

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

29/86

2EA

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبية —
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE LA STABILITE DE LA DIGUE
" MODIFIEE " DU BARRAGE EN ENROCHEMENTS
DE KEDDARA.

Proposé par :

D.G.I.H

Etudié par :

MEDJDOUB T

REZKELLAH M

Dirigé par :

KROL P

BILOUD R

PROMOTION : JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE LA STABILITE DE LA DIGUE
" MODIFIEE " DU BARRAGE EN ENROCHEMENTS
DE KEDDARA.

Proposé par :

D.G.I.H

Etudié par :

MEDJDOUB T

REZKELLAH M

Dirigé par :

KROL P

BILOUD R

PROMOTION : JANVIER 1986

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

يَسْأَلُونَكَ عَنِ الثَّوَجِ قُلِ الثَّوَجُ
مِزَانُ رِيحٍ وَمَا أُوتِيتُمْ مِنَ الْعِلْمِ
إِلَّا قَلِيلًا

صدق الله العظيم

وَأَقْرَبُ لِلرَّبِّ قُرْبَانًا

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs M^{re} P. KROL et M^{re} R. BLOUD qui ont bien voulu assurer la direction de cette étude.

Nous remercions vivement M^{re} BOUANDEL, chef de projet de l'aménagement Hamiz-Keddara, ainsi que M^{re} BENBACHIR, chef de l'aménagement pour leurs précieuses aides et leurs conseils.

Nous sommes également reconnaissants au personnel de la D.G.I.H en particuliers à M^{re} BOURAYOU, CHETABI et à tous le personnel du laboratoire et administratif de l'aménagement Hamiz-Keddara.

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
Aux membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre modeste travail.

A notre ami BELHADI Omar.

Dédicaces

Je dédie cette thèse à :

- mon grand-père
- mon père et ma mère
- mes frères et sœurs.
- toute ma famille
- mes amis

Zahar MEDJDOUB

Je dédie cette thèse à :

- mon grand-père et ma grande mère
- mon père et ma mère
- mes frères et sœurs.
- toute ma famille
- mes amis

• MOHAND REZKELLAH •

Sommaire

	Page
Introduction	1
CH I Description de l'aménagement	2
1. Situation et but de l'aménagement	
2. Composition de l'aménagement	
CH II Essais - Détermination des paramètres géotechniques	6
1. Essais d'identifications	
2. Essais mécaniques	8
3. Analyse et interprétation des résultats	12
CH III Percolation	26
1. Percolation par la digue	
2. Réseau d'écoulement	
3. Applications numériques	31
CH IV Analyse de la pression interstitielle	33
1. Fin de construction	
2. Retenue normale	34
3. Vidange rapide	
CH V Stabilité des talus et de la fondation	41
1. Stabilité des talus	
2. Stabilité de la fondation	53
3. Vérifications diverses	61
CH VI Tassement	63
1. Tassement de consolidation (noyau)	
2. Tassement élastique	65
3. Tassement de la fondation	66
CH VII Filtre, drain et transition	69
1. Filtre et drain	
2. Transition	
Conclusions	80

Introduction

Ce présent projet de fin d'études est consacré à l'étude statique de la digue en enrochement du barrage de Keddera.

On a divisé notre travail en deux parties, la première a été effectuée au laboratoire de MDS du chantier, elle a été consacrée aux essais sur les matériaux utilisés dans la construction de la digue, la seconde partie concerne l'exploitation et l'interprétation des résultats des essais au laboratoire et les calculs de vérification de la stabilité de la digue.

La structure de la digue est du type rock fill avec noyau central enanche, cette structure s'est avérée la plus économique vue la disponibilité de tous les matériaux nécessaires (argiles colluviales, limons, graviers sableux alluvionnaires et enrochements calcaires) dans un petit rayon (moins de 5km) et aussi la mieux adaptée vue les conditions géologiques du resserement. Elle offre une sécurité optimale, aussi bien en exercice qu'en cas de sollicitations sismiques exceptionnelles.

Peu lors de la construction de ce barrage la zone d'emprunt du T.V.O, arrive à épuisement alors on a procédé au laboratoire à des essais sur le shiste en vue d'un probable remplacement du T.V.O, dans la suite des calculs on a tenu compte des résultats du shiste d'où l'intitulé "... digue modifiée ...".

Nous espérons que ce modeste travail ouvrira la voie à d'autres études plus complètes et détaillées, vue les potentialités qui existent dans notre pays pour la réalisation de tels ouvrages et le rôle de ces derniers dans le développement économique de notre pays.

1: Situation et but de l'aménagement.

Le barrage de Keddara est situé sur le territoire de la Wilaya de Boumerdes, il se trouve à 8 km au Sud de Boudouaou et à 35 km à l'est d'Alger. Il ferme la vallée de l'oued Boudouaou à la hauteur du resserrement, 300 m à l'aval de la confluence des oueds Keddara et EL Haad. Le barrage est alimenté par les apports de ces deux oueds et par deux galeries provenant de la retenue de Hamiz et Isser. L'aménagement est destiné à satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération algéroise.

2: Composition de l'aménagement

2.1. Digue: le Dispositif de retenue consiste en une digue en enrochements avec noyau central étanche. la Digue comprend:

- Noyau (Zone 1): Constitué d'argiles colluviales, peu plastique dont la limite de liquidité est inférieure à 50%. on prévoit en plus l'utilisation des limons ($w_L > 33\%$). la perméabilité des matériaux du noyau est très faible: $K = 10^{-7}$ à 10^{-8} cm/p. La recharge amont est constituée en allant de l'extérieur vers le noyau;
- Rip-Rap (Zone 9): il est constitué de blocs calcaires et sert à protéger le parement des vagues
- Enrochements calcaire sélectionnés (Zone 2)
- Enrochements calcaire tout-venant (Zone 3)
- Transition (Zone 6): Constitué de Tout venant d'oued sélectionné, la fraction limoneuse ne dépasse pas 10%, Le matériau est non cohésif. cette zone permet de fournir, par transport solide dans l'eau de filtration, le matériau nécessaire à obturer les éventuelles lésions qui devraient, dans des cas exceptionnels se produire dans le noyau.

• Filtre (Zone 7): Constitué de Sable a granulometrie bien choisie.

• Drain (Zone 8): Constitué de gravier lavé et tamisé.

• Remblai graveleux (Zone 5): Constitué de T.V.O, plus probablement le schiste.

• Enrochements Calcaire - tout venant. (Zone 3) et Calcaire sélectionnés (Zone 2).

La hauteur maximale de la digue est de 108m; la longueur de

Couronnement atteint 486m et la largeur de la base est de 400m,

le volume de la digue 4500000 m³.

2.2. Ouvrages annexes: Une tour de prise d'eau, une galerie de vidange de fond de 549m, une galerie d'injection et de drainage et un évacuateur de crue.

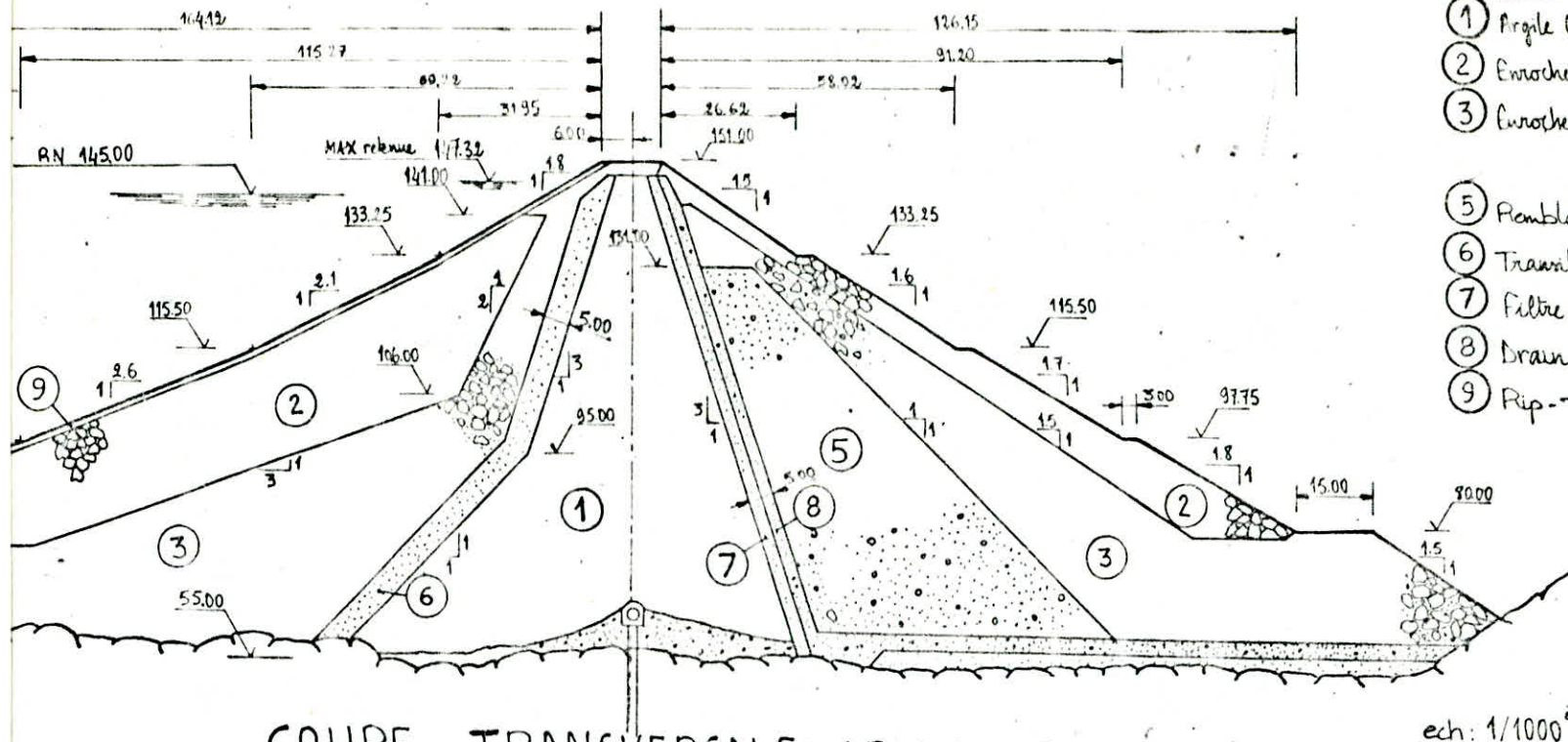
2.3 Hydrologie: le barrage est alimenté par les apports du bassin versant Hamiz- Keddara (Surface = 230 km²) ; l'apport annuel moyen est $32,3 \times 10^6$ m³, plus 14×10^6 m³ provenant de la galerie Hamiz- Keddara.

2.4. Geologie du site: le site est composé de roches d'origine métamorphiques, la base est formé de schistes quartziques chloritiques qui forment le "Soce rocheux" la composition mineralogique se rend moins sensible aux effets de l'alteration, sa resistance à la compression est de 700 kg/cm².

Les micashistes et les sericitoshistes forment "les schistes superieurs", leurs alteration est intense et profonde, la resistance à la compression de ces schistes est de 120 kg/cm². Les terrains de couverture sont formés de pediments recents (alluvions du lit d'oued et les eboulis de pente).

les schistes sont assez permeables ($K = 10^{-5} \div 5 \cdot 10^{-3}$ cm/s), Pour assurer l'etanchéité hydraulique de la fondation, on a prévu l'execution d'un écran profond d'imperméabilisation, a l'aide d'injection.

2.5 Sismicité: la documentation disponible sur la sismicité en Algerie est assez limitée, aucune representation graphique d'accélerogrammes d'évenements sismiques importants. Il ne peut être question d'établir un calcul dynamique, et il faut se contenter d'un calcul pseudo - statique.



MATERIAUX

- ① Argile Collinaire ou limon
- ② Enrochement Calcaire sélectionné
- ③ Enrochement Calcaire tout-venant
- ⑤ Remblais graveleux
- ⑥ Transition
- ⑦ Filtre
- ⑧ Drain
- ⑨ Rip-rap amont

COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE

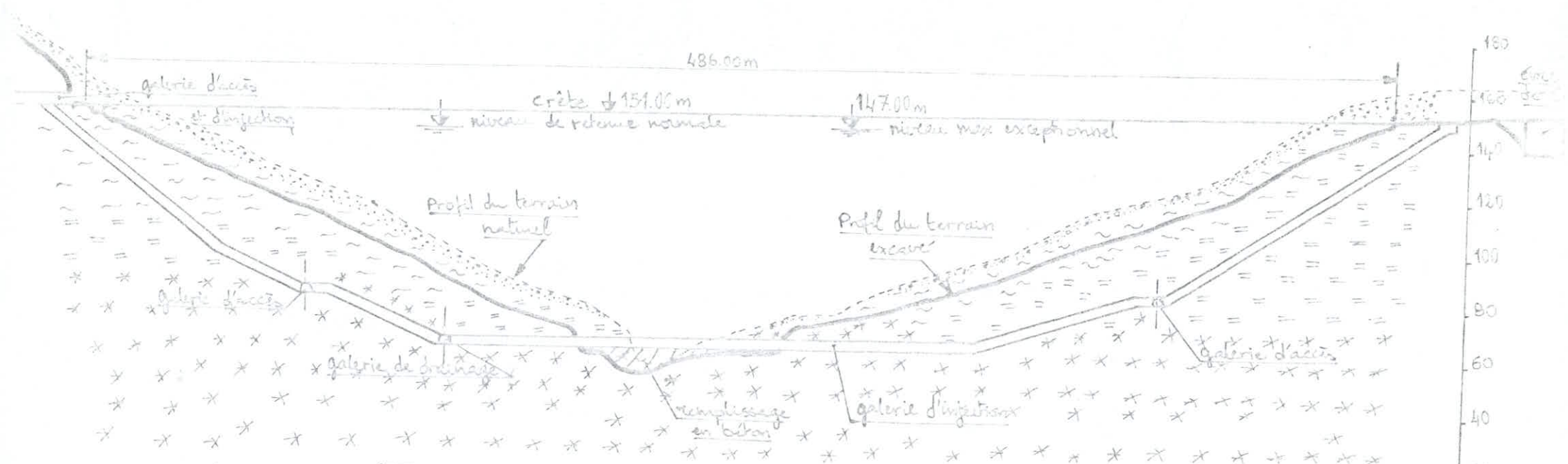
ech: 1/1000

COUPE LONGITUDINALE DANS L'AXE DE LA DIGUE

ech: 1/2000

rive gauche

rive droite



Légende :

- Alluvions, éboulis de pente
 - ~ ~ ~ Schistes sériciteux
 - = = = micaschistes
 - * * * Schistes quartzitiques chloritiques
- } "Schistes supérieurs"
- } "Soleil rocheux"

Avant d'entamer toute étude sur la digue, il faut déterminer les caractéristiques des matériaux au laboratoire et comparer leurs à ceux préconisés par le C.P.S. Les essais effectués au laboratoire sont décrits ci-dessous.

1. Essais d'identifications.

1.1 Analyse granulométrique: l'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol, elle s'effectue par :

- Tamissage; (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre ϕ , $\phi \geq 0.08 \text{ mm}$ (norme AFNOR).
- Sédimentométrie; pour les grains de diamètre ϕ , $\phi < 0.08 \text{ mm}$. La sédimentométrie est pratiquée quand la proportion en poids des grains fins ($\phi < 0.08 \text{ mm}$) est supérieur à 10% par rapport au poids total.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe, appelée courbe granulométrique qui donne le % cumulé d'éléments de dimension inférieur à chaque diamètre.

Pour chaque courbe granulométrique, on détermine le coefficient d'uniformité U (coeff de HAZEN) de la courbe. $U = d_{60} / d_{10}$

d_y : dimensions auxquelles sont inférieurs respectivement $y\%$ en poids des grains.

$U > 4$, la granulométrie du matériau est dite étalée.

$U < 4$, la granulométrie du matériau est dite serrée.

D'après la classification L.P.C, si la proportion des fins est inférieur à 50%, le sol est dit "gros", dans le cas contraire le sol est fin.

1.2 Limites d'Atterberg: la consistance d'un sol peut varier dans de larges limites, suivant la quantité d'eau interstitielle contenu dans les pores et l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée des grains. Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondants aux limites entre les trois états :

. limite de liquidité "w_L" le passage entre l'état liquide et plastique.

. limite de plasticité "w_p" le passage entre l'état plastique et solide.

L'indice de plasticité s'exprime par $I_p = w_L - w_p$.

Les valeurs (w_L, w_p, I_p) caractérisent bien les sols cohérents. Les valeurs sont déterminées sur la fraction du sol qui passe par le tamis 0.40 mm (tamis AFNOR n° 27). w_L est déterminé à l'aide des essais avec l'appareil de CASAGRANDE, w_p en forme des fuseaux plastiques de 3 mm de diamètre, qu'on roule jusqu'à apparition des fissures.

remarque: la détermination des courbes granulométriques et des limites d'Atterberg sont insuffisantes pour juger complètement du comportement mécanique des sols. Pour compléter l'étude on doit déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

1.3 Résultats.

. Zone 5. "schiste". Ce schiste provient des excavations de la couche de fondation, on a fait 4 prélèvements dans différentes portions du remblai de schiste. Après les essais d'identification, on a remarqué que les échantillons prélevés avaient une granulométrie voisine et les résultats des limites d'Atterberg sont presque identiques.

En comparant les résultats avec ceux du T.V.O, on a remarqué que leurs courbes granulométriques s'inscrivent dans le même fuseau. Le matériau schiste a une granulométrie étalée ($U > 4$), il est classé comme sol grume, grave argileuse (d'après L.C.P.C), pour les éléments fins ($\phi < 0.4$ mm) $I_p \approx 7 \div 9\%$, on les classe parmi les argiles peu plastiques. D'après les essais d'identification, on peut en première approche remplacer le T.V.O par le schiste, mais il faut confirmer cette approche en faisant les essais mécaniques.

. Zone 1: on a utilisé l'argile graveleuse jusqu'à la cote 96 m, au delà de cette cote c'est l'argile limoneuse qui est utilisée (la zone d'emprunt des argiles graveleuses est épuisée).

La granulométrie est étalée, ce qui permet de d'avoir un bon compactage

et une bonne résistance aux effets de ruissellement. Le matériau est de moyenne plasticité $I_p = 19\%$ ($< 20\%$ conforme au C.P.S) - Pour les autres jours les résultats des essais sont en annexes.

2. Essais Mécaniques

2-1: Essai Proctor: le compactage permet d'augmenter la capacité du sol,

donc resserrer la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

La densité sèche (ρ_d) varie en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau.

Le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau permettant

d'obtenir la meilleure Compacité (LC) ρ_{max} pour w correspond, cette teneur en eau est dite: "Optimum Proctor".

De même C.B.R est utilisé pour les matériaux qui ont des éléments de dimensions supérieures à 5mm et le moule proctor pour les éléments de dimensions inférieures

Proctor	masse de la dame (kg)	hauteur de chute (cm)	nombre de coups	nombre de couches
Normal	2,490	30.5	25 moule proctor	3
			55 " CBR	3

2.2 Essai Triaxial

But: la résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte

de cisaillement τ exercant le long de la surface de rupture. Au moment de la rupture $\tau = c + \sigma \tan \phi$. L'essai triaxial a pour but de déterminer

les paramètres c et ϕ appelés généralement "cohésion" et "angle de frottement" qui servent de base à tous les calculs de stabilité en M.O.S.

Principe de l'essai: On réalise l'essai triaxial sur des éprouvettes

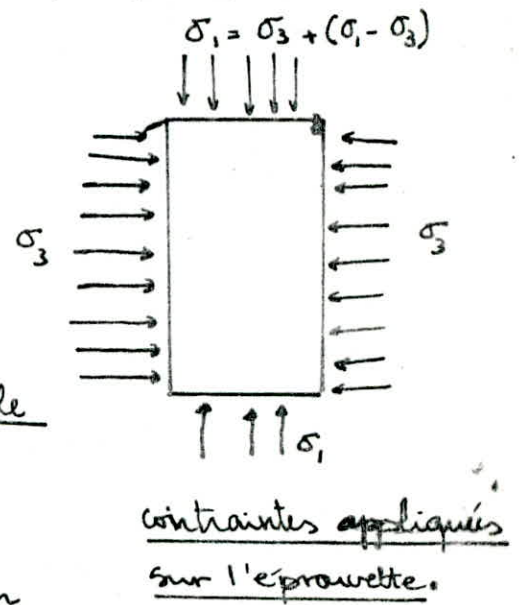
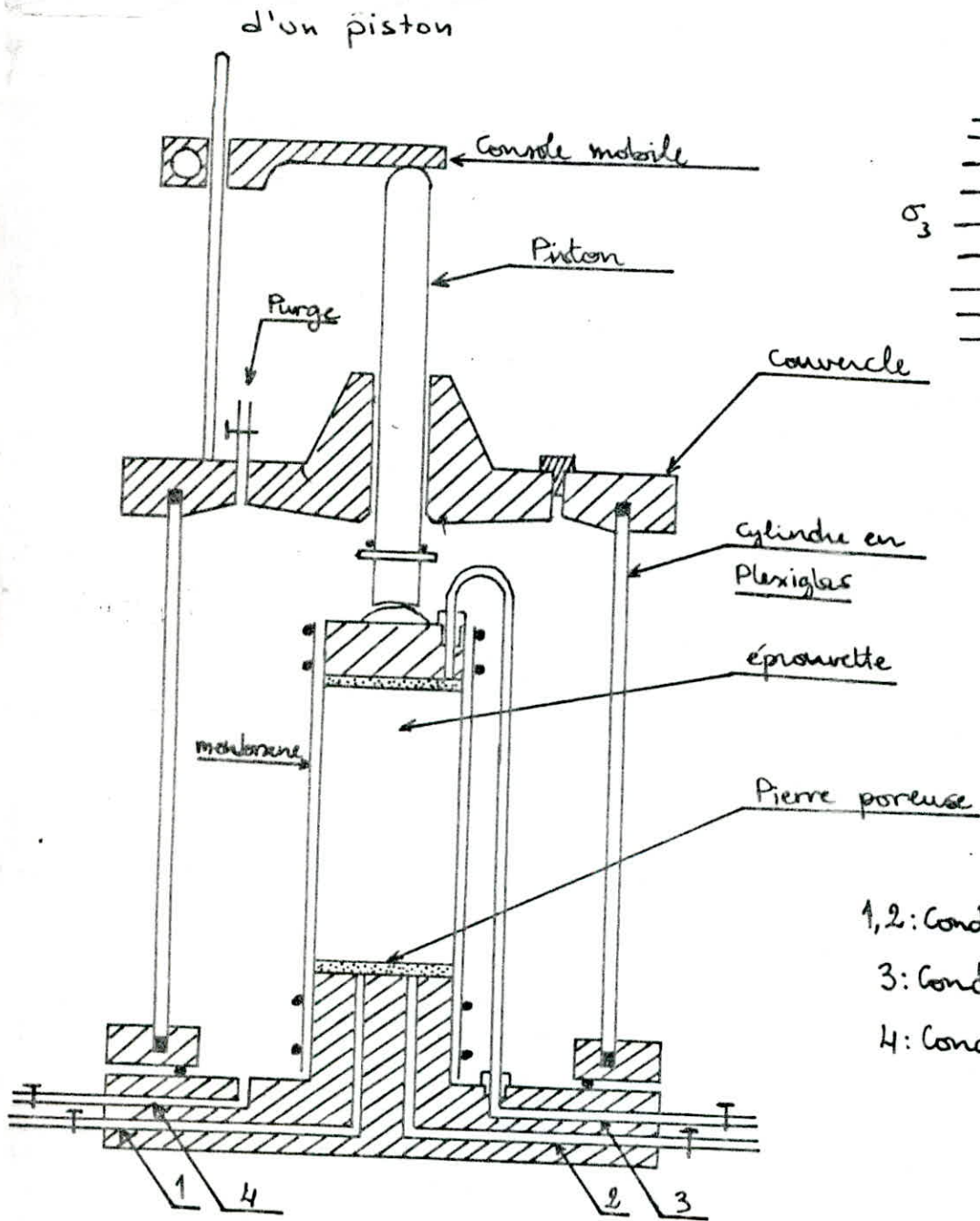
cyllindriques d'épaisseur voisine de d , préparées dans un échantillon de sol

à étudier. Chaque éprouvette est placée dans une cellule où elle est soumise

à un champ uniforme de contrainte.

Ce champ a pour composantes :

- * Une Pression hydrostatique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (eau) remplissant la cellule
- * Une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston

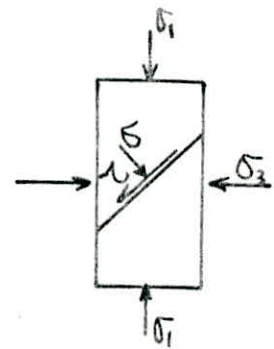
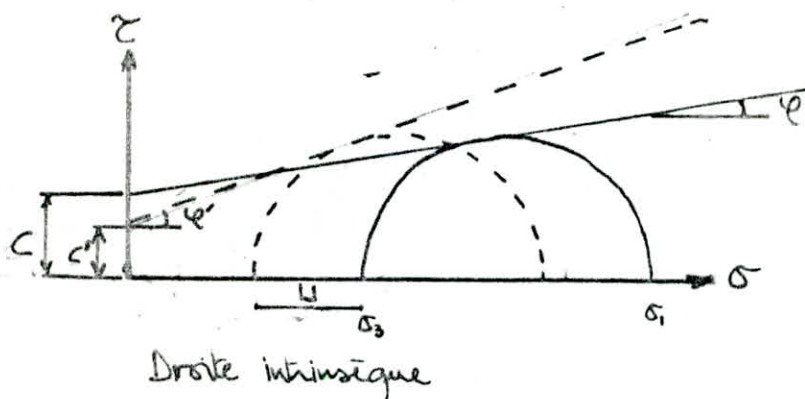


- 1, 2: Conduits de mesure de la P.P. et de drainage
- 3: Conduit de saturation
- 4: Conduit de mise sous pression

Schema de la cellule triaxial

Pour la détermination des contraintes à la rupture, on adoptera le maximum du déviateur comme critère de rupture. L'application du déviateur se fait à vitesse de déformation constante. On en déduit la contrainte axiale σ_1 s'exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture sur la courbe déviateur-déformation ($\sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon)$). (Voir schéma des résultats des essais triaxiaux).

On réalise des essais sur 3 ou 4 éprouvettes pour différentes valeurs de σ_3 et on trace les cercles correspondants. Pour obtenir la courbe intrinsèque du matériau, on trace la droite tangente aux cercles de Mohr (enveloppe des cercles) qui est caractérisée par les paramètres c et φ .



état de contrainte lors de la rupture

Différents types d'essais : les différents types d'essais réalisés au cours d'une étude dépendent du problème posé et du type de sol rencontré.

- Essai Consolidé, drainé. CD. : l'éprouvette est consolidée sous σ_3 et cisailée à drainage ouvert sous cette même pression. La résistance au cisaillement a pour expression $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$. c' et φ' étant les paramètres de cisaillement drainé se rapportant aux contraintes effectives.

- Essai Consolidé, non drainé. CU. : l'éprouvette est consolidée sous σ_3 et cisailée à drainage fermé sous cette même pression.

L'enveloppe des cercles des contraintes à la rupture est caractérisée par les 2 paramètres c_{cu} et φ_{cu} se rapportant aux contraintes totales $\tau = c_{cu} + \sigma \tan \varphi_{cu}$. Cet essai permet aussi de déterminer les caractéristiques c' et φ' des sols saturés sans avoir recours à l'essai CD. La méthode consiste à effectuer un essai CU et à mesurer la pression interstitielle au cours du cisaillement. On calcule

les Contraintes effectives à la rupture
 et on trace les Cercles correspondants

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_1 = \sigma_1 - u \\ \sigma'_3 = \sigma_3 - u \end{array} \right.$$

- Essai non Consolidé, non drainé U.U: l'application de la pression hydrostatique σ_3 et le Cisaillement sont effectués a drainage fermé.

φ_u et C_u paramètres de cisaillement non consolidé, non drain par rapport aux Contraintes totales $\tau = C_u + \sigma \tan \varphi_u$

Remarque: Pour l'étude des matériaux de remblais Compactés a une teneur en eau imposée comme c'est le cas de la digue, les essais non drainés sont réalisés avec mesure de la pression interstielle. Et les éprouvettes sont préparées avec une teneur en eau proche w_p ($\bar{a} \approx 0,5\%$) et Compactés ($\gamma_d = (1,05 \div 0,95) \gamma_{d,max}$)

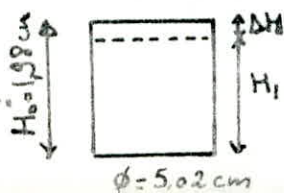
2.3 Essai Oedométrique: (essai de Compressibilité)

cet essai permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

Principe de l'essai: le sol est placé dans un cylindre en métal, on exerce à sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés. On détermine ainsi la relation entre Contraintes et déformations.

On applique à l'échantillon une contrainte normale qui sera doublée toutes les 24 heures jusqu'à la stabilisation du tassement (les deux dernières mesures effectuées ne diffèrent pas de plus de 5 μm), après avoir atteint la charge maximale, on décharge également par palier successif en notant également le gonflement.

les résultats du tassement total en fonction de la contrainte appliquée servent à tracer les courbes de Compressibilité, l'allure de ces courbes donnent des indications sur l'histoire du sol et son comportement sous charge et aussi les valeurs du coefficient de compression C_c et du module oedométrique E_o



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta H}{H} = \frac{de}{1+e_0} \\ H: \text{ hauteur initiale} \\ e_0 = \text{ indice de vide initial} \end{array} \right.$$

2.4 Résultats.

- Zone 5: L'essai proctor est réalisé avec les grains de diamètre ϕ , $\phi < 16$ mm, on utilise le moule C.B.R ($V = 2098 \text{ cm}^3$). On a obtenu $w_{opt} = 9\%$ et $\gamma_{dmax} = 2.12 \text{ t/m}^3$.

Avec l'essai triaxial, on a effectué l'essai U-U, les résultats obtenus sont:

en contraintes effectives: $\varphi' = 28^\circ 50'$ $c' = 0.44 \text{ kg/cm}^2$

en contraintes totales: $\varphi_{cu} = 21^\circ 40'$ $c_{cu} = 0.50 \text{ kg/cm}^2$

- Zone 1: l'essai proctor est effectué avec un moule normal, on obtient;

$w_{opt} = 15.5\%$ et $\gamma_{dmax} = 1.8 \text{ t/m}^3$

Avec l'essai triaxial, on a effectué l'essai CU, avec mesure de PI. On a utilisé la méthode de la contre-pression pour la saturation des échantillons, puis on les laisse se consolider jusqu'à ce que le débit soit nul. Les résultats

obtenus: en contraintes effectives: $\varphi' = 21^\circ 36'$ $c' = 0.50 \text{ kg/cm}^2$.

en contraintes totales: $\varphi_{cu} = 14^\circ$ $c_{cu} = 0.55 \text{ kg/cm}^2$.

L'essai de compressibilité a donné les résultats suivants:

$C_c = 0.084$ E_o ; module oedométrique $E_o = 143 \text{ kg/cm}^2$

- Autres zones, voir annexes.

3. Analyse et interprétation des résultats.

- Zone 5: les courbes granulométriques du schiste et du t.v.o s'inscrivent dans le même fuseau, la granulométrie est étalée et ce sont des sols grenus.

La courbe contrainte déformation a une allure monotone, le schiste se densifie pendant le cisaillement suite à un serrage des grains lors de l'effondrement de la structure lâche peu stable.

Cette zone est située dans la recharge aval de la digue, elle ne sera pas saturée, l'étude de la stabilité en fin de construction est important, ce qui correspond pour un essai triaxial, à un essai U-U (en fin de construction cette zone n'est pas consolidée et non drainée car l'eau qui provoque les pressions interstitielles ne s'est pas encore dissipée).

Le schiste a une faible cohésion (un peu plus que le t.v.o), les essais mécaniques donnent des résultats très proches que ceux du t.v.o. Le remplacement du

t.v.o par le schiste est conseillé, l'économie réalisée serait importante, 1m^3 de t.v.o revient à 60 DA et 1m^3 de schiste revient à moins de 50% que le prix du t.v.o.

- Zone 1: la granulométrie étalée des argiles colluviales permet d'avoir un bon compactage et une bonne résistance à la percolation.

$10\% < I_p < 20\%$ c'est un sol de moyen plasticité (conforme au CPS).

Lors de la mise en place des argiles sur la digue, on exige que la densité sèche $\gamma_d = (1,05 \div 0,95) \gamma_{d, \max}$ et $w \approx w_{\text{opt}}$.

Pour les autres paramètres dont on a besoin on les a tirés des archives du Laboratoire et de L'A.P.D (Voir Tableau)

Vu la disponibilité des paramètres des matériaux au laboratoire, pour chaque zone nous avons utilisés les paramètres suivants:

Zone 1 * limon : $\gamma_u = 2\text{t/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 2,2\text{t/m}^3$, $K = 1,4 \cdot 10^{-7} \text{cm/sec}$
angle de frottement, cohésion

en effectives $\varphi' = 19^\circ$, $c' = 3,1\text{t/m}^2$; en totale $\varphi_u = 23,6$, $C_u = 2,7\text{t/m}^2$

* Argile limoneuse $\gamma_u = 2\text{t/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 2,2\text{t/m}^3$ $K = 1,9 \cdot 10^{-8} \text{cm/s}$

effectives : $\varphi' = 14^\circ$, $c' = 5,5\text{t/m}^2$; totale: $\varphi_u = 21,6$ $C_u = 5\text{t/m}^2$

* Argile graveleuse $\gamma_u = 1,9\text{t/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 2\text{t/m}^3$ $K = 5,7 \cdot 10^{-8} \text{cm/s}$

effectives $\varphi' = 17,35$, $c' = 7,6\text{t/m}^2$; totale: $\varphi_u = 26,35$, $C_u = 6,4\text{t/m}^2$

on a pris les valeurs provenant des essais de chantier, parce qu'on dispose plus d'informations sur le matériau utilisé, pour les autres valeurs on a pris ceux des archives

Zone 5: "schiste": $\gamma = 2,35\text{t/m}^3$; $\varphi' = 28,8$, $c' = 4,4\text{t/m}^2$

Zone 6: $\gamma = 2,3\text{t/m}^3$; $\varphi' = 33^\circ$ $c' = 7,7\text{t/m}^2$

Zone (7.8): $\gamma = 1,8\text{t/m}^3$, $\varphi' = 28,8$, $c' = 4,4\text{t/m}^2$

Zone (2.3.9): $\gamma = 2\text{t/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 2,2\text{t/m}^3$; $\varphi' = 44,5$ $c' = 0$

Type de Matériau et Zone	Essais	Proctor								Oedometric		Compress Simple		Permeabilité	Casaillement								
		γ	γ_{sat}	γ_s	WL	Ip	Normal		Modifié		E	Cc	σ_c	E	k	W	γ_d	type	totale		effective		
							w_{opt}	σ_{dmax}	w_{opt}	σ_{dmax}									φ'	c'			
Limons Sableux	TESCO				26.5	9.2			10.7	1.98						11 14	1.98 1.86	Tuu	23 28	2.2 0.9			
	COBA	1.97		2.6 ÷ 2.7	28	8.9	16.5	1.69								18.5 ÷ 2.1		Tuu	25.1	0.3			
	Labo de chantier				25 ÷ 25	9 16	15.8	1.76	13.8	1.88							4E-6 ÷ 7E-7	17.5	Tcu			38.7	
Limons Argileux	TESCO				32.8	15.4			11.3	2.05						12 13 16	2.04 1.93 1.83	Tuu " "	22 26 16.5	2.3 1.0 0.4			
	A.P.O				34.9	18.9	16.8	1.74			208	0.063	1.5 3.2	3.3 9.8	2.4 E8	20	1.74	Cco	26	0			
	Laboratoire de chantier	2.0	2.2		29.7	12.6	15.9	1.80			160	0.075				14.5 ÷ 20	1.67 ÷ 1.81	Tuu	19.02'	0.31	23.35'	0.27	
					38.1	17.1	19.0	1.73			113	0.091											
Argile limoneuse	A.P.O			2.77	34.2	17	15.7	1.83			155	0.080	0.6 1.5	6.5 15.7	5.7 E8	15.7	1.83	Tcu			29	0.05	
		2.0	2.2		36.8	19.1	15.5	1.79			143	0.084				14 ÷ 17.6	1.74 ÷ 1.87	Tcu	14	0.55	21.36'	0.50	
					30.7 ÷ 49.7	14.9 ÷ 29.7	16.2	1.76															

Zonc 1 ← Limons alluvionnaires

↑

Zone 5/6	Argile Graveuse	LABO de Chanlier	1.9	2.0		36		14.2	1.91		97	0.134			1.11 ÷ 11.5	1.87 ÷ 1.84	Tuu	17°21'	0.76	2621	0.44
	T.V.O	COBA	2.4 ÷ 2.6	2.5 ÷ 2.6	2.66 ÷ 2.73																
		TESCO													4.0	1.94	C _D	53°	0		
		A.P.D			2.65 ÷ 2.77	23.6	8.3								inno	1.94	C _D	49°	0		
		Labo de Chan	2.3	2.35											6 ÷ 7.7	2.1 ÷ 2.14	Tuu	19°40'	1.79	33°3	0.77
Schiste		2.35		2.67	24	7.5	9.5	2.15							2.08 ÷ 2.25	Tuu	21.6	0.5	28.8	0.44	
Zone 7/8	Filtre et drain	COBA	1.52 ÷ 1.97	1.9																	
Zone 2,3,9	calcaire	COBA	1.4 ÷ 2.2	2.1	2.68						230 ÷ 290						T	42° ÷ 47°			
		A.P.D	2	2.2													T	47.78			

$\gamma, \gamma_n, \gamma_{dct}, \gamma_s$ (t/m³); w et I_p (%), E (kg/cm²), ϵ (%), K (cm/s $\varphi^{(0)}$), C (kg/cm²)

BARRAGE DE KEDCARA

LABORATOIRE DE CHANTIER

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

PROVENANCE DEPOT A DROITE DE LA ROUTE D'AXE TOUR DE PRIIE

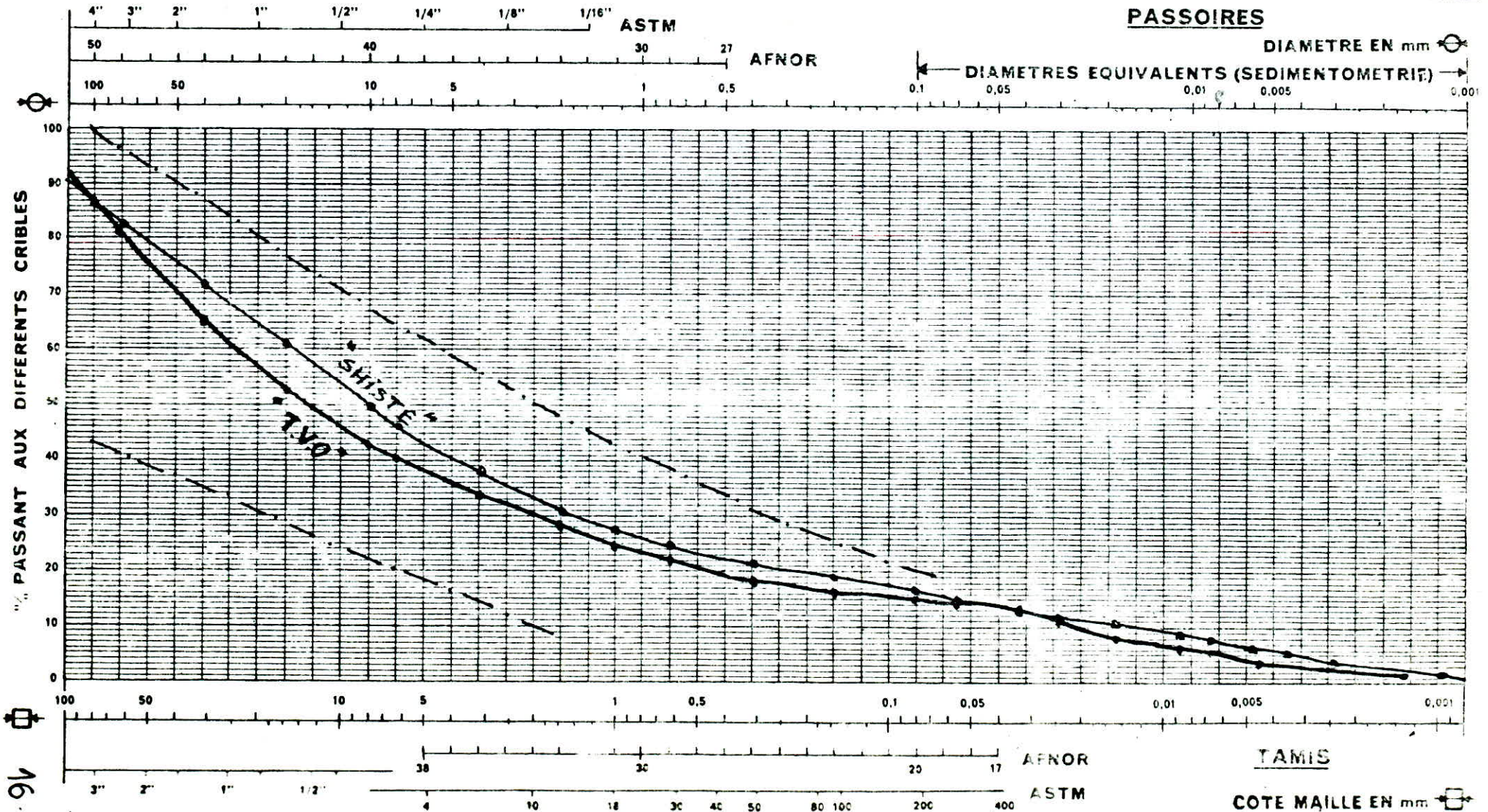
ECHANTILLON SHISTE No 3

DOSSIER MATERIAUX DE CONSTRUCTION

DATE 16.10.1985

OBSERVATIONS

Zone 5



BARRAGE DE KEDOARA

LABORATOIRE DE CHANTIER

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER MATERIAUX DE CONSTRUCTION

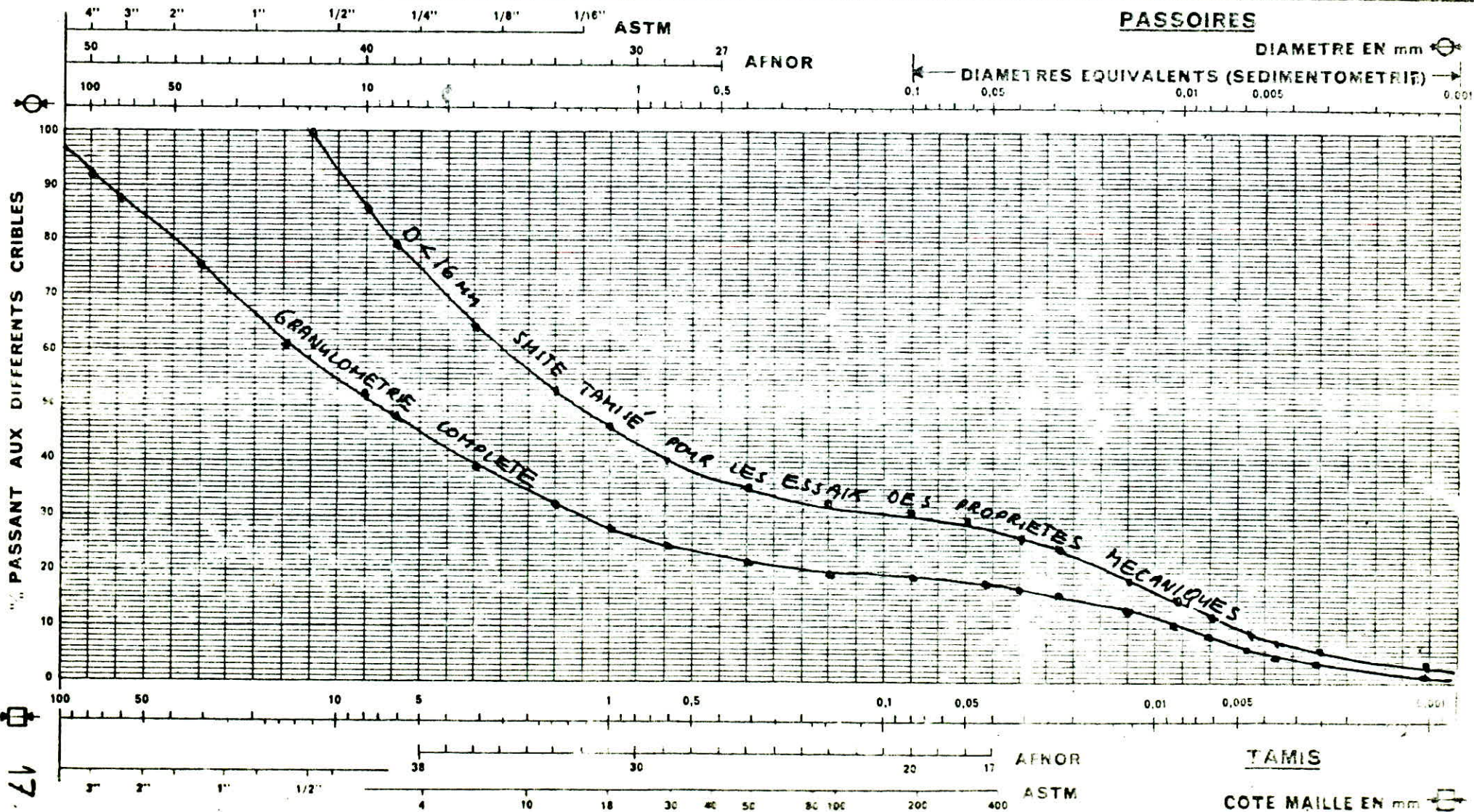
DATE 16.10.1985

PROVENANCE DEPOTS Zone 5

ECHANTILLON "SHISTE"

OBSERVATIONS _____

PASSOIRES



BARRAGE DE KEDDARA
LABORATOIRE DE CHANTIER

LIMITES d'ATTERBERG

LIQUIDITE - PLASTICITE

DOSSIER CONTROLE DU BARRAGE

DATE 2.10.1985

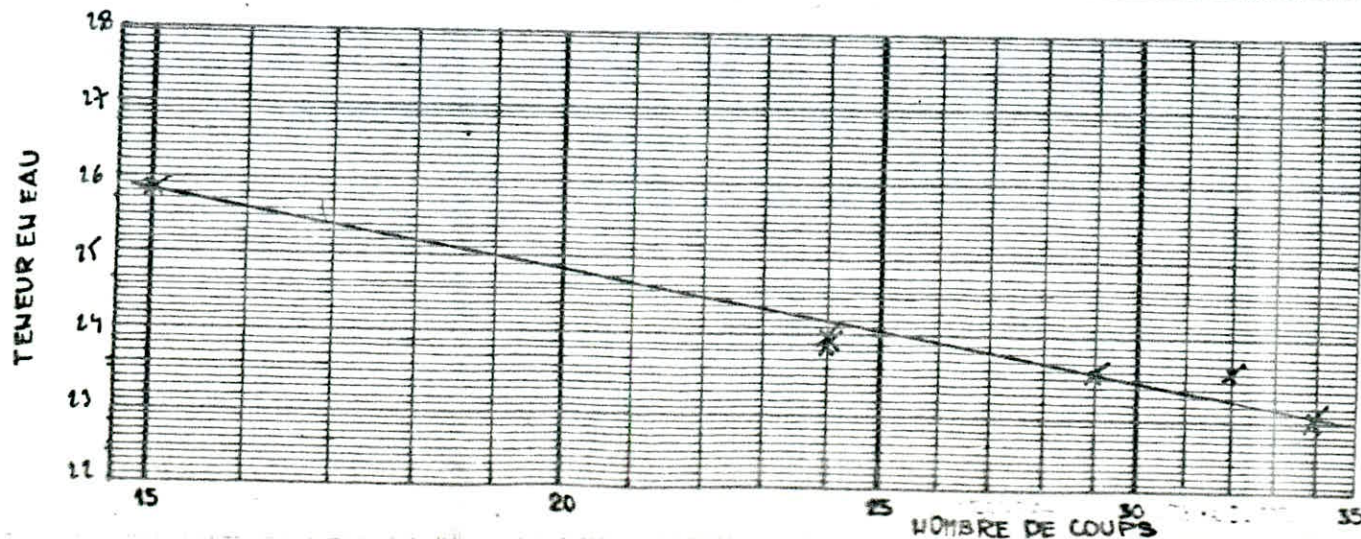
OPERATEUR MEDJDOUB TAHAR/
REFKELLAH Mohamed

PREPARATION $d < 4.75$ mm

PROVENANCE Zone 5
ECHANTILLON SHIST No 3
NATURE

APPAREIL

NOMBRE DE COUPS	LIMITE DE LIQUIDITE						LIMITE DE PLASTICITE		
	15	24	24	29	32	34			
NUMERO DE LA TARE									
POIDS TOTAL HUMIDE	45.09	29.80	47.80	45.49	46.80	47.12	17.72	16.11	
POIDS TOTAL SEC	37.62	25.70	40.22	38.48	39.98	39.91	16.15	15.20	
POIDS DE LA TARE	8.70	8.55	8.49	8.72	8.50	8.60	9.61	9.81	
POIDS D'EAU	7.47	4.10	7.58	7.01	7.72	7.21	1.07	0.91	
POIDS NET SEC	28.92	17.15	31.73	29.76	30.98	31.31	6.64	5.79	
TENEUR EN EAU	25.83	23.90	23.89	23.35	23.63	23.03	16.11	16.88	



$$LL = \frac{24.0}{100} \%$$

$$LP = \frac{16.5}{100} \%$$

$$IP = \frac{7.5}{100} \%$$

1 F

ESSAI DE PROCTOR

ECHANTILLON N° 13 "SHISTE"

DATE: 16.10.1985

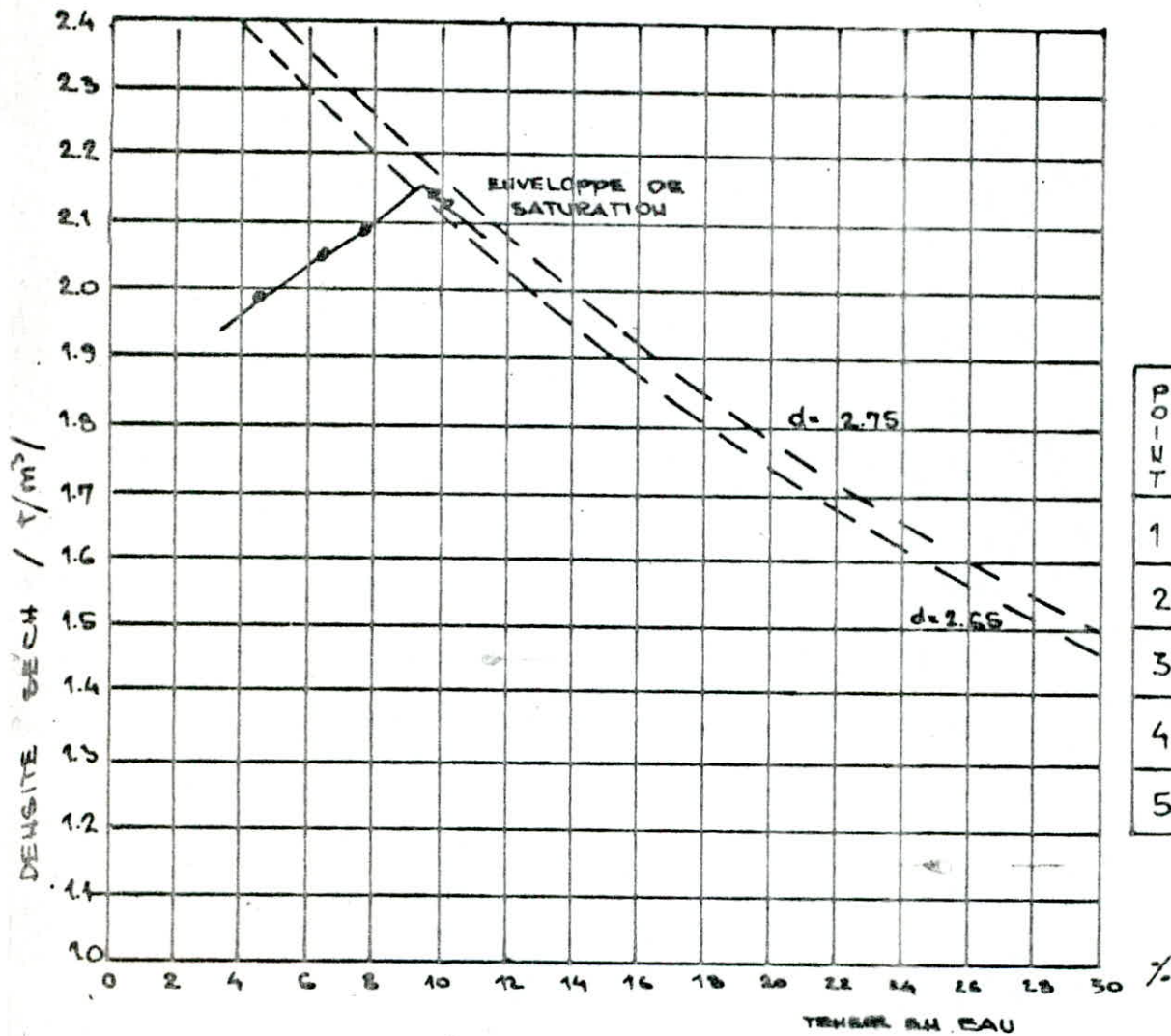
COORDONNÉES

COTE _____

X = DEPOTS

Y = _____

LIEU DE PRELEVEMENT _____



POINT	W %	γ_d t/m³
1	4.38	1.99
2	6.25	2.04
3	7.81	2.09
4	9.72	2.14
5	9.86	2.13

ESSAI PROCTOR	W_{opt}	$\gamma_d \text{ max}$
PROCTOR MODIFIE		
PROCTOR NORMAL	9.5%	2.15

TYPE DU SOL _____

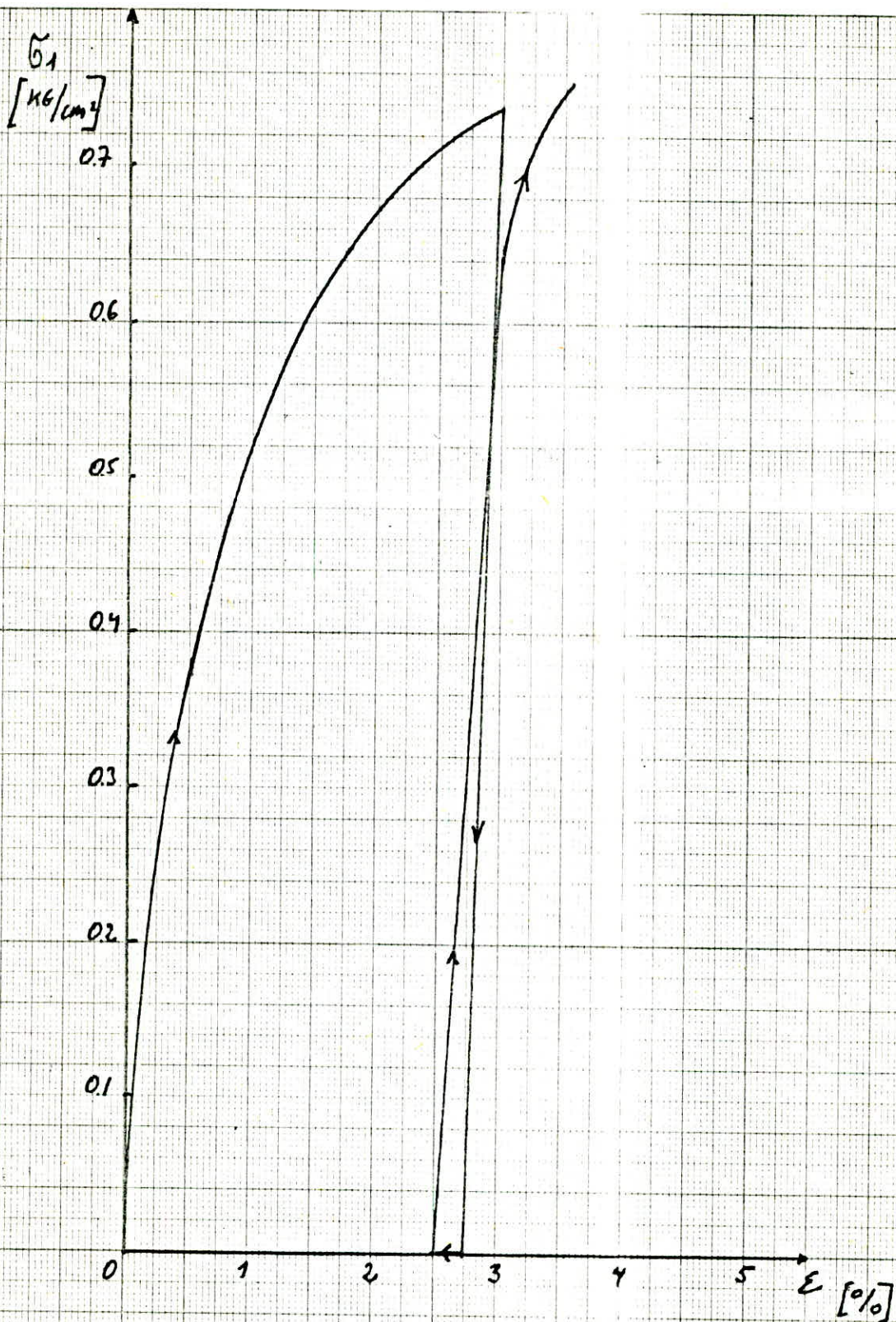
$d < 16 \text{ mm}$

LIMITES D'ATTERBERG		
WL	WP	Ip
24	16.5	7.5

CONCLUSION _____

OPERATEUR:

CHEF DE LABORATOIRE: 19



Essai de compression uni-dimensionnel (simple)

(essai au triaxiale - $\sigma_3 = 0$)

Ech: "SHISTE" $f_d = 20217 \text{ kg}$, $w = 8,4\%$

05/11/71

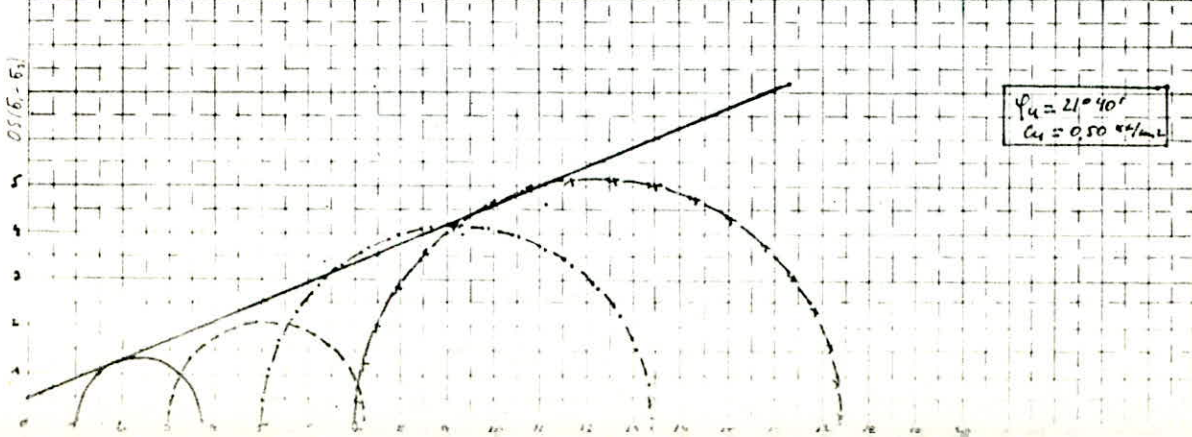
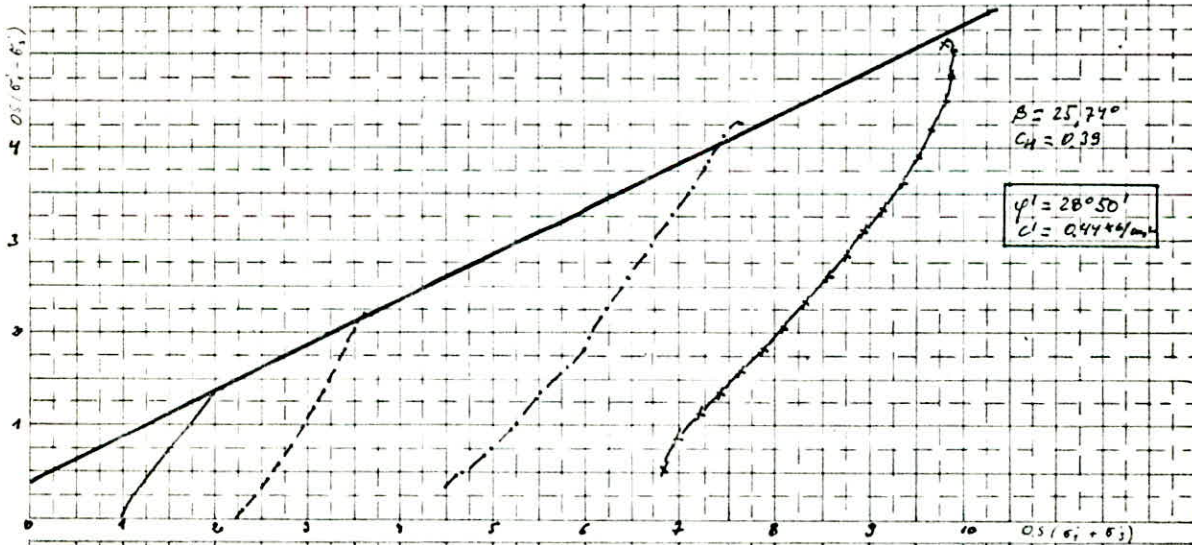
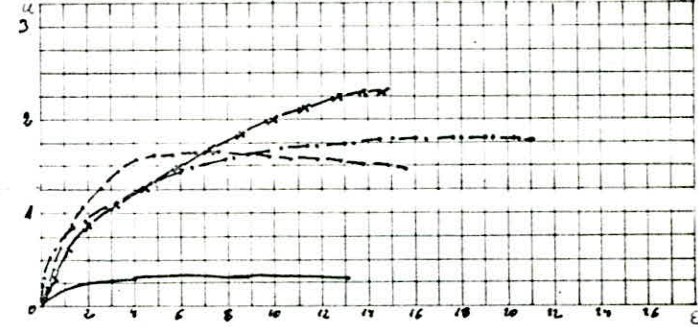
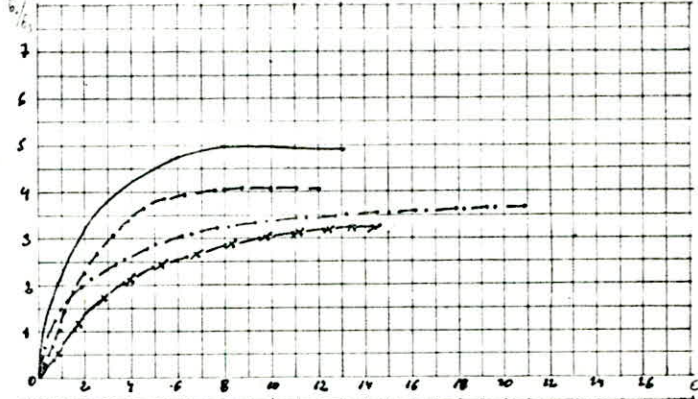
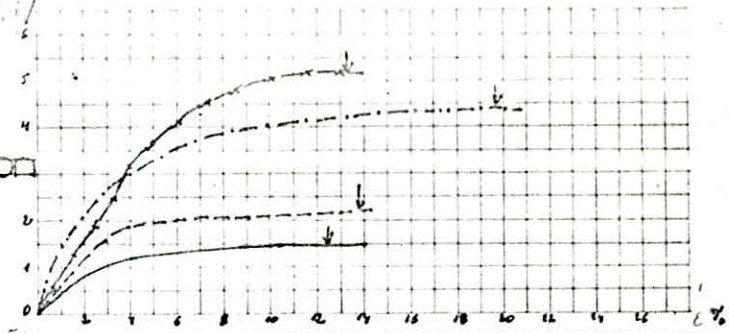
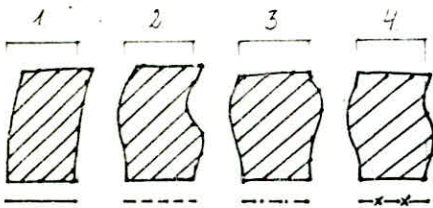
ESSAI TRIAXIAL

UU, CU, CE, compression

Provenance : SHISTE
 Nomage : OBPOTS
 Nature du sol : d < 16mm
 Echantillon : état remanié, compacté

Epreuve : n° 300
 Drainage : percé poreux, syphon, vide latéral
 Compression

	1	2	3	4
σ_1 initial %	9,01	8,77	8,57	8,99
σ_1 final %	9,60	10,15	9,16	9,36
σ_1 initial kg/cm ²	2,12	2,15	2,06	2,25
σ_1 final kg/cm ²	1,00	3,00	5,00	7,00
σ_2 bar				
σ_3 bar				
vitesse de déformation 0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
0,518 - 5 / sec	1,378	2,15	4,310	5,14
5 / 5,14	2,629	3,90	2,666	3,16
max %	13,50	15,00	10,35	14,80
σ_1 bar	0,18	1,52	1,36	2,04
σ_2 bar	2,15	14,00	3,35	13,35



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

DATE _____

PROVENANCE

Zone 1

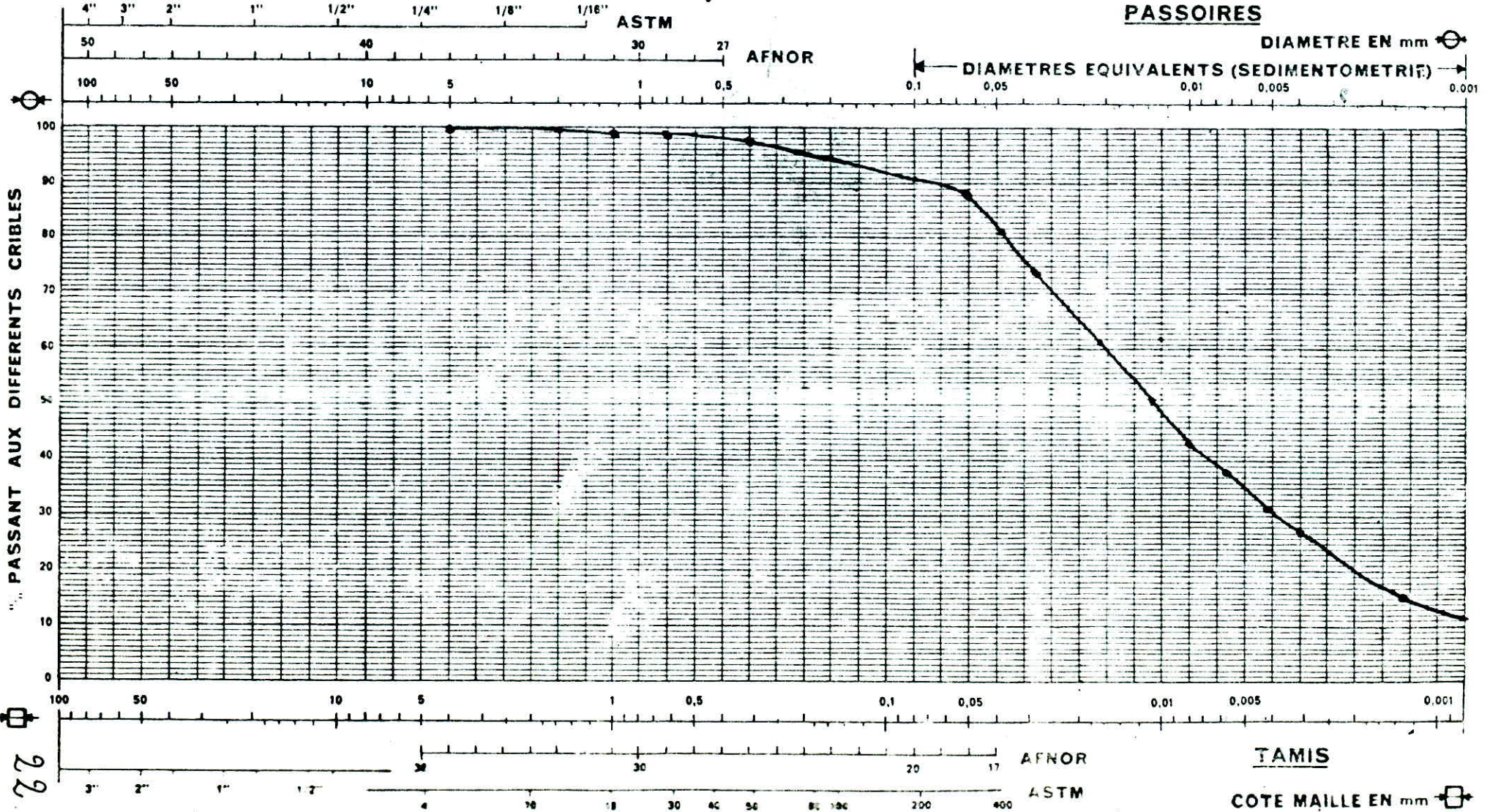
ECHANTILLON

Argile colluviale

OBSERVATIONS

Argile limoneuse

PASSOIRES



22

BARRAGE DE KEDDARA
LABORATOIRE DE CHANTIER

LIMITES d'ATTERBERG

LIQUIDITE - PLASTICITE

DOSSIER CONTROLE DU BARRAGE

DATE 1/10/85

OPERATEUR RM/MT

PROVENANCE Noyau (Zone 1)

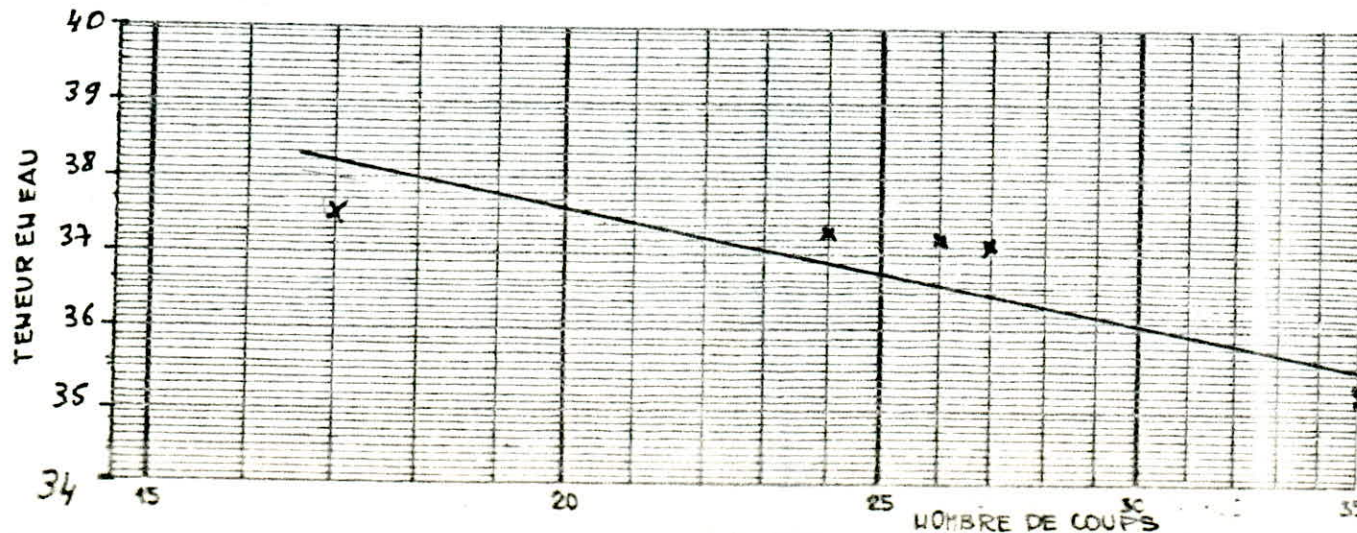
ECHANTILLON

NATURE Argile limoneuse

PREPARATION d < 1.6 mm

APPAREIL

NOMBRE DE COUPS	LIMITE DE LIQUIDITE						LIMITE DE PLASTICITE		
	17	24	26	27	35	35			
NUMERO DE LA TARE									
POIDS TOTAL HUMIDE	34.95	46.61	37.85	47.31	41.89	46.82	15.10	19.72	
POIDS TOTAL SEC	27.70	36.25	25.50	36.78	33.25	36.80	14.10	18.39	
POIDS DE LA TARE	8.40	8.50	8.47	8.46	8.81	8.35	8.49	10.81	
POIDS D'EAU	7.25	10.36	6.35	10.53	8.64	10.02	1.00	1.33	
POIDS NET SEC	19.30	27.75	17.03	28.32	24.44	28.45	5.61	7.58	
TENEUR EN EAU	37.56	37.33	37.28	37.18	35.35	35.22	17.82	17.54	



LL = 36.8 %

LP = 17.7 %

IP = 19.1

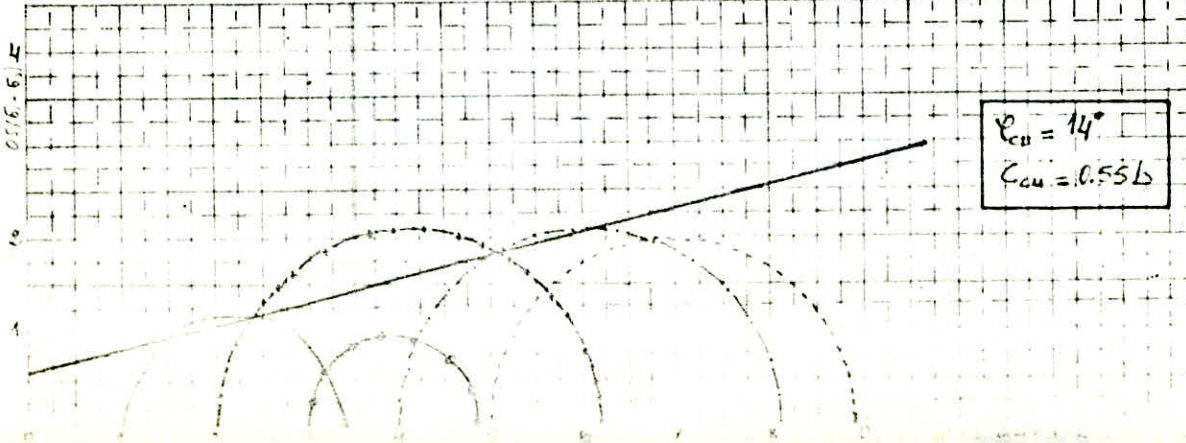
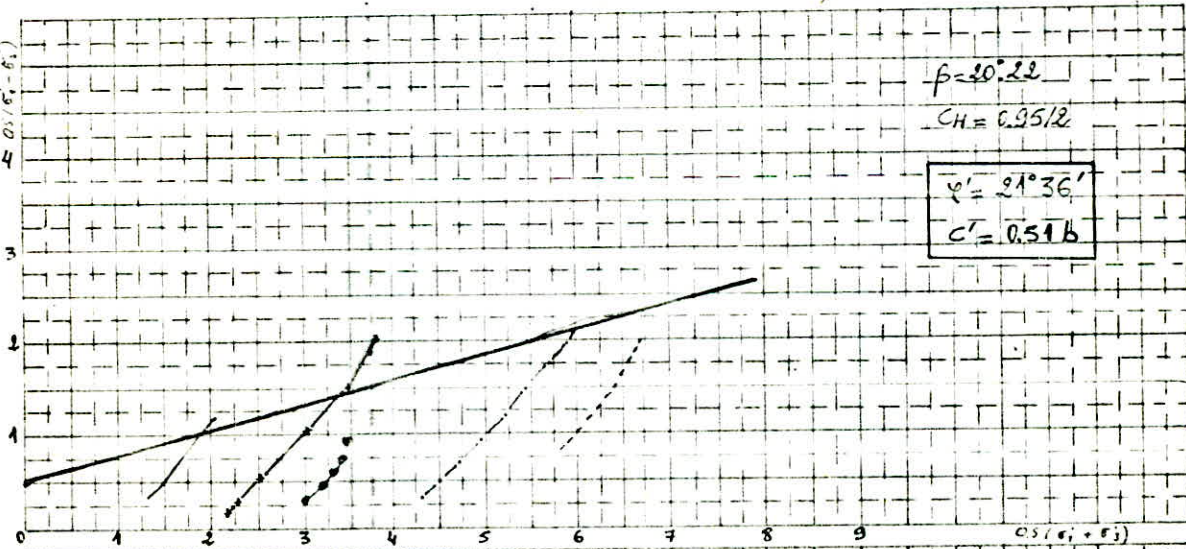
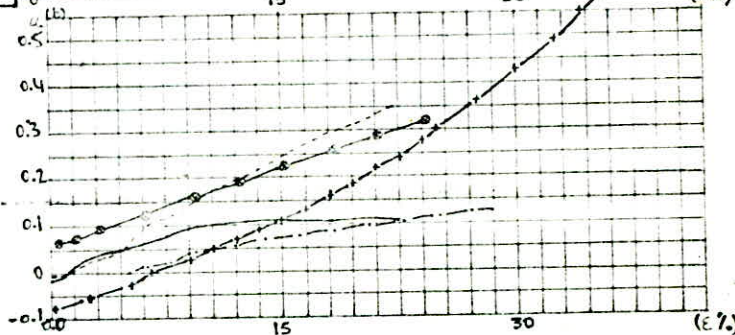
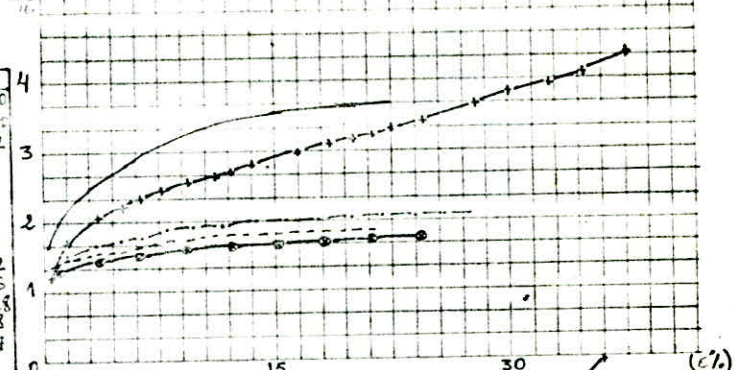
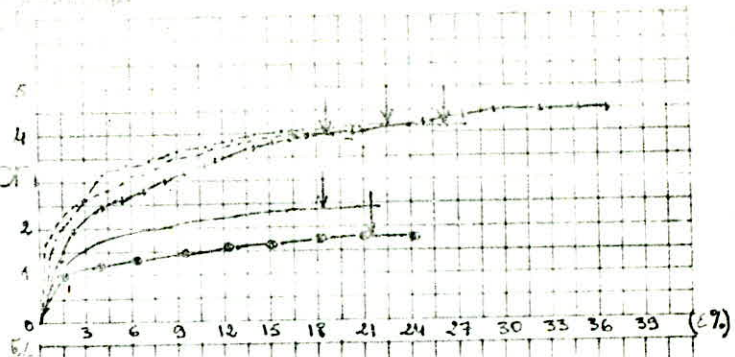
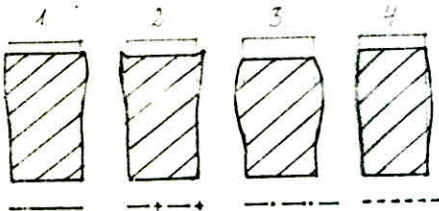
ESSAI TRIAXIAL

CU, Contrainte

Provenance: Digue
 Nature du sol: Argile collante
 Etanchéité: intact remanié compacté

Echantillon: 140mm x 70mm
 Drainage: pelle poreuse, syringe, etc.
 Configuration:

	1	2	3	4	5
σ_1 (kg/cm ²)	16.26	15.50	16.70	17.59	13.40
σ_2 (kg/cm ²)	13.15	12.25	13.16	13.27	16.70
σ_3 (kg/cm ²)	1.947	1.905	1.743	1.772	1.972
σ_3 (bar)	1	2	4	5	3
σ_1 (kg/cm ²)					
σ_2 (kg/cm ²)					
σ_3 (kg/cm ²)					
σ_1 (kg/cm ²)	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
σ_2 (kg/cm ²)	2.314	3.898	4.158	5.798	1.772
σ_3 (kg/cm ²)	3.600	3.252	2.067	1.581	1.772
σ_1 (kg/cm ²)	21.78	36.07	25.21	21.43	26.28
σ_2 (kg/cm ²)	0.11	0.24	0.12	0.31	0.48
σ_3 (kg/cm ²)	18.21	22.14	26.78	19.28	21.07



ESSAI DE PROCTOR

ECHANTILLON U3

DATE: 1.10.85

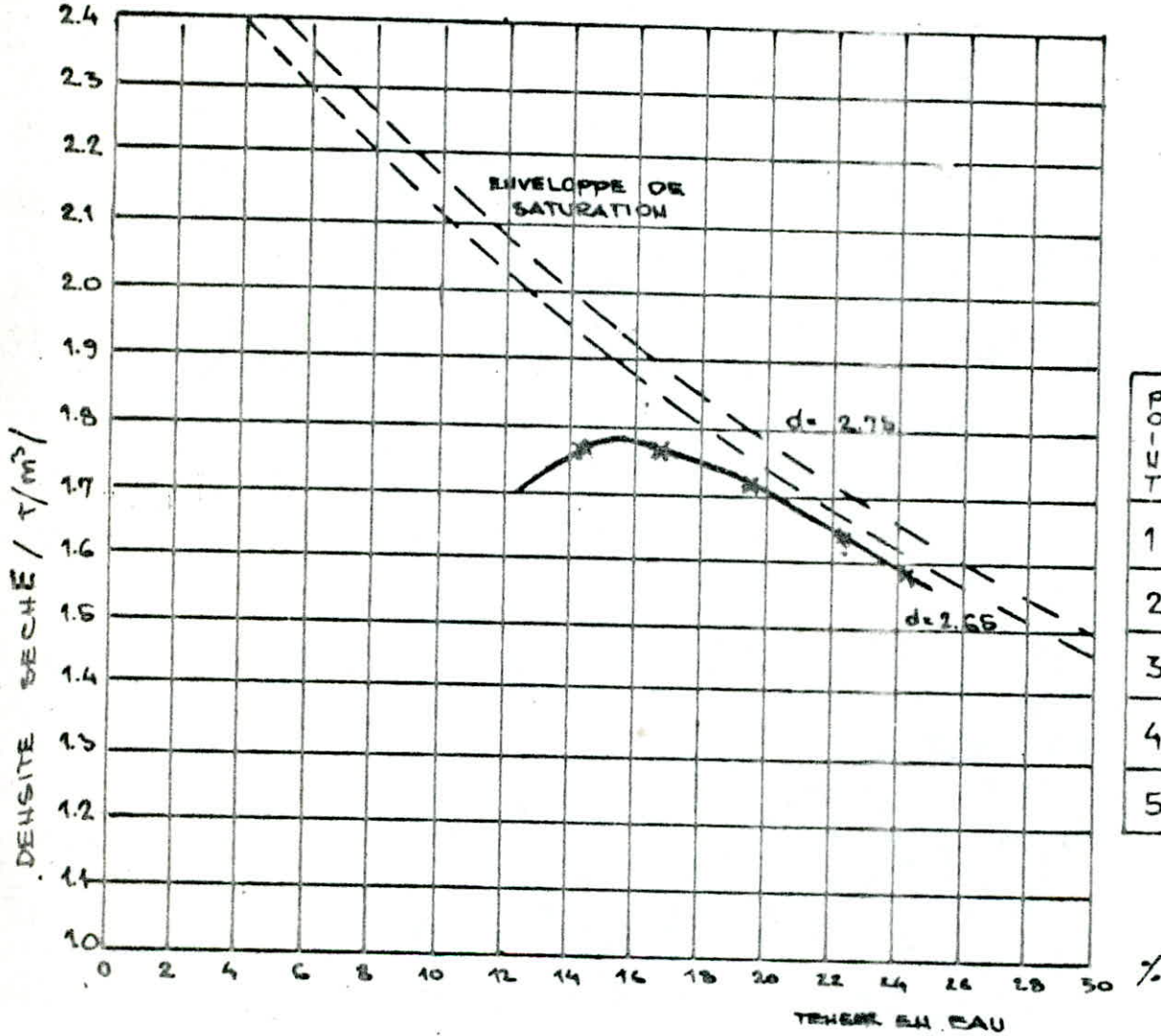
COORDONNÉES

COTE 114.20

LIEU DE PRELEVEMENT NOYAN

X° _____

Y° _____



POINT	W # %	γ_d t/m ³
1	14.6	1.785
2	16.7	1.767
3	19.5	1.729
4	22.3	1.665
5	24.1	1.598

ESSAI PROCTOR	Wopt	γ_d max
PROCTOR MODIFIE		
PROCTOR NORMAL	15.5%	1.79 t/m ³

TYPE DU SOL _____

LIMITES D'ATTERBERG		
WL	Wp	Ip
36.8	17.7	19.1

CONCLUSION _____

OPERATEUR:

CHEF DE LABORATOIRE: 24

BARRAGE DE KEDARRA
LABORATOIRE DE CHANTIER

OEDOMETRIE

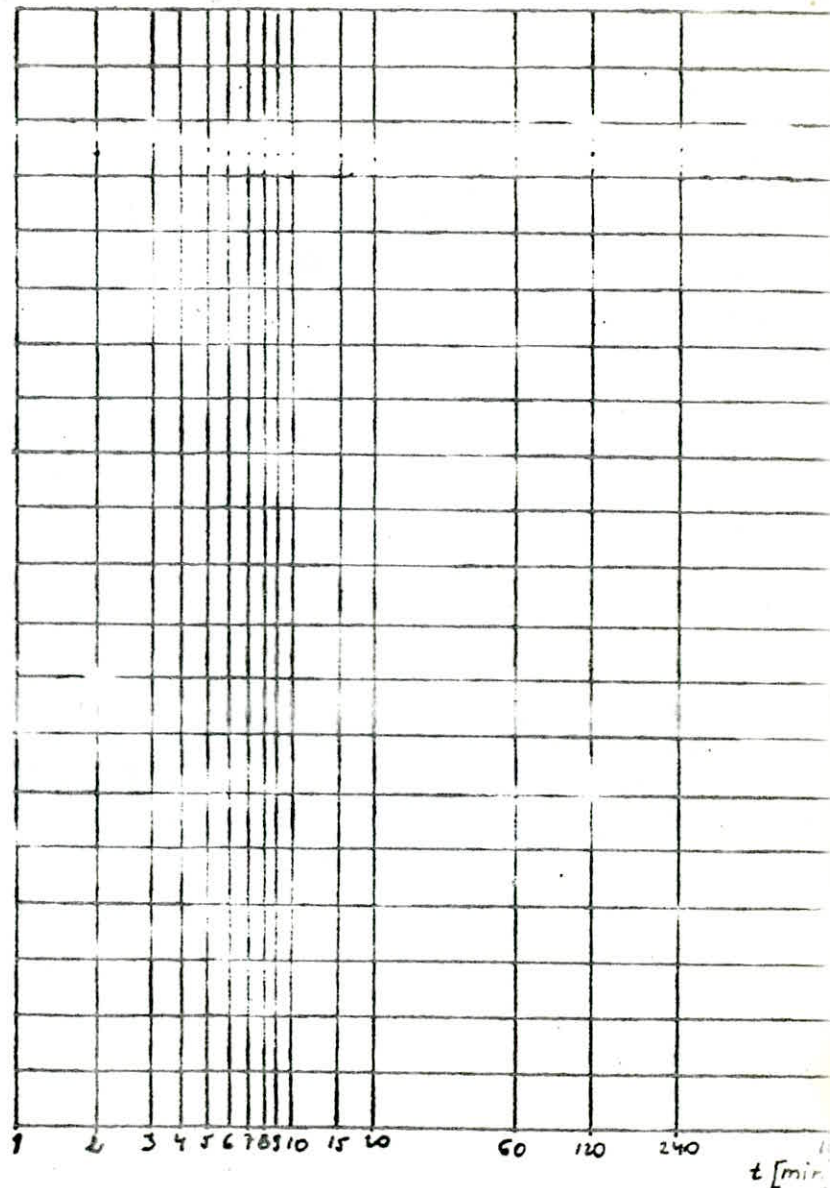
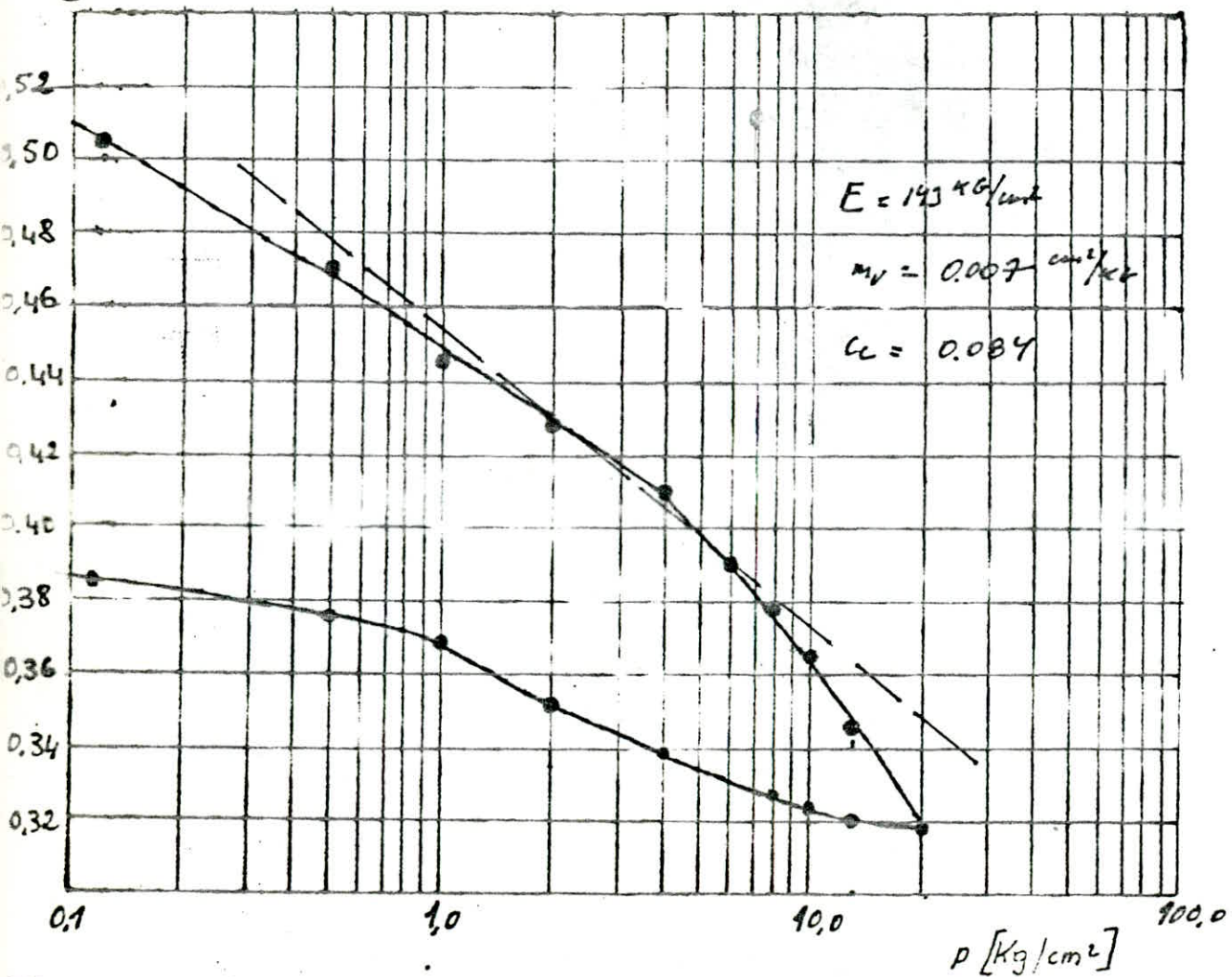
DATE.. 02/11/85..

LIEU DE PRELEVEMENT. Nique..

ECHANTILLON N° ARGILE LIMONEUSE
 $d < 1,6\text{mm}$

$h[\text{mm}]$

e^z



La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et de ses fondations peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage. L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- ligne de saturation
- Pression de l'eau interstitielle
- Débit de fuite

La connaissance de ces éléments sont utiles pour le calcul de stabilité de l'ouvrage.

1. Percolation par la digue

L'écran d'étanchéité et le traitement d'imperméabilisation prévus à la base du noyau permettent de négliger l'écoulement dans la fondation et de se limiter à l'étude de l'écoulement dans le noyau.

L'étude de l'écoulement doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- ligne de saturation : ligne délimitant la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.
- débit de fuite dû aux infiltrations.

2. réseaux d'écoulements.

Les réseaux d'écoulements permettent de déterminer les lignes de courant qui présentent le chemin suivi par les particules de l'eau, et les lignes équipotentielles qui sont des lignes de charge constante.

La mise en équation de l'écoulement repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- milieu homogène du point de vue perméabilité.
- écoulement laminaire.
- écoulement régi par la loi de Darcy $v = -k \vec{g} \frac{h}{l}$.
- écoulement permanent.

Dans les conditions l'équation fondamentale de l'écoulement s'écrit ;

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (1) \quad h; \text{ la charge en 1 point quelconque du milieu.}$$

Dans le cas général l'équation (1) est résolue par :

- Traitement numérique sur ordinateur.
- Analogie électrique.
- Construction graphique.

Pour notre cas nous avons opté pour la solution graphique de CASAGRANDE qui ne nécessite pas de moyens particuliers. Cette méthode exige l'imperméabilité de la fondation, hypothèse qui est justifiée par la présence de l'écran d'étanchéité.

Procédé du tracé : - la ligne phréatique (de saturation) étant tracée, le tracé des équipotentielles se fera comme indiqué ci-après :

- le parement amont du noyau est une équipotentielle.
- la ligne phréatique ainsi que le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant.
- la pression hydraulique étant nulle le long de la ligne phréatique, le potentiel en un point de cette ligne est dû uniquement à la cote de ce point.
- On construit un certain nombre de points de potentiel, c'est-à-dire de cotes régulièrement décroissant le long de la ligne phréatique, dans notre cas on a pris 10 points de potentiels.
- A partir de ces points on trace des éléments de courbes qui se raccordent orthogonalement à la ligne phréatique en ces points et à la ligne de contact avec les fondations imperméables. Ces courbes constituent le réseau d'équipotentielles.
- On obtient les lignes de courants en construisant le réseau de courbes orthogonales à ces équipotentielles.

La construction graphique ci-dessus mentionnée concerne le cas de la retenue normale. Dans le cas de vidange rapide les lignes se répartissent différemment.

note : A partir du réseau d'écoulement, on a déterminé le gradient hydraulique dans la partie aval du noyau en contact avec le filtre. la valeur maximale du gradient est importante dans le calcul du filtre.

- la première ligne de courant correspond à la ligne de saturation.

2.1 Tracé de la ligne de saturation

Pour tracer la ligne de saturation on a utilisé deux méthodes graphiques.

a. 1^{ère} méthode (Casagrande)

pour tracer la ligne de saturation, on utilise la formule empirique de Dupuit, dans cette formule l'équation de la ligne est $y = \sqrt{\frac{(H^2 - h^2) \cdot x}{2} + H^2}$

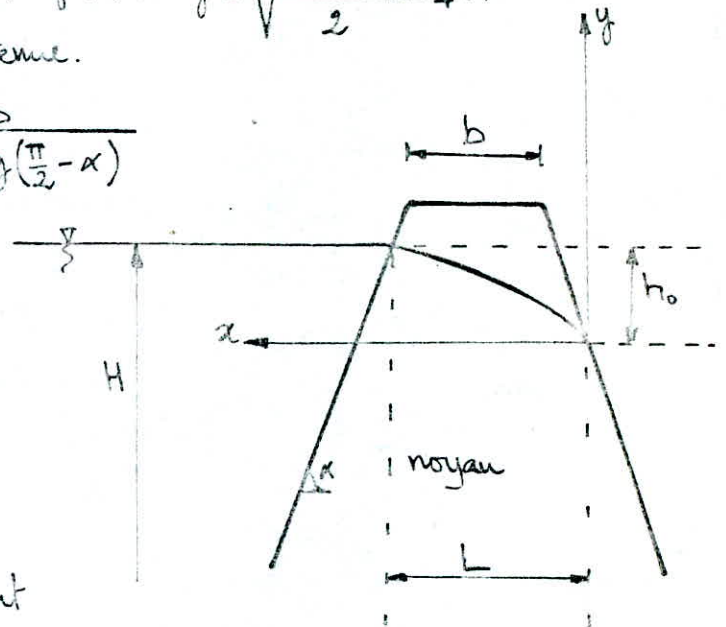
H: hauteur du niveau de la retenue.

$$h = H - h_0 \text{ et } h_0 = 0.65 \cdot \frac{b}{1 - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)}$$

b: base supérieure du noyau.

α : angle d'inclinaison du talus amont.

L: projection de la distance entre le point de contact du parement amont et le point de contact du parement aval avec la ligne de saturation



b. 2^{ème} méthode (Kozeny)

Hypothèses: - écoulement plan.

- digue homogène. (on considère seulement le noyau).

Kozeny a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans la partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Noyau dans notre cas). L'équation de cette parabole est: $x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$; $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2}$ - d (voir schéma)

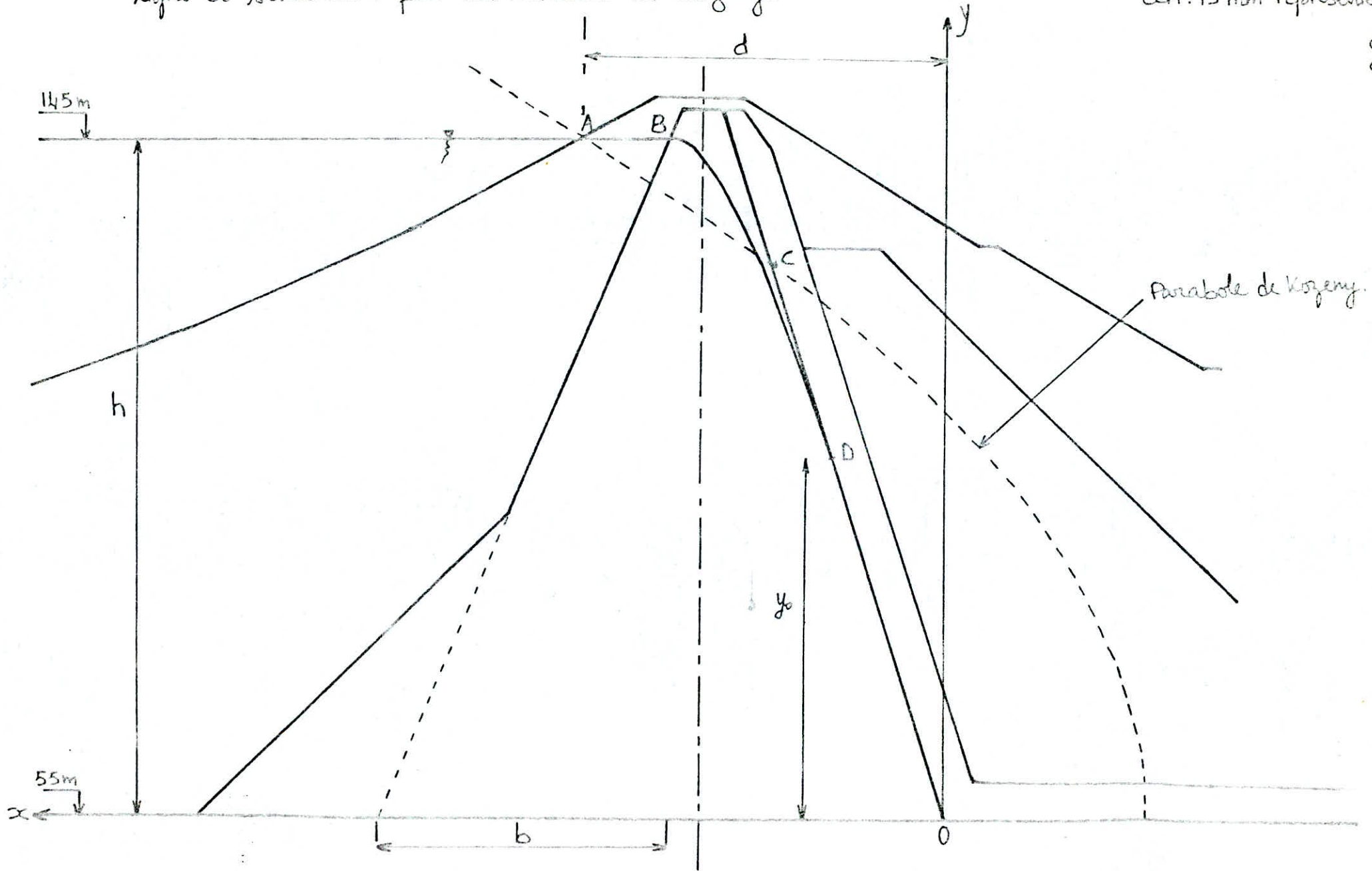
d: largeur en base du barrage diminuée de $0.7 \cdot b$

b: la projection horizontale de la partie maillé du parement amont.

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance AB de ce parement, $AB = 0.3 \cdot b$. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D situé au $2/3$ de OC.

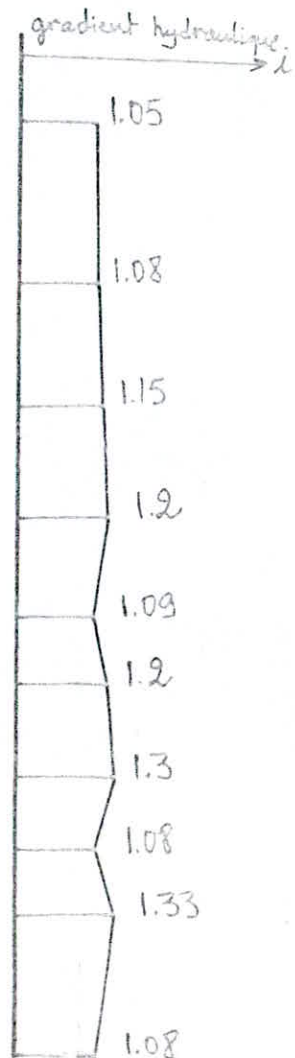
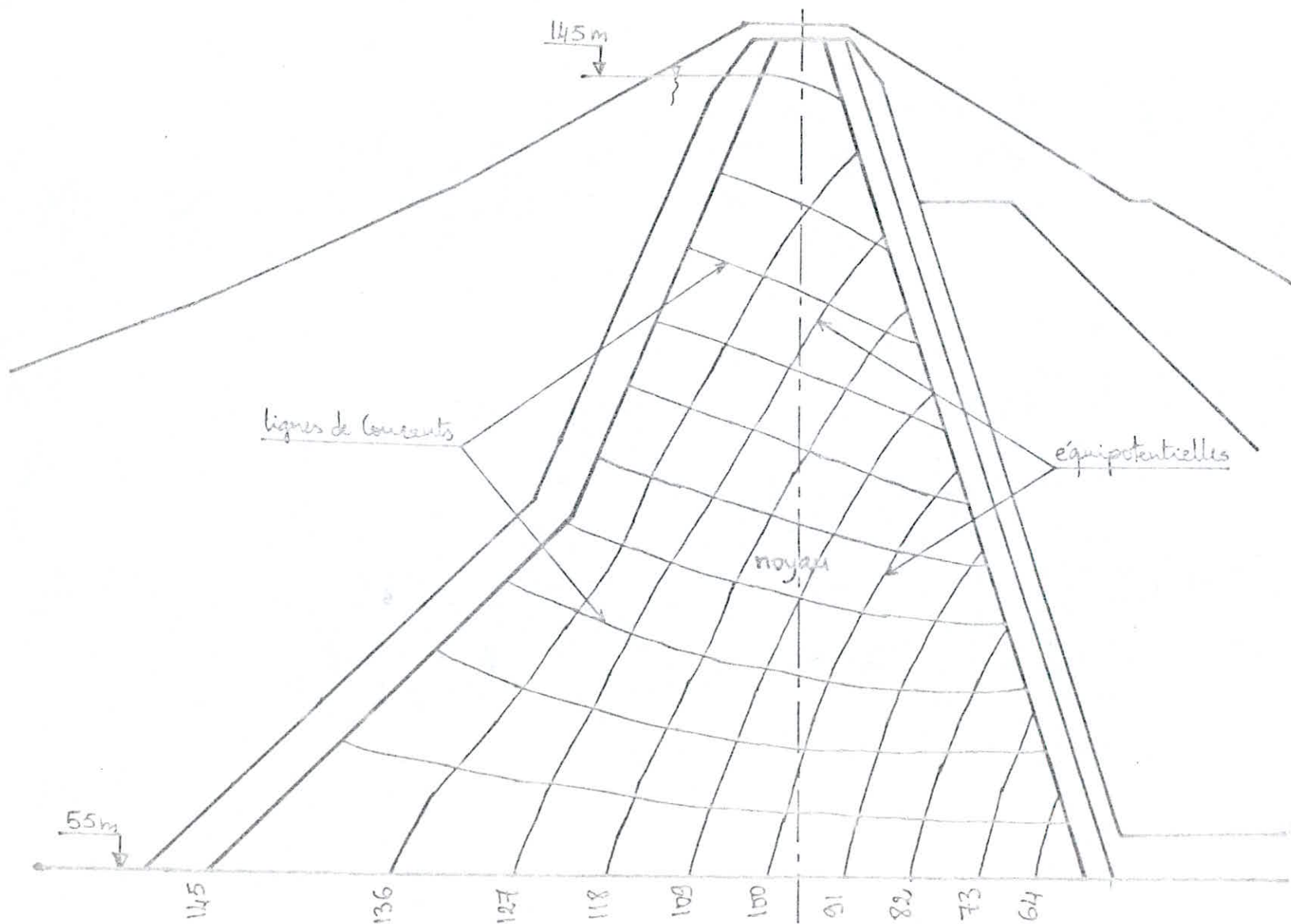
Ligne de saturation par la méthode de Kozeny.

ech: 15 mm représente 1



Réseau d'écoulement en retenue normal

ech: 15mm représente 10m



2. Débit de fuite:

Le débit de fuite est calculé suivant la méthode utilisée précédemment:

1^{ère} méthode: le débit d'infiltration théorique par mètre linéaire de barrage est donné par $q = K \cdot y_0$ K : coefficient de perméabilité moyenne

2^{ème} méthode: Connaissant le tracé des réseaux des équipotentielles et des lignes de courant, et la position de la ligne de saturation, on évalue approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de DARCY.

$$q = K \cdot H \cdot \frac{N_1}{N_2}$$

q : débit de fuite par unité de longueur.

H : perte de charge totale (niveau de retenue)

N_1 : nombre de tubes de courant.

N_2 : nombre d'intervalles entre les lignes équipotentielles.

*: les barrages en terre compactée, p 92 - G. Post et P. Londe.

3 Applications numériques

Les applications concernent les paragraphes 1 et 2 suivant les 2 méthodes.

1^{ère} méthode graphique "Kozeny"

- ligne de saturation

on a déterminé d graphiquement, $d = 47.3$ m

$b = 90$ m d'où: $y_0 = 54.35$ m

- Débit de fuite. $q = K \cdot y_0$ débit par unité de longueur

$$K_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{(14 \times 5 + 2.45 \times 15 + 1.89 \times 23 + 5.7 \times 41) \times 10^{-10}}{5 + 15 + 23 + 41}$$

$$K_{\text{moy}} = 4.4 \times 10^{-10} \text{ m/sec}$$

$$q = 4.4 \times 10^{-10} \times 54.35 \times 1 = 2.4 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{sec} \cdot \text{ml} = 2.4 \text{ l/s} \cdot \text{ml}$$

débit totale d'infiltration $Q = q \times L$; L : longueur moyenne de la digue. $L = 310$ m

$$Q = 2.4 \times 10^{-8} \times 310 = 0.007 \text{ l/s}$$

$$\text{soit } Q = 604.8 \text{ l/jour}$$

2^{ème} méthode graphique "Dupuit"

- ligne de saturation

$$\alpha = \arctg(3/4) = 36.9^\circ \quad b = 3 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.65 \times 3 / (1 - \lg(90^\circ - 36.9^\circ)) = 2.92 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$$

$$H = H - h_0 = 90 - 3 = 87 \text{ m}$$

$L = 9 \text{ m}$ mesuré graphiquement.

l'équation de la ligne de saturation s'écrit: $y = \sqrt{59.2x + 7569}$

- Debit de fuite $q = K.H. \frac{N_1}{N_2}$

Dans le cas, on tient compte de la perméabilité de chaque matériau qui compose le noyau. Pour chaque matériau on prend le nombre de tubes N_1 courants qui passent par la zone du matériau, le nombre des lignes equipotentielles et $N_2 = 10$.

• Argile graveleuse; $q_1 = 5.7 \times 10^{-10} \times 90 \times \frac{5}{10} = 2.56 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.ml}$

$$q_1 = 2.56 \times 10^{-5} \text{ l/s.ml.}$$

• Argile limoneuse; $q_2 = 1.89 \times 10^{-10} \times 90 \times \frac{3.5}{10} = 0.6 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.ml}$

$$q_2 = 0.6 \times 10^{-5} \text{ l/s.ml.}$$

• limon argileux; $q_3 = 2.45 \times 10^{-10} \times 90 \times \frac{1.5}{10} = 0.33 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s.ml}$

$$q_3 = 0.33 \times 10^{-5} \text{ l/s.ml}$$

$$q_{\text{total}} = q_1 + q_2 + q_3 = 3.5 \times 10^{-5} \text{ l/s.ml} > q_{\text{h}}^{(1^{\text{er}})} = 2.4 \times 10^{-5} \text{ l/s.ml}$$

le debit de fuite unitaire calculé dans la 2^{es} methode est le plus grand, donc cette methode donne le cas le plus defavorable.

le debit total de fuite $Q = q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_3 \times l_3$

l_i : longueur moyenne des zones des différents matériaux.

$$Q = (2.56 \times 190 + 0.6 \times 320 + 0.33 \times 415) \times 10^{-5} = 0.008 \text{ l/s}$$

$$\text{soit } Q = 691.2 \text{ l/j} = 252.3 \text{ m}^3/\text{année}$$

Conclusion: les pertes par infiltration sont tout-à-fait négligeable, rendent régulier et favorable le régime d'écoulement à l'intérieur du noyau.

- le réseau d'écoulement sera tracé, en considérant la ligne de saturation trouvée par la 1^{er} méthode (Casagrande).

La connaissance des pressions interstitielles présente un intérêt primordial et utile pour le calcul de stabilité de l'ouvrage.

Ces pressions interstitielles qui se développent au cours de la construction de la digue, lorsque la retenue sera pleine et qu'une fois un écoulement permanent s'est établi, on trouvera une autre distribution des pressions interstitielles, il en est de même pour une variation rapide de la retenue (vidange rapide).

Dans dans un barrage les pressions interstitielles présentent des distributions différentes selon les circonstances.

Ainsi on doit toujours connaître la distribution de la pression interstitielle dans les trois cas suivants:

- Fin de construction
- Retenue normale (régime permanent établi)
- Vidange rapide

il est à noter que l'analyse de la pression interstitielle est faite seulement pour le noyau qui empêche la dissipation de celle-ci.

Dans la suite des calculs on a utilisé des méthodes simplifiées.

1. Fin de construction:

on a supposé que:

- * Aucune dissipation de la pression interstitielle au cours de la construction (construction rapidement réalisée), cas le plus défavorable.
- * le calcul des pressions interstitielle a été fait seulement sur l'axe du barrage
- * Pour le tracé des isobares, on a supposé que les parements amont et aval sont des isobares de pression interstitielle nulle, et que la variation de la pression interstitielle à travers la ligne de fondation est nulle.
- Pour la détermination de la pression interstitielle sur l'axe du barrage nous avons utilisé la formule : $U = \beta \cdot \sigma$ avec
- σ : contrainte normale due aux poids des terres $\sigma_i = \sum \gamma_i h_i$

β : coefficient de SKEMPTON ou coeff de la pression interstitielle.

obtenu d'après l'analyse de la pression interstitielle en état de consolidation:

le tracé des isobares se fait comme suit:

- * On prend plusieurs points sur l'axe du barrage et on calcule les σ_i en chaque point.
- * A partir de la courbe analyse de la pression interstitielle en état de consolidation on détermine U_i pour chaque σ_i (Argile limoneuse et les limons argileux) pour les argiles graveleuse on a pris $\beta = 0,10$
- * A partir de chaque point on trace l'isobare en respectant les conditions aux limites

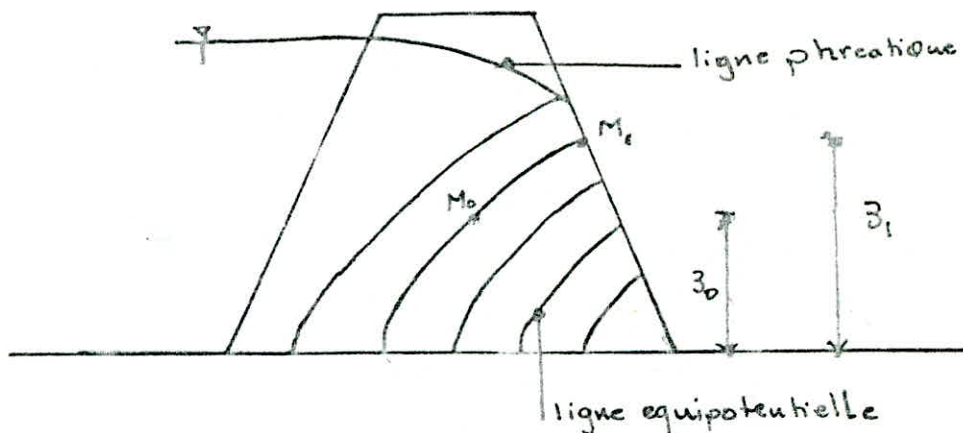
2. Retenue normale:

le réseau d'écoulement étant tracé, il est aisé d'en déduire la pression interstitielle en tout point.

Soit à calculer cette pression en M_0

l'égalité de potentiel en M_0 et M_1 s'écrit

$$Z_0 + U = Z_1 \Rightarrow U = Z_1 - Z_0 \text{ (exprimée en mètre d'eau)}$$



3. Vidange rapide

On a déterminé les pressions interstitielles dans l'axe du barrage (noyau), en supposant que:

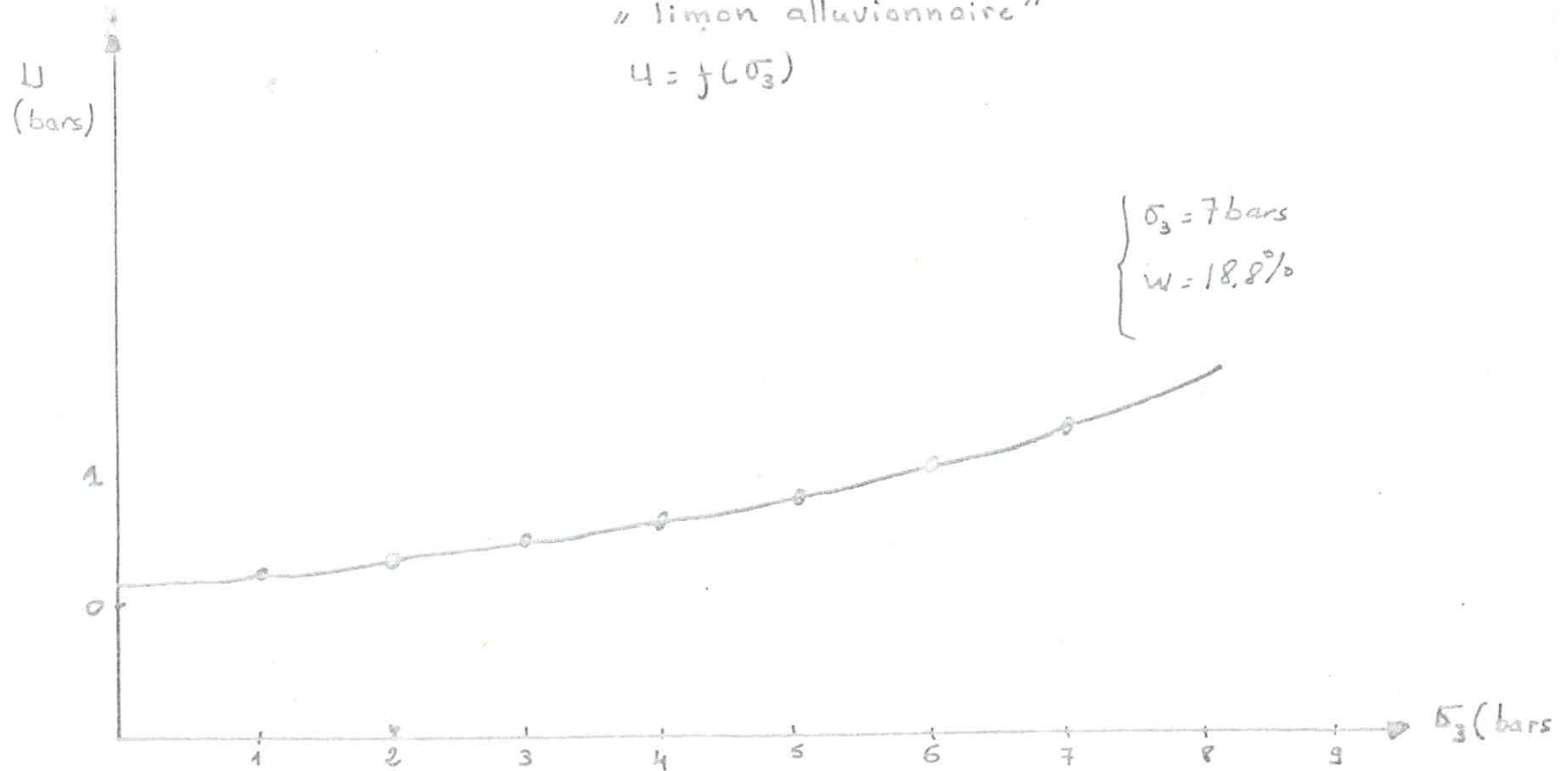
- la dissipation des pressions interstitielles est partielle, seul la partie amont du noyau est concernée
- Dans le parement amont situé au dessus du niveau d'eau et le parement

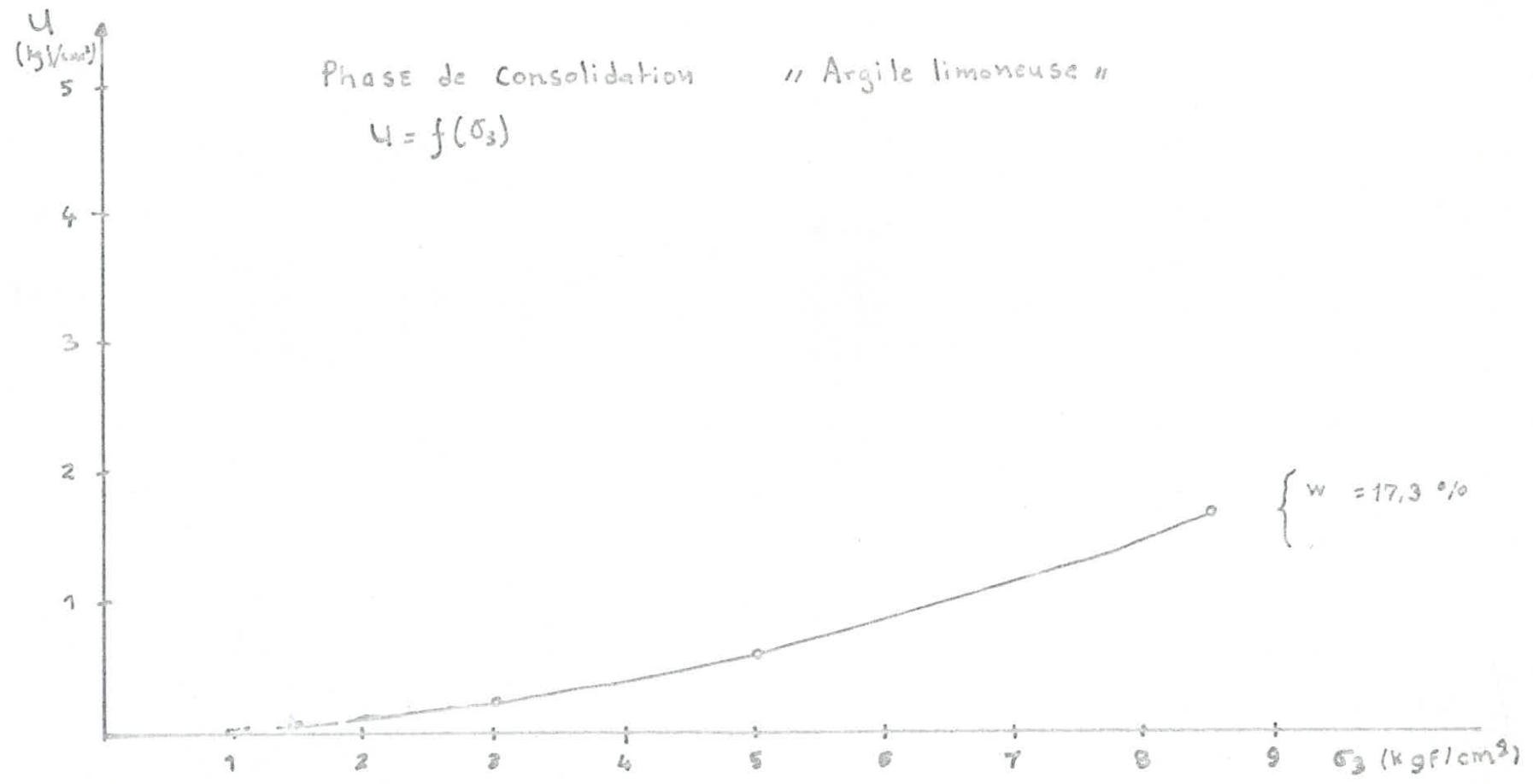
aval la pression interstitielle est nulle.

- c) En dessous du niveau d'eau la pression interstitielle varie avec la cote du point considéré
- d) le tracé se fait en raccordant les points de même pression interstitielle trouvée dans a) et c).

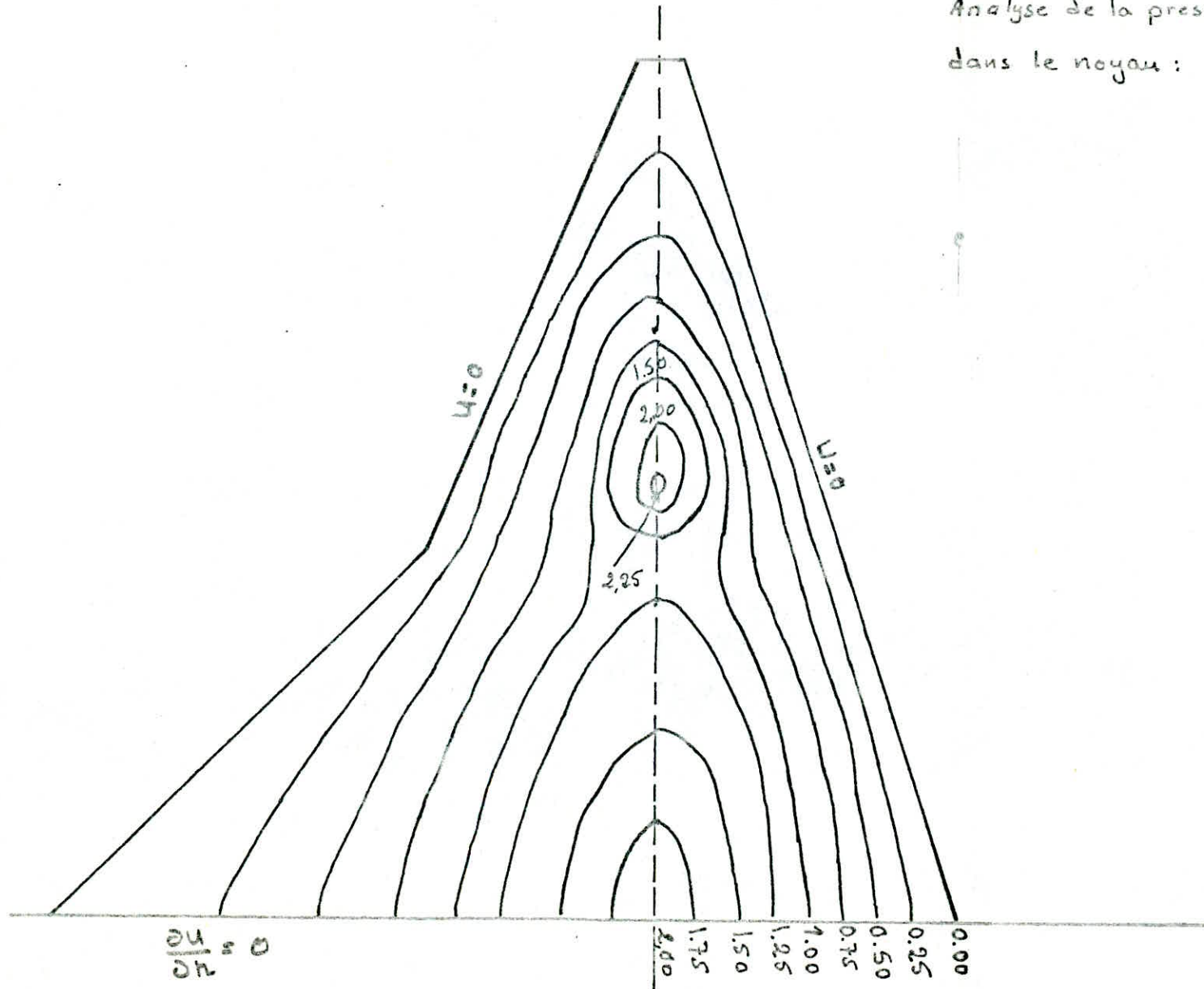
Analyse de la pression interstitielle en état de consolidation
« limon alluvionnaire »

$$U = f(\sigma_3)$$

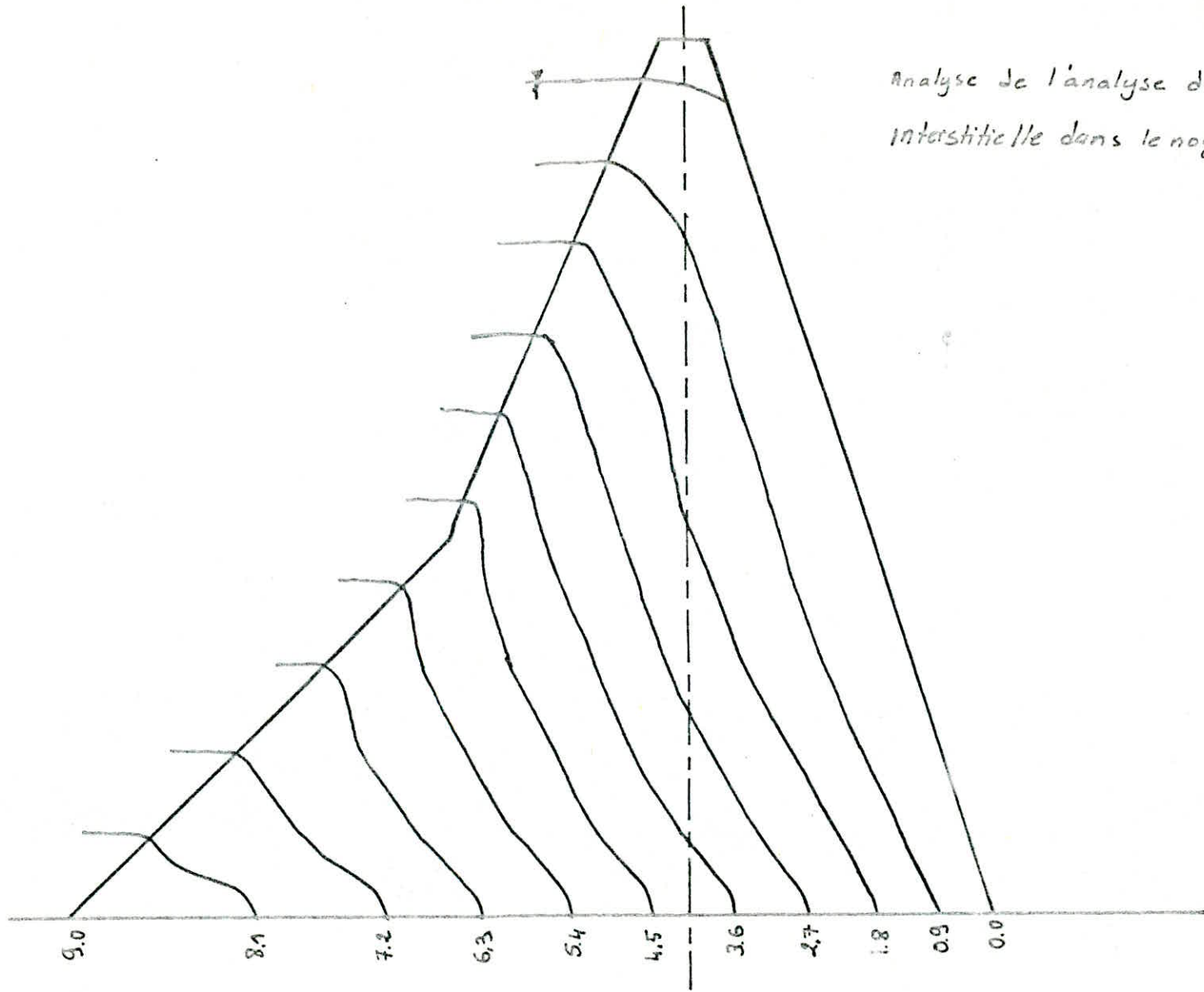




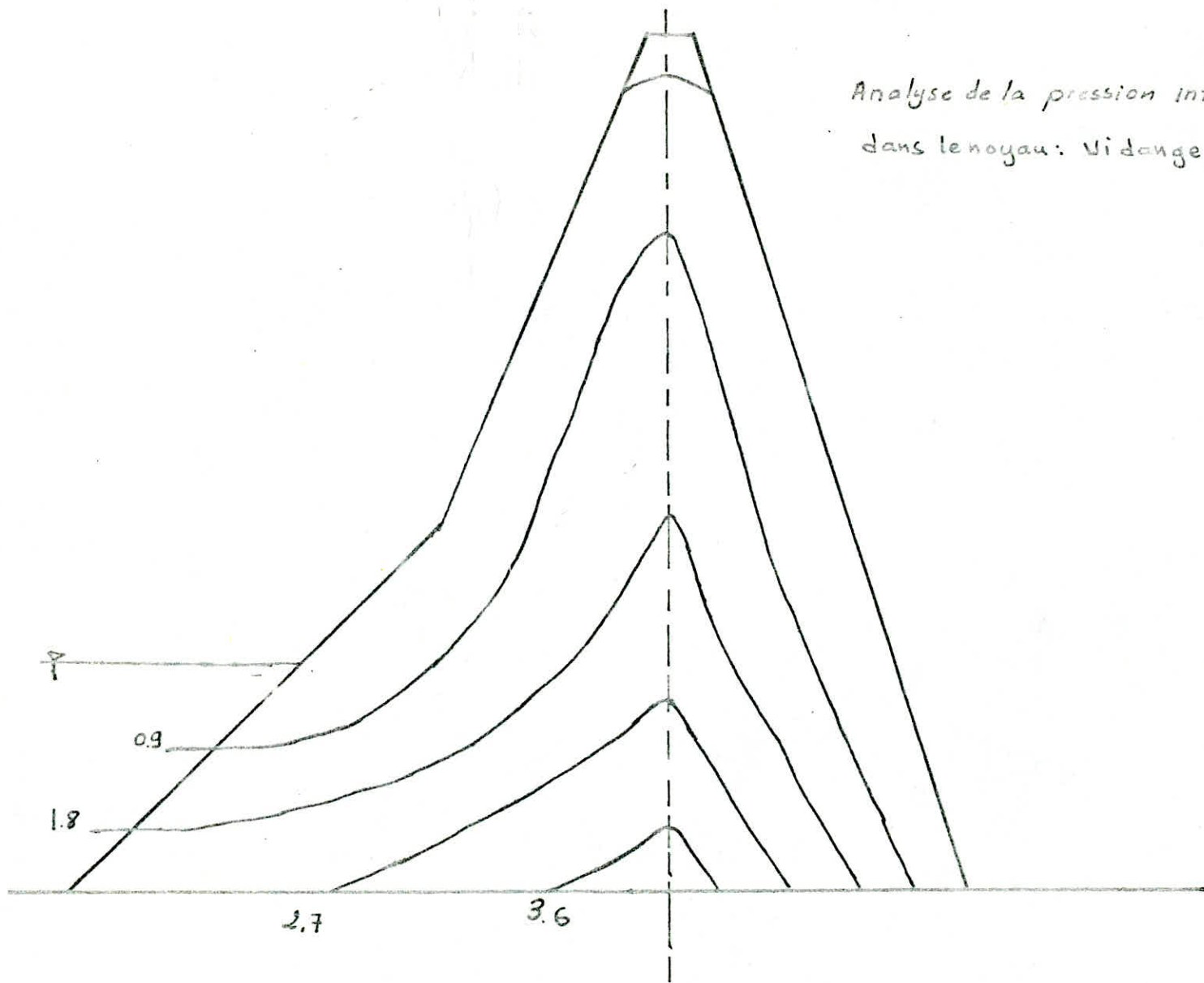
Analyse de la pression interstitielle
dans le noyau : Fin de Construction



Analyse de l'analyse de la pression
interstitielle dans le noyau : Retenue normale



Analyse de la pression interstitielle
dans le noyau: Vidange rapide



L'étude de la Stabilité du barrage en enrochements est très importante, elle dépend en grandes parties des Caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés. Pour l'étude de la Stabilité, on définit un Coefficient de Sécurité minimum, d'après le C.P.S le Coefficient de Sécurité doit être supérieur à 1 (>1). La Stabilité de la digue sera vérifiée dans les 3 Cas suivants : fin de Construction (F.C), Retenue normale (RN) et vidange rapide (VR).

1. Stabilité des talus

L'étude de stabilité de la digue et celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval.

On prend comme hypothèse ; la forme de la surface au contact de laquelle il peut y avoir glissement, est une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé Cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. La rupture se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage transversale à la vallée.

La répartition des contraintes le long de cette surface doit satisfaire aux conditions d'équilibre définies suivant la méthode de calcul utilisée.

Ces méthodes se différencient essentiellement par :

- le choix de la surface de rupture,
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- la définition du coefficient de sécurité.

Il existe plusieurs méthodes de calculs (cercle de frottement Taylor - CAQUOT.

BIAREZ), on a opté pour la méthode des tranches (FELLINUS et BISHOP) qui sont très utilisées dans le cas d'un barrage en enrochements.

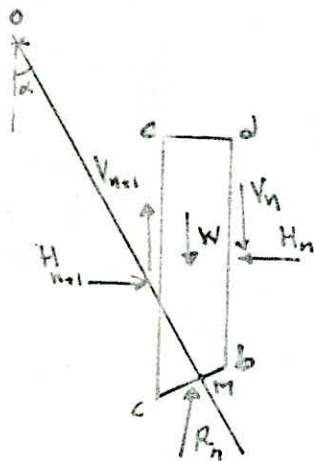
2.1 Présentation générale de la méthode :

Considérons un talus formé par un certain nombre de couches

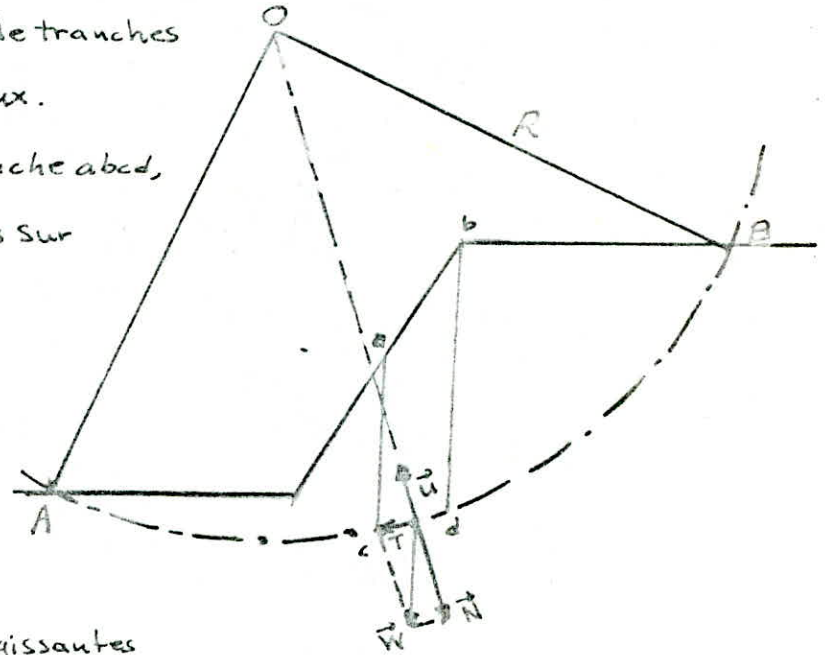
de sols de caractéristique différentes C_i, ϕ_i, δ_i et U_i .

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc AB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

L'étude de l'équilibre de la tranche $abcd$, montre que les forces agissantes sur cette tranche sont:



forces agissantes sur une tranche



- Son Poids W (sol et eau)
 - les réactions sur les faces ac et bd décomposées en V_n, V_{n+1} et H_n, H_{n+1} . Ce sont des forces internes au massif étudié.
 - la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc \widehat{ab} (cohésion et frottement, glissement).
- Le coefficient de Sécurité est défini comme suit;

$$F = \frac{\text{Somme des moments stabilisants}}{\text{Somme des moments instabilisants}}$$

- moments stabilisants sont dus au force de frottement et de cohésion par rapport à O .
- moments instabilisants sont dus à la composante tangentielle de W/O .

a) Méthode de Fellenius

Pour simplifier les calculs, Fellenius admet les hypothèses suivantes:

- au niveau de chaque tranche les forces d'interactions sont nulles

$$H_{n+1} - H_n = 0 \quad \text{et} \quad V_{n+1} - V_n = 0$$

- la force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement; elle est

motrice. T_n est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n , sol et eau.

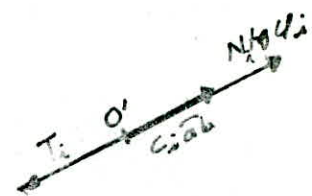
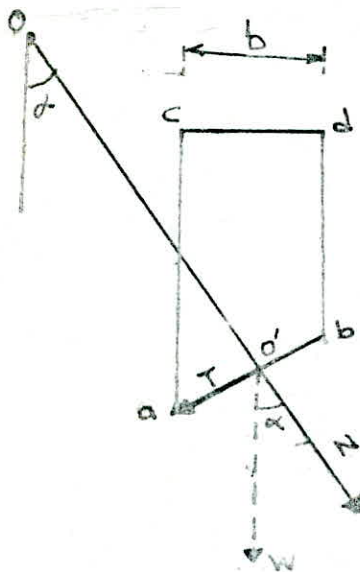
La force N est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne; elle crée une force résistante $N \tan \varphi$ opposée à T .

le moment des forces résistantes est la somme de celui des frottements et de celles de cohésion : $\sum_{i=1}^m R x [C_i \bar{ab} + N_i \tan \varphi_i]$; m : nombre de tranches totales.

C_i et φ_i ; caractéristiques mécaniques du sol situé sur \bar{ab}
d'autre par le moment moteur est dû à T et égal à $\sum_{i=1}^m T_i R$

le coefficient de Sécurité est défini comme suit:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m R x [C_i \bar{ab} + N_i \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^m T_i x R}$$



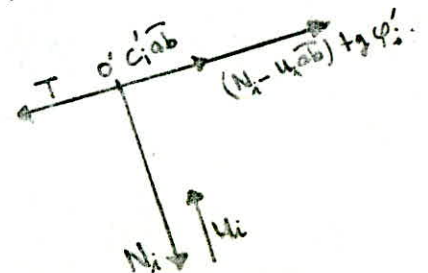
forces agissantes sur une tranche i

avec les notations définies ci dessus le coefficient de Sécurité s'écrit:

en contraintes totales
$$F = \frac{\sum_{i=1}^m (c_i b / \cos \alpha_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i}$$

en contraintes effectives, on tient compte des pressions interstitielles, la composante normale N du poids sera diminuée de la valeur de la force de la pression interstitielle u , soit $(N - u \bar{ab})$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^m [c_i' b / \cos \alpha_i + (W_i \cos \alpha_i - \frac{u_i b}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i']}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i}$$



b) Méthode de Bishop (simplifiée)

Dans la méthode détaillée de Bishop; le coefficient de sécurité est donné par la formule générale.

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^m \frac{[W_i + (V_n - V_{n+1}) - U_i b] \operatorname{tg} \varphi'_i + c_i b}{(\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i) F_s}$$

Pour la démonstration détaillée voir G. PHILIPPONNAT page. 191

Dans cette méthode, on prend le coefficient de sécurité réel du cercle sur les caractéristiques mécaniques, soit: c'_i / F_s et $\operatorname{tg} \varphi'_i / F_s$. et en tenant compte des forces qui équilibrent la tranchée, et du rapport des moments résistants et des moments moteurs on obtient la formule de F_s écrite ci-dessus.

La méthode de Bishop simplifiée suppose que $V_n - V_{n+1} = 0$, d'où

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^m \frac{(W_i - U_i b) \operatorname{tg} \varphi'_i + c_i b}{(\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i) F_s}; \text{ dans ce cas tous}$$

les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives.

On prend pour première valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

2.2 Calculs de Stabilité des talus

les principaux cas à étudier sont les suivants:

- stabilité en fin de construction (talus amont et aval) (FC)
- stabilité en retenue normale, régime permanent (talus amont et aval) (RN)
- Stabilité en vidange rapide (talus amont) (VR)

On n'est limité à l'étude d'un nombre réduit de cercle, la recherche du coefficient de sécurité nécessite le calcul de nombreux cercle, seul un calcul sur ordinateur permet de déterminer la position du cercle critique.

On a tenu compte de l'action du séisme en considérant une accélération horizontale de $0,1g$. Cette accélération correspond selon l'échelle de Richter à une intensité de 3 à 5 (sismicité de la région).

la force sismique horizontale s'écrit: $F_{\text{séisme}} = K_s W \sin \alpha$ pour chaque tranchée

S : coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage

$S = 1$ dans le cas d'un barrage

K_s : Coefficient qui dépend du degré de sismicité de la région
dans notre cas on a pris $K_s = 0.1$

d'où $F_{sei} = 0.1 W \sin \alpha$ (ajouté à T dans chaque tranche)

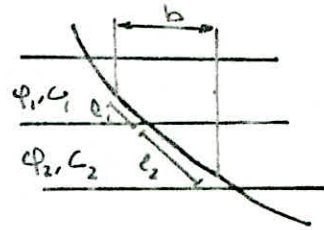
le seisme a été pris en compte dans les trois cas de stabilité
(FC+S, RN+S, VR+S)

On a présenté en détail, un seul cas de calcul pour un cercle, pour
les autres cercles voir les résultats dans le tableau récapitulatif.

Remarque:

Dans le cas où l'arc du cercle de la tranche étudiée traverse deux
zones à caractéristiques différentes on prend les valeurs moyennes
de ces paramètres calculés comme suit :

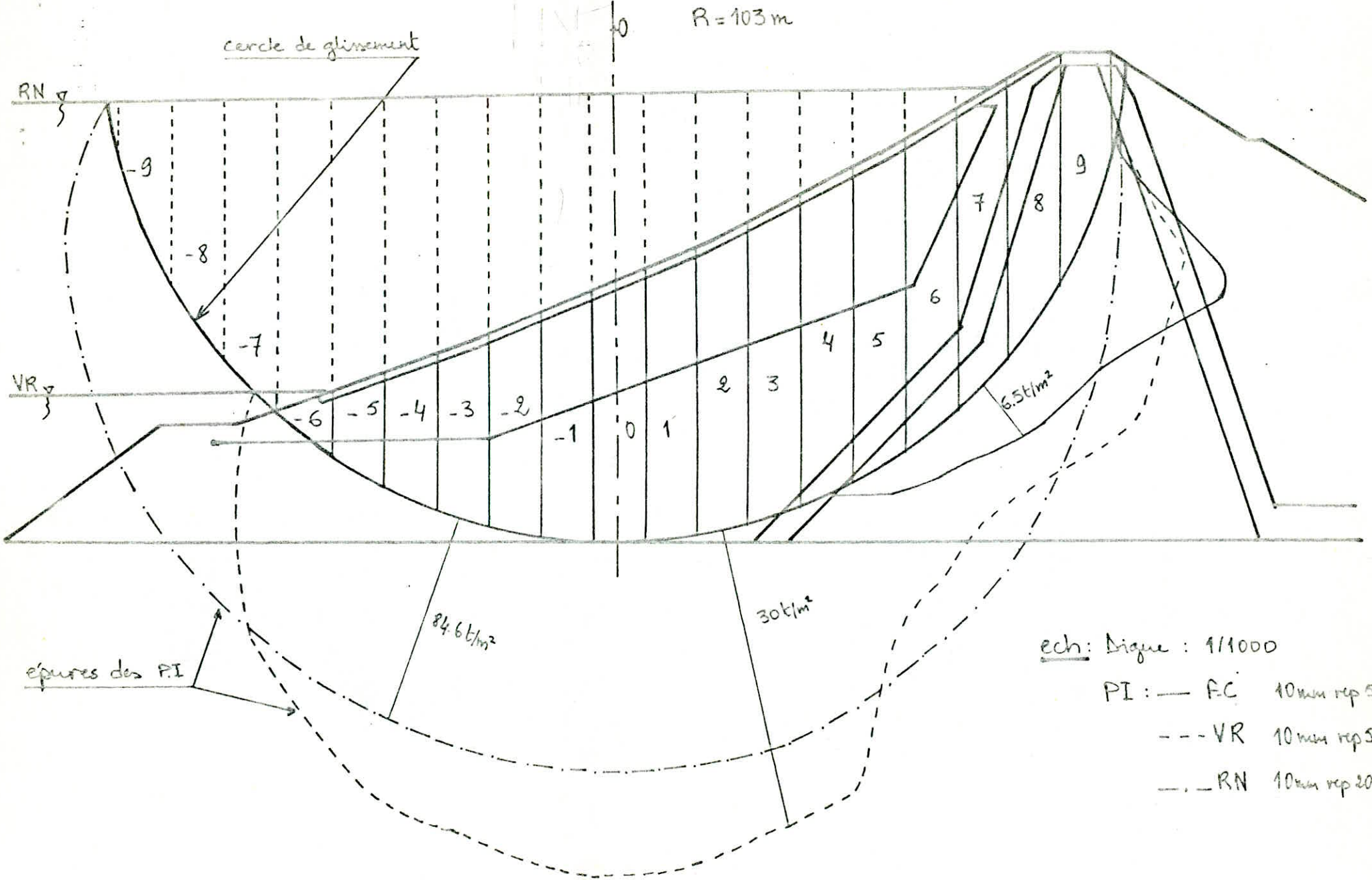
$$c_i = \frac{c_1 l_1 + c_2 l_2}{l_1 + l_2}, \quad \text{tg } \varphi_i = \frac{l_1 \text{tg } \varphi_1 + l_2 \text{tg } \varphi_2}{l_1 + l_2}$$



* la largeur de chaque tranche est égale à $R/10$ (ie) $b = R/10$

* on a placé la tranche n° 0 au centre pour avoir des simplifications
dans les calculs (exemple: tranche n° 9 $\sin \alpha = 0.9$, tranche n° 5 $\sin \alpha = 0.5$
etc...)

Talus amont - cercle de glissement n°1 - et Analyse de la P.I



Talus amont - Cercle n°1 (R=103 m)
methode de Fellenius - Retenue normale (RN)

branche n°	W_i (t/ml)	U_i (t/m ²)	$[W_i \cos \alpha_i - U_i b / \cos \alpha_i] \tan \varphi_i$	$c_i b / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$
9	705.50	12.0	9.16	118.49	634.95
8	1211.33	32.0	78.00	81.26	969.06
7	1428.74	45.0	182.97	63.64	1000.12
6	1457.22	60.0	193.68	56.81	874.33
5	1534.99	70.0	244.87	52.48	767.50
4	1572.03	75.0	294.94	49.59	628.81
3	1615.42	85.3	401.44	83.38	484.63
2	1624.43	88.0	652.34	0	324.89
1	1607.31	89.3	660.20	0	160.73
0	1573.18	90.0	632.35	0	0
-1	1511.01	89.3	566.04	0	-151.10
-2	1432.92	87.6	471.47	0	-286.58
-3	1324.77	84.6	340.98	0	-397.43
-4	1194.88	81.3	175.37	0	-477.95
-5	1038.32	75.6	0	0	-519.66
-6	844.85	68.6	0	0	-506.91
-7	630.13	61.0	0	0	-447.10
-8	502.71	49.0	0	0	-402.17
-9	306.44	30.0	0	0	-275.80
Σ			4903.81	505.65	2386.31

$$F = \frac{\Sigma [(W_i \cos \alpha_i - U_i b / \cos \alpha_i) \tan \varphi_i + c_i b / \cos \alpha_i]}{\Sigma W_i \sin \alpha_i} = \frac{4903.81 + 505.65}{2386.31} = 2.27$$

F = 2.27

$$F_{sci} = \frac{\Sigma [(W_i \cos \alpha_i - U_i b / \cos \alpha_i) \tan \varphi_i + c_i b / \cos \alpha_i]}{\Sigma 0.1 W_i \sin \alpha_i + \Sigma W_i \sin \alpha_i} = \frac{\Sigma [(W_i \cos \alpha_i - U_i b / \cos \alpha_i) \tan \varphi_i + c_i b / \cos \alpha_i]}{\Sigma 1.1 W_i \sin \alpha_i}$$

F_{sci} = 2.06

Talus amont - Cercle n°1 (R=103 m)

methode de Fellenius - Vidange rapide (VR)

tranche n°	W_i (t/ml)	U_i (t/m ²)	$[W_i \cos \alpha_i - U_i / \cos \alpha_i] \tan \phi_i$	$C_{ib} / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$
9	626,98	10,00	14,37	118,49	564,28
8	1061,66	13,50	779,45	81,26	849,33
7	1253,30	11,00	364,51	63,64	877,31
6	1208,22	10,00	414,80	56,81	724,93
5	1232,64	13,00	451,94	52,48	616,32
4	1241,86	15,50	477,23	49,59	496,74
3	1245,94	28,00	576,04	83,38	373,78
2	1224,94	30,00	868,60	0	244,99
1	1177,83	32,00	825,17	0	117,78
0	1115,82	32,66	764,97	0	10
-1	1025,33	31,66	679,53	0	-102,54
-2	913,12	30,00	568,37	0	-182,62
-3	785,16	28,00	438,07	0	-235,55
-4	635,5	24,00	306,54	0	-254,20
-5	457,82	18,66	170,89	0	-228,91
-6	238,70	8,66	77,77	0	-143,22
		Σ	7178,3	505,65	3718,42

$F = 2.06$

$F_{sci} = 1.87$

Talus amont - Cercle n° 1

méthode de Bishop

Tranche n°	1 ^{ère} itération	RN	2 ^{ème} it	1 ^{ère} it	VR	2 ^{ème} it
	Δ_i		Δ_i	Δ_i		Δ_i
9	475.48		527.58	425.36		453.68
8	581.01		629.53	492.82		623.37
7	603.17		645.60	691.20		721.43
6	494.39		521.75	627.72		649.52
5	459.01		478.10	597.70		614.15
4	580.19		605.30	573.97		586.20
3	665.49		696.62	669.42		682.98
2	659.25		679.93	836.31		852.94
1	647.89		658.12	798.51		806.62
0	632.35		632.35	764.97		764.97
-1	607.39		597.26	724.39		716.46
-2	580.23		559.98	670.27		654.76
-3	536.90		507.10	601.04		578.60
-4	468.96		431.47	524.84		469.17
-5	389.94		346.84	415.10		383.10
-6	264.63		208.21	285.45		254.33
-7	0		0			
-8	0		0			
-9	0		0			
Σ	8646.28		8726.55	9799.08		9839.29
F=	3.62		3.66	2.64		2.65

$F = 2.65$

$F_{\text{crit}} = 2.41$

$F = 3.66$ $F_{\text{crit}} = 3.33$

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \times \sum_{i=1}^n \frac{(W_i - U_i b) \tan \phi_i + C_i b}{(\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi_i / F_0)} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \times \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

F_0 : Coefficient de sécurité de Fellenius

Talus amont - Cercle n°1 (R=103 m)

méthode de Fellenius - F.C

en contraintes totales

tranche n°	W_i (t/ml)	U_i (t/m²)	$[W_i \cos \alpha_i \tan \phi_{u_i}]$	$C_{u_i} b / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$
9	626.98	/	68.14	130.34	564.28
8	1061.66	/	177.37	111.39	849.33
7	1253.30	/	279.63	109.93	877.31
6	1197.56	/	299.32	98.14	718.54
5	1216.03	/	329.02	90.65	608.02
4	1194.60	/	342.06	85.66	477.84
3	1181.31	/	733.21	83.38	354.39
2	1147.00	/	1104.38	0	229.40
1	1096.02	/	1071.66	0	109.60
0	1032.30	/	1014.43	0	0
-1	943.09	/	922.13	0	-94.31
-2	834.76	/	803.74	0	-166.95
-3	713.69	/	669.04	0	-214.11
-4	573.50	/	516.53	0	-229.40
-5	407.82	/	347.07	0	-203.91
-6	210.28	/	165.31	0	-126.17
			Σ 8843.05	709.50	3753.86

$F = 2.54$

$F_{\text{sci}} = 2.31$

Talus amont - Cercle n° 1 (R=103m)

Méthode de Fellenius - Fin de Construction (FN)

en contraintes effectives

tranche n°	W_i (t/ml)	U_i (t/m²)	$[W_i \cos \alpha_i - U_i b / \cos \alpha_i] \tan \alpha_i'$	$c_i' b / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$
9	626.98	15.0	-32.54	118.49	564.28
8	1061.66	8.0	221.45	81.26	849.33
7	1253.30	6.5	317.14	63.64	877.31
6	1197.56	4.0	448.95	56.81	718.54
5	1216.03	2.25	508.33	52.48	608.02
4	1194.60	0.5	539.52	49.59	477.84
3	1181.31	0.	733.21	83.38	354.39
2	1147.00	0.	1104.38	0.	229.40
1	1096.02	0.	1071.66	0.	109.60
0	1032.30	0.	1014.43	0.	0.
-1	943.09	0.	922.13	0.	-94.31
-2	834.76	0.	803.74	0.	-166.95
-3	713.69	0.	669.04	0.	-214.11
-4	573.50	0.	519.53	0.	-229.40
-5	407.82	0.	347.07	0.	-203.91
-6	210.28	0.	165.31	0.	-126.17
			Σ 9350.36	505.65	3753.86

$F = 2.63$

$F_{sci} = 2.39$

Talus amont - Cercle n°1

methode de Bishop - FC

- Contraintes totales -

Tranche n°	1 ^{ère} itération	2 ^{ème} itération
	Δ_i	Δ_i
9	406.57	417.96
8	527.06	538.15
7	787.41	597.80
6	518.03	525.20
5	494.24	499.60
4	467.76	471.65
3	822.83	832.87
2	1066.19	1078.97
1	1041.97	1048.31
0	1014.44	1014.44
-1	969.12	962.82
-2	909.02	896.59
-3	837.05	818.71
-4	739.83	716.30
-5	595.86	569.38
-6	363.89	341.33
Σ	11361.30	11330.06
F=	3.03	3.02

F = 3.02

F_{sci} = 2.74

- Contraintes effectives -

	1 ^{ère} itt	2 ^{ème} itt
	Δ_i	Δ_i
	417.48	436.85
	657.23	680.59
	748.22	770.68
	677.06	693.10
	662.64	675.02
	639.81	649.03
	824.93	836.22
	1068.87	1083.23
	1043.80	1050.41
	1014.44	1014.44
	967.78	960.77
	906.36	892.58
	833.10	812.86
	734.73	708.89
	590.05	561.18
	358.87	334.35
	12144.98	12160.22
	3.23	3.24

F = 3.24

F_{sci} = 2.94

2.3 Stabilité de la fondation

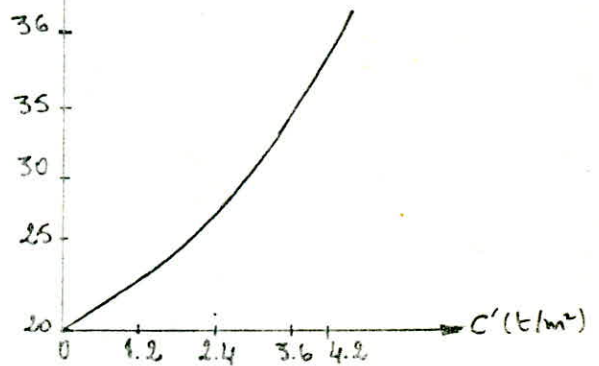
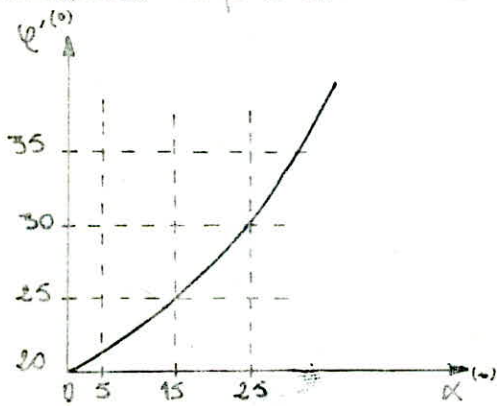
La digue du barrage repose en grande partie (centre de la digue et le talus amont) sur une fondation à haute caractéristiques mécaniques (schistes quartzitiques chloritiques) et l'autre partie (talus amont) repose sur une fondation tectonisée, constituée d'une masse de schistes séistiques et de microschistes couvrant la surface de chevauchement. Cette surface présente un plan de glissement potentiel sous l'action de la pesanteur du massif, combinée aux poussées de l'eau, dans le cas d'un vidange rapide par exemple. L'étude de la stabilité de la fondation est calculée avec la méthode des tranches en prenant un cercle profond dans le cas d'une rupture circulaire, et par la méthode des coins dans le cas d'une rupture plane.

On a fait les calculs seulement pour le talus amont pour les raisons décrites plus haut.

a. Paramètres géotechniques de la fondations.

• Schistes supérieurs $\gamma_{sat} = 2.5 \text{ t/m}^3$, $\delta = 2.4 \text{ t/m}^3$.

φ' est déterminé suivant l'angle α que fait la tranche considérée avec le plan de chevauchement (voir courbe). De même c' est déterminé suivant les valeurs de φ' . La résistance n'est pas la même dans toutes les directions le long du cercle de glissement.

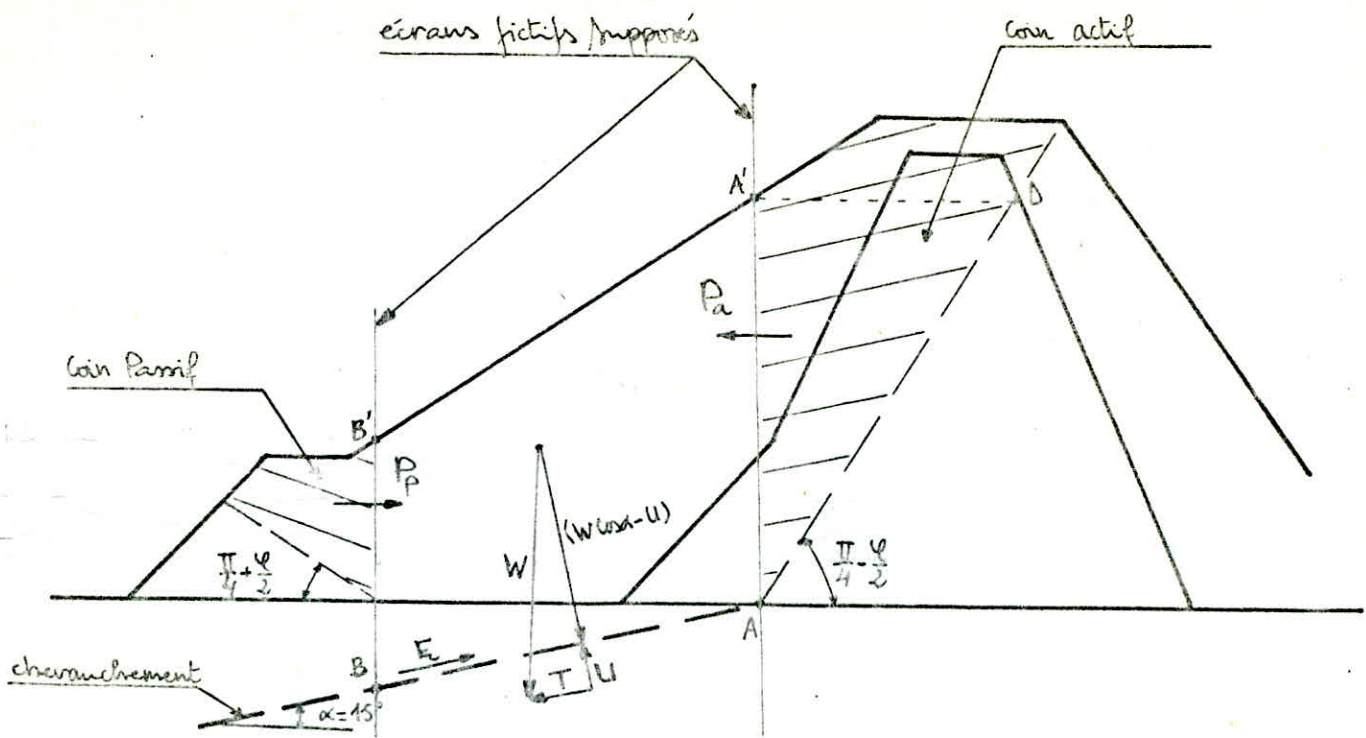


Les courbes ont été déterminées expérimentalement dans les études sur les schistes de fondations entreprise au laboratoire.

Le plan de chevauchement fait un angle de 15° avec l'horizontale, dans le plan, l'angle de frottement $\varphi' = 20^\circ$ et $c' = 0$

b. méthode des coins.

Principe: la méthode consiste à étudier l'équilibre du bloc (BB'A) délimité par deux écrans fictifs AA' et BB'. Les forces de cisaillement qui tendent à provoquer le mouvement sont constituées par:



- force de poussée active P_a sur l'écran AA' (composante suivant le plan AB)
- La composante selon le plan de glissement AB des poids W du bloc $(BB'A'A)$, soit $T = W \sin \alpha$.

Les forces résistantes au glissement sont :

- force de butée P_p sur l'écran BB' (composante suivant le plan AB).
- force de résistance au cisaillement le long de AB , $F_r = c' \cdot \overline{AB} + (W \cdot \cos \alpha - U) \cdot \tan \varphi'$
- U : force due aux pressions interstitielles le long de AB . $U = \mu \cdot \overline{AB}$

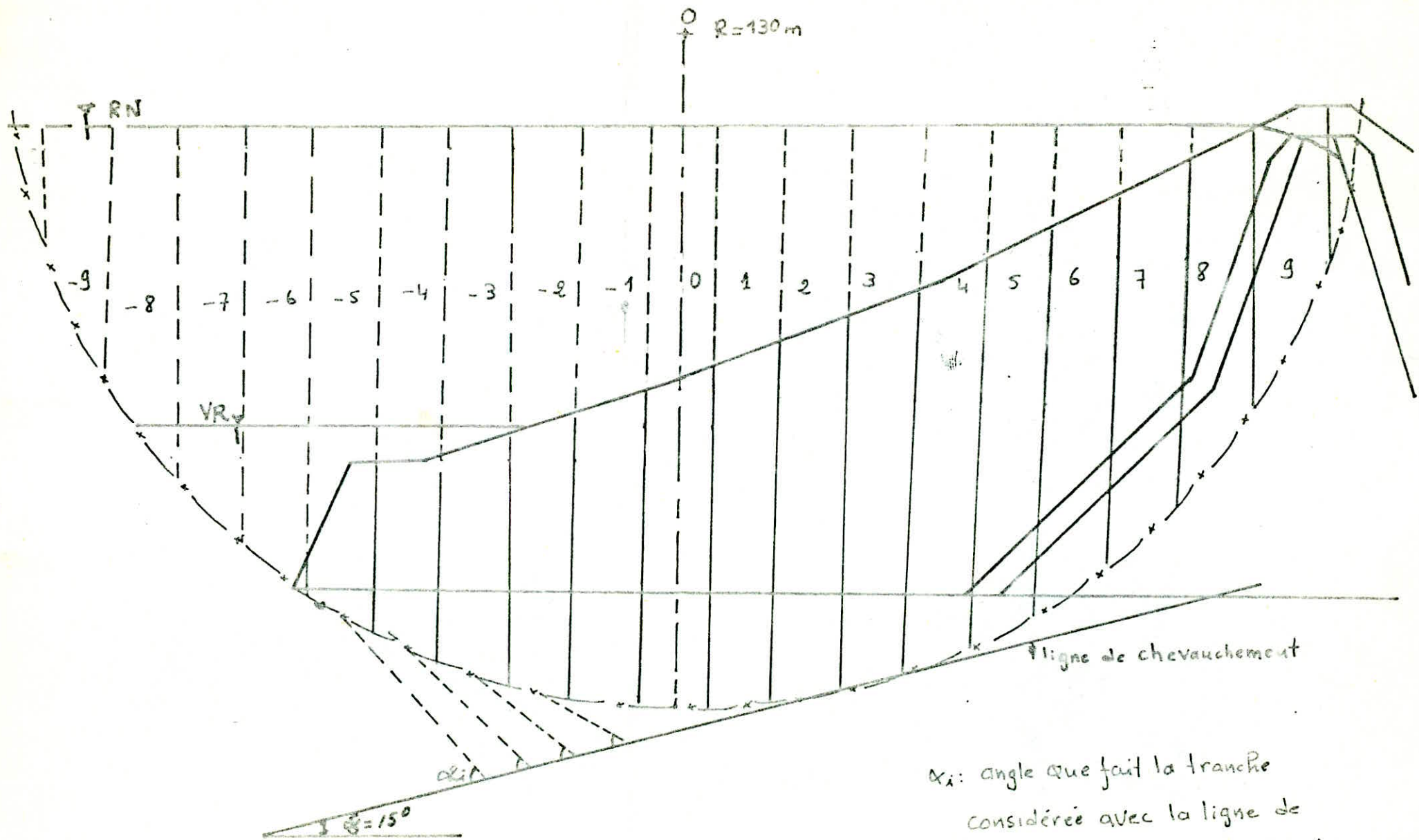
Le coefficient de stabilité F_s , sera déterminé comme le rapport entre les forces stabilisantes et les forces instabilisantes.
$$F_s = \frac{P_p \cdot \cos \alpha + F_r}{P_a \cdot \cos \alpha + W \sin \alpha}$$

La position des écrans AA' et BB' donnant la valeur minimale de F_s , sera déterminée par approximations successives.

Le calcul de stabilité se fera en : - fin de construction - retenue normale et vidange rapide.

2.4 Calculs

a - méthodes des tranches : on a utilisé les mêmes méthodes que dans le calcul des talus, pour les résultats voir le tableau récapitulatif.



Methode des tranches
Stabilité de la fondation

α_i : angle que fait la tranche
 considérée avec la ligne de
 chevauchement $\varphi_i = f(\alpha_i)$
 $c_i = f(\alpha_i)$

b. méthode des Coûts

Le calcul du coefficient de sécurité minimale oblige de prendre plusieurs plans fictifs, on présente seulement un seul cas de calcul détaillé (plan 1-1), pour les autres plans voir les résultats dans le tableau récapitulatif.

Calcul de P_a (en RN) voir schéma

$$P_a = H_a \times \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_a + P_0 \right) \times K_a + P_{aw} \quad K_a: \text{coefficient de poussée}$$

P_0 : surcharge uniforme due à l'action du vent ou au dessus de A'D.

φ : angle de frottement du massif. $\varphi = 26^\circ$

β : angle de pente du talus. $\beta = 20^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta) / \cos \beta} \right]^2}$$

P_{aw} : force de poussée de l'eau

$$H_a = \overline{AK} = 77 \text{ m} \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad K_a = 0.54 \quad P_0 = 20 \text{ t/m} \quad \gamma_w = 1 \text{ t/m}^3.$$

$$P_a = 77 \times (0.5 \times 77 + 20) \times 0.54 + 0.5 \times 77 \times (3 + 24) / 2 = \underline{7834.4 \text{ t}}$$

Calcul de P_p (en RN)

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_p^2 \cdot K_p + P_{pw} \quad K_p: \text{coefficient de butée.} \quad P_{pw}: \text{force de poussée de l'eau}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 - \sqrt{\sin \varphi \cdot \cos(\varphi - \beta) / \cos \beta} \right]^2}$$

$$H_p = 54 \text{ m (= BB')} \quad \varphi = 30^\circ \quad \beta = -20^\circ \quad K_p = 4.35$$

$$P_p = 0.5 \times 2.3 \times 54^2 \times 4.35 + 4563 = \underline{19150.2 \text{ t}}$$

Calcul de W (en RN) $W_{\text{total}} = W_{\text{mat}} + W_{\text{eau}} = W_{\text{mat}} \cos \alpha$ (voir schéma)

$$W_{\text{mat}} = 116 \times 0.5 \times 2.5 \times 32 + 2.2 \times 116 \times 0.5 \times (77 + 19) + 116 \times 0.5 \times (10 + 57)$$

$$W_{\text{mat}} = \underline{20775.6 \text{ t}}$$

Calcul de F_s $\varphi' = 20^\circ$, $\alpha = 15^\circ$

$$\mu = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2}, \quad \mu: \text{P.I. moyenne le long de AB.}$$

$$L = \overline{AB} = 116 \text{ m} \quad \mu = (82.5 + 112) / 2 = 97.25 \text{ t/m}^2$$

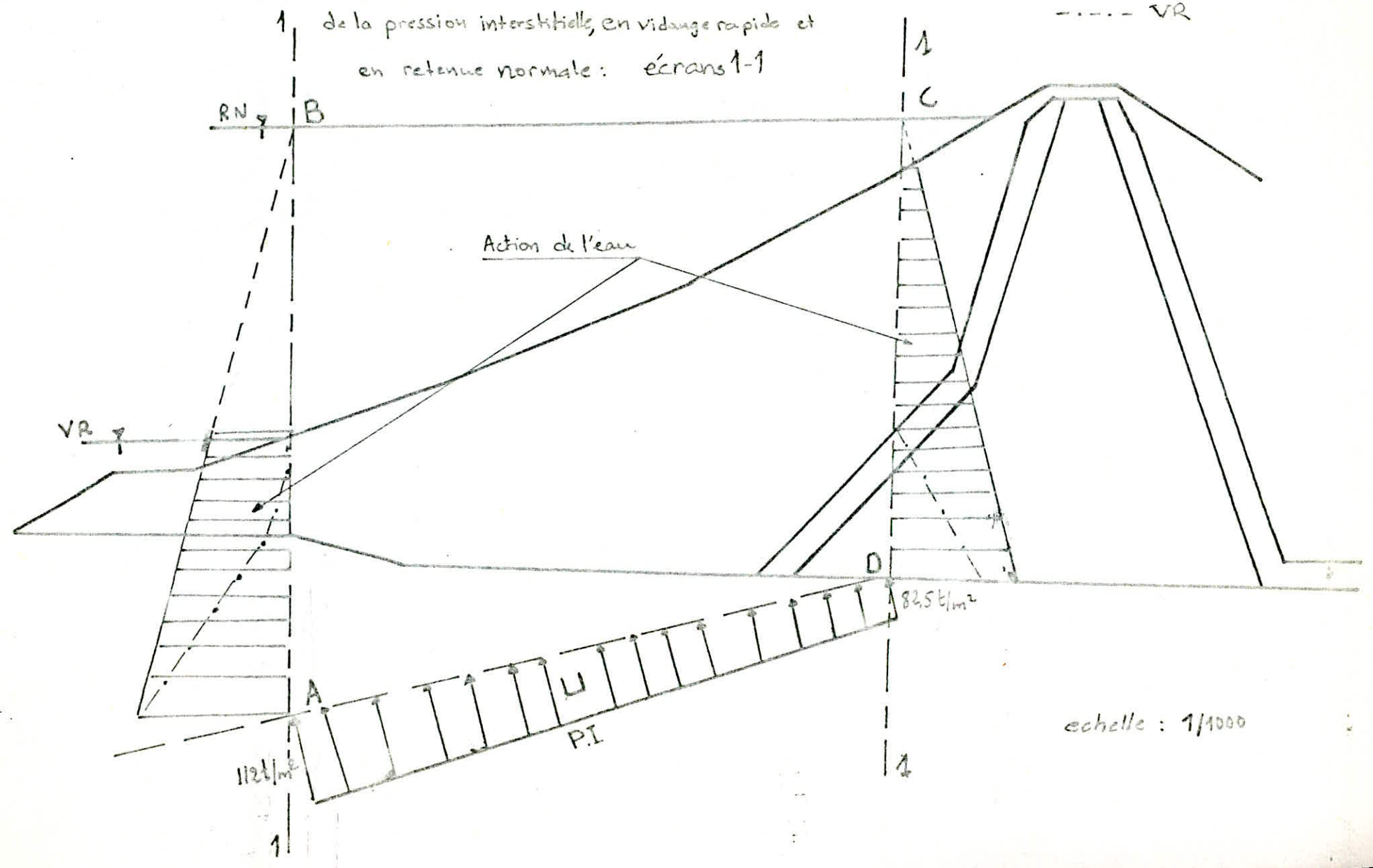
$$F_s = \frac{P_p \cdot \cos \alpha + (W \cdot \cos \alpha - \mu \cdot L) \cdot \tan \varphi'}{P_a \cdot \cos \alpha + W \cdot \sin \alpha} = \frac{19150.2 \times \cos 15 + (20775.6 \times \cos 15 - 97.25 \times 116) \times \tan 20}{7834.4 \times \cos 15 + 20775.6 \times \sin 15}$$

$$F_s = \underline{1.69}$$

même schéma de calcul pour la vidence rapide, mais avec changement des

Représentation de l'action de l'eau et la distribution
de la pression interstitielle, en vidange rapide et
en retenue normale: écrans 1-1

— RN
- - - VR



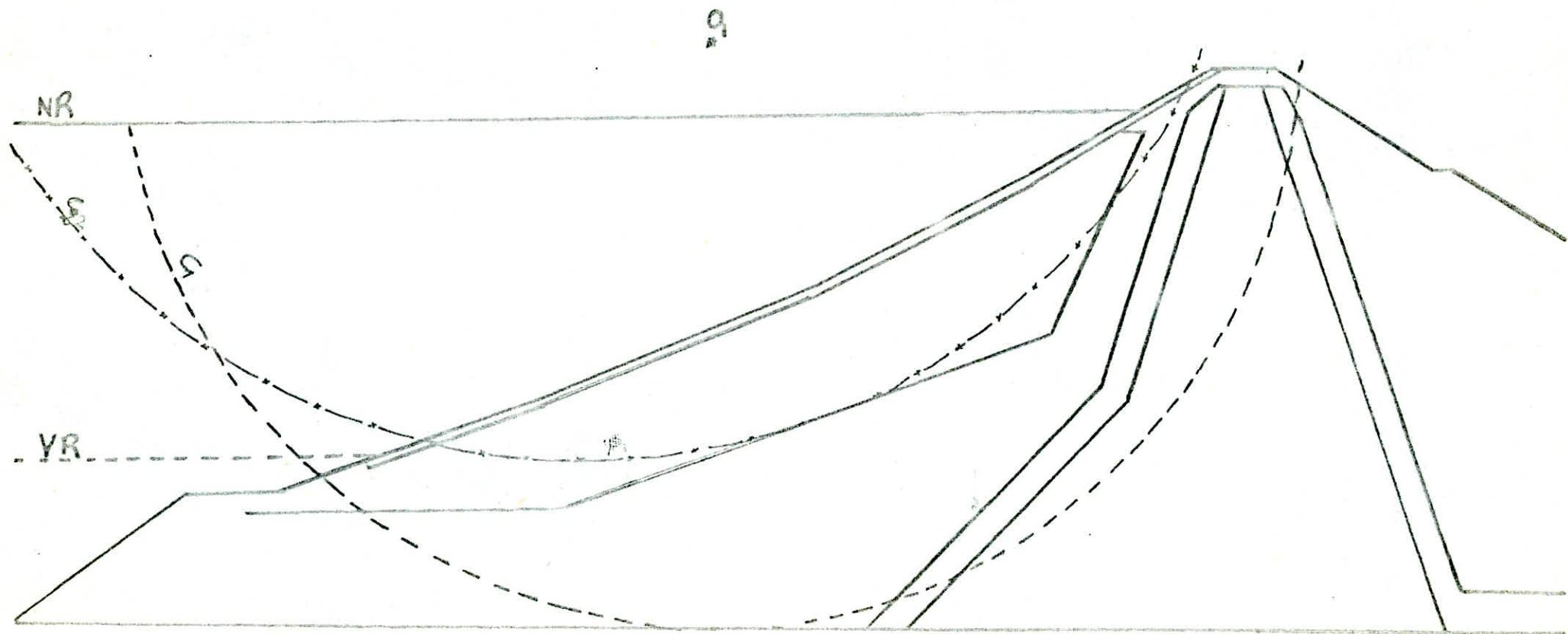
Talus amant:

σ_2

$R_1 = 103 \text{ m}$

$R_2 = 116 \text{ m}$

58



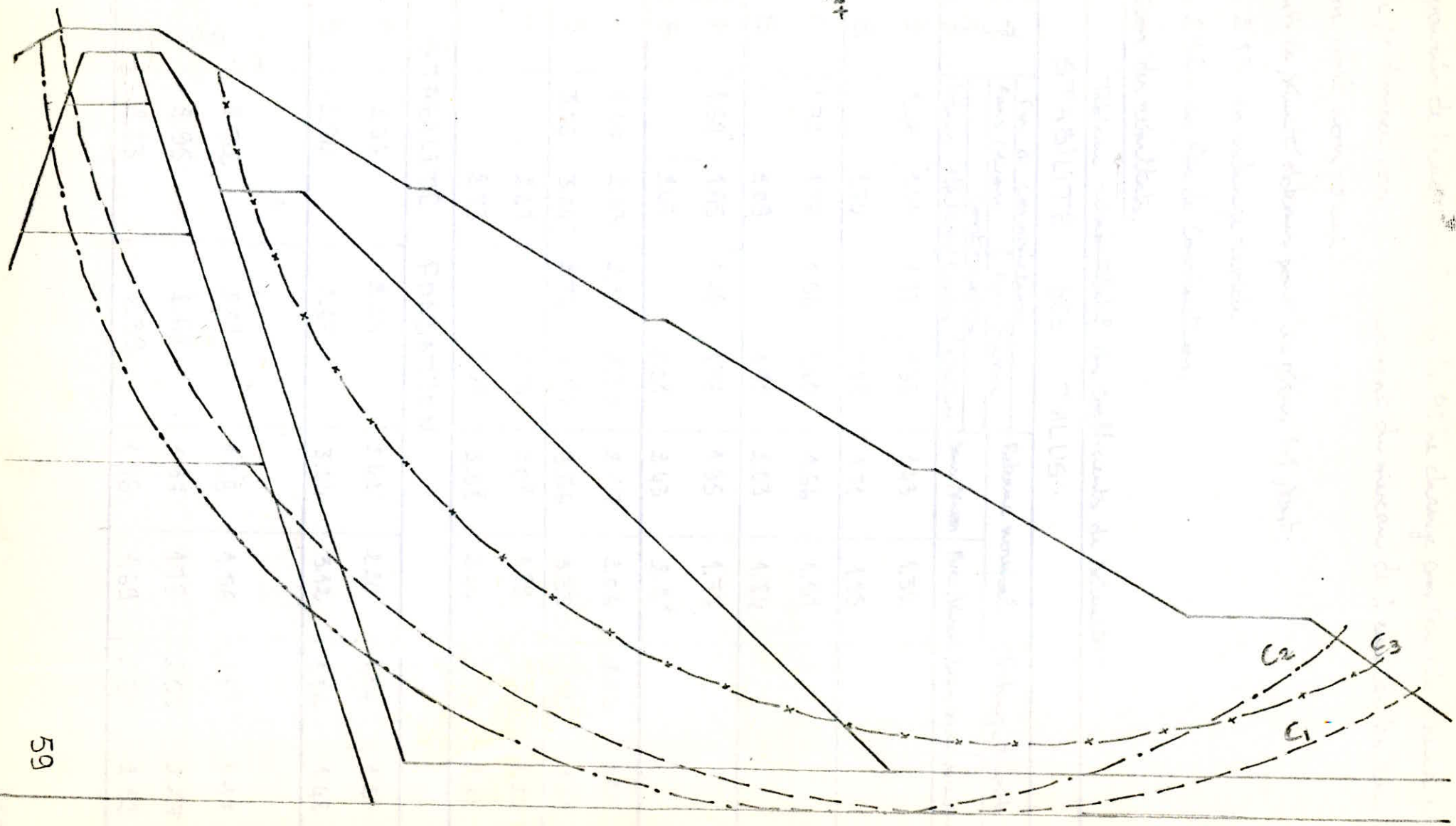
Talus awal

g

+0₃

0₂+

R₁ = 114 m
R₂ = 100 m
R₃ = 101 m



59

valeurs des poutres de l'eau, la valeur de la PI ne change pas car elle n'aura pas le temps de se dissiper lors du changement du niveau de l'eau car les sables de fondation sont non poreux.

les coefficients de sécurité obtenus pour les plans 1-1 sont:

$$F_s = 2.17 \text{ en vidange rapide.}$$

$$F_s = 2.32 \text{ en fin de construction.}$$

2.5 Présentation des résultats.

Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité

STABILITÉ DES TALUS

Talus	Cercle N°	méthode	Fin de construction				Retenue normal		Vidange rapide	
			Sans sisme		Avec sisme		Sans sisme	Avec sisme	Sans sisme	Avec sisme
			contraintes							
			totales	effectives	totales	effectives				
Aval	1	F	1.46	1.46	1.33	1.33	1.43	1.30		
		B		1.74		1.58	1.71	1.55		
	2	F	1.72	1.76	1.56	1.60	1.66	1.51		
		B		2.09		1.90	2.03	1.84		
	3	F	1.60	1.95	1.46	1.77	1.95	1.77		
		B		2.43		2.21	2.43	2.21		
Amont	1	F	2.54	2.63	2.31	2.39	2.27	2.06	2.06	1.87
		B	3.02	3.24	2.74	2.94	3.66	3.33	2.65	2.41
	2	F		2.47		2.24	2.08	1.89	2.47	2.24
		B		2.73		2.48	2.68	2.44	2.73	2.48

STABILITÉ FONDATION

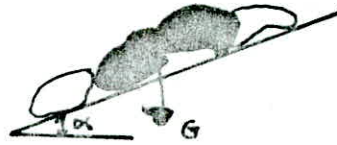
Amont	cercle profond	F	2.46	2.23	2.42	2.20	1.34	1.21
		B	2.94	2.67	3.44	3.12	1.56	1.42
	écrans							
	1-1	Cours	2.32	2.11	1.69	1.56	2.17	1.97
	2-2		2.95	2.68	1.97	1.79	2.50	2.27
	3-3		2.63	2.39	1.86	1.69	2.33	2.12

2.6. Vérifications diverses:

1) Vérification des pentes du talus

la pente la plus raide est située dans le parement aval

$$\operatorname{tg} \alpha_{\max} = 1/1,5 = 0,67$$



Pour qu'il n'y ait pas chutes des blocs il faut que $F = \frac{G \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{G \sin \alpha} > 1$
c'est à dire $F = \operatorname{tg} \varphi' / \operatorname{tg} \alpha$

Application numérique

$$\varphi = 44,5^\circ \Rightarrow F = \frac{\operatorname{tg} 44,5}{0,67} = 1,47 > 1 \quad \text{Vérifié}$$

le parement de blocs sera stable

dans le cas d'un séisme $F_{\text{Sei}} = F/1,1 = 1,34$ de même c'est vérifié

2) Protection Contre les Vagues

le parement amont du barrage est protégé contre les vagues par le rip-rap. cette protection est destinée à éviter que le matériau terreux qui constitue le barrage ne soit érodé par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure sous l'action du vent

l'épaisseur de l'enrochement à disposer est: $e = c v^2$

V : vitesse de propagation des vagues

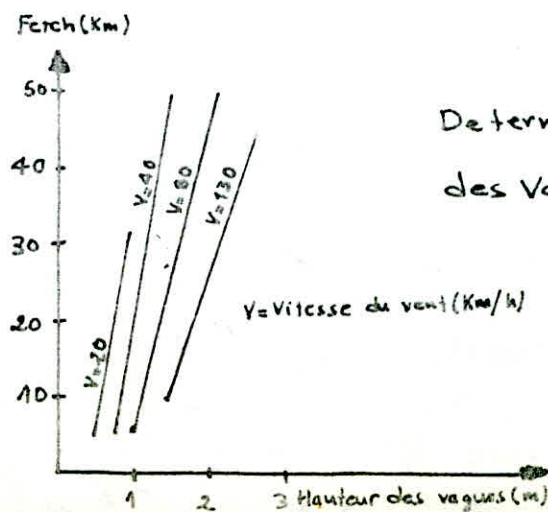
C : Coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement $C = 0,029$

$V = 1,5 + 2 \times H$; H = hauteur des vagues en m. ($H = 1,3$ m)

H : déterminé en fonction de la longueur du fetch et la vitesse du vent

longueur du fetch = 15 km

Vitesse du vent = 80 km/h



Détermination de la hauteur des vagues

V = Vitesse du vent (km/h)

$$\Rightarrow V = 4,1 \text{ m/s} \quad \Rightarrow e = 0,029 \times (4,1)^2 = 0,5 \text{ m}$$

• La moitié de l'enrochement doit être constitué d'un poids unitaire w :

$$\text{tel que: } W \geq 0,52 C e^3 \quad \Rightarrow \quad w \geq 0,05 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{app}} = 2 \text{ t/m}^2 \quad \gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \quad n = 0,74$$

le volume unitaire des blocs $V = 0,074 \text{ m}^3 \Rightarrow r_{\text{moyen}} \geq 0,26 \text{ m}$

Dans la construction de la digue on a pris l'épaisseur du rip-rap 1,5 m et le diamètre moyen des blocs égal à 80 cm.

2.7 Conclusions.

- Les coefficients de sécurité trouvés sont tous > 1 , donc la digue est stable pour les cas de cercles considérés.
- Pour la stabilité des talus, la méthode de Fellenius donne des coefficients de sécurité inférieurs à ceux obtenus par la méthode de Bishop.

le tassement de la digue peut être décomposé en deux types de tassements indépendants :

- 1) tassement de consolidation : tassement qui s'effectue à long terme
- 2) tassement élastique : ΔH s'effectue lors de la construction de la digue, qui est dû à la déformation du sol sous la charge, ce tassement est compensé par la mise en place des couches supérieures.

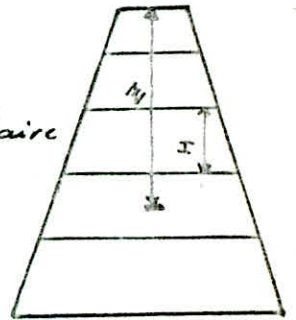
Ce tassement permet d'évaluer le supplément de matériau

Calcul des tassements :

4 tassement de consolidation : (noyau)

le tassement peut être calculé approximativement en découpant fictivement le noyau en tranches horizontales d'épaisseur H .

Pour chaque tranche élémentaire d'épaisseur H située à la profondeur Z on détermine la contrainte supplémentaire $\Delta\sigma$ due aux poids de terres $\sigma = \gamma_i Z$



A partir de la courbe de l'essai oedométrique du matériau considéré, on déduit Δe variation d'indice des vides résultant de l'accroissement $\Delta\sigma$ des contraintes.

La couche considérée d'épaisseur H se tasse alors d'une valeur

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad e_0 : \text{indice des vides initial}$$

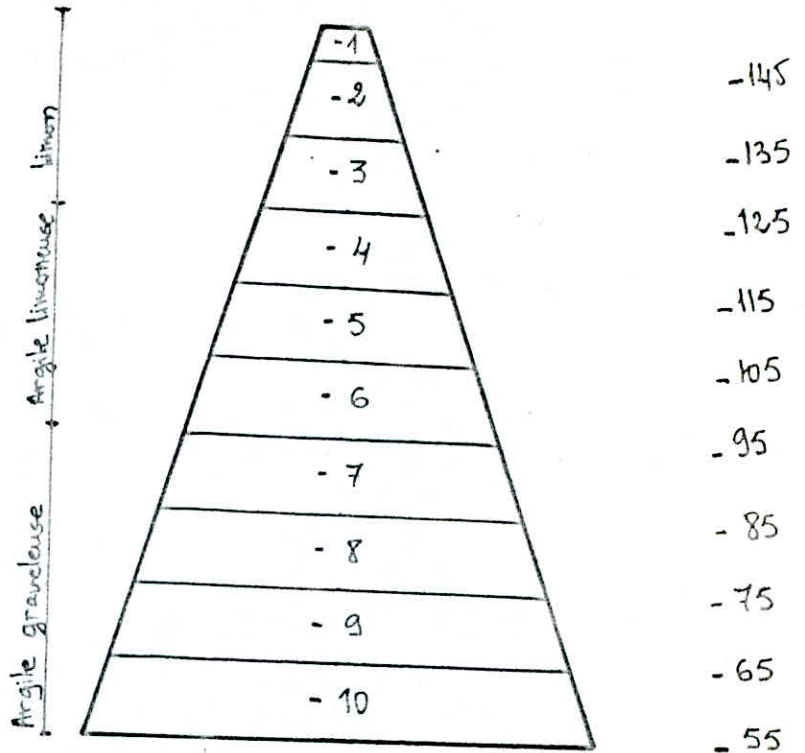
- Argile limoneuse $e_0 = 0,510$
- Argile graveleuse $e_0 = 0,671$
- Limou $e_0 = 0,587$

} Voir courbes oedométriques

le tassement total sera égale à la somme des tassements des couches élémentaires

Application numérique:

les calculs relatifs au tassement sont résumés dans le tableau ci-dessous



Couche	σ'_v (t/m ²)	e	$\Delta e = e - e_0$	ΔH (m)	
Limons	1	6,00	0,585	0,002	0,008
	2	29,00	0,562	0,025	0,157
	3	35,70	0,544	0,043	0,271
Argile limonneuse	4	51,20	0,398	0,112	0,742
	5	64,00	0,386	0,124	0,821
	6	80,80	0,374	0,136	0,901
Argile graveleuse	7	107,60	0,456	0,215	1,287
	8	126,40	0,447	0,224	1,340
	9	143,30	0,438	0,233	1,394
	10	160,00	0,422	0,249	1,490

$$\sum \Delta H = 8,41 \text{ m}$$

le tassement final de consolidation : $S_{cc} = 8,41 \text{ m}$

2 tassement élastique:

le tassement peut être calculé en utilisant la formule

$$W_i = \frac{\Delta H}{E_0} [\sigma'_{zi} - \nu(\sigma'_{xi} + \sigma'_{yi})] \quad \text{ou}$$

$$W_{\text{Total}} = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i est le tassement de la couche i , couche d'hauteur initiale ΔH
 σ'_{zi} : contrainte effective verticale

σ'_{xi} ; σ'_{yi} : contraintes effectives latérales

$$\sigma'_{xi} = \sigma'_{yi} = 0,35 \sigma'_{zi}$$

ν : coefficient de Poisson $\nu = 0,5$

E_0 : module d'élasticité

La détermination de E_0 a été faite à partir des courbes
 (Contrainte - Déformation)

Argile limoneuse $E_0 = 6,7 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

Argile graveleuse $E_0 = 7 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

Limon $E_0 = 8,25 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

Application numérique:

Couche	$U_i (\text{t/m}^2)$	$\sigma'_z (\text{t/m}^2)$	$W_i (\text{m})$	$E_0 (\text{kg/m}^2)$
Limon	1	0,00	0,028	$8,25 \cdot 10^5$
	2	1,00	0,165	
	3	4,50	0,295	
Argile limoneuse	4	8,80	0,516	$6,7 \cdot 10^5$
	5	18,00	0,621	
	6	21,20	0,784	
Argile graveleuse	7	13,90	0,999	$7 \cdot 10^5$
	8	14,10	1,173	
	9	16,20	1,330	
	10	18,50	1,486	

$$\sum W_i = 7,40 \text{ m}$$

3 tassement de la fondation:

le tassement de la fondation est négligeable, vu qu'elle constituée de matériaux de hautes caractéristiques mécaniques, sa résistance à la compression est supérieure à 700 kg/cm^2

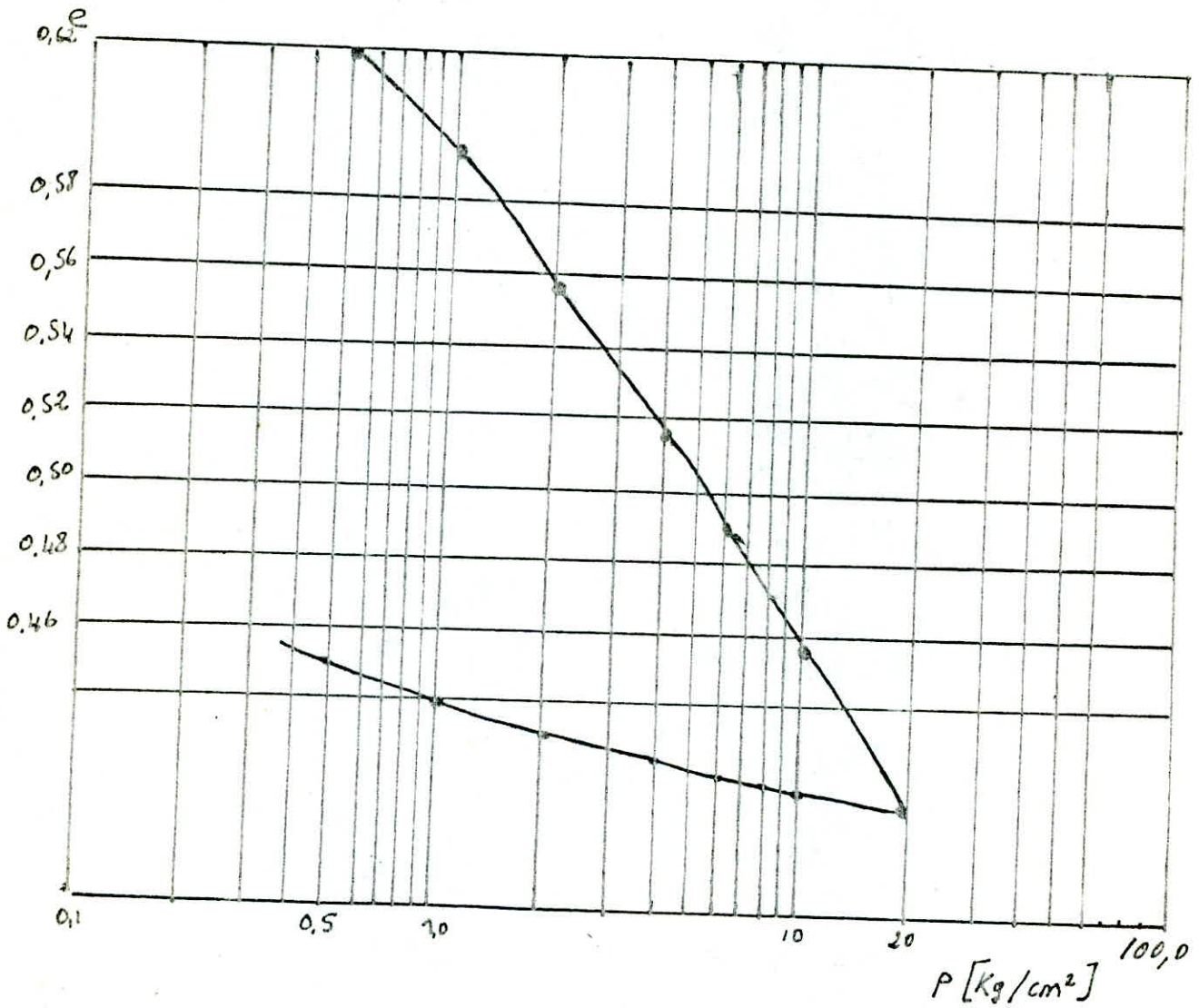
. Conclusion

le tassement de consolidation final est relativement grand, cela peut être justifier par:

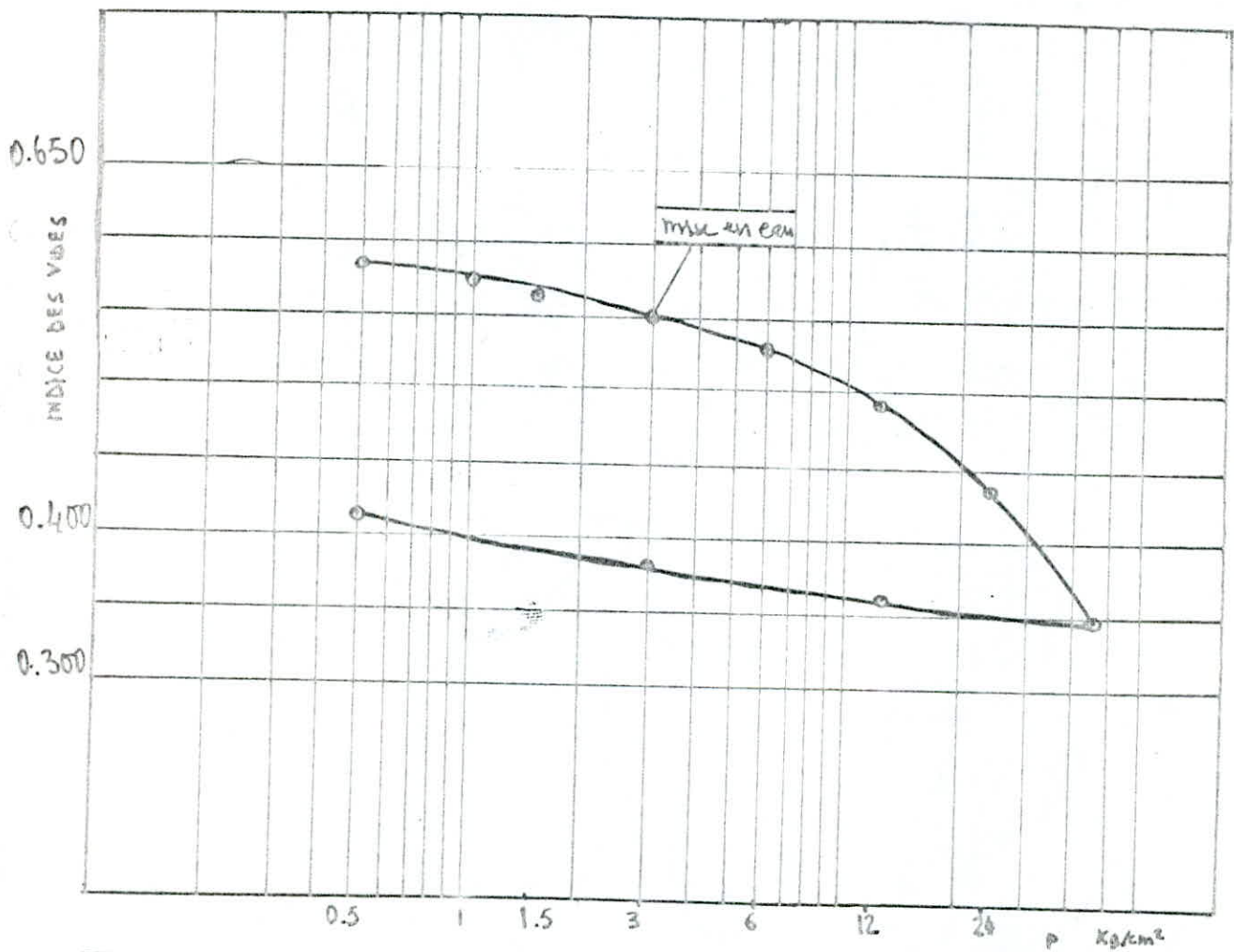
- l'emploi d'un matériau tamisé pour l'essai oedométrique $\phi < 1.6 \text{ mm}$
(Possibilité du laboratoire)
- la collaboration des recharges statiques Amont et aval avec le noyau, a été négligée.

OEDOMETRIE

Argile graveleuse $\phi < 1,6\text{mm}$



échantillon remanié - limon
Oedometrie



vides $e_1 = 0.587$

$C_c = 0.320$

Filtre, drain et transition jouent un grand rôle dans la protection du barrage contre les effets de l'eau d'infiltration.

1) Filtre et drain :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que la résurgence des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard* ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général composé de drains et filtres.

- un drain est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration à travers un massif
- un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation d'eau dans un massif

2) Transition :

C'est un organe qui permet de fournir, par transport solide dans l'eau de filtration, le matériau nécessaire à obturer les éventuelles lésions qui devraient, dans des cas exceptionnels, se produire dans le noyau par suite de phénomènes sismiques.

Et destiné aussi à bloquer la migration des particules fines du noyau vers le talus amont lors d'une vidange rapide

* explication du phénomène: voir annexe

3 Determination Du Filtre:

le fuseau dans lequel doit s'inscrire la courbe granulométrique du filtre est défini en fonction de la granulométrie du sol à protéger.

la courbe granulométrique doit être étroite ($U \leq 5$)

Pour définir ce fuseau nous avons utilisés les quatre méthodes suivantes:

a) Terzaghi

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$$

$$\text{et } \frac{D_{85}}{d_{85}} \leq 4$$

d_x : diamètre du sol à protéger
laissez passer X% des éléments

$$\text{avec } U_{\text{filtre}} \leq 5$$

D_x : diamètre du filtre

b) Bureau of reclamation

$$12 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 58$$

granulométrie étroite

$$12 \leq \frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 40$$

granulométrie étendue

c) Corps of Engineers

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$$

granulométrie étroite

$$4 \leq \frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 20$$

granulométrie étendue

Ces méthodes prévues pour les sols non cohésifs, sont utilisés en pratique pour les sols cohésifs.

d) Méthode graphique

cette méthode est utilisée pour les sols cohésifs, elle tient compte de la valeur du gradient hydraulique à l'aval du noyau, de l'indice de plasticité de matériau du noyau

cette méthode consiste à déterminer graphiquement D_{15} du filtre en fonction de l'indice de plasticité du sol à protéger et le gradient hydraulique et le coefficient de HAZEN du filtre. et vérifier que

$$\frac{D_{15}}{d_{50}} \leq 26,5 \frac{(1-n)}{n \sqrt{U_f}}$$

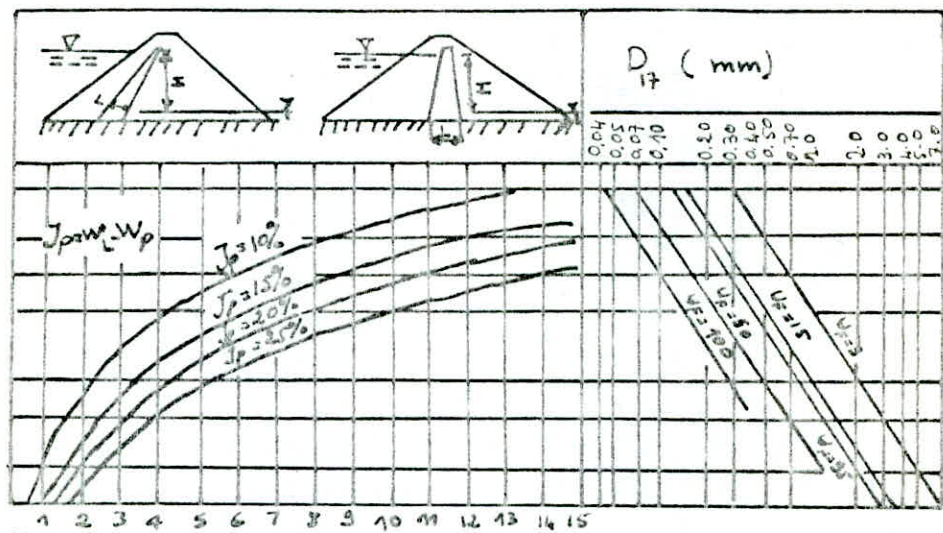
n : porosité

U_f : coefficient de HAZEN du Filtre

cette formule tient compte d'éventuelle fissurations qui peuvent se produire dans le sol protégé

Application numérique

	d_{15} (mm)	d_{50} (mm)	d_{85} (mm)	d_{90} (mm)	I_p (%)	i_{max}
Argile limoneuse	0.0013	0.010	0.045	0.080	19,10	1,33
Argile graveleuse	0.005	0.050	3.50	7,00	19,10	1,33



$$S = \frac{H}{r}$$

ABACUS DONNANT le D_{17} (par la méthode graphique)

Argile limoneuse $n =$ graphiquement on trouve $D_{17} = 4,5$ mm

pour la vérification on a $n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} = \frac{2,65 - 2}{2,65}$

on trouve $D_{17} \leq 5,13$ mm

ce qui est vérifié

Argile graveleuse

$$D_{17} = 4,5 \text{ mm}$$

pour la vérification on a $n = \frac{2,65 - 1,9}{2,65}$

$$D_{17} \leq$$

Pour les autres méthodes voir le fuseau du filtre sur les courbes

4) Drain

le fuseau du Drain est déterminé à partir de la courbe granulométrique du filtre par les méthodes précédentes (Terzaghi, Corps of engineers, Bureau of reclamation)

5) Transition

le fuseau de la zone de transition est déterminé à partir de la granulométrie du sol à protéger par les trois méthodes précédentes, et tracé parallèlement à la courbe granulométrique du sol à protéger.

- Conclusion.

d'une manière générale le matériau utilisé pour le filtre a une granulométrie acceptable qui s'inscrit dans le réseau défini.

même chose pour le drain et la transition.

127 129

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

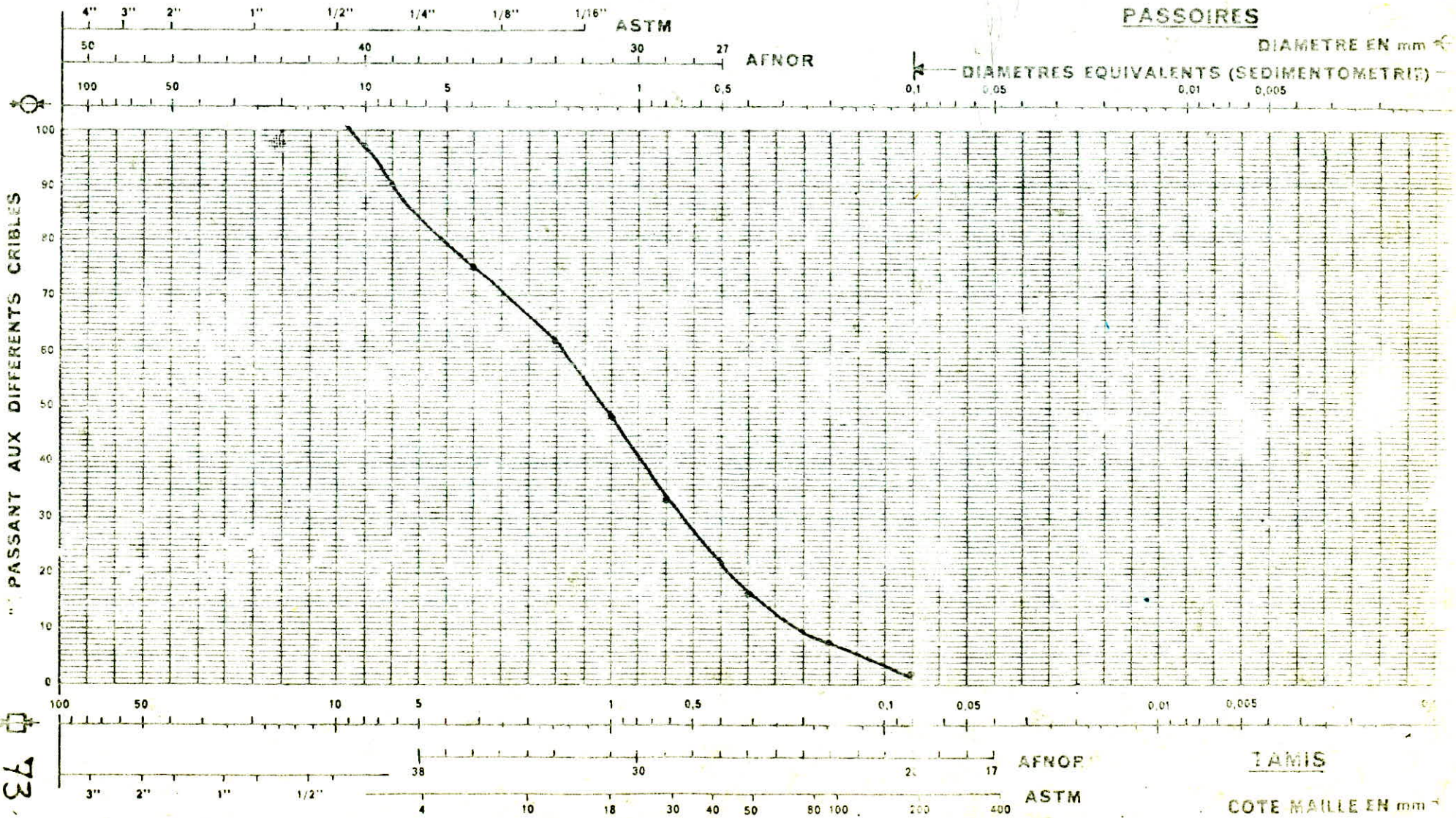
DATE _____

PROVENANCE Zone 7 (FILTRE)

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON _____

PASSOIRES _____



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

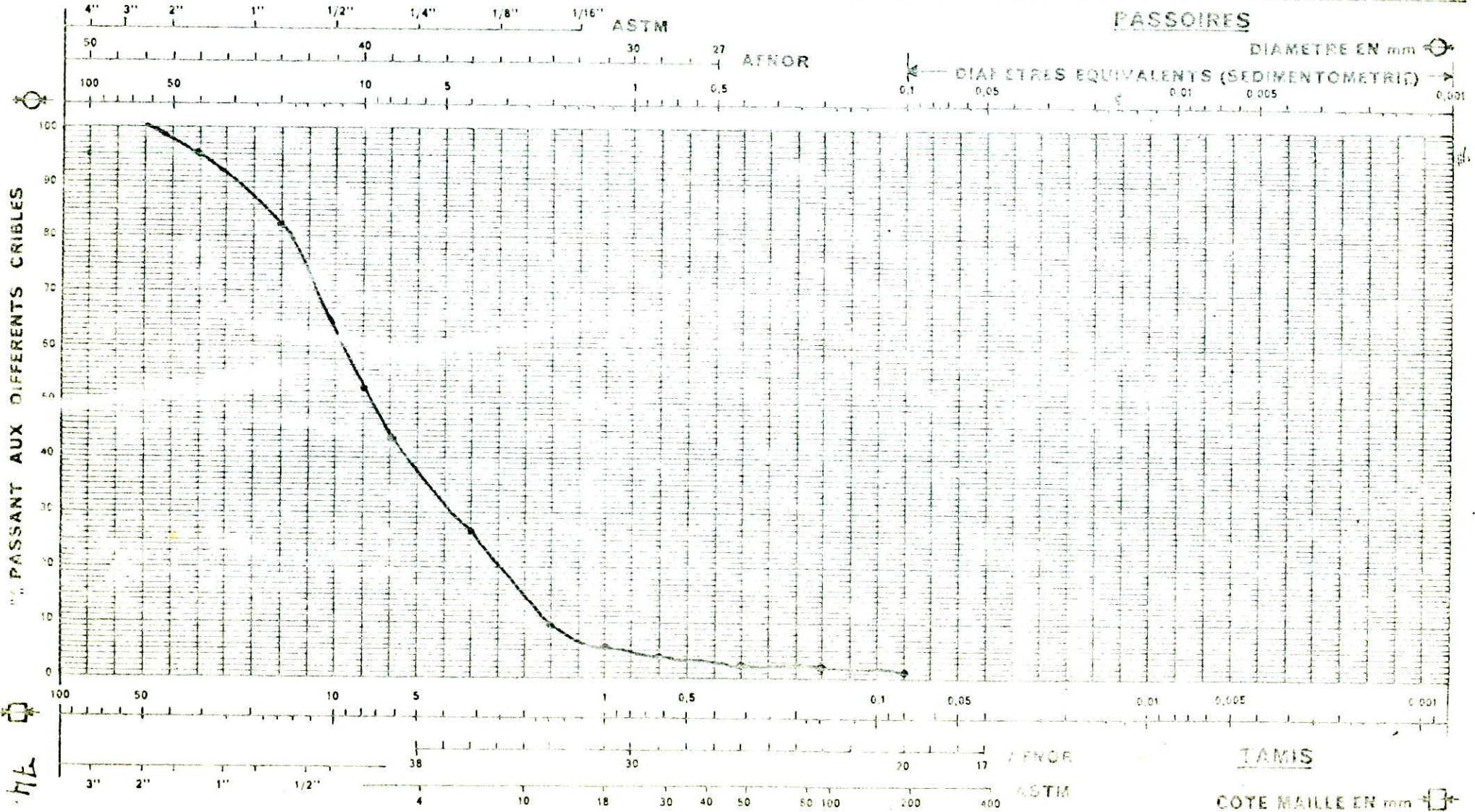
DATE _____

PROVENANCE _____

Zone: 8 (Drain)

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON _____



ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER _____

DATE _____

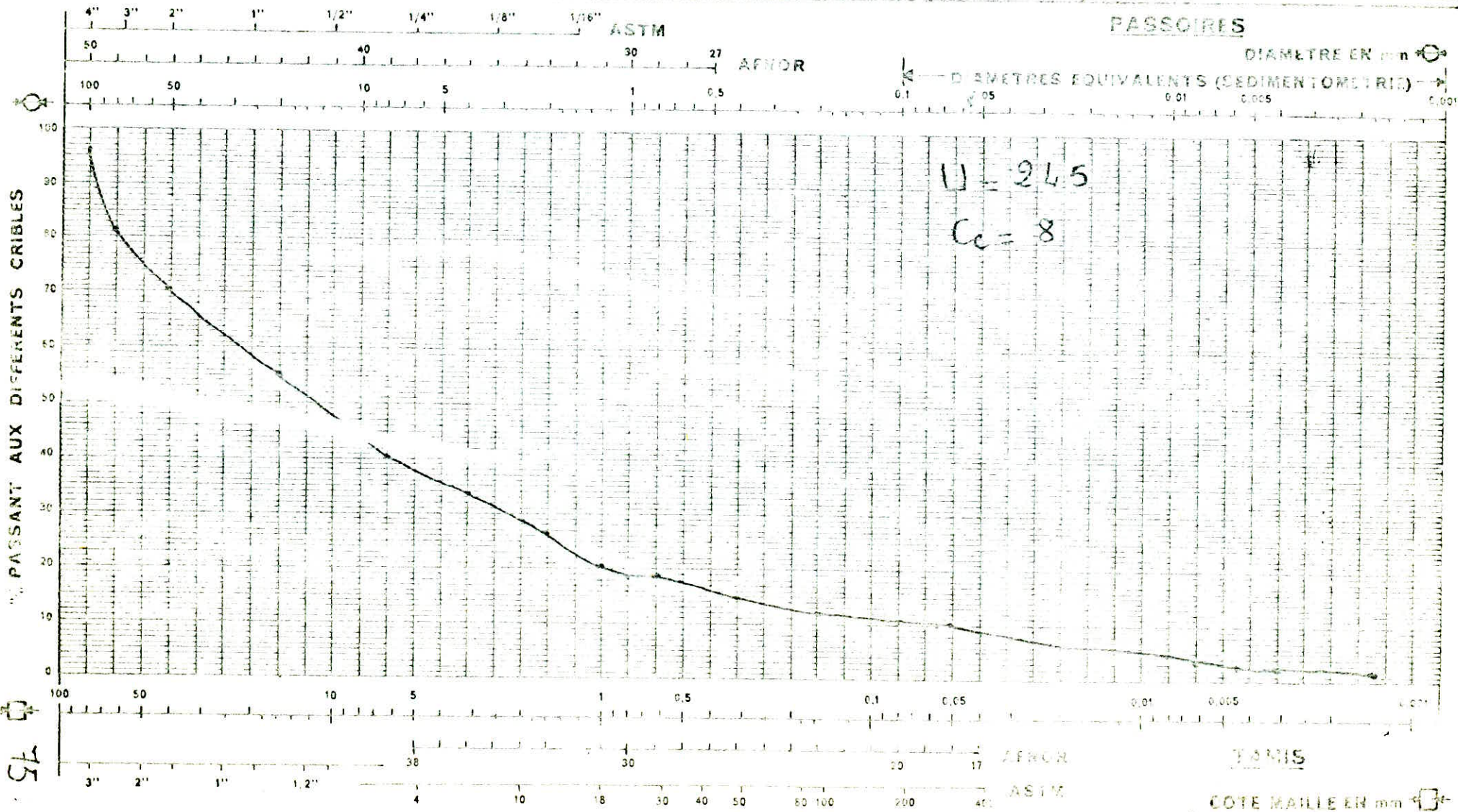
PROVENANCE

Zone 6

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON

T.V.O Selectionné



75

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

PROVENANCE

Argile limoneuse

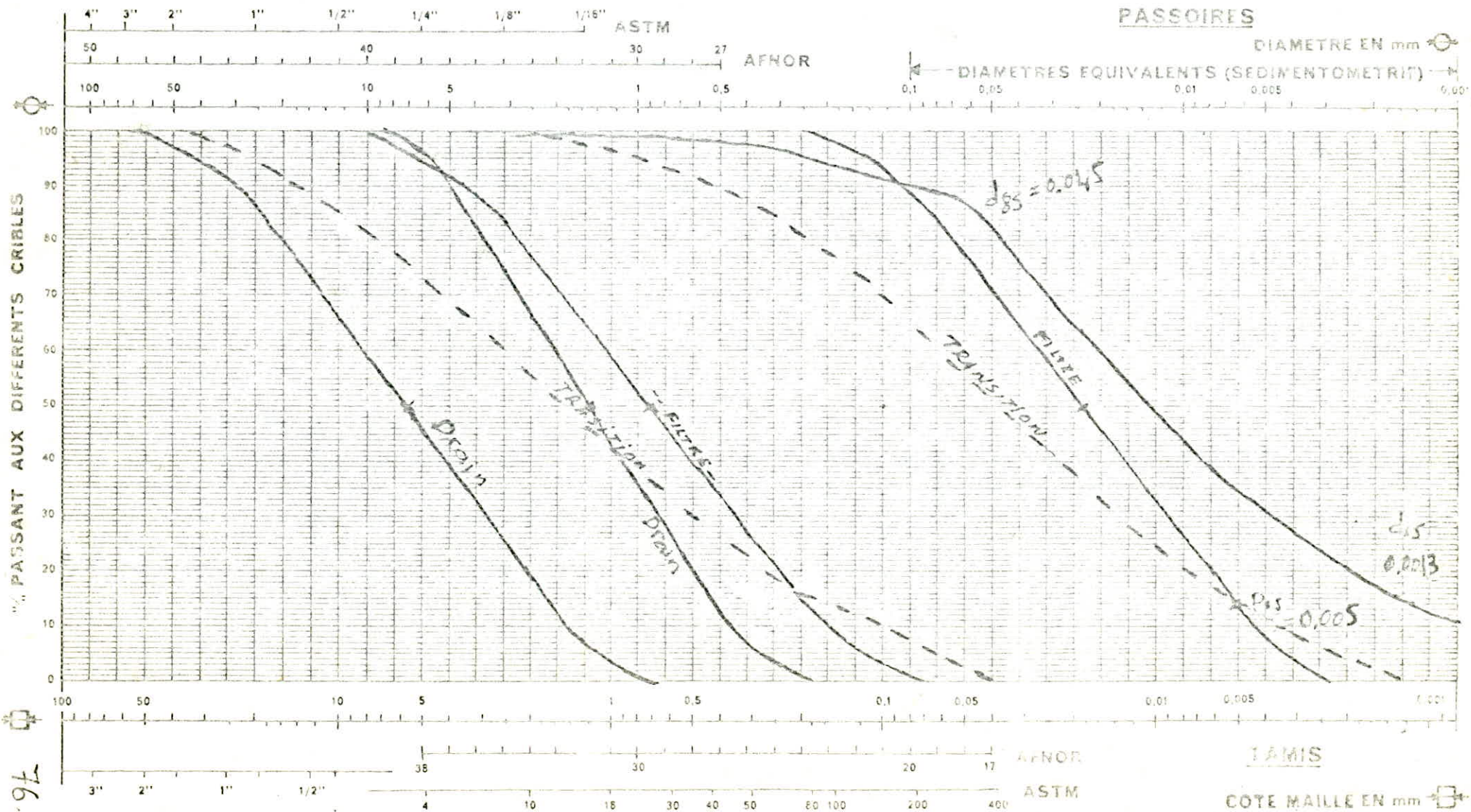
ECHANTILLON

(TERZAGHI)

DOSSIER

DATE

OBSERVATIONS



76

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

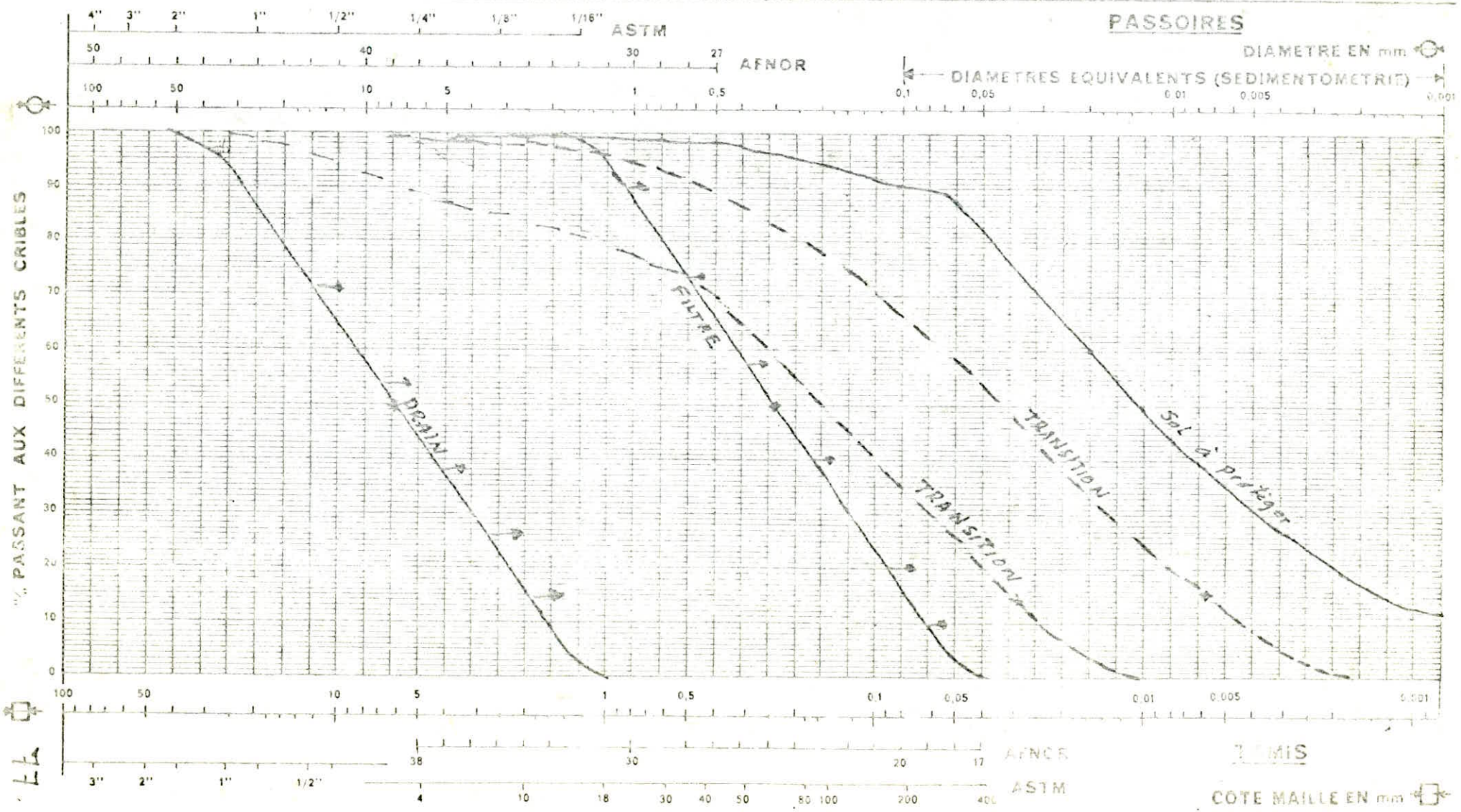
DATE _____

PROVENANCE Argile limoneuse

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON Corps of Engineers

PASSOIRES _____



ANALYSE GRANULOMETRIQUE

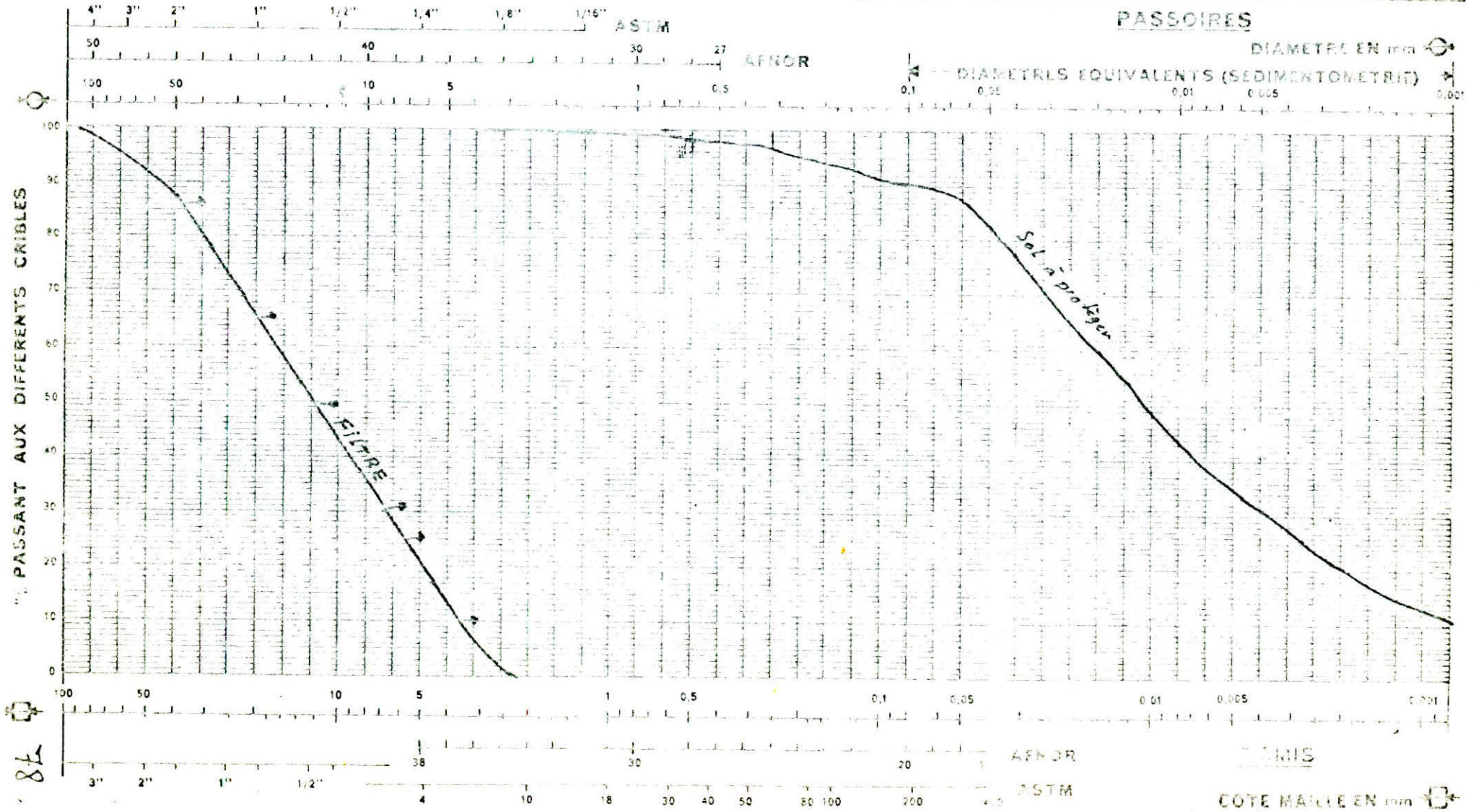
DOSSIER _____

DATE _____

PROVENANCE Argile limonneuse

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON (METHODE Graphique)



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

DATE _____

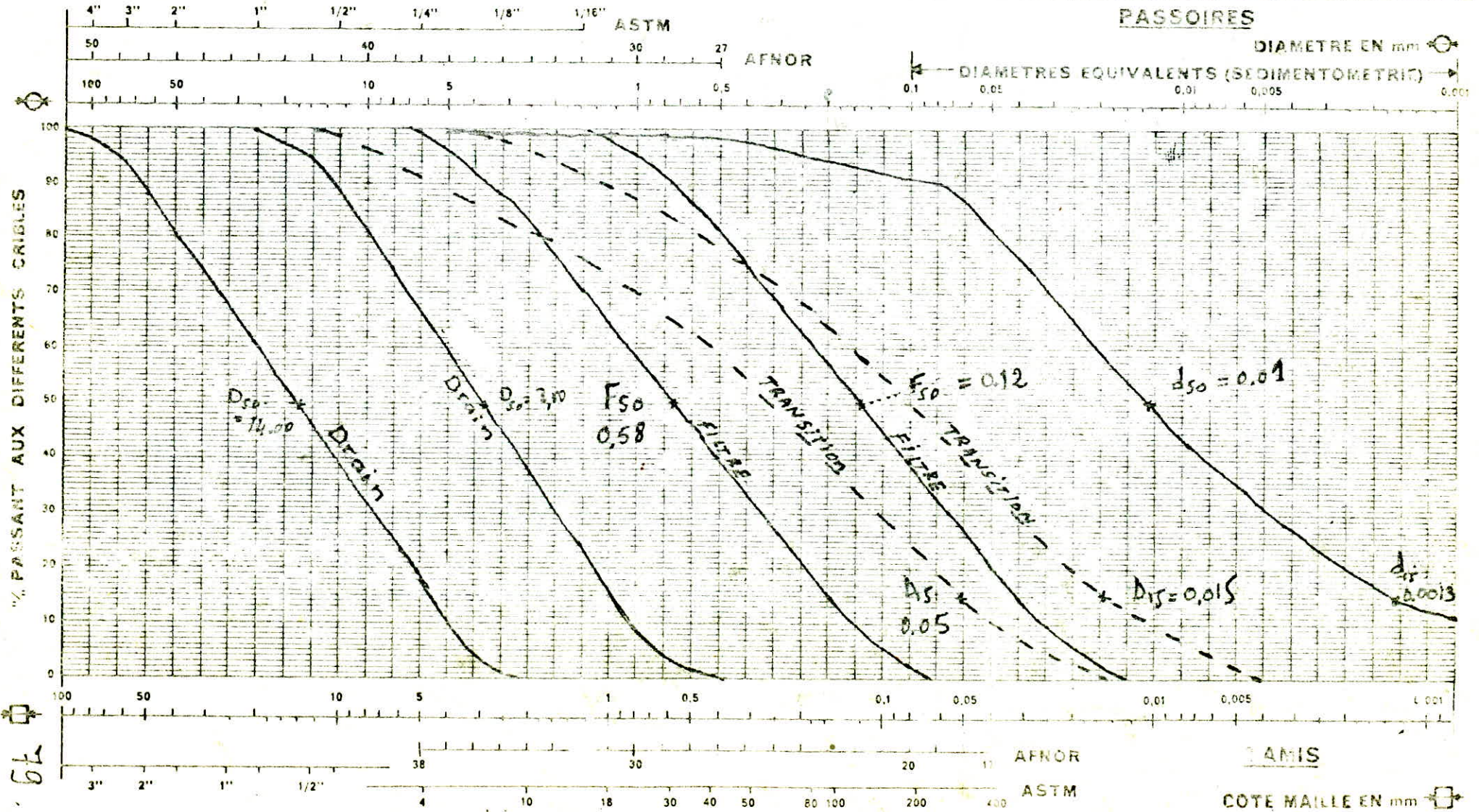
PROVENANCE

Argile limoneuse

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON

(Bureau of reclamation)



6L

Conclusions

D'après l'analyse des résultats des essais sur les matériaux et les calculs de vérification de la stabilité de la digue, on conclue que :

- 1- Le barrage de Keddara est d'une importance vitale pour l'alimentation en eau potable de l'agglomération algéroise.
- 2- Ce type de barrage, en enrochements, offre une solution économique optimale vue la géologie du site, la disponibilité des matériaux sur place et la technique d'exécution des travaux de constructions. Et aussi une bonne sécurité en cas de séisme.
- 3- les matériaux utilisés ont des paramètres géotechniques acceptables.
- 4- Dans la zone 5 le remplacement du t.v.o par le schiste est vivement conseillé, vu que les caractéristiques géotechniques de ces matériaux sont très proches et aussi cela permet de réaliser une économie d'au moins de 50% du prix de revient de la zone 5. le volume de cette zone est de 550 000 m³ le prix de revient de 1 m³ de t.v.o est de 40 DA.
- 5- la percolation par la digue n'est pas à craindre car le débit de fuite est négligeable, les valeurs de la P.I sont acceptables vu les résultats des calculs de stabilité, et les valeurs du gradient hydraulique sont relativement faible sur le talus aval ($i_{max} = 1.33$). En général le gradient critique de l'argile est égal à 7.
- 6- La digue "modifiée" est stable avec une grande réserve, car seul un calcul plus développé sur ordinateur permet d'obtenir des coefficients de sécurité significatifs. pour notre cas tous les coefficients sont supérieur à 1.
les coefficients de sécurité minimums obtenus sont :
 - en fin de construction : $F = 1.33$
 - en retenue normale : $F = 1.30$
 - en submergence rapide : $F = 1.21$
- 7- Les tassements de consolidation sont élevés, ceci sont dus :
 - Dans les essais au laboratoire, on a pris seulement une fraction (fins)

, $d < 1.6 \text{ mm}$) du matériau.

- On n'a pas tenu compte de la collaboration des noyaux avec les recharges statiques
- La méthode de calcul utilisée est simplifiée.

Dans l'APP les calculs ont été effectués pour les matériaux à granulométrie complète, les tassements trouvés sont plus faibles. En général la valeur de tassement calculé doit être comprise comme un maximum théorique qui, en pratique ne sera jamais atteint.

8 - les matériaux composants le filtre et drains, ont une granulométrie acceptable.

BIBLIOGRAPHIE

- Barrages en terres ; CH. MALLET et J. PACQUANT
- Barrages en terres compactés ; G. Post et P. Londres.
- Traité de mécanique des sols ; A. Caquot et J. Kerisel ; Ed: Gauthier-Villars 1966
- Technique des barrages en aménagement rural ; R. Rolley ;
Ed: Ministère de l'agriculture (français) 1977
- Les fondations ; G.A. Leonards ; Ed Dunod 1968
- Zapory Ziemi (barrage en terre) ; K. Czyzewski, W. Wolski, S. Woscicki et
A. Zbikowski ; Ed Arkady Warsaw 1973
- Cours pratiques de mécanique des sols tome 1 et 2 ; J. Costet et G. Sanglerat ;
Ed Dunod 1983
- Fondations et ouvrages en terre ; G. Philippomat ; Ed Eyrolles 1979.
- Stabilité des Talus ; L.P.C numero III ; Ed Dec 1976
- Calcul de Stabilité des pentes en rupture non circulaire ; P. Ranlin, G. Rouques
et A. Tombol ; Ed L.P.C
- A.P.D ; Bureau d'études Dr-Ing Lombardi - Locarno 1980.
- Fascicules de COBA ; Bureau d'études Consultant - Lisboa 1984.
- Cours de MDS1 et MDS2 dispensés à l'E.N.P
- Cours de l'aménagement hydraulique dispensés à l'E.N.P

ANNEXES

1 Définition du profil général du barrage.

Le type de barrage envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage.

- Hauteur du barrage: la hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

- Niveau normal de retenue: la hauteur normale de retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue en fond de retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondante aux pertes par évaporation et par infiltration.

- Niveau max de retenue: c'est le niveau normal de retenue majorée de la charge sur le déversoir de crue.

- Revanche: la revanche est une tranche comprise entre le niveau maxi de retenue et la crête du barrage. Pour la déterminer on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celle-ci rencontrent le barrage.

2 Sédimentométrie

Au dessous de 80μ , l'analyse granulométrique des grains par passage au tamis s'opère difficilement, il faut alors les analyser dans un milieu dispersant par une méthode densimétrique basée sur l'application de la loi de Stokes.

Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente, d'après la loi de Stokes la vitesse de décantation v est défini comme suit:

$$v = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^2}{18 \cdot \mu}$$

γ_s : poids spécifique du grain

γ_w : poids spécifique du liquide

d : diamètre de la sphère en (mm)

μ : viscosité du liquide en poises.

La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables

permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre.

On mesure la variation de densité de la solution au temps, à une profondeur h . Le diamètre des grains d est calculé comme suit :

$$d = \sqrt{\frac{18 \mu \cdot h}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot t}} \quad (\text{diamètre théorique})$$

- En pratique, on calcule le diamètre équivalent $d_{eq} = K \cdot d$, K et d sont déterminés à partir de l'abaque de chaque densimètre en fonction du temps et de la température.

Après on calcule le % des grains en rapport avec le d_{eq} , $Z_T = \frac{100 \cdot \gamma_s}{m_s \cdot (\gamma_s - \gamma_w)} R'$

Z_T en %, R' : coefficient qui tient compte des corrections

(effet de ménisque, température d'essai) déterminés à partir de l'abaque de densimètre.

3 Essai triaxial.

Dans cet essai la valeur σ_1 (contrainte axiale) est mesurée, celle de σ_3 (contrainte radiale) est imposée.

ci-contre est présentée, les résultats d'un essai CU sur l'argile Colluviale, pour un seul échantillon.

mode opératoire: on prépare l'éprouvette dans un moule avec une teneur en eau proche de w_{opt} et $\gamma_d = (1.05 \div 0.95) \gamma_{d,max}$.

On place l'éprouvette dans la cellule triaxial et on commence à saturer l'échantillon suivant la méthode "back pressure". Cette méthode consiste à augmenter les valeurs de la pression radiale et de la P.I. simultanément toutes les 6 heures en gardant toujours un petit écart (0.15 b) entre ces deux pressions (voir le tableau), cette opération dure 24 heures. Après cette opération commence l'opération de consolidation, qui se fait sous σ_3 imposé (le même que celle de l'essai) en laissant ouvert le conduit de drainage, cette opération dure jusqu'à ce que le débit soit nul. Enfin, après cette opération on place la cellule sur l'appareil triaxial et commence l'essai.

↳ Phénomène de "renard"

Le phénomène est l'une des causes qui peut provoquer la ruine d'un barrage. C'est l'un des aspects de la percolation par le digue. Le processus est le suivant :

- Le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique atteint ou dépasse la valeur critique $\frac{\gamma_i}{\gamma_w}$, rapport du poids volumique immergé du terrain au poids volumique de l'eau. Les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous, ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel où la circulation d'eau est aisée. La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique moyen augmente. Le phénomène a donc tendance à s'amplifier jusqu'à ce que le renard débouche dans le talus aval. A ce moment là, il se forme une fuite brutale et importante causant un accident grave et pouvant même amener la ruine complète du barrage. Ce genre de rupture peut se produire au bout de plusieurs années d'exploitation apparemment normale.

POIDS INITIAL SEC

= 139,65 kg

Schiste

OPERATEUR:

dules NOR	Tamis %	Passeoire mm	Refus partiel	Refus cumulés	% Refus	% Passant	OBSERVATIONS	
0	30	100	10932	10932	7,83	92,17		
9	65	80	6480	17412	4,64	87,53		
8	50	63						
7	40	50						
6	31,5	40	16899	34311	12,1	75,43		
5	25	31,5						
4	20	25,0						
3	16	20,0	20400	54711	14,6	60,83		
2	12,5	16,0						
1	10	12,5						
0	8	10,0	278	278	8,45	52,38	13,9	86,1
9	6,3	8,0	136	414	4,13	48,25	6,8	79,3
8	5	6,3						
7	4	5,0						
6	3,15	4,0	295	709	8,97	39,28	14,74	64,55
5	2,5	3,15						
4	2,0	2,5						
3	1,6	2,0	231	940	7,02	32,26	11,55	53,00
2	1,25	1,6						
1	1,0	1,25	119	1059	3,62	28,64	5,95	47,05
0	0,8	1,0						
9	0,63	0,8	135	1194	4,10	24,54	6,75	40,30
8	0,5	0,63						
7	0,4	0,5						
6	0,315	0,40	90	1284	2,73	21,81	4,50	35,8
5	0,250	0,304						
4	0,200	0,250						
3	0,160	0,200	59	1343	1,79	20,02	2,95	32,85
2	0,125	0,160						
1	0,1	0,125						
0	0,08	0,1	34	1377	1,03	18,99	1,7	31,15
9	0,063	0,08						
8	0,05	0,063						
7	0,04	0,05						

2000 g

B.N.E.H

Laboratoire de Géotechnique

CHANTIER:

SONDAGE OU PUIS N°: *Schiste*

PROFONDEUR:

N° LABO:

SEDIMENTOMETRIE

Poids sec $m_f + \text{tare}$ g

Tare g

Poids sec m_f *60 g* g + 2%

Poids spécifique *2,67* g/cm³

Défloculant 2% Na₂O₇ · 10 H₂O

Correction de menisque avec Defloc Cm

$$\frac{100}{m_t} \times \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1}$$

$$P = \frac{100}{m_f} \times \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} (R + C_g)$$

[P = Pourcentage]

DATE	HEURE	Δh	Temper.	Lecture	Lect. d'Aréom.	Correc. d'Aréom.	Correc. de	Lecture	Diamètre	P
			°C	R'	Correc. de vue	de temps	corrigeée	d	%	
				g/cm ³	R = R' + Cm	Cg	R + Cg	mm		
<i>06/10/85</i>		30"	<i>26.5</i>	<i>55</i>				<i>0.0514</i>	<i>18.21</i>	
		1'		<i>47</i>				<i>0.0391</i>	<i>15.84</i>	
		2'		<i>43</i>				<i>0.0290</i>	<i>15.37</i>	
		5'		<i>37</i>				<i>0.0179</i>	<i>12.45</i>	
		15'	<i>27</i>	<i>30</i>				<i>0.0113</i>	<i>10.12</i>	
		30'		<i>24</i>				<i>0.0082</i>	<i>8.20</i>	
		60'	<i>26</i>	<i>18</i>				<i>0.0060</i>	<i>6.17</i>	
		2h		<i>13</i>				<i>0.0044</i>	<i>4.15</i>	
		6h		<i>11</i>				<i>0.0031</i>	<i>3.64</i>	
		24h		<i>5</i>				<i>0.0013</i>	<i>2.02</i>	

	GRAVIER			SABLE			LIMON			ARG.
	Gros	Moyen	Fin	Gros	Moyen	Fin	Gros	Moyen	Fin	
	20	6	2	0.5	0.2		0.06	0.02	0.005	
100										
90										
80										
70										
60										
50										
40										
30										
20										
10										

Opérateur

debut

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

DATE _____

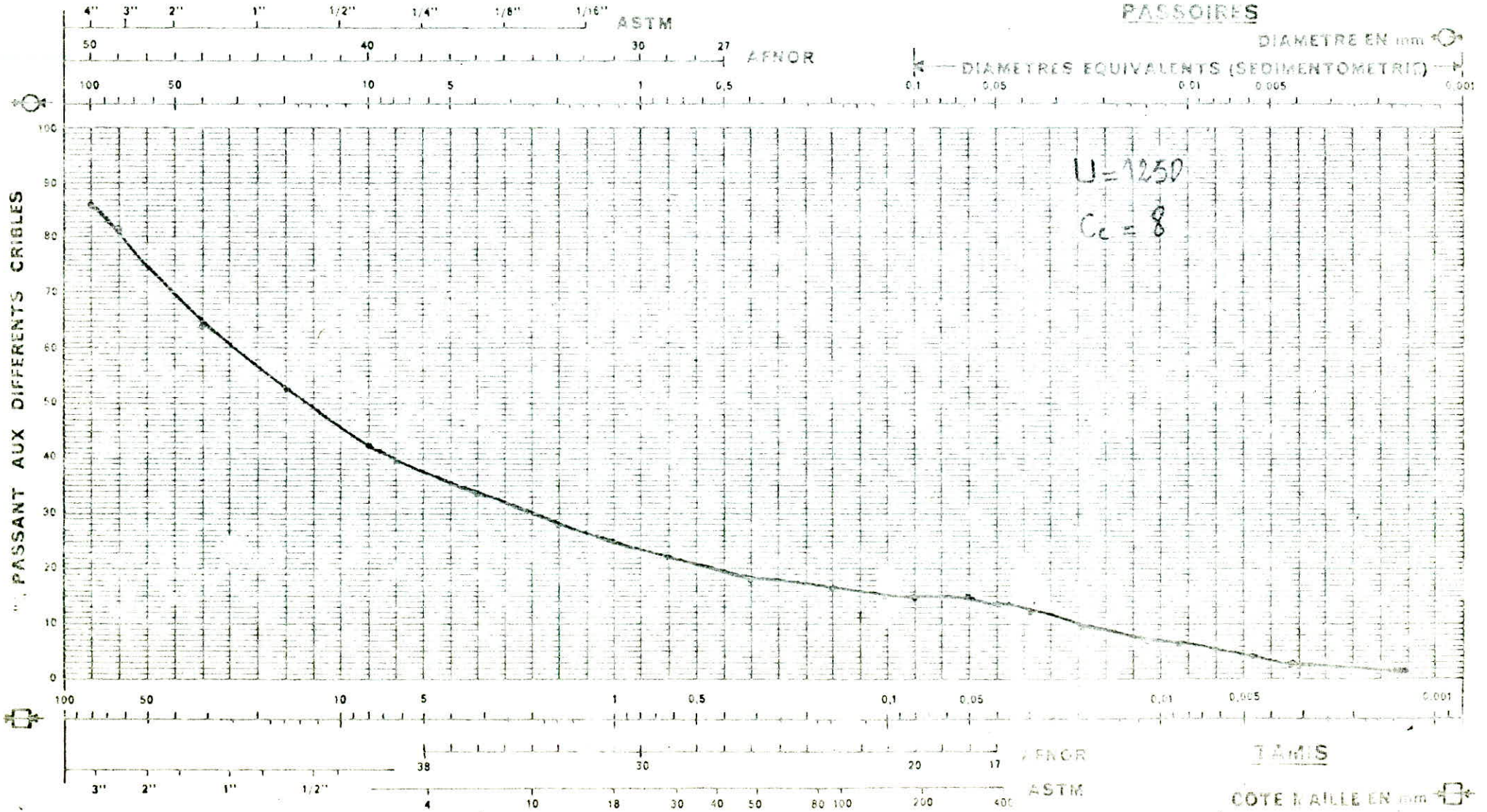
PROVENANCE

Zone 5

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON

T.V. 0



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

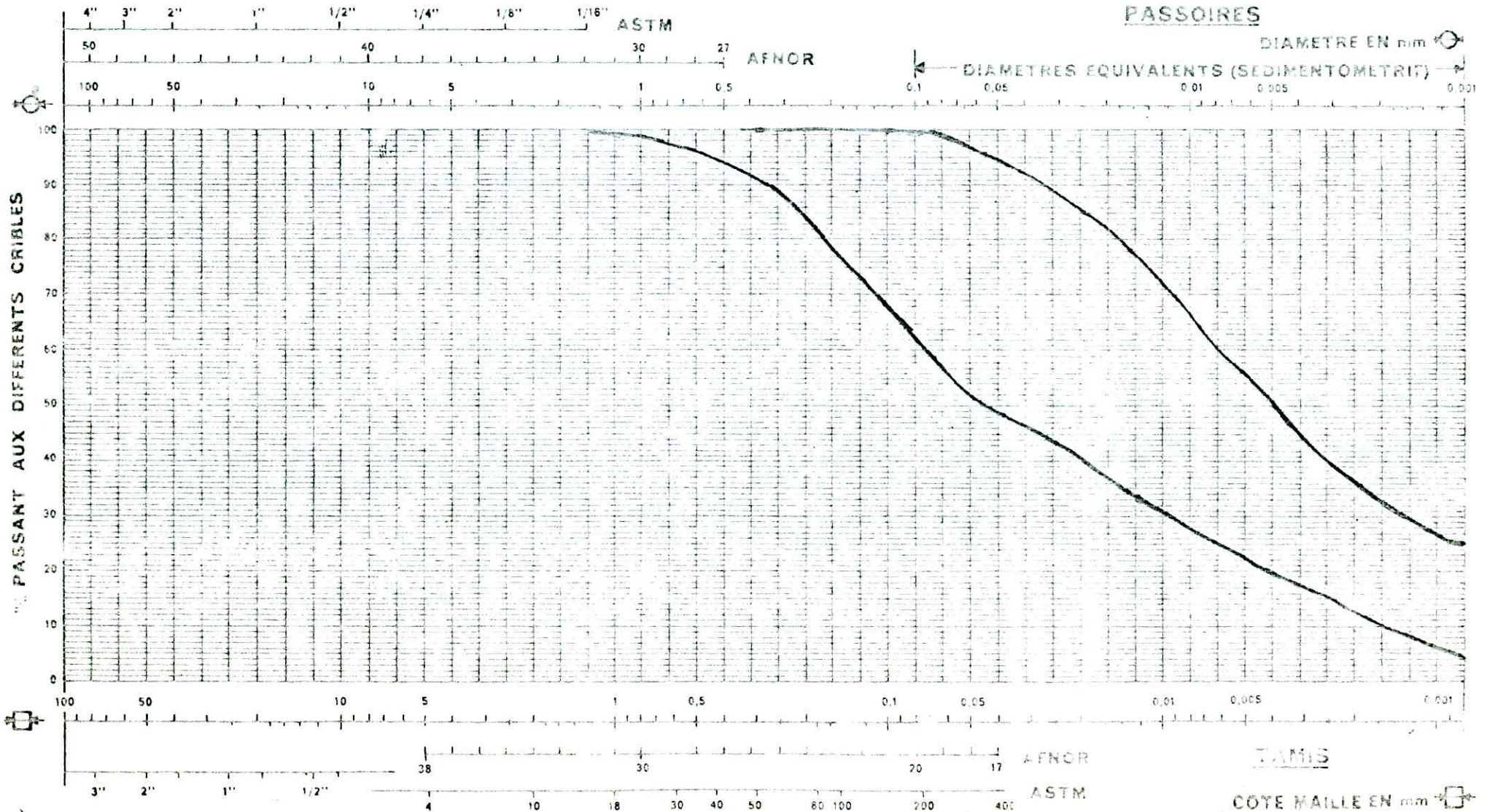
DOSSIER _____

DATE _____

PROVENANCE *Fuseau des Argiles limoneuse*

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON _____



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

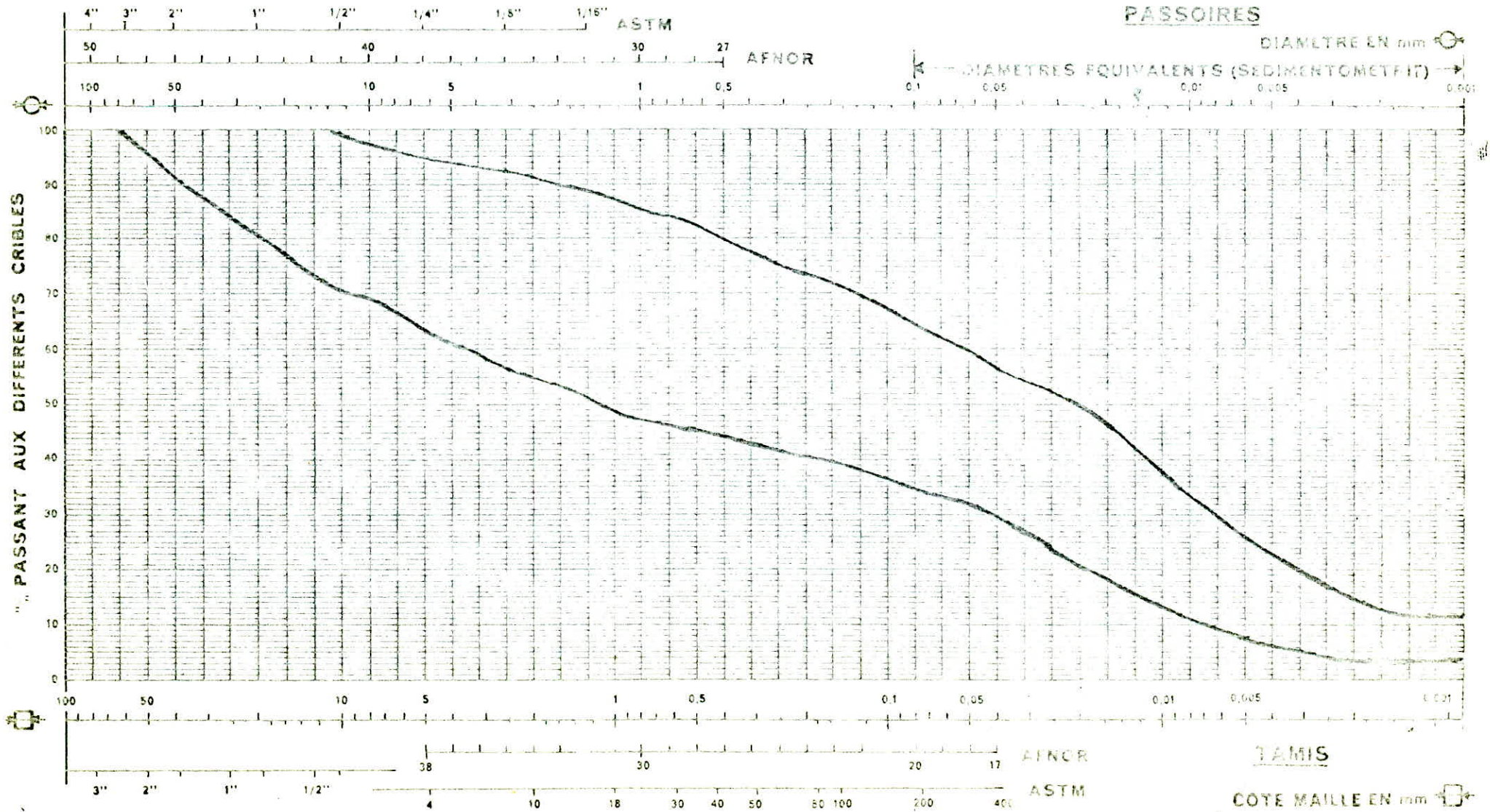
DOSSIER _____

DATE _____

PROVENANCE *Fuseau des Argiles gravilleuses*

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON _____



ESSAI TRIAXIAL

Dossier	Sondage	Profondeur	Opérateur	
			Date	
Appareil		Caractéristique de l'éprouvette		
Type d'essai	CU		Initiale	Finale
Cellule	3	PHg	1095.3	1109.3
Drainage		PSg	938.9	
Mesure de u	*	P.eau g		
Anneau	234	w %	16.7	18.1
Frottement du piston	0.326	D mm	70	
Vitesse	0.09 mm/mm	h ₀ mm	140	
σ_3	5 bars	V ₀ cm ³	538.51	
Contrepression		γ_{t/m^3}	2.034	
Observations	force frot + hydrostatique	γ_d	1.743	
	24.544 + 0.326	ΔV_s		

Argile limoneuse

Saturation de l'échantillon par
la méthode de contre pression
« Back pressure »

Contrainte de Consolidation $\sigma_3 = 5 \text{ bars}$

Date	heure	σ_3 (bars)	U (bars)
17.10.85	8 ^h 21 mn	0.25	0.10
17.10.85	11 ^h 47 mn	0.65	0.50
17.10.85	21 ^h 13 mn	1.15	1.00
18.10.85	10 ^h 50 mn	3.15	3.00
18.10.85	20 ^h 20	5.15	5.00

fin de l'opération de saturation : le 19.10.85 à 7^h 24 mn

PROFONDITEUR

SONDAGE:

OPERATEUR:

DATE:

Ah	$\frac{Ah}{h^2}$	U	lecture anneau	Force anneau	anneau corrigé	Section corrigée	$6_1 - 6_3$	6_1	$6_1 - U$	$\frac{6_1 + 6_2 + 6_3}{3}$	$\frac{6_2}{2}$	$\frac{6_1 + 6_3}{2}$
50	0.36	-0.01	0,371		67,94	38,60	1.605	6,605	5,00	4,321	0,802	5,802
100	0.71	-0.07	0,478		72,94	38,73	1.883	6,883	5,00	1,377	0,942	5,942
150	1.01	0.00	0,447		79,73	38,88	2.051	7,051	5,00	1,410	1,025	6,025
200	1.43	0.00	0,470		85,11	39,02	2.181	7,181	5,00	1,436	1,091	6,091
250	1.78	0.01	0,489		89,56	39,16	2.287	7,277	4,99	1,458	1,143	6,133
300	2.14	0.07	0,504		93,07	39,30	2.368	7,358	4,99	1,475	1,184	6,174
350	2.50	0.02	0,525		97,48	39,45	2,484	7,464	4,98	1,499	1,242	6,222
400	2.85	0.03	0,535		100,32	39,54	2,534	7,504	4,97	1,510	1,267	6,237
450	3.21	0.03	0,548		103,36	39,73	2,602	7,572	4,97	1,523	1,301	6,271
500	3.57	0.04	0,559		105,94	39,88	1,656	7,616	4,96	1,536	1,328	6,288
550	3.93	0.05	0,570		108,51	40,03	2,711	7,661	4,95	1,548	1,355	6,305
600	4.28	0.06	0,580		110,85	40,18	2,759	7,699	4,94	1,558	1,379	6,319
650	4.64	0.06	0,591		113,42	40,33	2,812	7,752	4,94	1,569	1,406	6,346
700	5	0.07	0,602		116,00	40,48	2,866	7,796	4,93	1,581	1,432	6,363
750	5.36	0.08	0,612		118,34	40,71	2,907	7,827	4,92	1,591	1,453	6,373
800	5.71	0.08	0,626		121,61	40,79	2,981	7,901	4,92	1,606	1,491	6,477
850	6.07	0.09	0,633		123,25	40,95	3,010	7,920	4,91	1,613	1,505	6,415
900	6.43	0,10	0,648		126,76	41,10	3,084	7,984	4,90	1,629	1,542	6,442
950	6.78	0,10	0,655		128,40	41,26	3,112	8,012	4,90	1,635	1,556	6,456
1000	7.14	0,11	0,670		131,91	41,42	3,185	8,075	4,89	1,651	1,592	6,482
1050	7.50	0,12	0,671		132,14	41,58	3,178	8,058	4,88	1,651	1,589	6,469
1100	7.86	0,12	0,682		134,72	41,74	3,228	8,108	4,88	1,661	1,614	6,494
1150	8.21	0,13	0,693		137,29	41,90	3,277	8,147	4,87	1,673	1,638	6,508
1200	8.57	0,14	0,703		139,63	42,06	3,320	8,180	4,86	1,683	1,660	6,520

SIER:

SONDAGE:

OPÉRATEUR:

DATE:

Ah	Ah h ³	U	Lecture anneau	Force anneau	Planneau Cours	Section Cordée	6 ₁ - 6 ₃	6 ₁	6 ₁ - U	6 ₁ - 6 ₃ 6 ₃ - U	6 ₁ - 6 ₃ - 2	6 ₁ - 6 ₃ - 2
1250	8.93	0.14	0.712		141.74	42.23	3.356	8.216	4.86	1.641	1.678	6.538
1300	9.28	0.15	0.721		143.84	42.39	3.393	8.243	4.85	1.700	1.697	6.547
1350	9.64	0.16	0.730		145.95	42.58	3.428	8.268	4.84	1.708	1.714	6.554
1400	10.00	0.16	0.740		148.29	42.73	3.470	8.310	4.84	1.717	1.735	6.575
1450	10.36	0.17	0.748		150.16	42.90	3.500	8.330	4.83	1.725	1.750	6.580
1500	10.71	0.18	0.754		151.57	43.07	3.519	8.339	4.82	1.730	1.760	6.580
1550	11.07	0.18	0.762		153.44	43.25	3.548	8.368	4.82	1.736	1.774	6.594
1600	11.42	0.19	0.770		155.31	43.41	3.578	8.388	4.81	1.744	1.789	6.599
1650	11.78	0.19	0.777		156.95	43.59	3.601	8.411	4.81	1.749	1.800	6.610
1700	12.14	0.20	0.781		157.88	43.71	3.612	8.412	4.80	1.753	1.806	6.606
1750	12.40	0.21	0.790		159.99	43.90	3.644	8.434	4.79	1.761	1.822	6.612
1800	12.86	0.21	0.798		161.86	44.14	3.667	8.457	4.79	1.766	1.834	6.624
1850	13.21	0.22	0.803		163.03	44.31	3.679	8.459	4.78	1.770	1.840	6.620
1900	13.57	0.22	0.809		164.44	44.50	3.695	8.475	4.78	1.773	1.848	6.628
1950	13.98	0.23	0.815		165.84	44.68	3.712	8.482	4.77	1.778	1.856	6.626
2000	14.28	0.24	0.821		167.24	44.85	3.729	8.489	4.76	1.783	1.864	6.624
2050	14.64	0.24	0.829		169.12	45.06	3.753	8.513	4.76	1.788	1.877	6.637
2100	15.00	0.25	0.834		170.28	45.23	3.765	8.515	4.75	1.793	1.882	6.632
2150	15.36	0.25	0.840		171.69	45.44	3.778	8.528	4.75	1.795	1.889	6.639
2200	15.71	0.26	0.846		173.09	45.63	3.793	8.533	4.74	1.800	1.897	6.637
2250	16.07	0.27	0.851		174.26	45.82	3.803	8.533	4.73	1.804	1.902	6.632
2300	16.43	0.27	0.859		176.14	46.02	3.827	8.557	4.73	1.809	1.914	6.644
2350	16.79	0.28	0.863		177.07	46.21	3.832	8.552	4.72	1.812	1.916	6.636
2400	17.14	0.28	0.869		178.47	46.41	3.846	8.566	4.72	1.815	1.923	6.643

Ah	$\frac{\Delta h}{H}$	μ	lecture anneau	Force anneau	Force anneau corrigée	Section corrigée	$\sigma_1 - \sigma_3$	σ_1'	$\sigma_3' = \sigma_3 - \mu$	$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$	$\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$
2450	17.50	0.29	0.872		179.18	46.62	3.843	8.553	4.71	1.816	6.632	1.922
2500	17.86	0.29	0.876		180.11	46.82	3.847	8.557	4.71	1.817	6.633	1.923
2550	18.21	0.30	0.881		181.28	47.02	3.855	8.555	4.70	1.820	6.628	1.928
2600	18.57	0.30	0.889		183.16	47.23	3.878	8.578	4.70	1.825	6.639	1.939
2650	18.93	0.31	0.893		184.09	47.44	3.881	8.571	4.69	1.827	6.630	1.940
2700	19.28	0.31	0.900		185.73	47.65	3.898*	8.588	4.69	1.831	6.639	1.949
2750	19.64	0.32	0.902		186.20	47.86	3.890	8.570	4.68	1.831	6.625	1.945
2800	20.00	0.33	0.905		186.90	48.07	3.888	8.568	4.68	1.831	6.624	1.944
2850	20.36	0.33	0.908		187.84	48.29	3.885	8.545	4.67	1.833	6.615	1.945
2900	20.71	0.33	0.910		188.07	48.54	3.875	8.527	4.67	1.830	6.607	1.937
2950	21.43	0.34	0.915		188.54	48.76	3.867	8.527	4.66	1.830	6.593	1.933
3000	21.78	0.34	0.915		189.24	48.98	3.864	8.524	4.66	1.829	6.592	1.932

* Contrainte de rupture



