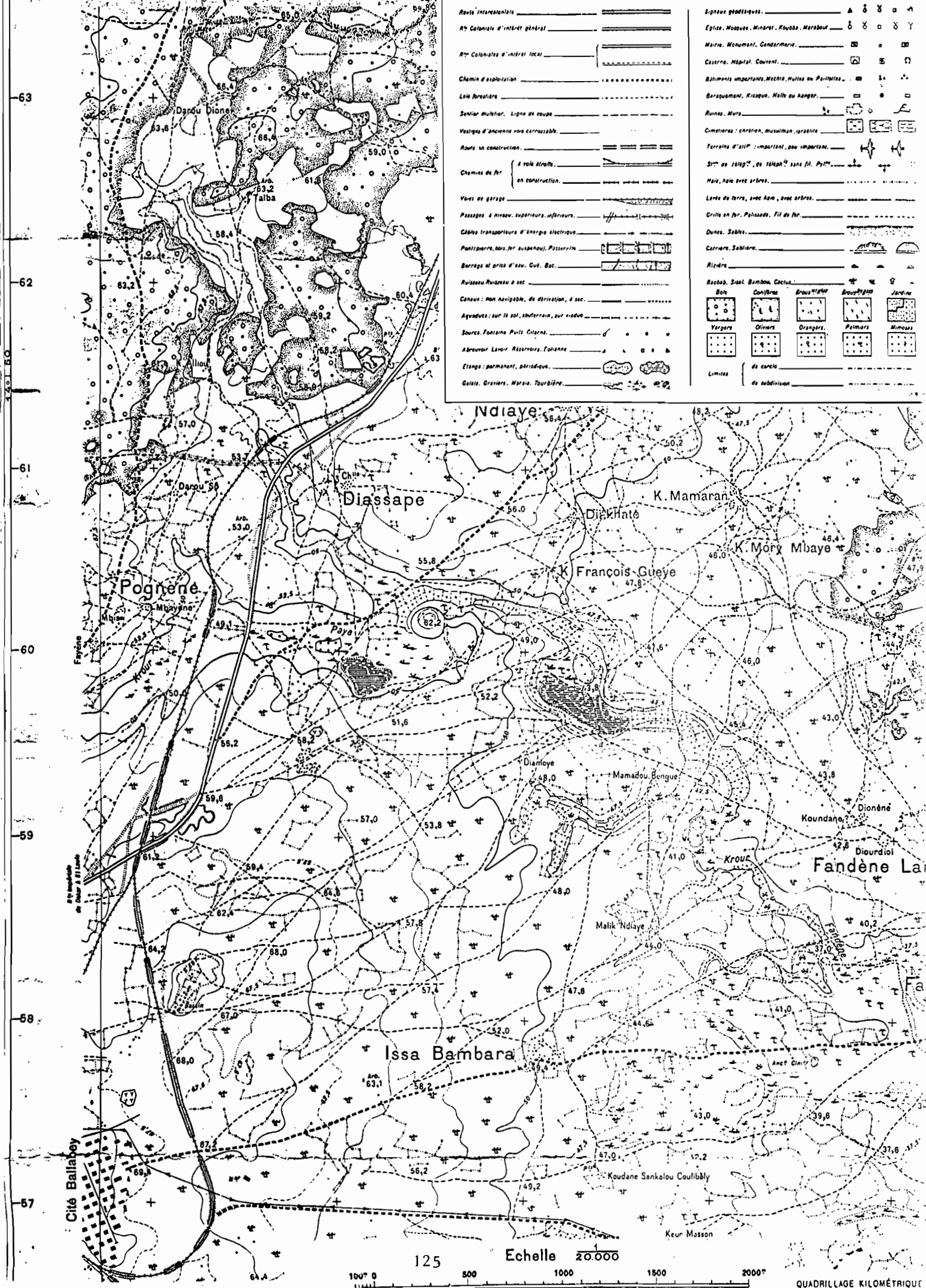
COPIE REDUITE



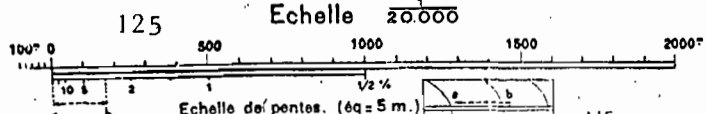
THIES ET ENVIRONS

Route internationale	===== ===== =====
N° Coloniale d'intérêt général	===== ===== =====
N° Coloniale d'intérêt local	===== ===== =====
Chemin d'exploitation	-----
Ligne forestière	-----
Séjour militaire. Ligne de coupe	-----
Vestiges d'ancienne voie carrossable	-----
Route en construction	-----
Chemins de fer	-----
à voie étroite	-----
en construction	-----
Vous de garage	-----
Passages à niveau, supérieurs, inférieurs	-----
Câbles transporteurs d'énergie électrique	-----
Pontons, bois (sur suspension), Passerelles	-----
Barrage de prise d'eau. Gut. Bac	-----
Ruisseau Pontons à sec	-----
Canaux: non navigable, de dérivation, à sec	-----
Aqueducs: sur la sol, souterrain, sur vadoue	-----
Sources, Fontaine Puits Cisternes	-----
Abrusoir Lavoir Réservoirs, Ecluse	-----
Clouage: permanent, périodique	-----
Galles, Gravière, Marais, Tourbière	-----

Signes géométriques	▲ ○ □ △
Eglise, Mosquée, Minaret, Koubba, Marabout	○ ○ ○ ○
Mairie, Monument, Gendarmerie	□ ○ □
Caserne, Hôpital, Couvent	□ □ □
Bâtiments importants, Meubles, Huites ou Pavillots	□ □ □
Baraquement, Kiosque, Nattes ou hangar	□ □ □
Ruines, Murs	□ □ □
Cimetière: chrétien, musulman, israélite	□ □ □
Terrains d'arrêt: importants, peu importants	✈ ✈
Stn de 1 ^{er} et 2 ^e ordre sans fil, Pylône	✈ ✈
Maie, haie avec arbres	-----
Ligne de terre, avec bois, avec arbres	-----
Grille en fer, Palissade, Fil de fer	-----
Dunes, Sabots	-----
Carrère, Sablière	-----
Rizières	-----
Bambou, Saot, Bambou, Cactus	-----
Bois	-----
Conifères	-----
Broussailles	-----
Broussailles	-----
Jardinière	-----
Vergers	-----
Oliveraie	-----
Orangerie	-----
Palmiers	-----
Mimosas	-----
Limites	-----
de cercle	-----
de subdivision	-----



Lavis stéréotopographiques aériens de 1946.
(restitution à l'appareil Polivision)

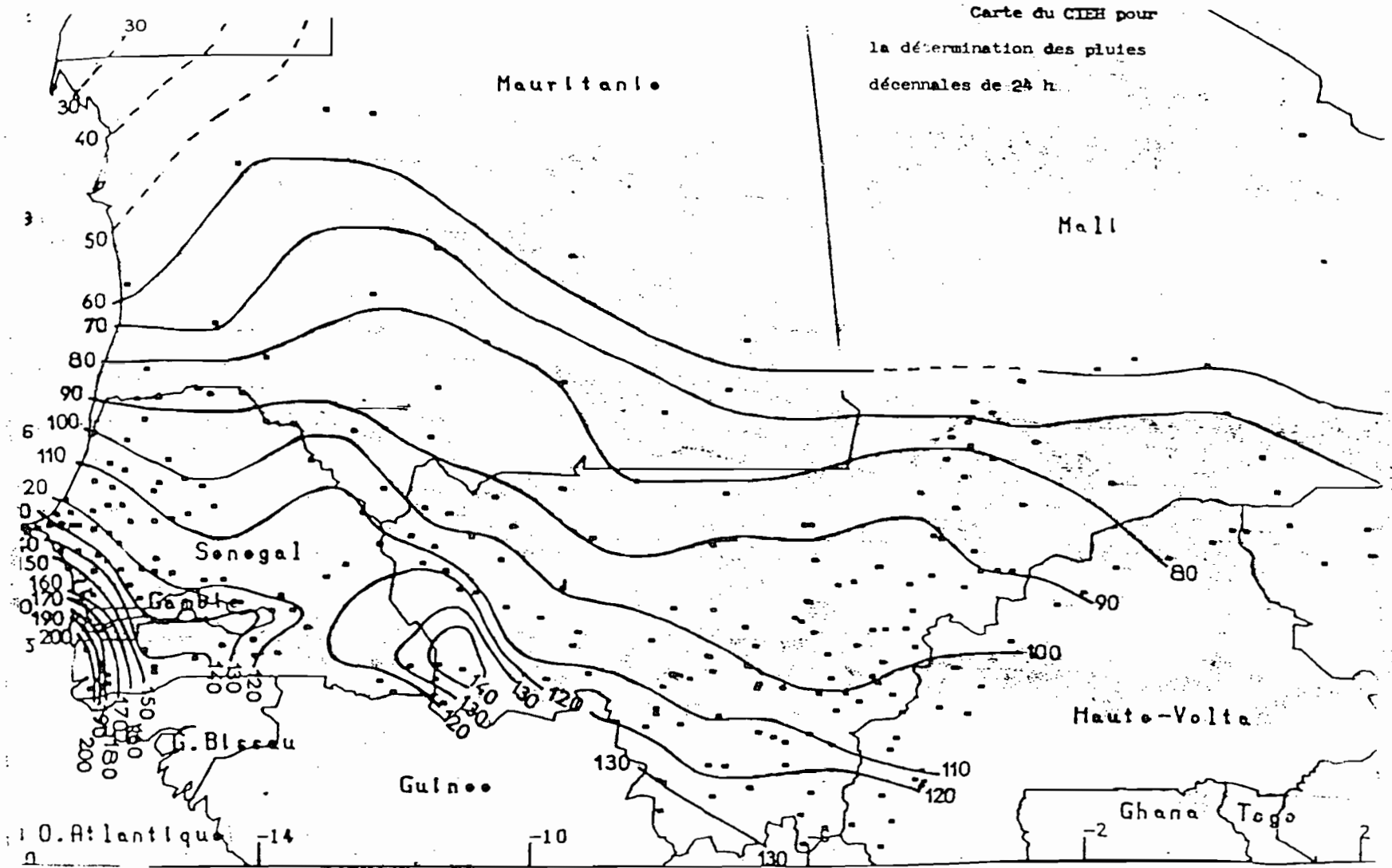


QUADRILLAGE KILOMÉTRIQUE
PROJECTION AZIMUTALE DE
DU DE CILLIUME BOYER

A N N E X E I I

H Y D R O L O G I E

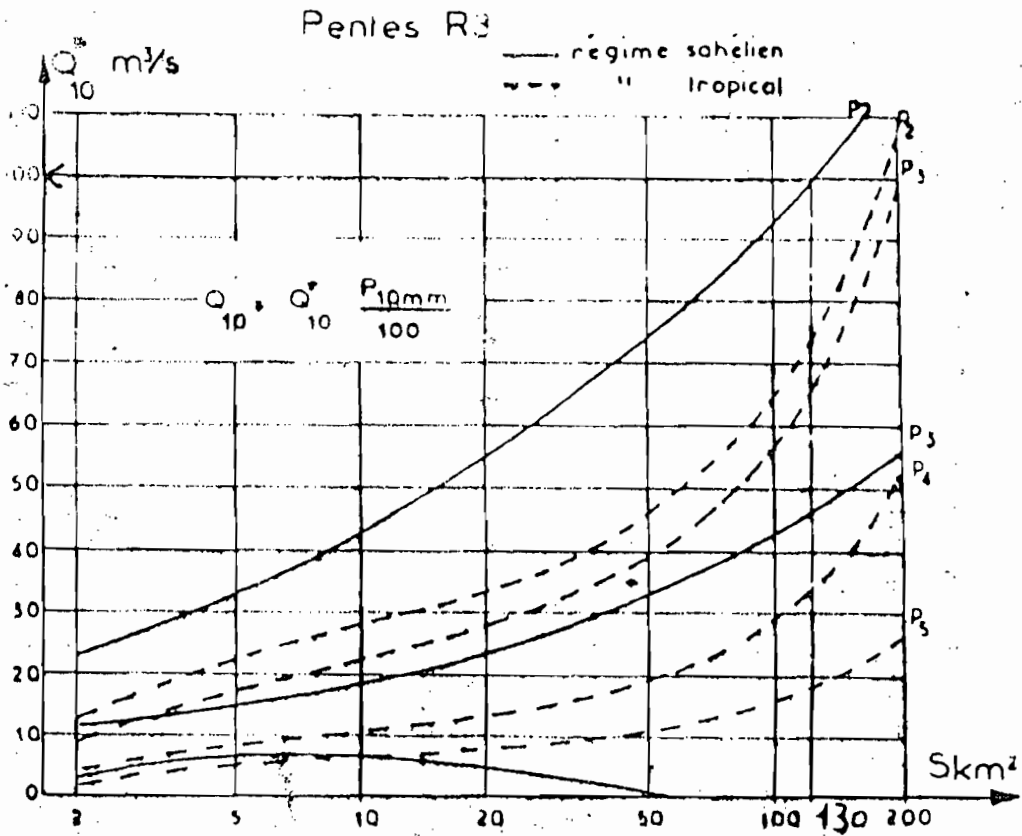
ABAQUE a-1



127

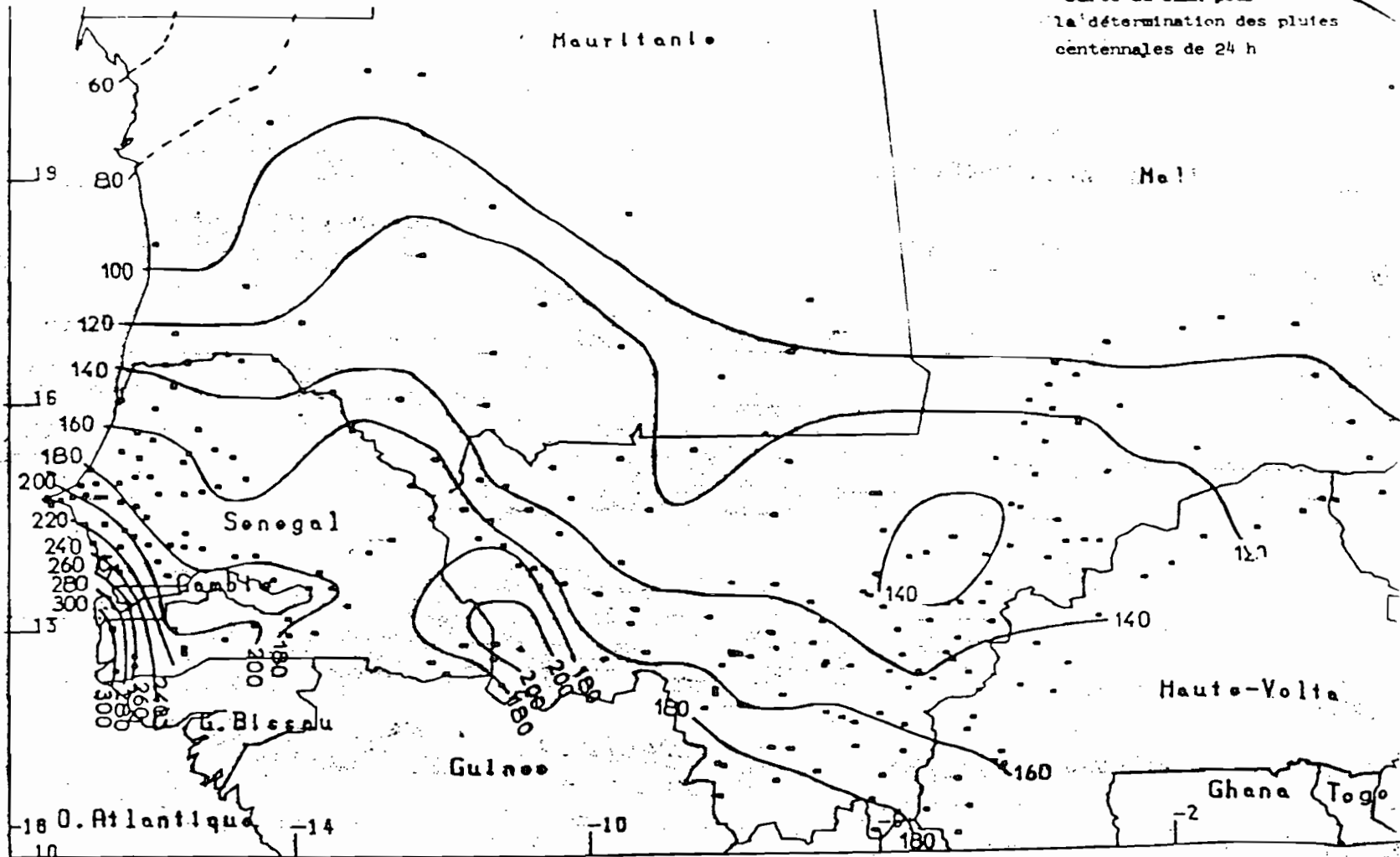
ABAQUE a-2

Débit décennal pour une pluie décennale de 10 mm
 et pour des pentes R_3



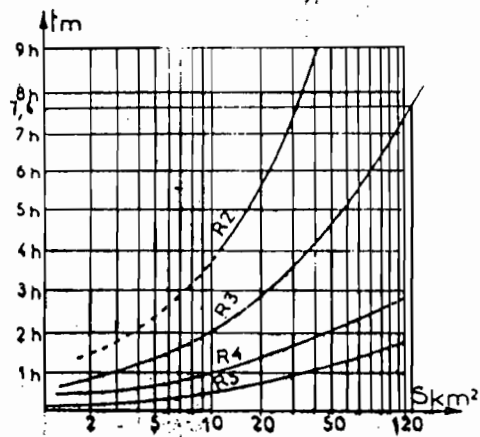
ABAQUE a-3

Carte du CIEH pour
la détermination des pluies
centennales de 24 h



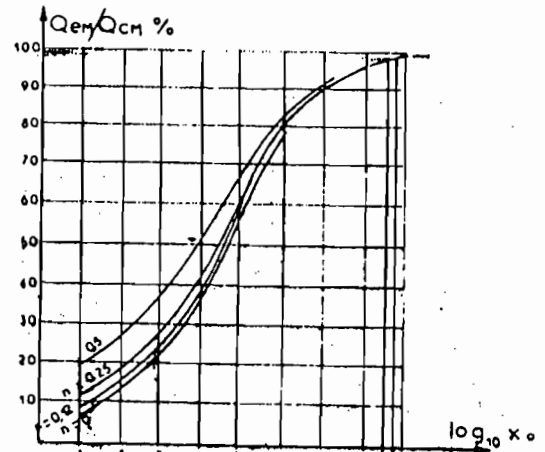
129

ABAQUE a-4

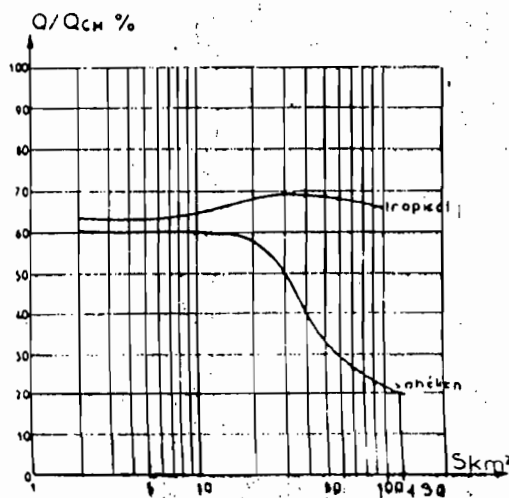


Temps de montée en régime sahélien

Figure 20 Effet du laminage (exprimé en pourcentage par rapport à la crue la plus forte) pour diverses valeurs du coefficient n de Montana.



Pour l'Afrique Occidentale, on prend la valeur $n = 0,12$.



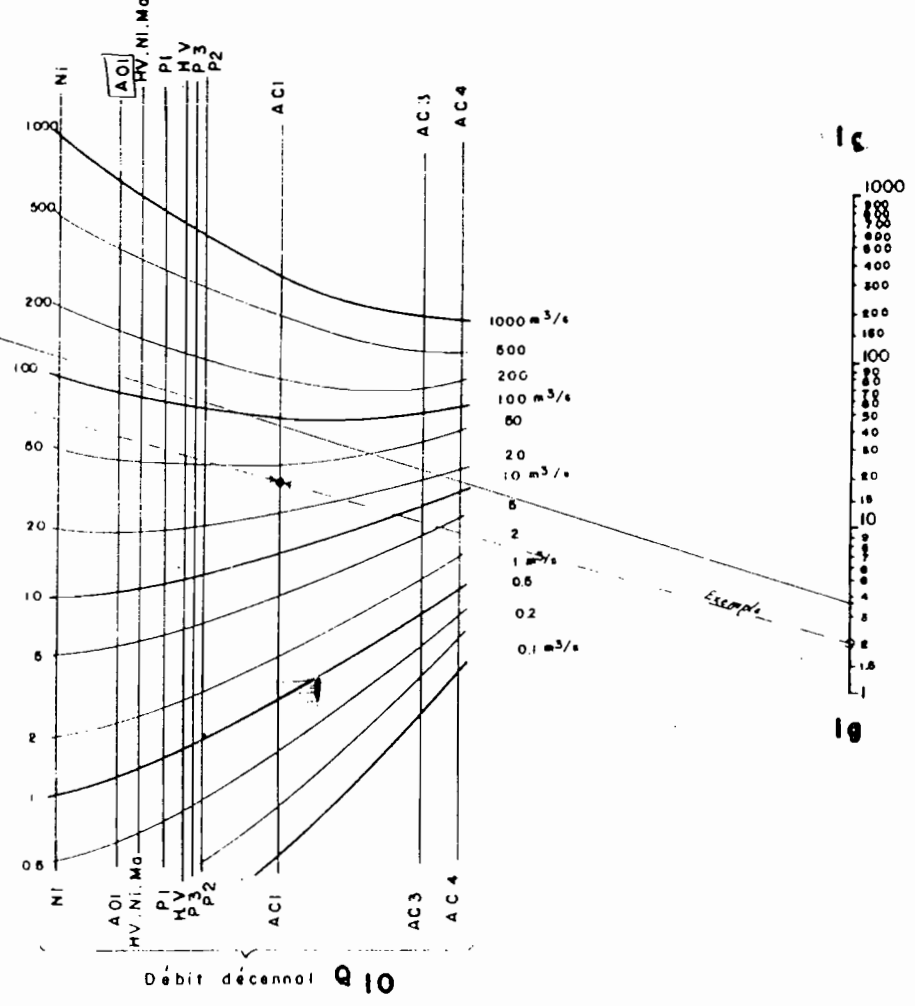
Limite de validité de l'hydrogramme schématisé triangulaire.

Surface

(km²)



Surface

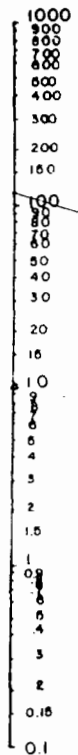


Débit décennal Q_{10}

ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

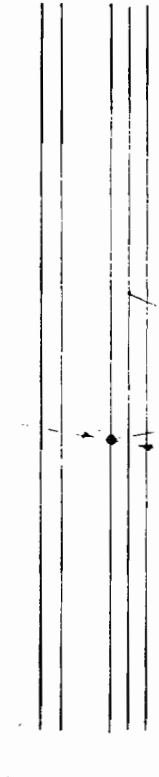
Abaque A

Surface
(Km²)



Surface

YEN. C
AC
AO
HV. NI. MALI



PIVOT
Surface - Pluie

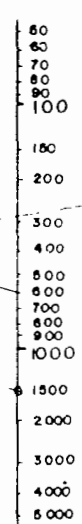
AO
AOI
HV. NI. MALI



Débit décennal Q_{10}

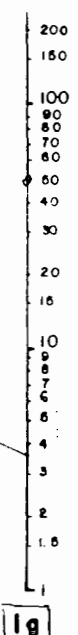
Pluie

(Annuelle)
(mm)



Pluie

lg

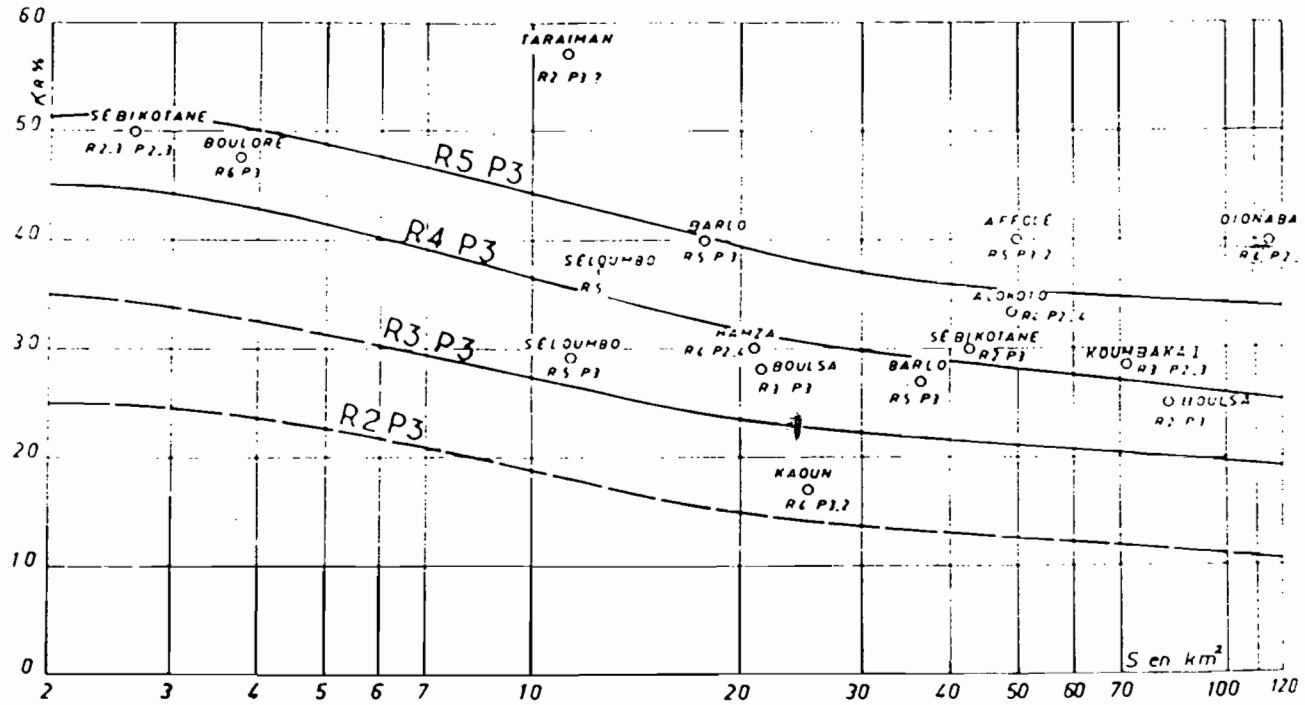


lg

Exemple

COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Régimes sahéliens et subdésertiques
 (P varie de 150 à 800 mm.)
 PERMEABILITÉ P3



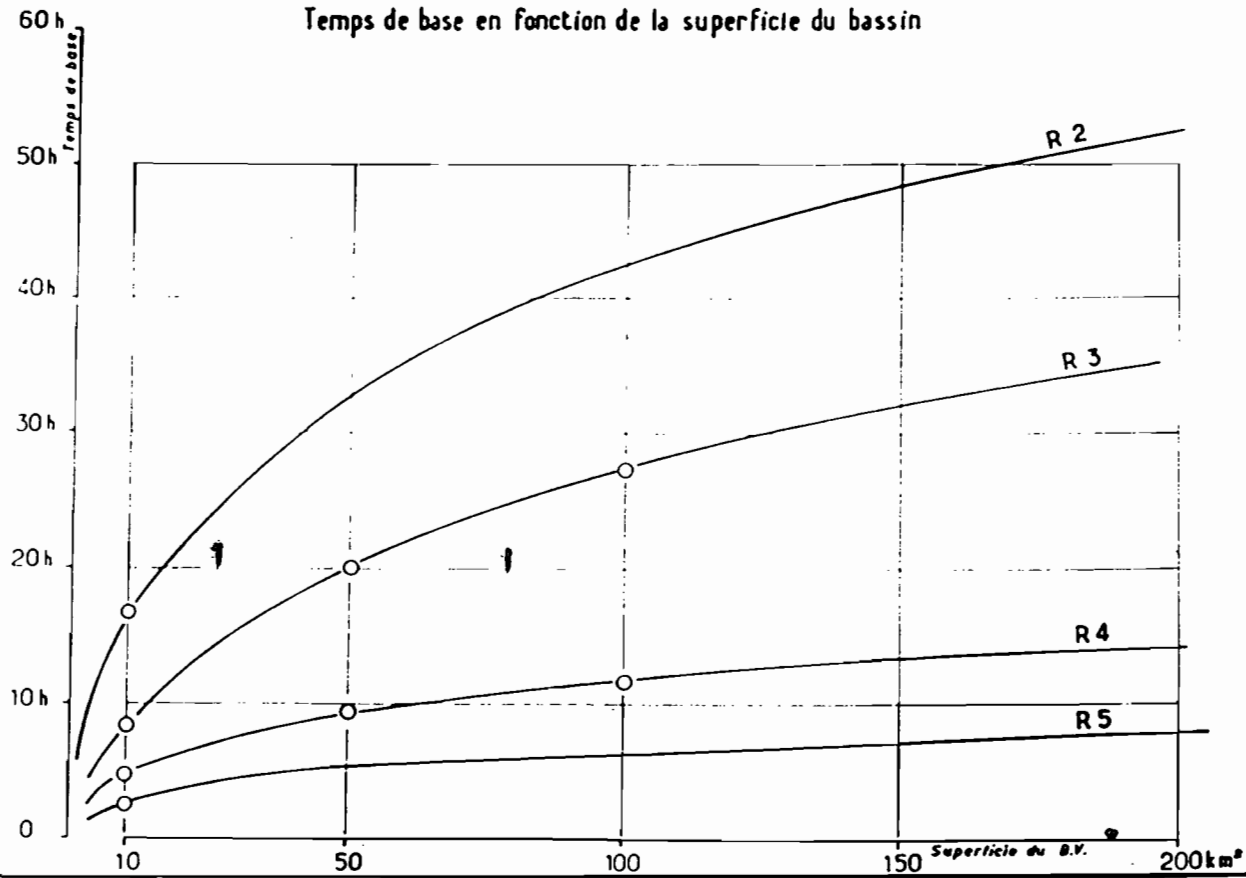
ABAUQUE Gr-3

Gr-3

DIV. 267.175

Régimes subdésertiques et sahéliens

Temps de base en fonction de la superficie du bassin



ABAGUE Gr-12

Gr-12

- P I E Z O M E T R E S A T U B E O U V E R T -

IDENTIFICATION DU PIEZOMETRE	ELEVATIONS DE REFERENCE 1- sommet du tubage (hauteur /sol) 2- niveau du sol 3- fond du piézo.	MESURES DES NIVEAUX DE LA NAPPE PHREATIQUE PROJET DE KEUR SEIB N'DOYE " site AMONT "				
		Le: _____ Par: _____ Δ temps : _____	Le: _____ Par: _____ Δ temps : _____	Le: _____ Par: _____ Δ temps : _____	Le: _____ Par: _____ Δ temps : _____	Le: _____ Par: _____ Δ temps : _____
1 (tar. amont)	1 - 45,65 m h/sol: 1,25 m 2 - 44,40 m 3 - 37,62 m Obs.: 6,78 m >>sable	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____
2 (tar. aval)	1 - 45,57 m h/sol: 1,37 m 2 - 44,20 m 3 - 37,30 m Obs.: 6,90 m >>sable	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____
3 (tar. aval)	1 - 45,34 m h/sol: 1,54 m 2 - 43,80 m 3 - 37,08 m Obs.: 6,72 m >>sable	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____
4 (forage - axe) (centre)	1 - 45,51 m h/sol: 0,91 m 2 - 44,60 m 3 - 34,10 m Obs.: 10,5 m >>latér.	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____
5 (forage - axe) (rive droite)	1 - 49,40 m h/sol: 1,50 m 2 - 47,90 m 3 - 33,90 m Obs.: 14,0 m >>latér.	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____
6 (forage - axe) (rive gauche)	1 - 49,40 m h/sol: 1,30 m 2 - 48,10 m 3 - 40,60 m Obs.: 7,5 m >>latér.	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____	Lecture _____ n Prof./sol: _____ n Elévat. _____ n Δ élév. _____ n Obs.: _____

voir aussi les fiches descriptives pour la localisation exacte

synt. de rattachement point matérialisé au sommet de la butte en rive droite: él. 52,6

Toutes les lectures sont prises par rapport au sommet du tube (à 1 cm près à l'aide d'une cloche et d'une corde graduée)
Les profondeurs de la nappe par rapport au sol sont données à titre indicatif (seules les élévations sont à considérer)
ELEVATION de la nappe phréatique = ELEVATION de REFERENCE (1) (sommet du tubage) moins LECTURE (/ au sommet du tubage)
Les différences d'élévations sont calculées d'après la mesure précédente (Δ élévation pour un intervalle de temps donné)
Bien noter toutes les observations (qualité, quantité d'eau etc..) faites sur le terrain dans la colonne prévue à cet effet

PROJET DE FIN D'ETUDE 1987 - 1988

Conception et dimensionnement d'un micro-barrage de retenue des eaux de ruissellement à Keur Seib N'Doye

Par: Amadou BA - Mactar FALL - Aly Ngouille NDIAYE

projet villageois en collaboration avec ENDA-TM

A N N E X E I I I

G E O T E C H N I Q U E

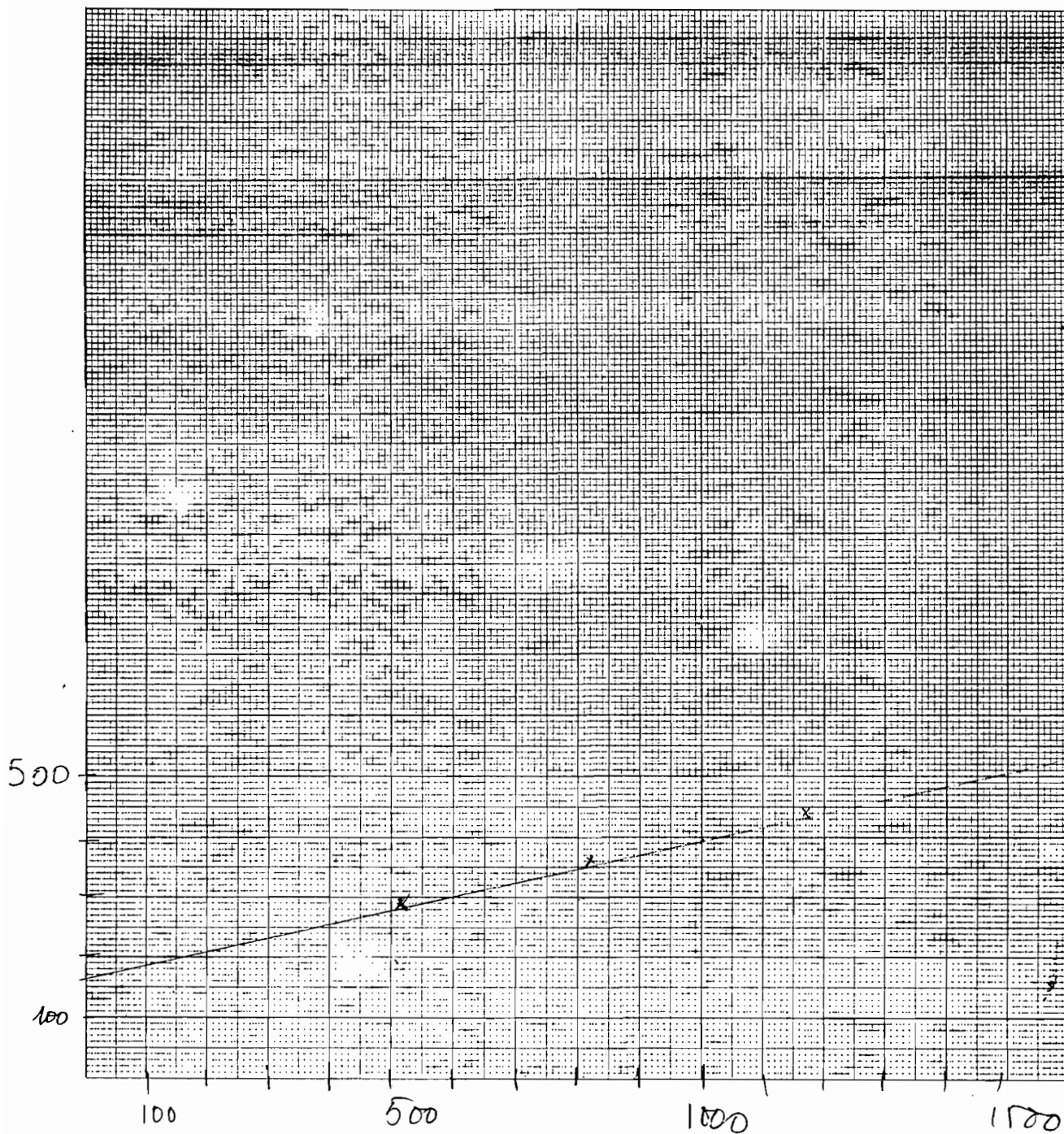


FIGURE Essai de cisaillement direct.

Argile (axe du banc ap)

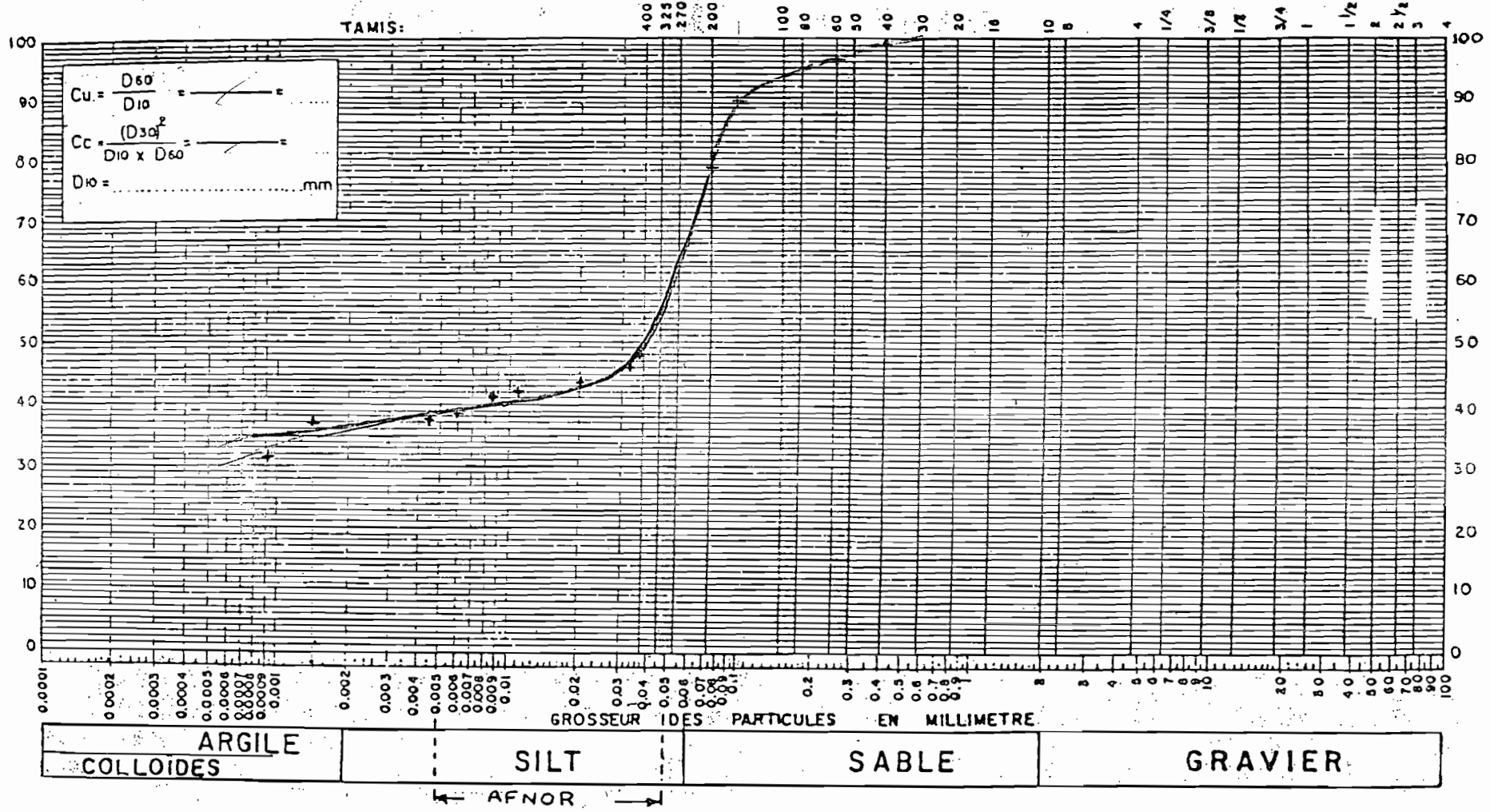
LÉGENDE: prof 3-4 m



DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

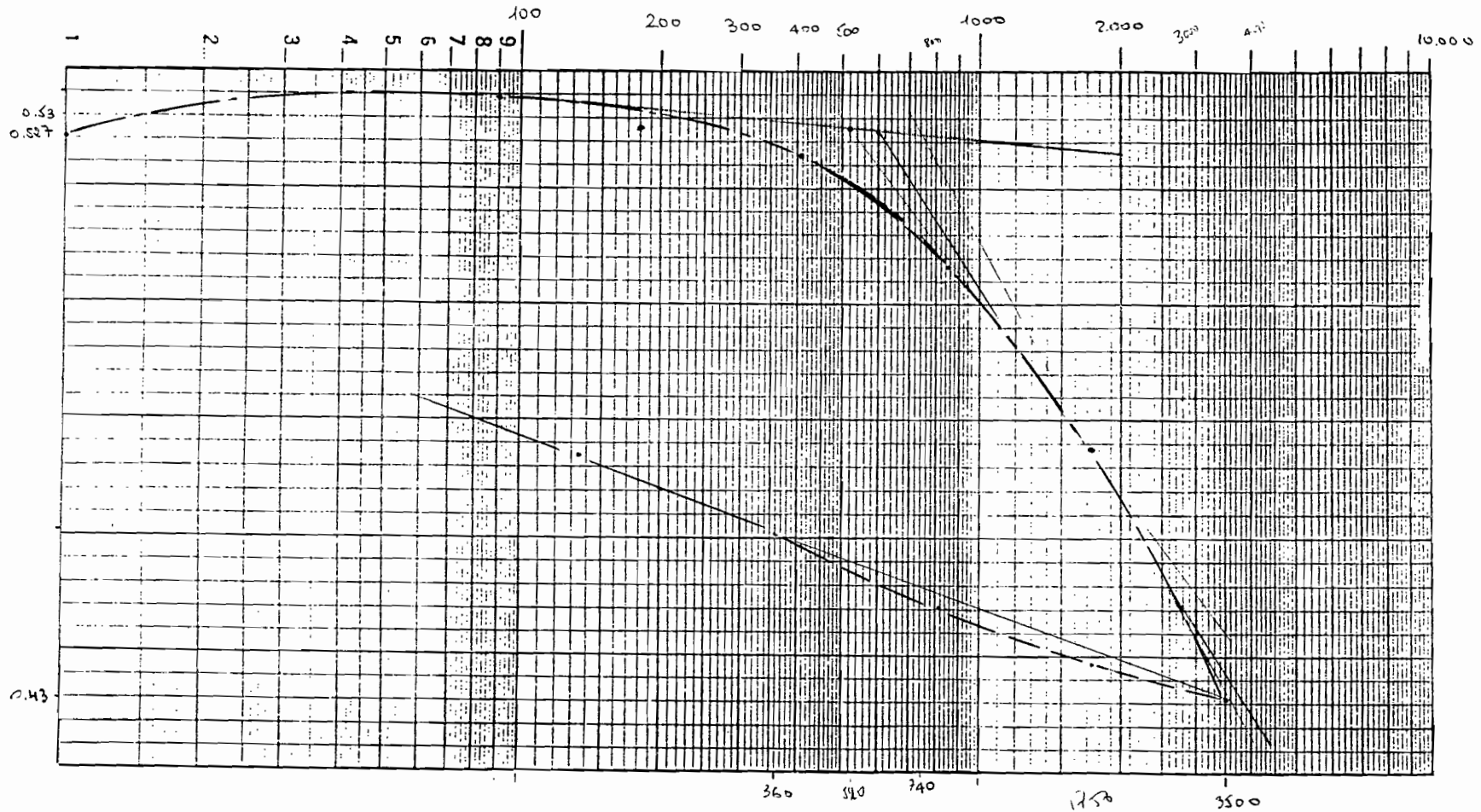
COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : _____

Remarques : Analyse granulométrique Argile prof 3-6 cm

16 mm
 90 mm → 0,1
 3 mm →
 15 →
 26 mm



139

FIGURE

courbe de consolidation

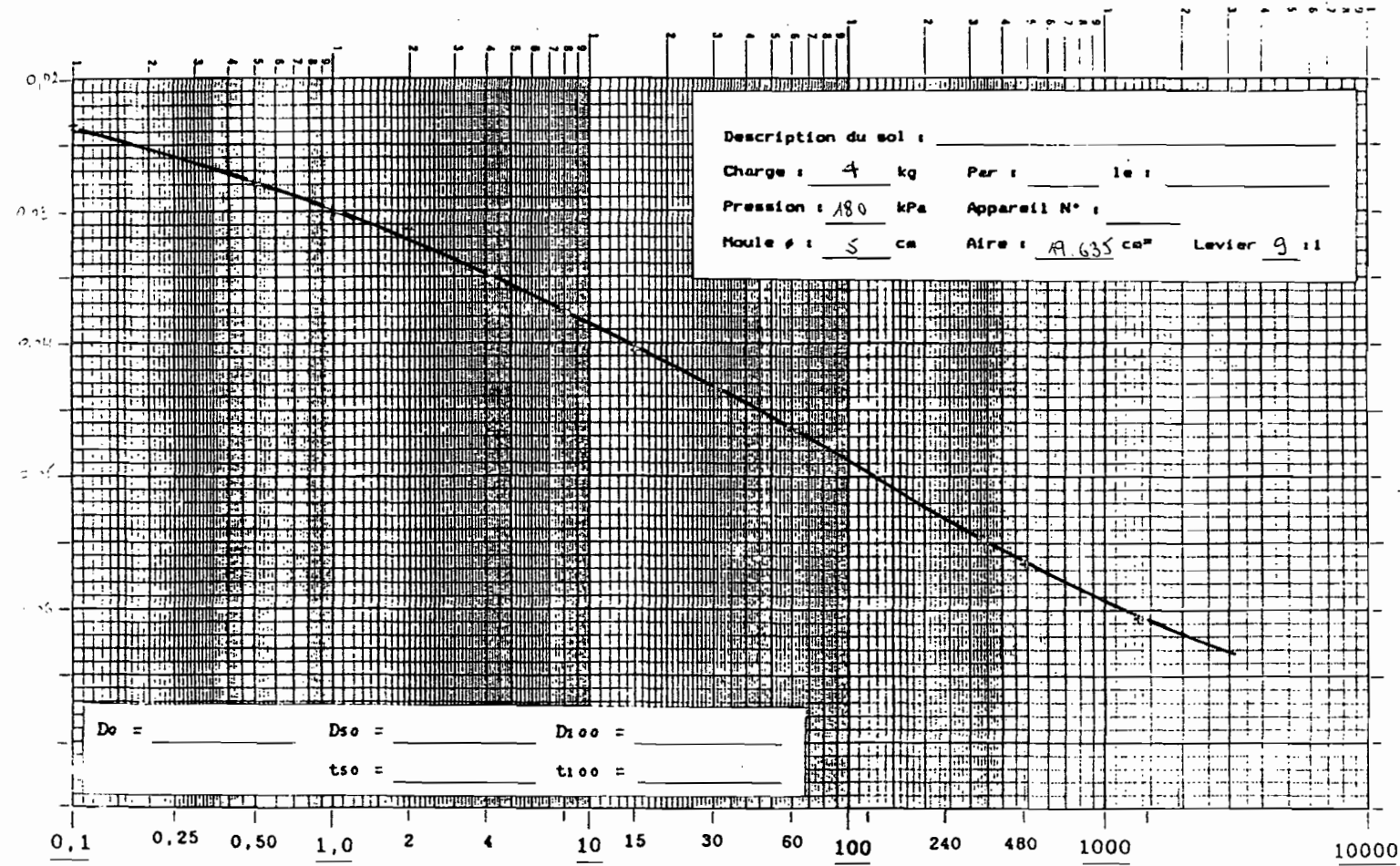
Argile (prof 3-4 m axe de bauge)

LÉGENDE:

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



140

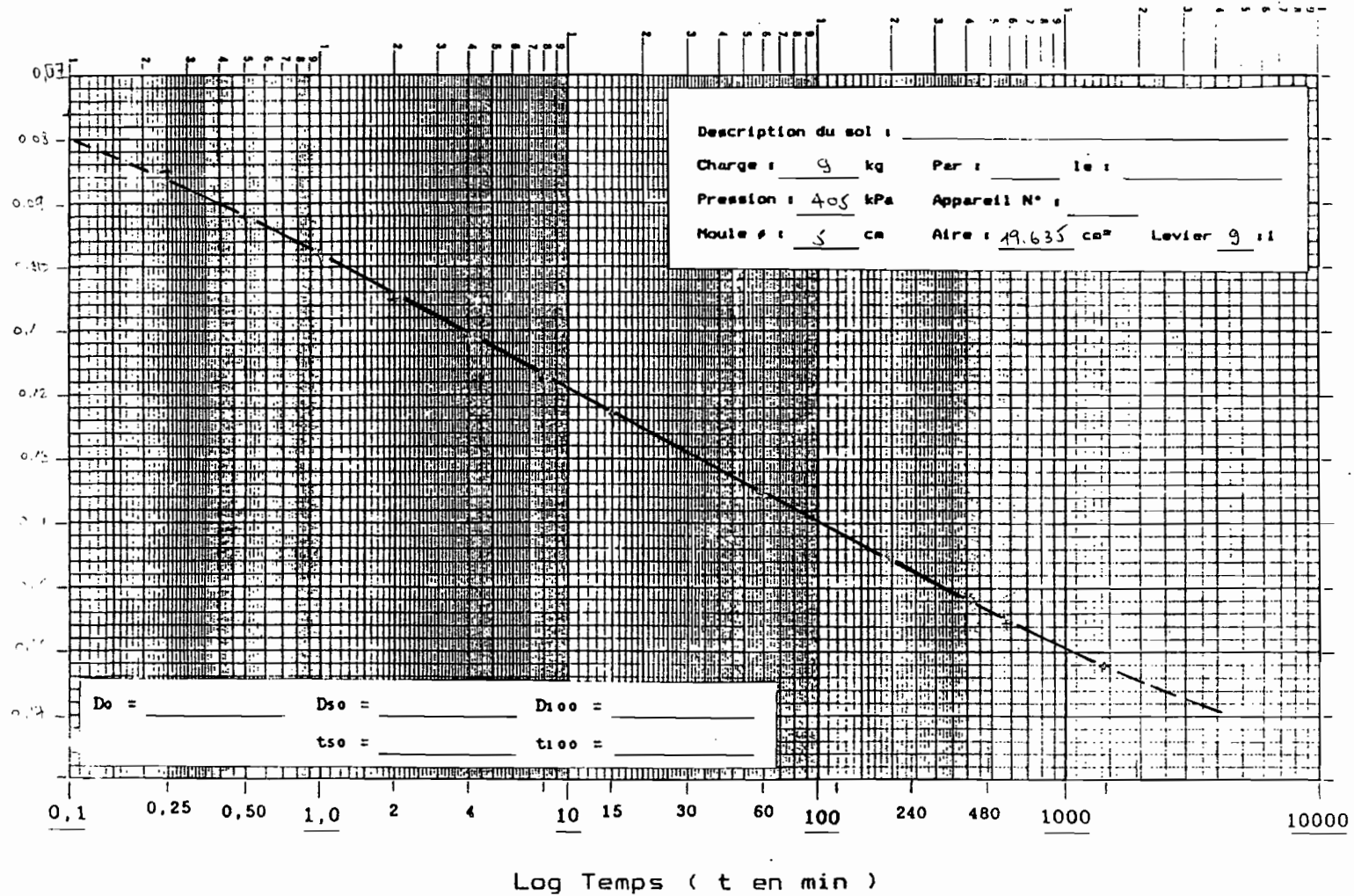
LECTURE DU COMPAREUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



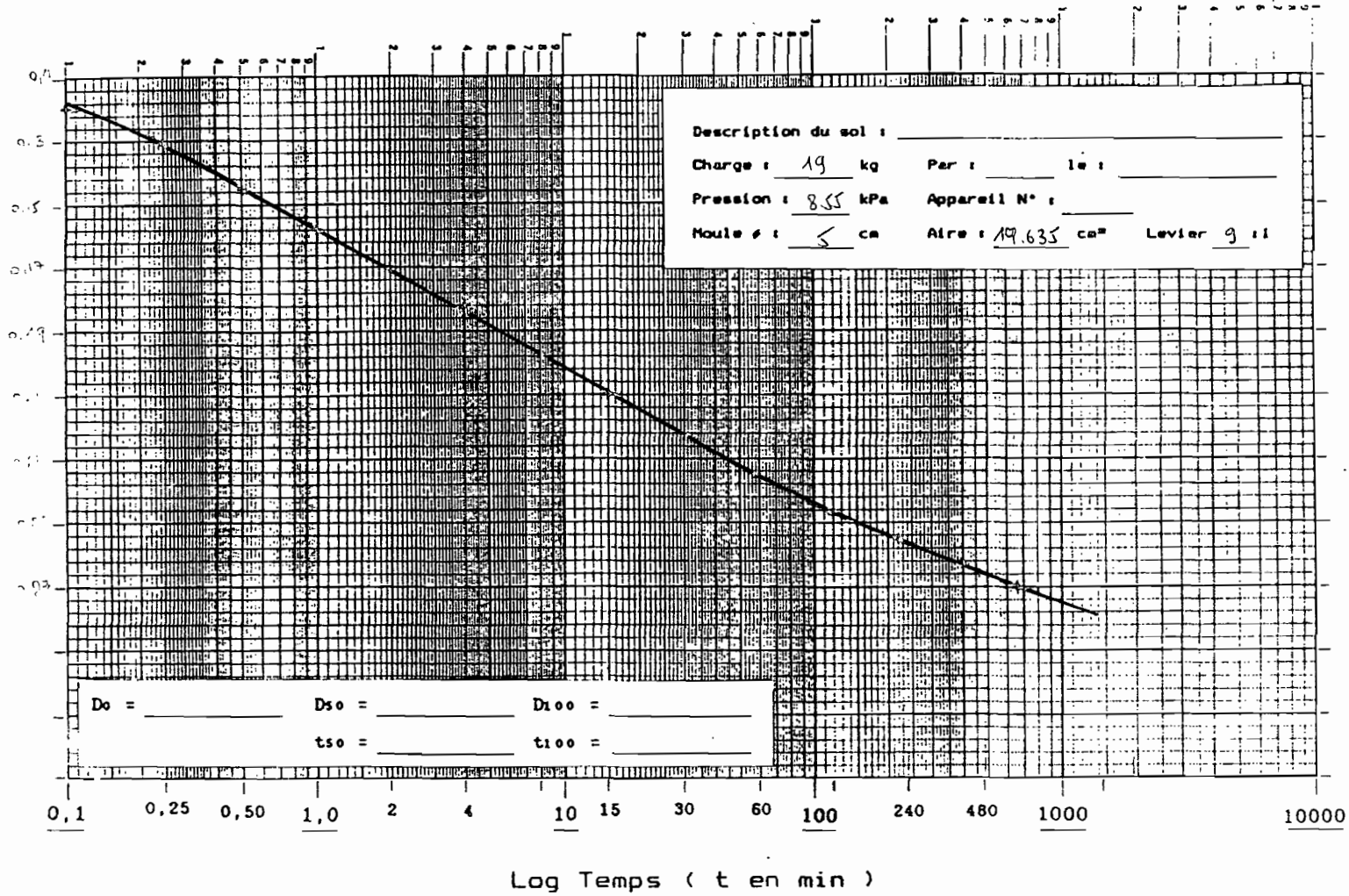
LECTURE DU COMPAREUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture corrigée du comparateur



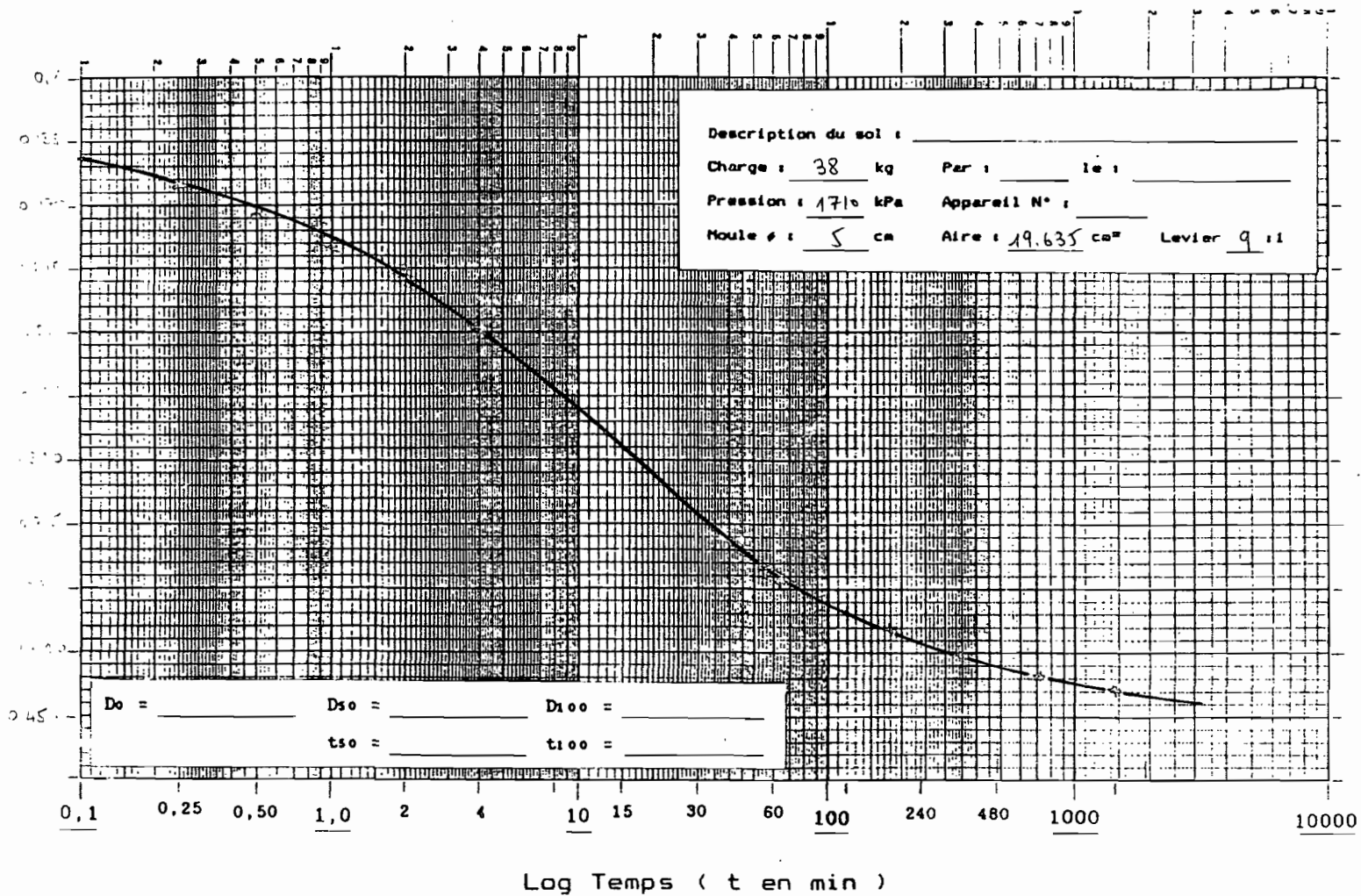
LECTURE DU COMPAREUR *versus* LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture corrigée (du comparateur



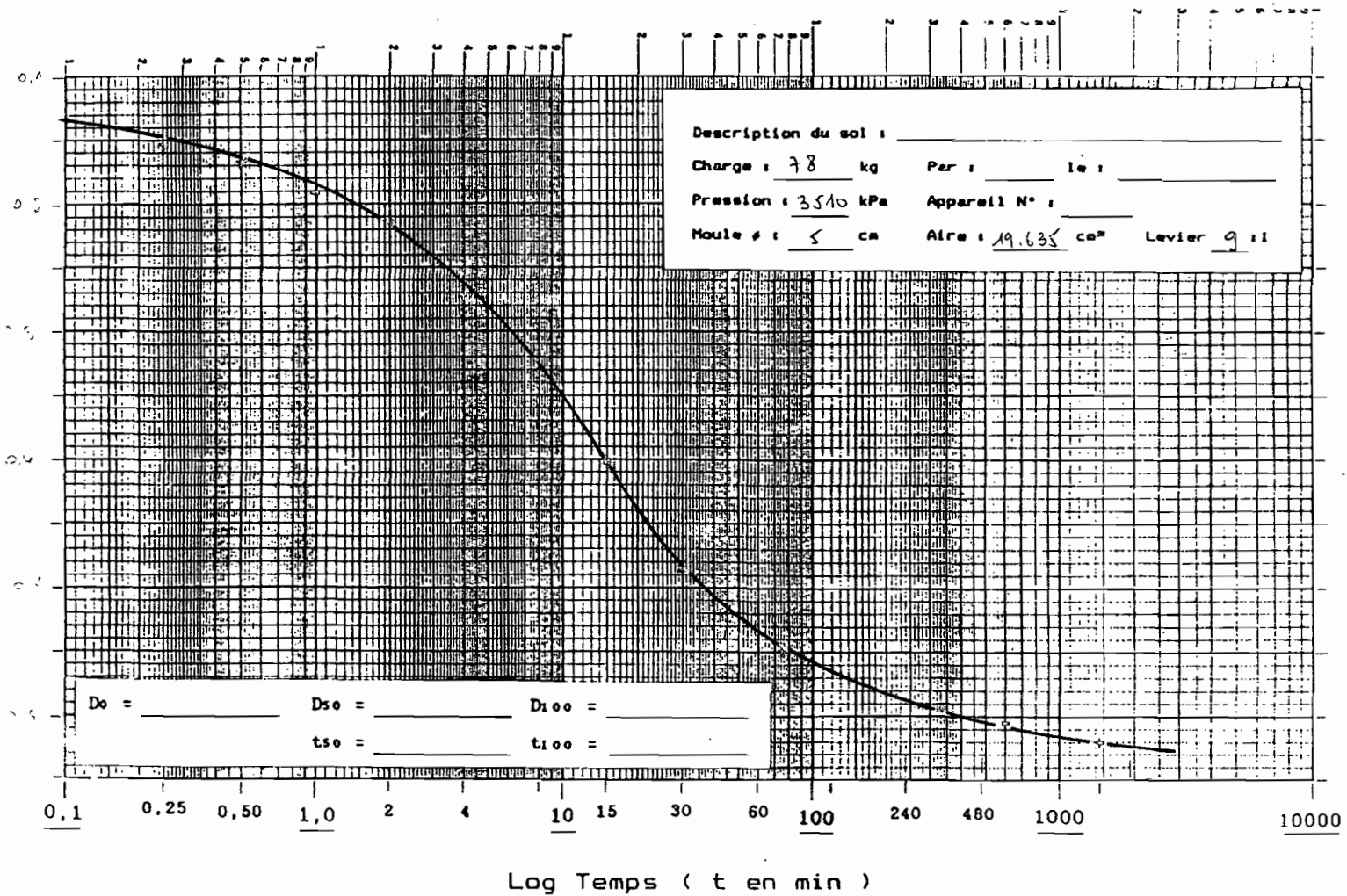
LECTURE DU COMPARETEUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



LECTURE DU COMPARETEUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

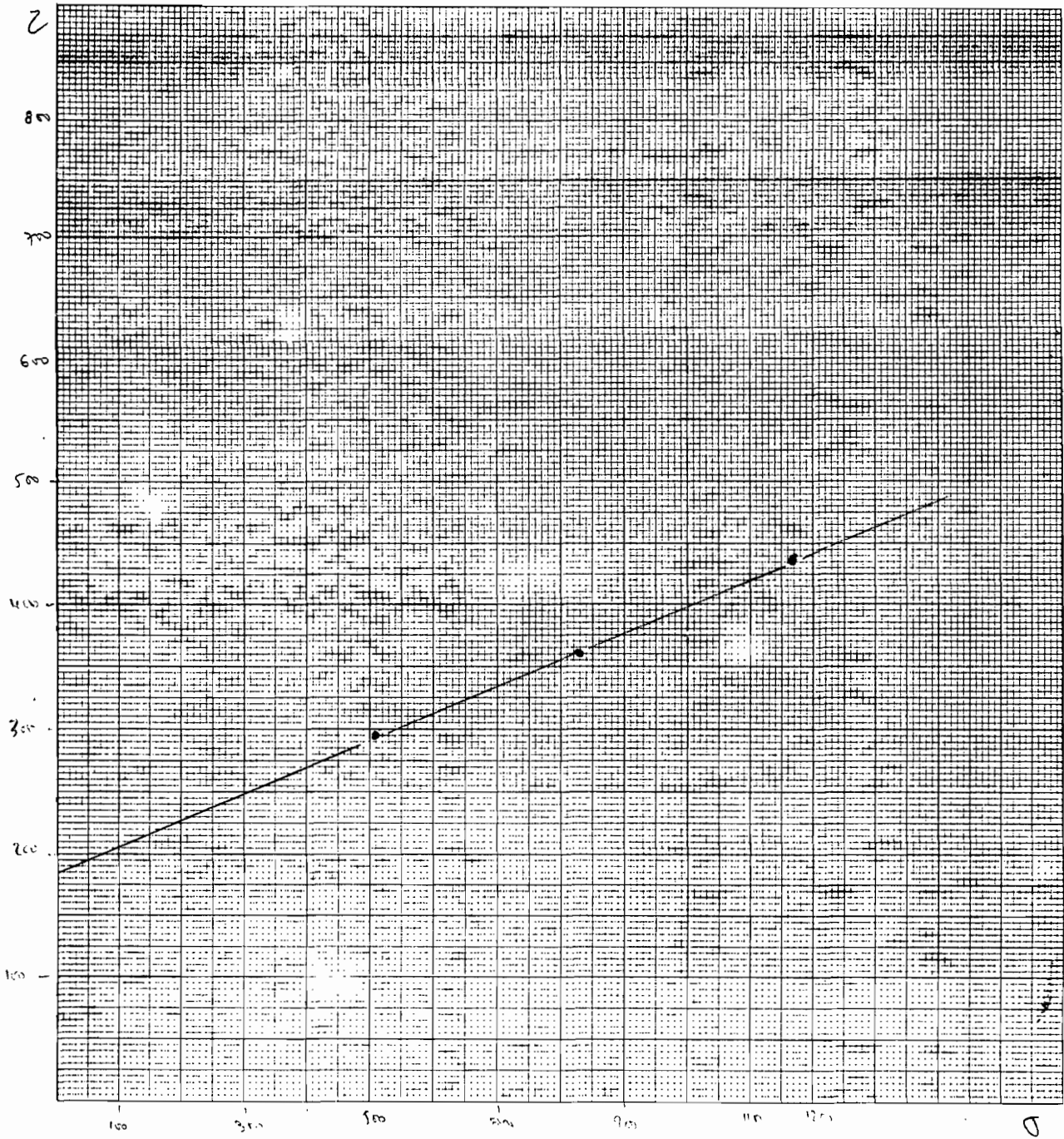


FIGURE Matériau de formation pekké à K.S. Ndaye

w = 92 % OPM.

LÉGENDE: $\tau = f(\sigma)$

c = 185 kPa.

$\phi = \tan^{-1} \frac{440 - 185}{1170} \approx 19,3^\circ$

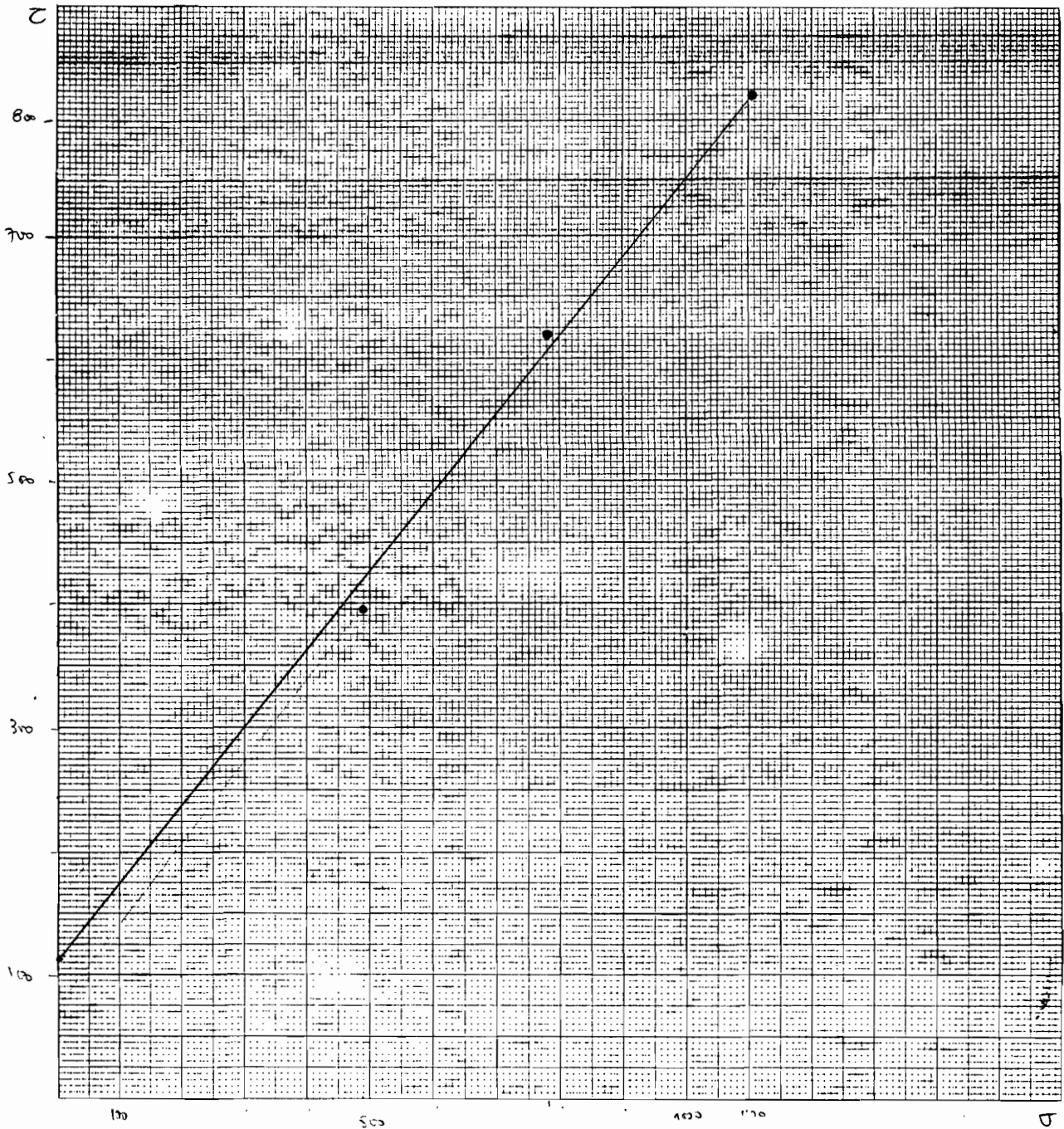


FIGURE $\tau = f(\sigma)$

LÉGENDE: Matériau de laboratoire prélevé à leur état naturel
 échantillon sec

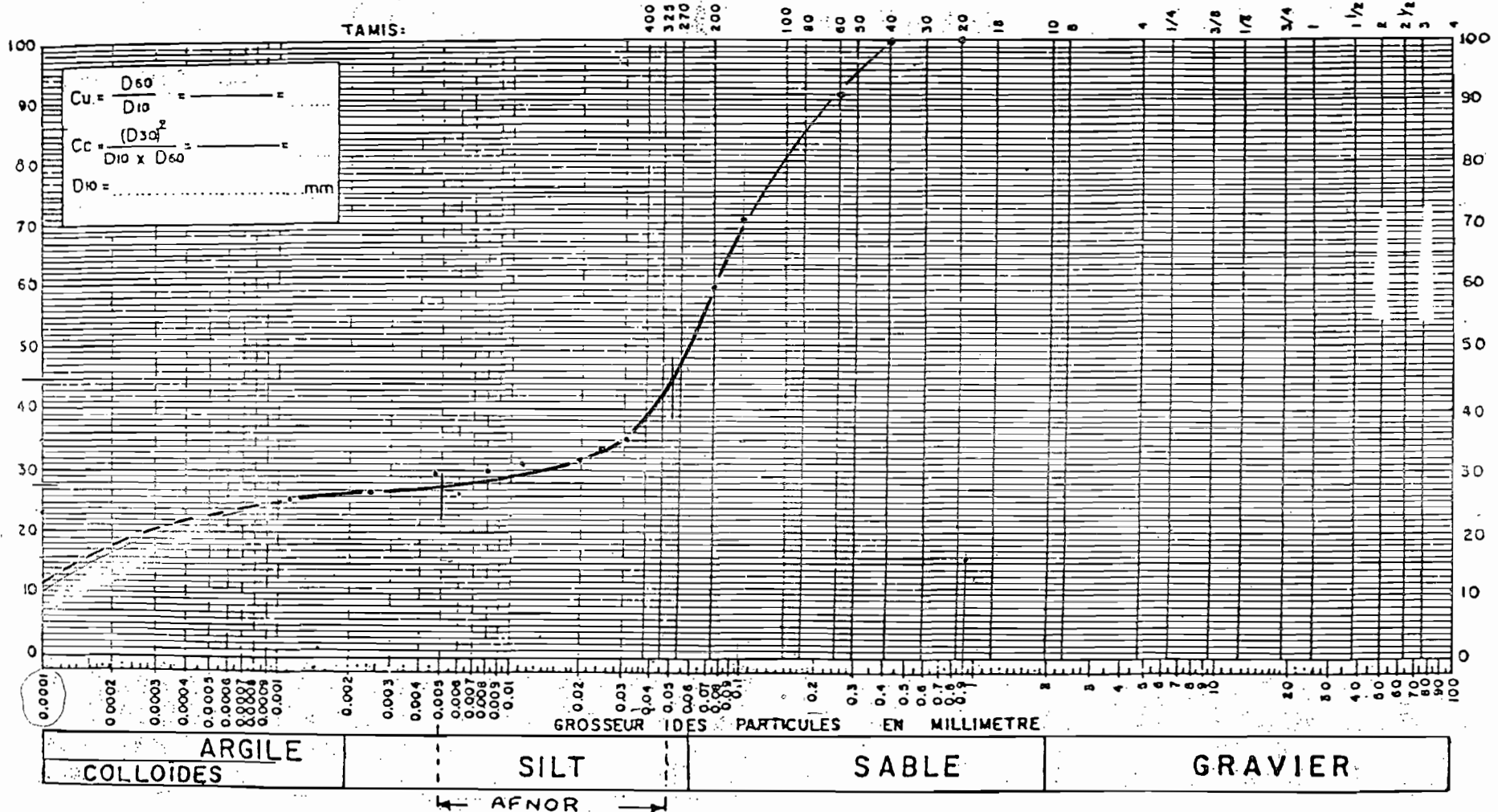
$$c = 10 \text{ kPa} ; \phi = \text{tg}^{-1} \frac{80 - 10}{100} = 33^\circ$$



DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



147

Description : Matériau de ferme tière - Géométrométrie (Hydrométrie) + Lavage

Remarques : échantillon prélevé à Kour Seib Ndoye -

ESSAI DE COMPACTAGE

MECANIQUE

PROJET: ESSAI DE COMPACTAGE MECANIQUE

EMPLACEMENT: _____ ESSAI No: 5

CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU

DESCRIPTION: LAYERITE DE TAFRAJENIE

PROVENANCE: KEUR SEIB N°20VE

REMARQUES: ECHANTILLON RENANIE

ESSAI PAR EQUIPE 1 LE: 10/12/87 CALCULÉ PAR: J. CERFA LE: 16/12/87 VÉRIFIÉ PAR: J. SOUFOU LE: 12/02/88

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	MOULE		ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698)			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557)			
		ESSAI SUR MATÉRIAU PASSANT LE TAMIS:	Ø	VOLUME	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE
			cm	cm ³						
A	NO 4	10.2	943,89	2,5 kg	3	25	3,0 kg	5	25	
B	NO 4	15.2	2123,76	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56	
C	3/4"	10.2	943,89	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25	
D	3/4"	15.2	2123,76	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56	

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

EFFORTS DYNAMIQUES (VOIR NORMES A.S.T.M.)

ESSAI STD. MOD. MÉTHODE: Mixte

% RETENU SUR TAMIS ^{19mm (3/4")}: 0% NO 4: 0%

MOULE: DIAMÈTRE = 10,16 cm VOLUME = 943,89 cm³

POIDS DU MARTEAU: 4,5 kg - HAUTEUR DE CHUTE: 45,7 cm

NB DE COUCHES: 3 NB DE COUPS / COUCHE: _____

OBSERVATIONS: essai sur un échantillon de laboratoire à l'orthote A mes 56 coups par couche de 25

E = 3623 KJ/m³

PRESSIONS STATIQUES (SUIVANT NORMES)

TYPE D'ESSAI: _____

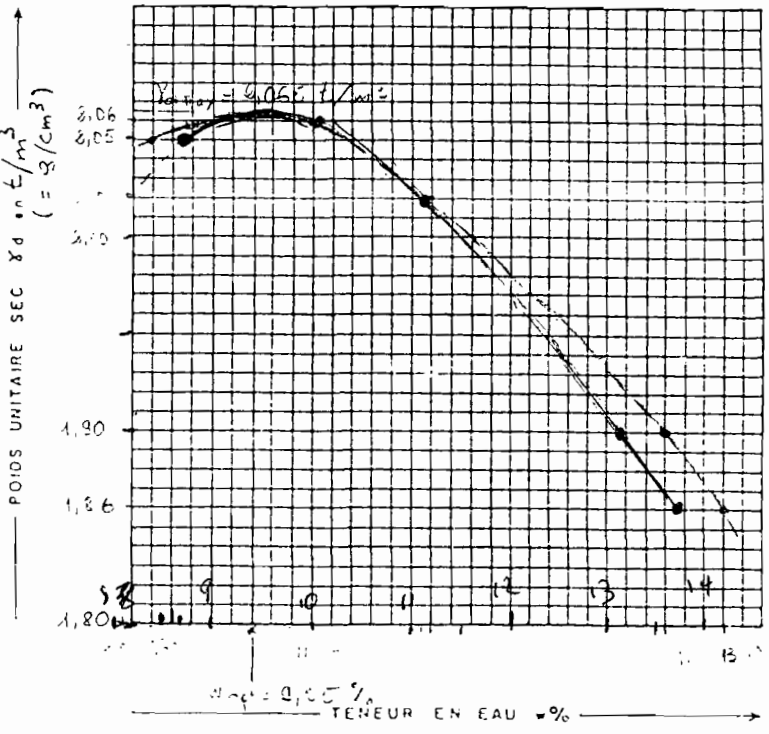
TAMIS DE RÉFÉRENCE: _____ % RETENU: _____

MOULE: DIAMÈTRE = _____ VOLUME = _____

PISTON: DIAMÈTRE = _____ PRESSION = _____

NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____

OBSERVATIONS: _____



RÉSULTATS DE L'ESSAI

$\gamma_d \text{ maximum} = 2,065 \text{ t/m}^3$ - $w\% \text{ optimum} = 9,55$

POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée					
	1	2	3	4	5	6	
POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	WT (g)	6251,0	6251,0	6378,1	6251,0	6253,1	
POIDS DU MOULE	TARE (g)	4251,7	4251,7	4251,7	4251,7	4251,7	
POIDS DU SOL HUMIDE	WT - TARE = Wt (g)	1999,2	2000,0	2126,4	2000,0	1999,2	
POIDS UNITAIRE TOTAL	WT / V = γt g/cm ³	2,122	2,124	2,125	2,118	2,112	
POIDS UNITAIRE SEC	γt / (1 + w%) = γd g/cm ³	2,052	2,060	2,052	2,050	2,050	

TENEURS EN EAU	RECIPIENT NO	1	2	3	4	5
	POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	220,1	220,1	220,1	220,1
POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W1 (g)	502,16	513,47	525,0	536,42	547,11
POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W2 (g)	342,60	341,15	341,15	341,15	341,15
POIDS DE L'EAU	W1 - W2 = Ww (g)	159,56	172,32	183,85	195,27	205,96
POIDS DU SOL SEC	W2 - TARE = Ws (g)	122,5	121,05	121,05	121,05	121,05
TENEUR EN EAU	w% = (Ww / Ws) * 100	12,97	14,27	15,14	16,12	17,30

M.B. nov. 85

ESSAI DE COMPACTAGE MECANIQUE

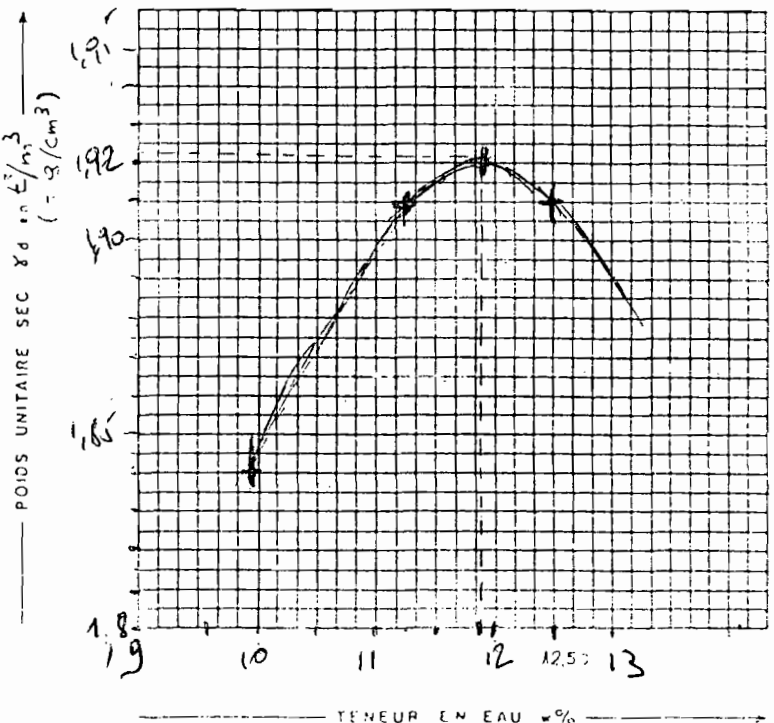
PROJET :	
EMPLACEMENT :	ESSAI No: 1
CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU	DESCRIPTION: Laterite terrilière
	PROVENANCE: Kour Seib Ndaye
	REMARQUES :
ESSAI PAR: P ₂	LE: 26-11-87
CALCULÉ PAR: A. Bô	LE: 09-12-87
VÉRIFIÉ PAR: C. Noel	LE: 09-12-87

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	MOULE		ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698)			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557)			
		ESSAI SUR MATÉRIAU PASSANT LE TAMIS:	Ø cm	VOLUME cm ³	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE
		(A)	NO 4	10.2	943,89	* 2,5 kg	3	25	3,0 kg	5
	(B)	NO 4	15.2	2123,76	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56
	(C)	3/4"	10.2	943,89	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25
	(D)	3/4"	15.2	2123,76	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

EFFORTS DYNAMIQUES (VOIR NORMES A.S.T.M.)
 ESSAI STD MOD. MÉTHODE: **(A)**
 % RETENU SUR TAMIS 19 mm (3/4") 0 NO 4: 0%
 MOULE: DIAMÈTRE: 10,2 - VOLUME: 943,9 cm³
 POIDS DU MARTEAU: 2,5 kg - HAUTEUR DE CHUTE: 30 cm
 NB DE COUCHES: 3 NB DE COUPS / COUCHE: 25
 OBSERVATIONS: E = 592 kJ/m³

PRESSIONS STATIQUES (SUIVANT NORMES)
 TYPE D'ESSAI: _____
 TAMIS DE RÉFÉRENCE: _____ % RETENU: _____
 MOULE: DIAMÈTRE: _____ VOLUME: _____
 PISTON: DIAMÈTRE: _____ PRESSION: _____
 NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____
 OBSERVATIONS: _____



RÉSULTATS DE L'ESSAI

γ_d maximum = 1.91 t/m³ - w% optimum: _____

POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée					
	1	2	3	4	5	6	
POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	WI (g)	6166,9	6255,0	6286,4	6285,2		
POIDS DU MOULE	TARE (g)	4257					
POIDS DU SOL HUMIDE	WI - TARE = WT (g)	1909,9	2009,0	2029,4	2028,9		
POIDS UNITAIRE TOTAL	WT / V = γ_t g/cm ³	2,023 ✓	2,128 ✓	2,150 ✓	2,149 ✓		
POIDS UNITAIRE SEC	$\gamma_d = \gamma_t / (1 + w/100)$ g/cm ³	1,84 ✓	1,91 ✓	1,92 ✓	1,91 ✓		
TENEURS EN EAU	RÉCIPIENT NO	5-8-1-C	6-15	6-20	6-11	6-12	
	POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	333,72	344,17	332,05	333,34	340,71
	POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W1 (g)	966,35	1097,61	530,50	886,86	
	POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W2 (g)	900,33	1010,86	552,51	814,31	
	POIDS DE L'EAU	W1 - W2 = Ww (g)	66,02	86,16	37,99	72,55	
	POIDS DU SOL SEC	W2 - TARE = Ws (g)	666,61	766,67	290,46	580,40	
TENEUR EN EAU	$w = (Ww / Ws) \cdot 100$ %	9,90	11,24	11,85	12,50		

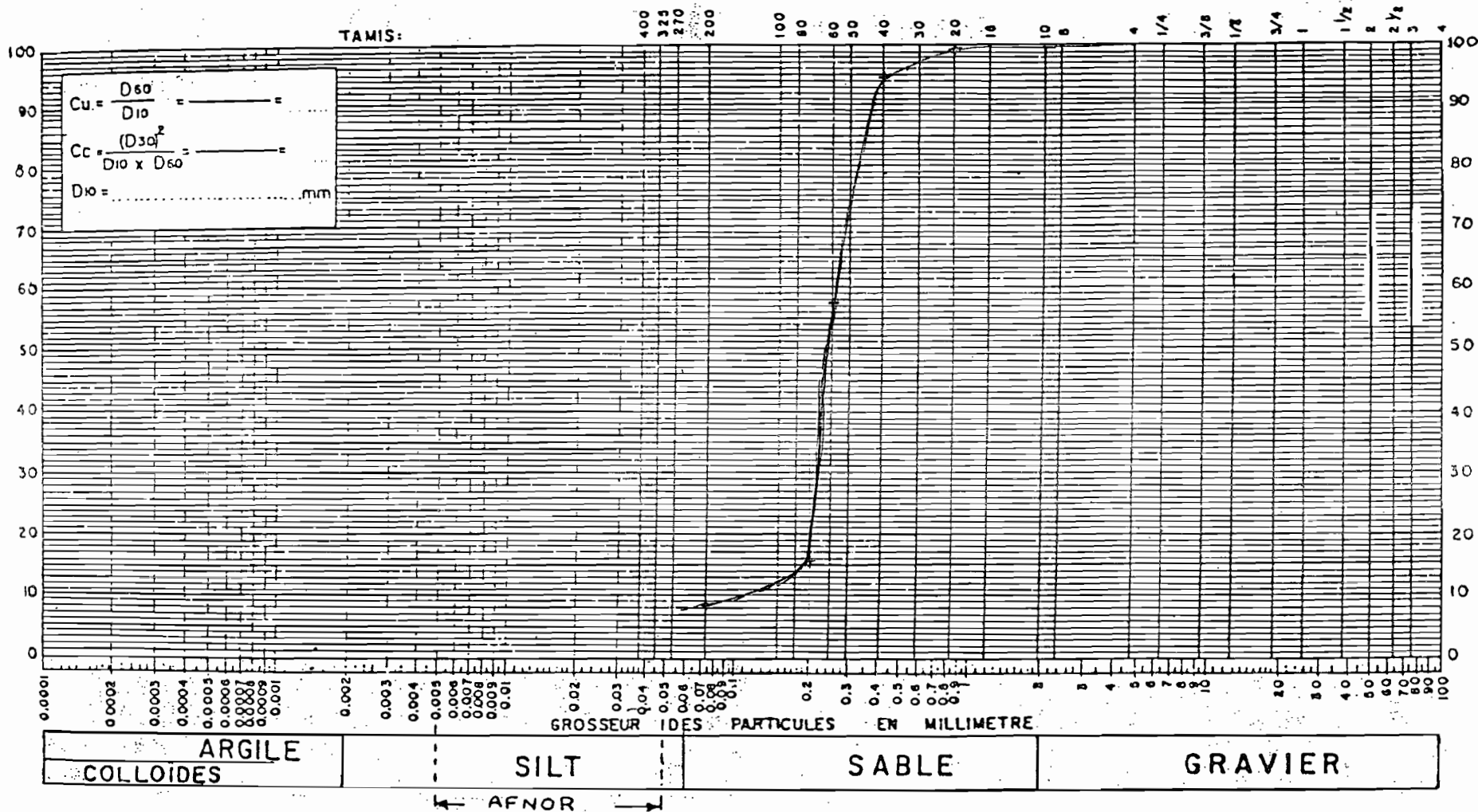


DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE

150



Description : SABLE NIVEAU PIEZO 3 (K. S. Ndiye)

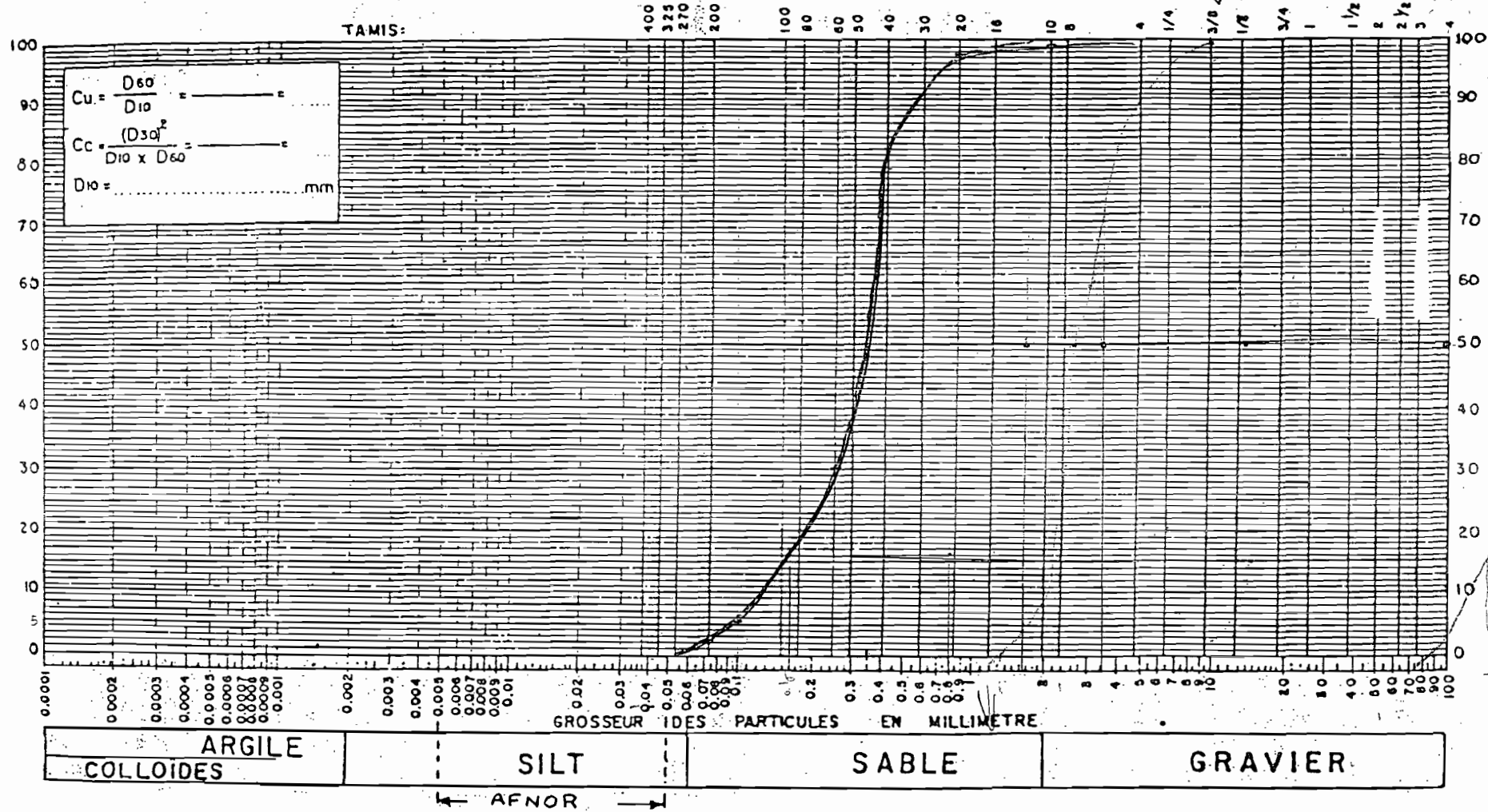
Remarques : _____



DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



151

Description : SABLE NIVEAU PHREATIQUE PIERO 2

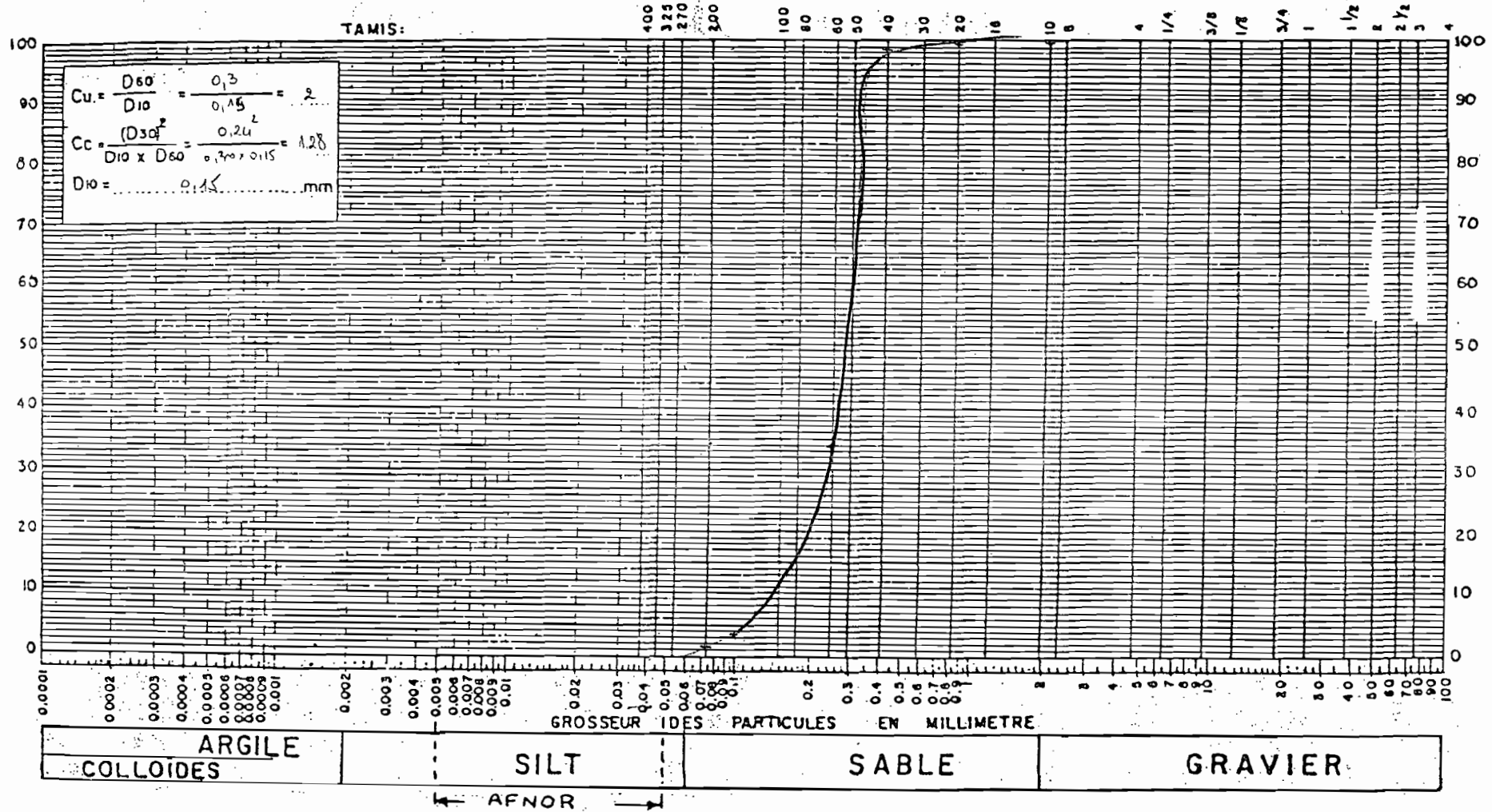
Remarques : _____



DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



152

Description : _____

Remarques : SABLE NIVEAU PHREATIQUE PIEZO 1

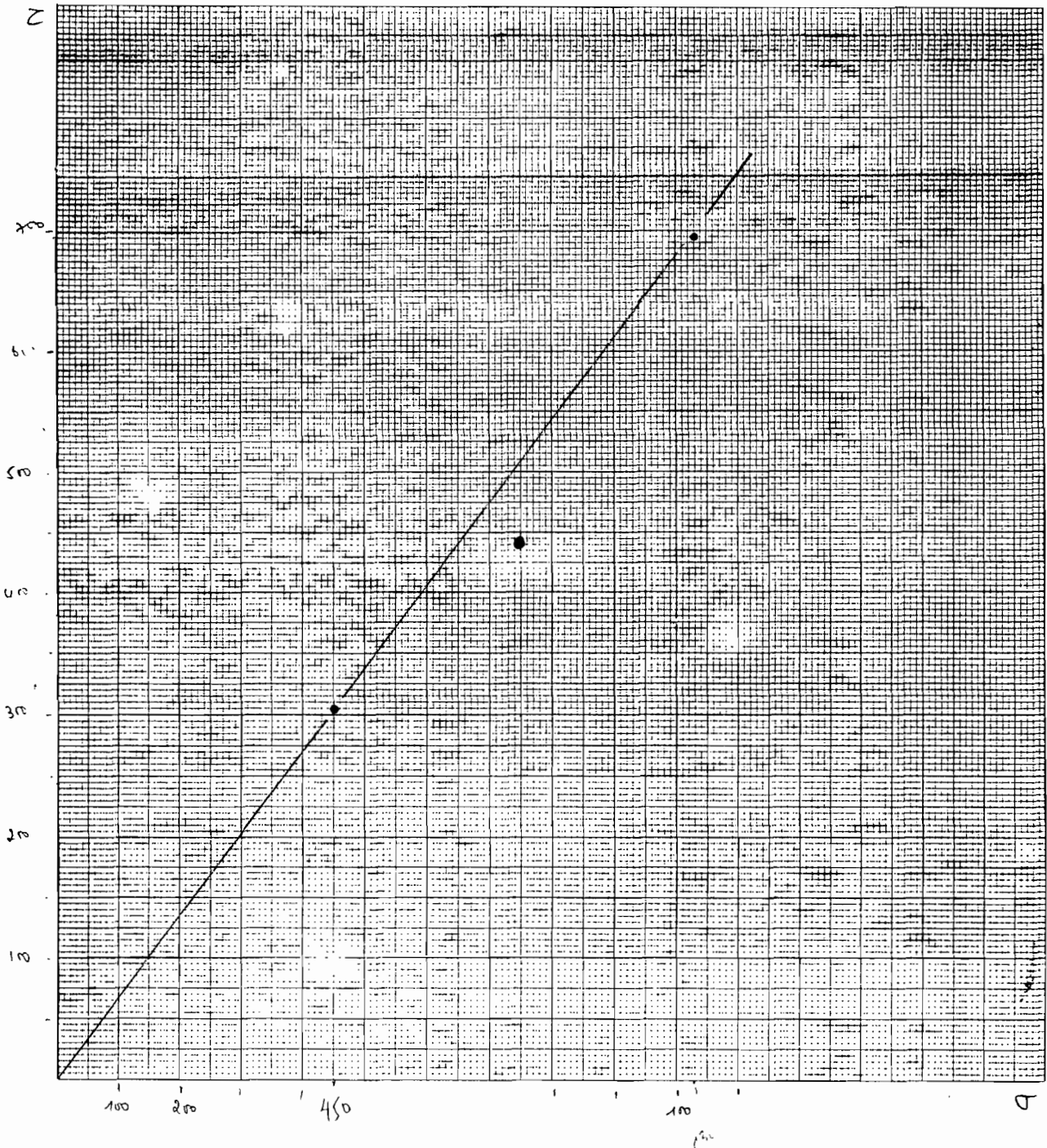


FIGURE $\tau = f(\sigma)$

sable de Keur Seb Ndaye

LÉGENDE: Piezo n° 5

$\phi = 34^\circ$ $c = 0$

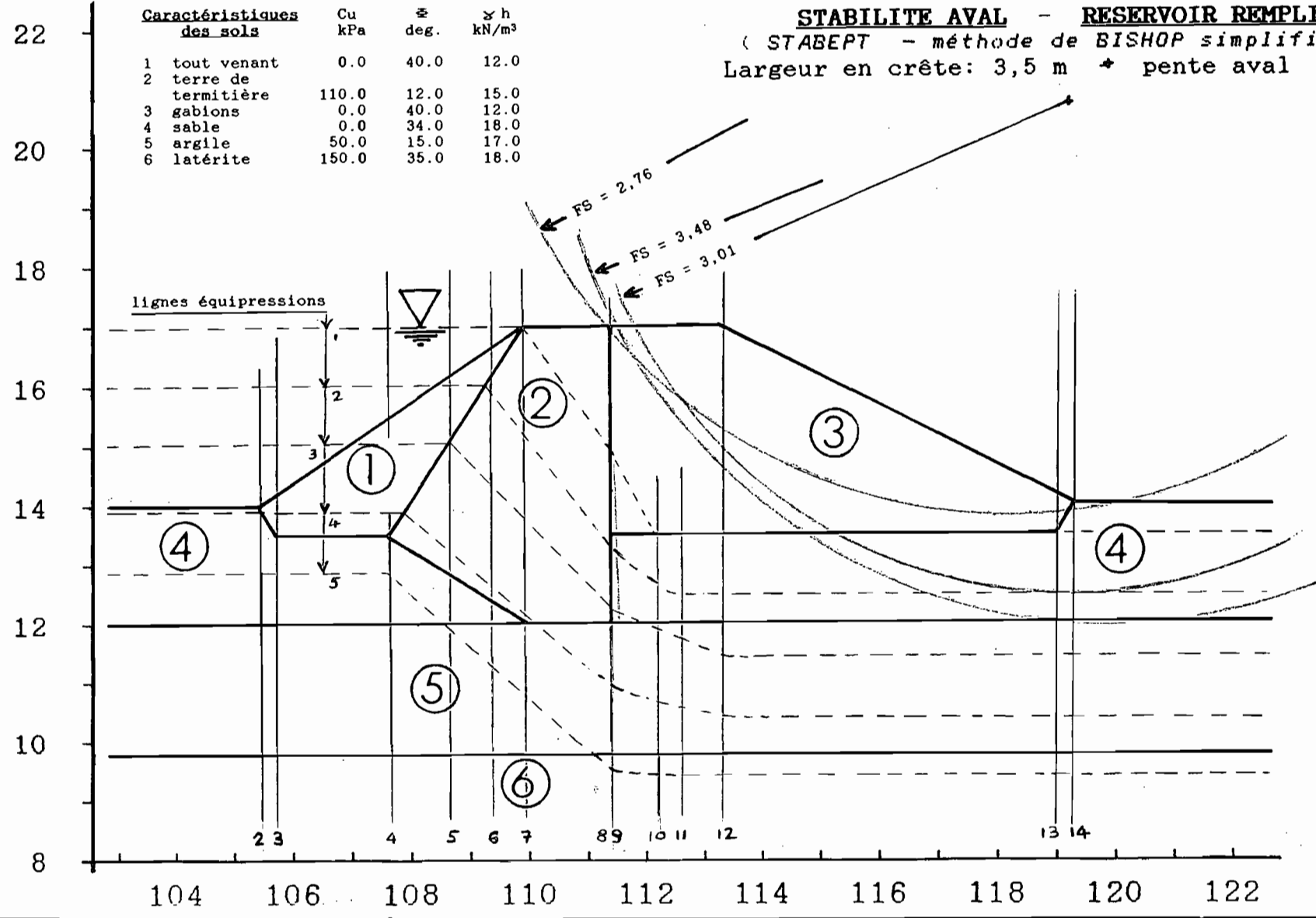
A N N E X E I V

S T A B I L I T E

D E S P E N T E S

STABILITE AVAL - RESERVOIR REMPLI
 (STABEPT - méthode de BISHOP simplifiée)
 Largeur en crête: 3,5 m * pente aval 2 : 1

Caractéristiques des sols	Cu kPa	ϕ deg.	γ h kN/m ³
1 tout venant	0.0	40.0	12.0
2 terre de termitière	110.0	12.0	15.0
3 gabions	0.0	40.0	12.0
4 sable	0.0	34.0	18.0
5 argile	50.0	15.0	17.0
6 latérite	150.0	35.0	18.0



155

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

	NCERC	NTANG	PROF.(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
	1	3	12.0	9.0	119.0	21.0	(31)	4.931	4.406
(1)	2	3	12.0	9.0	120.0	21.0	(29)	3.498	2.795
(1)	3	3	12.0	9.0	121.0	21.0	(27)	4.173	3.307
	4	3	12.0	8.0	120.0	20.0	(28)	3.601	2.787
	5	3	12.0	9.0	119.0	21.0	(29)	4.915	4.387
	6	3	12.0	10.0	120.0	22.0	(28)	4.183	3.589
	7	3	12.0	9.0	120.5	21.0	(28)	3.761	2.988
	8	3	12.0	8.5	120.0	20.5	(29)	3.533	2.780
	9	3	12.0	9.0	119.5	21.0	(27)	3.831	3.206
	10	3	12.0	9.5	120.0	21.5	(29)	3.476	2.816
(1)	11	3	12.0	9.5	121.0	21.5	(29)	4.045	3.244
	12	3	12.0	8.5	120.0	20.5	(29)	3.534	2.780
	13	3	12.0	9.5	119.0	21.5	(31)	5.383	4.906
	14	3	12.0	10.5	120.0	22.5	(34)	4.810	4.265
	15	3	12.0	9.5	120.5	21.5	(28)	3.700	2.979
	16	3	12.0	9.0	120.0	21.0	(29)	3.495	2.792
	17	3	12.0	9.5	119.5	21.5	(31)	4.560	3.997
	18	3	12.0	10.0	120.0	22.0	(31)	4.181	3.583
	19	3	12.0	9.8	120.3	21.8	(30)	3.603	2.932
	20	3	12.0	9.1	120.3	21.1	(30)	3.653	2.918
	21	3	12.0	9.1	119.6	21.1	(31)	3.673	3.036
	22	3	12.0	9.8	119.6	21.8	(31)	4.718	4.169

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

 Epaisseur moyenne des tranches = .5 m

* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3 *

F.S. MINIMUM (Bishop) = 3.476 cercle n° 10

----- *****

Rayon = 9.5 m ; X , Y = (120.0 21.5)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.780 cercle n° 12

----- =====

Rayon = 8.5 m ; X , Y = (120.0 20.5)

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYDN	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----	
	1	4	12.5	8.5	119.0	21.0	(28)	3.325	2.861
(1)	2	4	12.5	8.5	120.0	21.0	(28)	3.265	2.698
(1)	3	4	12.5	8.5	121.0	21.0	(26)	4.170	3.447
	4	4	12.5	7.5	120.0	20.0	(27)	3.406	2.741
	5	4	12.5	8.5	119.0	21.0	(26)	3.283	2.819
	6	4	12.5	9.5	120.0	22.0	(31)	3.221	2.723
(1)	7	4	12.5	9.5	121.0	22.0	(29)	3.827	3.210
	8	4	12.5	8.5	120.0	21.0	(28)	3.262	2.694
	9	4	12.5	9.5	119.0	22.0	(30)	4.739	4.357
	10	4	12.5	10.5	120.0	23.0	(31)	3.865	3.430
	11	4	12.5	9.5	120.5	22.0	(30)	3.450	2.900
	12	4	12.5	9.0	120.0	21.5	(29)	3.232	2.702
	13	4	12.5	9.5	119.5	22.0	(29)	3.606	3.161
	14	4	12.5	10.0	120.0	22.5	(31)	3.217	2.747
	15	4	12.5	9.8	120.3	22.3	(31)	3.348	2.839
	16	4	12.5	9.1	120.3	21.6	(30)	3.397	2.839
	17	4	12.5	9.1	119.6	21.6	(31)	3.111	2.622
(1)	18	4	12.5	9.1	120.6	21.6	(29)	3.579	2.985
	19	4	12.5	8.1	119.6	20.6	(27)	3.126	2.570
	20	4	12.5	9.1	118.6	21.6	(32)	5.012	4.649
	21	4	12.5	10.1	119.6	22.6	(31)	4.202	3.788
	22	4	12.5	9.1	120.1	21.6	(30)	3.285	2.751
	23	4	12.5	8.6	119.6	21.1	(29)	3.111	2.591
	24	4	12.5	9.1	119.1	21.6	(33)	3.984	3.559
	25	4	12.5	9.6	119.6	22.1	(33)	3.464	3.013
	26	4	12.5	9.5	120.0	22.0	(31)	3.218	2.720
	27	4	12.5	8.8	120.0	21.3	(28)	3.243	2.697
	28	4	12.5	8.8	119.3	21.3	(28)	3.019	2.537
(1)	29	4	12.5	8.8	120.3	21.3	(28)	3.387	2.809
	30	4	12.5	7.8	119.3	20.3	(28)	3.020	2.470
	31	4	12.5	8.8	118.3	21.3	(31)	5.279	4.936
	32	4	12.5	9.8	119.3	22.3	(33)	4.533	4.138
	33	4	12.5	8.8	119.8	21.3	(29)	3.155	2.632
	34	4	12.5	8.3	119.3	20.8	(29)	3.010	2.498
	35	4	12.5	8.8	118.8	21.3	(32)	4.337	3.929
	36	4	12.5	9.3	119.3	21.8	(33)	3.864	3.432
	37	4	12.5	9.1	119.6	21.6	(31)	3.108	2.619
	38	4	12.5	8.4	119.6	20.9	(28)	3.115	2.580
	39	4	12.5	8.4	118.9	20.9	(30)	3.349	2.886
	40	4	12.5	9.1	118.9	21.6	(32)	4.454	4.055

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

 Epaisseur moyenne des tranches = .5 m

* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 4 *

F.S. MINIMUM (Bishop) = 3.010 cercle n° 34

----- *****

Rayon = 8.3 m ; X , Y = (119.3 20.8)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.470 cercle n° 30

----- =====

Rayon = 7.8 m ; X , Y = (119.3 20.3)

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

 * S Y N T H E S E des R E S U L T A T S *

CAS ETUDIE :

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 9.8 11.0 12.0 12.5

APRES 125 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :

F.S. MINIMUM (Bishop) = 3.010 cercle n° 34

----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 12.5 m
 Rayon = 8.3 m ; X , Y = (119.3 20.8)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.470 cercle n° 30

----- =====

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 12.5 m
 Rayon = 7.8 m ; X , Y = (119.3 20.3)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

=====

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
3.010	119.27	20.76	8.26	34	4
3.019	119.28	21.26	8.76	28	4
3.020	119.27	20.26	7.76	30	4
3.108	119.63	21.61	9.11	37	4
3.111	119.64	21.62	9.12	17	4
3.111	119.63	21.12	8.62	23	4
3.115	119.63	20.90	8.40	38	4
3.126	119.63	20.62	8.12	19	4
3.155	119.77	21.26	8.76	33	4
3.217	120.00	22.47	9.97	14	4

NB: aucun cercle de surface dans les 10 cercles critiques

** [Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de prof. dans le massif]

*

Fichier des données : kseib02F.dat Fichier des sorties : kseib02F.sor

Le 2 JUIN 1988 à 14 H. 24 -- kseib02F.sor PAGE 1

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

 M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval (pt.fixe)
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes (5)

CONTROLE DES DONNEES

 Nombre de tangentes limites 0 [max.= 4]
 Nombre de sections verticales 15 [max.= 16]
 Nombre de frontières entre sols 7 [max.= 12]
 Nombre de lignes équipressions 5 [max.= 12]
 Nombre de pts défin. la cohésion 0 [max.= 12]
 Nombre de charge. unif. répartis 0 [max.= 10]
 Nombre de chargements concentrés 0 [max.= 10]

Coefficients sismiques s1= .00 s2= .00

**** SYSTEME METRIQUE **** kilo-Newton - mètre

 [Dr eau = 9.81]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) = 119.0 21.0
 Pas de rotation autour du pivot = .5 m
 Ecart pour changement de pivot = -.5 %

TOUS LES CERCLES PASSENT PAR LE POINT (111.5 , 17.0)

(nombre maximum total de cercles pouvant être calculés = 100)

GEOMETRIE

 sections n° : 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12.
 13. 14. 15.
 abscisses x = 100.0 105.5 105.8 107.7 108.7 109.4 110.0 111.5 111.6 112.2 112.6 113.4
 119.0 119.3 200.0
 bas-fissure 14.0 14.0 14.2 15.4 16.1 16.6 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0
 14.2 14.0 14.0
 eau-fissure 14.0 14.0 14.2 15.4 16.1 16.6 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0
 14.2 14.0 14.0

valeurs des pressions sur les lignes équipressions

ligne	pression (kPa)
1	.0
2	9.8
3	19.6
4	29.4
5	39.3

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval (pt.fixe)
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes (5)

	NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYDN (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
		1	12.5	8.5	119.0	21.0	(28)	3.325	2.861	
(1)		2	11.6	9.4	120.0	21.0	(31)	7.099	6.240	
		3	11.9	8.1	119.0	20.0	(29)	4.866	4.124	
		4	13.4	7.6	118.0	21.0	(21)	2.926	2.689	
(1)		5	12.5	8.5	119.0	21.0	(26)	3.359	2.892	
		6	12.9	7.1	118.0	20.0	(23)	3.104	2.726	
		7	14.2	6.8	117.0	21.0	(16)	3.122	2.938	
		8	13.8	8.2	118.0	22.0	(19)	2.845	2.684	
(1)		9	13.0	9.0	119.0	22.0	(25)	3.128	2.813	
		10	13.4	7.6	118.0	21.0	(21)	2.900	2.664	
		11	14.6	7.4	117.0	22.0	(15)	3.165	3.026	
		12	14.2	8.8	118.0	23.0	(17)	2.874	2.749	
		13	13.4	8.6	118.5	22.0	(22)	2.942	2.724	
		14	13.6	7.9	118.0	21.5	(20)	2.908	2.712	
		15	14.2	7.8	117.5	22.0	(16)	2.973	2.824	
		16	14.0	8.5	118.0	22.5	(18)	2.848	2.707	
		17	13.7	8.7	118.3	22.4	(24)	2.819	2.650	
(1)		18	12.9	9.5	119.3	22.4	(27)	3.217	2.872	
		19	13.2	8.1	118.3	21.4	(23)	2.987	2.728	
		20	14.4	7.9	117.3	22.4	(15)	3.042	2.909	
		21	14.0	9.3	118.3	23.4	(17)	2.789	2.668	
(1)		22	13.3	10.1	119.3	23.4	(28)	3.072	2.837	
		23	13.7	8.7	118.3	22.4	(20)	2.821	2.656	
		24	14.7	8.6	117.3	23.4	(16)	3.153	3.046	
		25	14.3	10.0	118.3	24.4	(16)	2.866	2.766	
		26	13.7	9.7	118.8	23.4	(22)	2.828	2.674	
		27	13.9	9.0	118.3	22.9	(19)	2.762	2.626	
(1)		28	13.1	9.8	119.3	22.9	(30)	3.135	2.850	
		29	13.5	8.4	118.3	21.9	(21)	2.909	2.703	
		30	14.6	8.3	117.3	22.9	(17)	3.080	2.963	
		31	14.2	9.7	118.3	23.9	(17)	2.817	2.708	
		32	13.5	9.4	118.8	22.9	(23)	2.943	2.748	
		33	14.2	8.6	117.8	22.9	(16)	2.889	2.763	
		34	14.0	9.3	118.3	23.4	(17)	2.777	2.657	
		35	13.7	9.5	118.7	23.2	(2)	-5.007	-4.693	
			Cercle de surface : profondeur dans le massif = .00 m							
36		1	13.5	9.0	118.7	22.5	(2)	-5.143	-4.744	
			Cercle de surface : profondeur dans le massif = .00 m							

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
37	1	14.0	8.5	118.0	22.5	(19)	2.827	2.687
38	1	14.2	9.0	118.0	23.2	(18)	2.851	2.733

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .5 m

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---
----- chargements -----

* S Y N T H E S E des R E S U L T A T S *

CAS ETUDIE :

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval (pt.fixe)
pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes (5)

Tous les cercles passent par le point : 111.5 , 17.0

APRES 38 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :

F.S. MINIMUM (Bishop) = 2.762 cercle n° 27
----- *****
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (118.3 22.9)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.626 cercle n° 27
----- , =====
Rayon = 9.0 m ; X , Y = (118.3 22.9)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT
=====

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC
2.762	118.33	22.85	8.99	27
2.777	118.33	23.35	9.33	34
2.789	118.34	23.35	9.33	21
2.817	118.33	23.85	9.67	31
2.819	118.35	22.35	8.69	17
2.821	118.33	22.35	8.68	23
2.827	117.97	22.49	8.49	37
2.828	118.83	23.35	9.70	26
2.845	118.00	22.00	8.20	8
2.848	118.00	22.50	8.51	16

NB: aucun cercle de surface dans les 10 cercles critiques
** [Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de prof. dans le massif]

*

Fichier des données : kseib01F.dat Fichier des sorties : kseib01F.sor

Le 1 JUIN 1988 à 19 H. 23 -- kseib01F.sor PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites 4 [max.= 4]
Nombre de sections verticales 15 [max.= 16]
Nombre de frontières entre sols 7 [max.= 12]
Nombre de lignes équipressions 5 [max.= 12]
Nombre de pts défin. la cohésion 0 [max.= 12]
Nombre de charge. unif. répartis 0 [max.= 10]
Nombre de chargements concentrés 0 [max.= 10]

Coefficients sismiques s1= .00 s2= .00

**** SYSTEME METRIQUE **** kilo-Newton - mètre

[Dr eau = 9.81]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) = 119.0 21.0
Pas de rotation autour du pivot = .5 m
Ecart pour changement de pivot = -0.5 %

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 9.8, 11.0, 12.0, 12.5,

(nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 50)

GEOMETRIE

sections n° : 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12.
 13. 14. 15.
abscisses x = 100.0 105.5 105.8 107.7 108.7 109.4 110.0 111.5 111.6 112.2 112.6 113.4
 119.0 119.3 200.0

bas-fissure 14.0 14.0 14.2 15.4 16.1 16.6 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0
 14.2 14.0 14.0
eau-fissure 14.0 14.0 14.2 15.4 16.1 16.6 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0
 14.2 14.0 14.0

valeurs des pressions sur les lignes équipressions

ligne	pression (kPa)
1	.0
2	9.8
3	19.6
4	29.4
5	39.3

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----	
---	Cercle n° 1 : Poids de l'eau ajouté aux tranches de 108.9 à 109.2 m ---								
	1	1	9.8	11.2	119.0	21.0	(35)	10.071	9.546
(1)	2	1	9.8	11.2	120.0	21.0	(34)	10.743	10.046
	3	1	9.8	10.2	119.0	20.0	(33)	10.191	9.574
	4	1	9.8	11.2	118.0	21.0	(33)	10.416	9.980
	5	1	9.8	12.2	119.0	22.0	(37)	10.473	10.005
	6	1	9.8	11.2	119.5	21.0	(35)	10.332	9.726
	7	1	9.8	10.7	119.0	20.5	(36)	10.144	9.574
	8	1	9.8	11.2	118.5	21.0	(35)	10.279	9.811
	9	1	9.8	11.7	119.0	21.5	(36)	10.309	9.813
	10	1	9.8	11.6	119.3	21.4	(36)	10.280	9.728
	11	1	9.8	10.8	119.3	20.6	(35)	10.283	9.667
	12	1	9.8	10.8	118.6	20.6	(34)	10.141	9.632
	13	1	9.8	11.6	118.6	21.4	(37)	10.354	9.890

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

 Epaisseur moyenne des tranches = .8 m

 * RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1 *

F.S. MINIMUM (Bishop) = 10.071 cercle n° 1

Rayon = 11.2 m ; X , Y = (119.0 21.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 9.546 cercle n° 1

 =====

Rayon = 11.2 m ; X , Y = (119.0 21.0)

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

Projet fin d'étude - Keur Seib N'Doye - Stabilité aval
 pente aval = 2.0 / 1 - réservoir rempli et lignes isopièzes

	NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
		1	2	11.0	10.0	119.0	21.0	(35)	9.538	8.948
(1)		2	2	11.0	10.0	120.0	21.0	(32)	9.594	8.756
		3	2	11.0	9.0	119.0	20.0	(32)	9.397	8.660
(1)		4	2	11.0	9.0	120.0	20.0	(30)	8.474	7.416
(1)		5	2	11.0	9.0	121.0	20.0	(29)	9.829	8.560
		6	2	11.0	8.0	120.0	19.0	(24)	8.568	7.319
		7	2	11.0	9.0	119.0	20.0	(32)	9.388	8.649
		8	2	11.0	10.0	120.0	21.0	(32)	9.580	8.744
		9	2	11.0	9.0	120.5	20.0	(29)	8.844	7.680
		10	2	11.0	8.5	120.0	19.5	(28)	8.314	7.157
(1)		11	2	11.0	8.5	121.0	19.5	(27)	10.326	8.944
		12	2	11.0	7.5	120.0	18.5	(24)	8.941	7.574
		13	2	11.0	8.5	119.0	19.5	(29)	9.085	8.239
		14	2	11.0	9.5	120.0	20.5	(32)	9.149	8.208
		15	2	11.0	8.5	120.5	19.5	(28)	9.144	7.888
		16	2	11.0	8.0	120.0	19.0	(25)	8.574	7.323
		17	2	11.0	8.5	119.5	19.5	(30)	8.475	7.451
		18	2	11.0	9.0	120.0	20.0	(30)	8.424	7.360
		19	2	11.0	8.8	120.3	19.8	(29)	8.675	7.514
		20	2	11.0	8.1	120.3	19.1	(26)	9.103	7.808
		21	2	11.0	8.1	119.6	19.1	(26)	7.991	6.835
(1)		22	2	11.0	8.1	120.6	19.1	(24)	9.745	8.377
		23	2	11.0	7.1	119.6	18.1	(24)	8.572	7.202
		24	2	11.0	8.1	118.6	19.1	(28)	9.103	8.295
		25	2	11.0	9.1	119.6	20.1	(32)	9.144	8.241
		26	2	11.0	8.1	120.1	19.1	(25)	8.716	7.465
		27	2	11.0	7.6	119.6	18.6	(25)	8.226	6.975
		28	2	11.0	8.1	119.1	19.1	(28)	8.586	7.600
		29	2	11.0	8.6	119.6	19.6	(30)	8.516	7.486
		30	2	11.0	8.5	120.0	19.5	(28)	8.305	7.148
		31	2	11.0	7.8	120.0	18.8	(24)	8.695	7.401
		32	2	11.0	7.8	119.3	18.8	(26)	7.709	6.549
(1)		33	2	11.0	7.8	120.3	18.8	(25)	9.261	7.897
		34	2	11.0	6.8	119.3	17.8	(24)	8.275	6.891
		35	2	11.0	7.8	118.3	18.8	(28)	9.109	8.335
		36	2	11.0	8.8	119.3	19.8	(28)	9.108	8.237
		37	2	11.0	7.8	119.8	18.8	(24)	8.352	7.102
		38	2	11.0	7.3	119.3	18.3	(25)	7.935	6.677
		39	2	11.0	7.8	118.8	18.8	(28)	8.592	7.633
		40	2	11.0	8.3	119.3	19.3	(28)	8.529	7.528

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
	41	2	11.0	8.1	119.6	19.1	(26)	7.983	6.826
	42	2	11.0	7.4	119.6	18.4	(25)	8.344	7.046
	43	2	11.0	7.4	118.9	18.4	(26)	7.473	6.303
(1)	44	2	11.0	7.4	119.9	18.4	(23)	8.854	7.486
	45	2	11.0	6.4	118.9	17.4	(23)	8.031	6.626
	46	2	11.0	7.4	117.9	18.4	(28)	9.148	8.408
	47	2	11.0	8.4	118.9	19.4	(30)	9.093	8.255
	48	2	11.0	7.4	119.4	18.4	(25)	8.048	6.791
	49	2	11.0	6.9	118.9	17.9	(24)	7.700	6.425
	50	2	11.0	7.4	118.4	18.4	(26)	8.686	7.762

NUMBRE MAXIMUM DE CERCLES ATTEINT POUR CETTE TANGENTE

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .7 m

 * RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2 *

F.S. MINIMUM (Bishop) = 7.473 cercle n° 43

----- *****

Rayon = 7.4 m ; X , Y = (118.9 18.4)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 6.303 cercle n° 43

----- =====

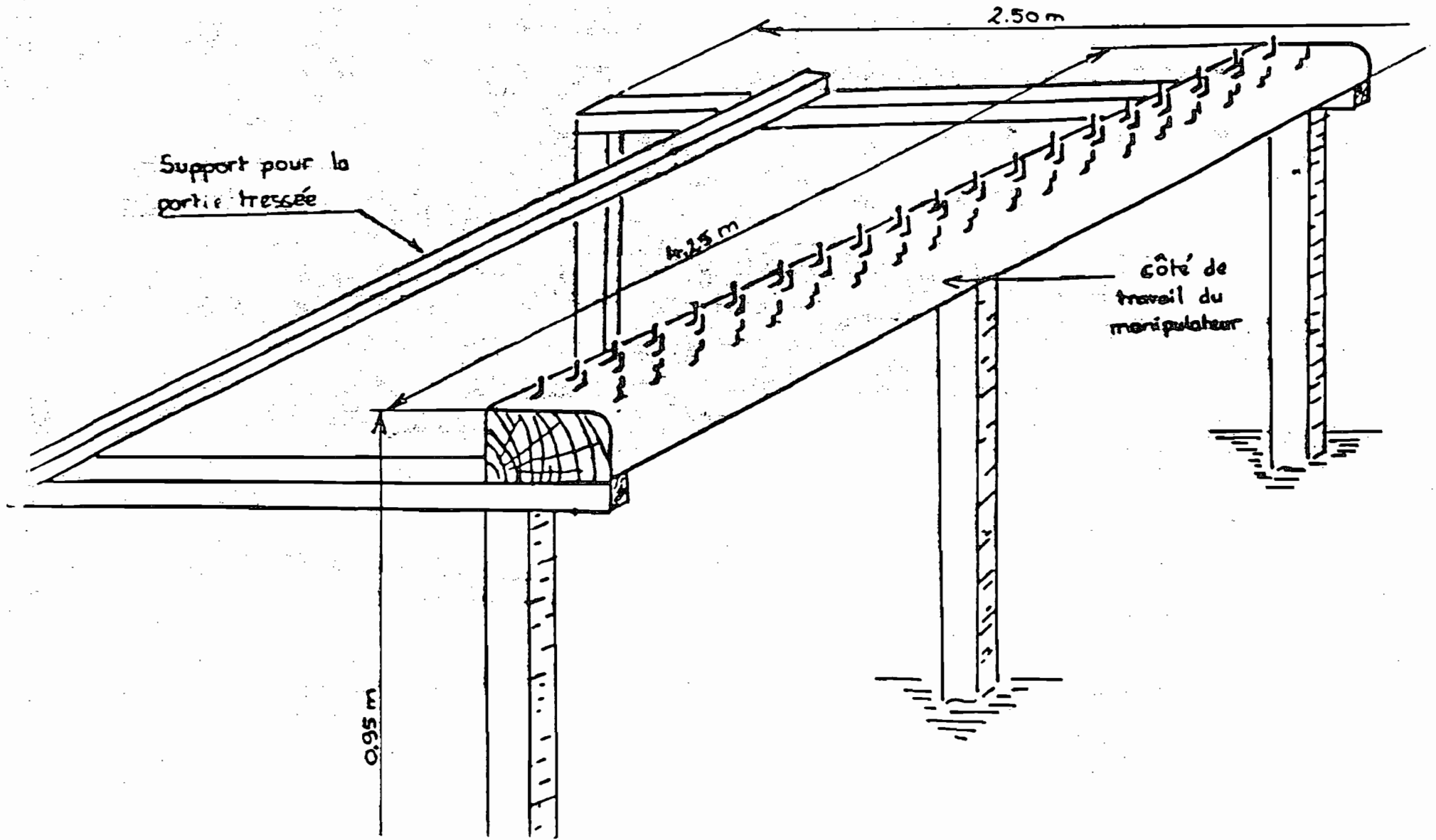
Rayon = 7.4 m ; X , Y = (118.9 18.4)

A N N E X E V

R E A L I S A T I O N

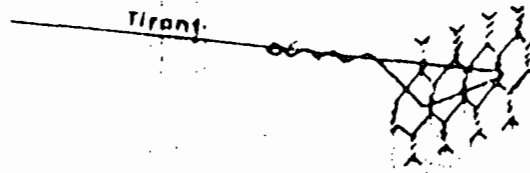
D U P R O J E T

TABLE GABION - PERSPECTIVE -

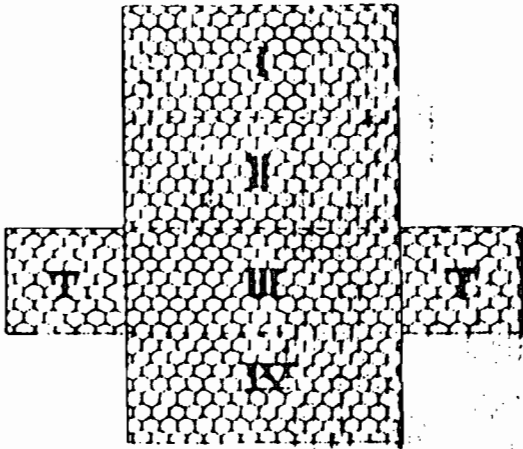


MONTAGE ET POSE DES GABIONS

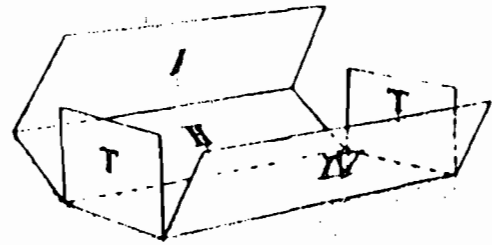
La longueur des tirants doit être de 3 à 4 % inférieure à la distance entre les faces qu'ils doivent relier.



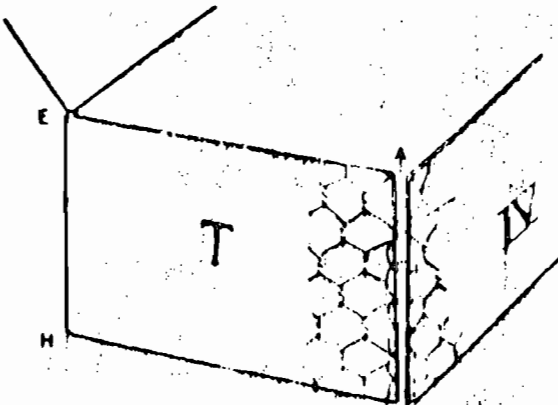
Il faut attacher les tirants en prenant plusieurs mailles pour éviter la rupture des fils du gabion.



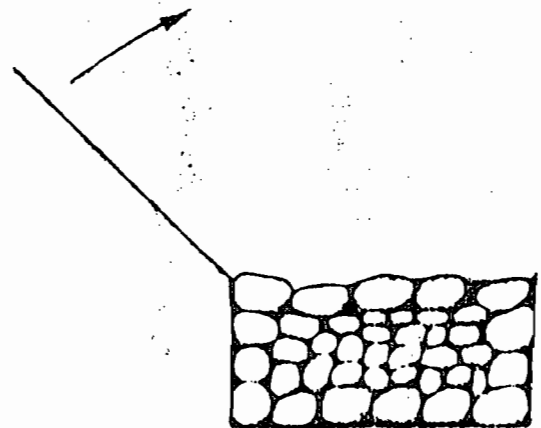
Déplier et passer à plat



Redresser les parois.



Ligaturer
L'utilisation de la pince est à proscrire.



Remplissage Les cailloux disposés au centre ne doivent pas passer à l'arrière de 8%

A N N E X E V I

E C O N O M I E

INSTITUT NATIONAL DE DEVELOPPEMENT RURAL

(I. N. D. R.)

DEVIS ESTIMATIF DETAILLE

(en francs CFA hors taxes - hors douanes)

PRIX N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QT	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL
	<u>DEPLACEMENTS</u>				
1	Amenée du matériel depuis DAKAR sur le site et repli				
1a	Aller	F	1	3.250.000	3.250.000
1b	Retour	F	1	2.750.000	2.750.000
2	Foration au rotary à la boue avec ou sans pertes de fluide tout terrain et toutes sujétions comprises				
2a	Ø 23"	ml	20	65.000	1.300.000
2b	Ø 17" 3/4	ml	140	N.C.	N.C.
2c	Ø 17" 1/2	ml	220	60.000	13.200.000
2e	Ø 12" 1/4	ml	140	55.000	7.700.000
	<u>EQUIPEMENT</u>				
3	Fourniture et pose d'un tube guide 20" y compris temps de cimentation	ml	20	65.000	1.300.000
4	Fourniture et pose de tube casing API, y compris temps de cimentation et toutes sujétions				
4b	Ø 13" 3/8	ml	240	85.000	20.400.000
4d	Ø 7" colonne d'exhaure inox	ml	65	145.000	9.425.000
6b	Fourniture et pose de crépines à fentes continues en acier inoxydable type Johnson Ø 7"	ml	80	175.000	14.000.000
7b	Fourniture et pose d'un tybe à sédiment en acier inoxydable Ø 7"	U	1	725.000	725.000
8b	Fourniture et pose d'un sabot laveur en acier inoxydable Ø 7"	U	1	250.000	250.000
10	Fourniture et pose de centreurs, type BAKERLINE, HALIBURTON	U	8	80.000	640.000
11	Fourniture et pose d'un sabot de cimentation	U	1	475.000	475.000
12	Ancrage et fermeture de la tête de forage	U	1	150.000	150.000
	<u>MATERIAUX ET ESSAIS</u>				
13	Fourniture sur le chantier de ciment Portland classe A	T	4	65.000	260.000
14	Fourniture sur le chantier de gravier de quartz importé de France, calibre 1 - 2 mm	m3	7,3	175.000	1.277.500
15	Fourniture sur le chantier de bentonite	T	7	175.000	1.225.000
16	Fourniture sur le chantier de sable	T	3	700.000	2.100.000

INSTITUT NATIONAL DE DEVELOPPEMENT RURAL

(I . N . D . R .)

DEVIS ESTIMATIF DETAILLE

(en francs CFA hors taxes - hors douanes)

PRIX N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QT	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL
17.	Carottage électrique (y compris immobilisation du chantier), le mètre linéaire pour profondeurs comprises entre :				
17a	0 - 200 m	m	200	2.750	550.000
17b	200 - 400 m	m	180	3.500	630.000
18	Mise en exploitation du forage par traitement chimique, circulation, air-lift, pistonnage, lavage au jet, pompage - Maintien de l'atelier sur place, quelle que soit la durée et les difficultés rencontrées, toutes sujétions comprises	F	1	4.750.000	4.750.000
19	Essai de réception provisoire	F	1	800.000	800.000
20	Analyses granulométrique	U	1	25.000	25.000
21	Analyse chimique de l'eau	U	1	30.000	30.000
	<u>POMPE</u>				
22	Fourniture d'une pompe immergée, débit 80m ³ /h pour une H.M.T. de 170 m	U	1	5.285.000	5.285.000
24	Accessoires de pose pour mise en place de la pompe et le branchement y compris outils pour entretien courant	F	1	6.000.000	6.000.000
26	Installation de la pompe et branchement sur le secteur SENELEC	F	1	800.000	800.000
	T O T A L				97.547.500

ARRETE LE PRESENT DEVIS A LA SOMME DE : QUATRE VINGT DIX SEPT MILLIONS CINQ CENT QUARANTE SEPT MILLE CINQ CENTS FRANCS CFA (97.547.500 F CFA)

A N N E X E V I I

A N A L Y S E S D ' E A U

== ANALYSE BACTERIOLOGIQUE DES EAUX DE CONSOMMATION ==

DEMANDEE PAR =ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

N° I.P. 27464

PRELEVEMENT DU : 25/5/88

LIEU DU PRELEVEMENT	GERMES TOTAUX PAR 100 ML	E. COLI PAR 100 ML	COLIFORMES PAR 100 ML	ENTEROCOQUE PAR 90 ML	SULFITO REDUCTEUR PAR 20ML	CONCLUSION
<i>Rouge Seins Ndaya</i>	37°c	44°c	37°c	37°c	37°c	
N° 1	> 10 000	0	100	100	0	NON POTABLE
N° 2	> 10 000	0	100	100	0	NON POTABLE

(Signature)
Michel ARBORIO
 Institut Pasteur de DAKAR

Institut Pasteur

DE DAKAR

BOITE POSTALE : 220

TELEPHONE : 22-51-81

DAKAR, le 28/5/88

EXAMEN DE LABORATOIRE N° ANA/EAU

Demandé par : ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES.

Pour :

Nature du Prélèvement : EAU

Examen demandé : VOIR CI DESSOUS.

RESULTAT

SODIUM 7,93 mg/l

POTASSIUM 0,88 mg/l

CHLORE 30,3 mg/l

CALCIUM 24 mg/l

MAGNESIUM 6mg/l

*échantillon prélevé à
Keur Seib Ndoye.*

Le Chef de Laboratoire,

B. LE GNENNO

PHARMACIEN BIOLOGISTE
CHEF DU LABORATOIRE
DE VIROLOGIE MEDICALE
INSTITUT PASTEUR - DAKAR