

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Génie - civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ETUDE ET CONFORTEMENT
D'UN TALUS ROUTIER**

Proposé par :

M. MESSAFER

Etudié par :

H. MEZIANI

S. ZERGUINI

Dirigé par

M. MESSAFER

PROMOTION

93

DEDICACES

A ma mere et à mon père, en témoignage de ma profonde affection.

A mes soeurs et frères.

A tous ceux qui me sont chers.

S. ZEROUALI

A mes parents.

A mes frères et soeurs.

H. MEZIANI

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur Monsieur MESSAFER, à qui nous exprimons notre profonde reconnaissance pour l'aide et les conseils qu'il nous a prodigués, pour la part active qu'il a prise à l'élaboration de ce mémoire afin de mener à bien ce travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

I- DESCRIPTION DES GLISSEMENTS

I-1 Définition

I-2 Différents types de glissements

I-3 Principales causes de glissements

II- METHODOLOGIE DE L'ETUDE D'UN GLISSEMENT

II-1 Reconnaissance préliminaire et étude géotechnique

II-2 Calcul de stabilité

II-3 Méthodes de confortement

II-4 Méthodes de surveillance de glissement

III- APPLICATION AU GLISSEMENT DE LA RN 12 (NACIRIA)

III-1 Reconnaissance du site

III-2 Etude des matériaux du remblai

III-3 Calcul de stabilité au poinçonnement

III-4 Calcul de stabilité au glissement

III-5 Etude hydrologique

III-6 Confortement

III-7 Proposition d'une nouvelle structure de corps de
chaussée

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION :

Au lendemain de l'indépendance, l'Algérie a hérité de quelques routes reliant les principales villes du pays. Cependant, depuis deux (02) décennies le parc automobile national connaît une véritable extension.

Dès lors, l'état Algérien s'est vu la nécessité d'élaborer un vaste programme de construction et d'extension routière, répondant aux normes et exigences en matière de transport. Toutefois, au bout d'un certain temps, après la mise en service, sur certaines routes, des dégradations périlleuses sont apparues.

Dans ce contexte, il nous a été proposé d'étudier la stabilité d'un talus routier, situé sur la route nationale N°12 à hauteur de la ville de NACIRIA (W. BOUMERDES), sur lequel des désordres ont été observés. Ces derniers se manifestent sur la chaussée par une succession de fissures et affaissements rendant le trafic des véhicules dangereux.

Notre tâche consiste en une analyse mécanique et une élucidation des causes du phénomène, qui permettront par la suite de définir un confortement approprié à celui-ci.

I- DESCRIPTION DES GLISSEMENTS

I DESCRIPTION DES GLISSEMENTS :

I.1 DEFINITION:

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et, en général argileux.

Ces glissements affectent des ouvrages construits par l'homme ou des pentes naturelles. Ils se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. On admet dans ce cas que le milieu a un comportement élasto-plastique .

Le phénomène peut alors être étudié à partir d'un calcul de stabilité dénommé " calcul à la rupture ", qui repose sur l'application de la loi de Coulomb aux surfaces de cisaillement.

La rupture affecte une forme plane ou vaguement circulaire ou bien ne présente aucune caractéristique géométrique particulière.

I.2 Différents types de glissements :

a. Glissements plans

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus au moins régulier. La rupture peut correspondre au cisaillement d'une couche de faible résistance, ou encore au glissement sur un joint séparant deux formations de nature différentes.

Ce type de glissement est donc avant tout conditionné par la structure des formations qui constituent le site et notamment par la présence d'une discontinuité à pendage aval.

Cela permet de comprendre que les glissements plans peuvent se manifester de façon brutale. Si la masse mise en mouvement est constituée de bancs durs, la rupture devient alors un véritable éboulement.

b. Glissements rotationnels :

Ils se développent en principe dans un milieu homogène et isotrope, c'est à dire non affecté par la présence de discontinuités géologiques conditionnant à priori la forme et la position de la surface de glissement.

La surface de rupture a une forme cylindrique à base circulaire plus ou moins nette, ce qui a permis pour la commodité mathématique à de nombreux calculateurs d'admettre que le mouvement s'apparente à une rotation de la masse instable autour du centre du "cercle de glissement".

Le repérage direct des limites approximatives d'un glissement est relativement aisé. Par contre, la position en profondeur de la surface de glissement reste inconnue et toute estimation à son propos est hasardeuse. Seuls une campagne de sondages et d'essais très soignés peuvent permettre de connaître la position exacte de la surface de glissement .

Abandonné à lui même, un glissement rotationnel a de fortes chances de se développer par reprise de la rotation sur la même surface de glissement, et souvent par apparition de surfaces de rupture nouvelles, plus profondes et plus ou moins emboîtées avec la première .Cela souligne tout l'intérêt qu'il y a à ne pas faire confiance à la nature pour reconstituer d'elle-même un équilibre rompu.

c. Surface de glissement de forme quelconque :

Les ruptures planes et les ruptures d'allure rotationnelle sont fréquemment rencontrées. Il existe aussi beaucoup de glissements dont la surface de rupture a une forme nettement moins géométrique et parfois même tout à fait quelconque. En dehors du repérage direct par sondages et essais géotechniques, l'existence de surfaces de rupture de formes irrégulières a été démontrée par les calculs de stabilité.

On a en effet constaté que l'hypothèse de ruptures circulaires conduisait parfois à des coefficients de sécurité très supérieurs à 1 alors qu'on était devant des glissements bien réels .

Pendants longtemps, la difficulté du calcul manuel imposait l'hypothèse de ruptures de géométrie simple. Le développement des logiciels permet maintenant de s'affranchir de plus près la géométrie complexe de la plus part des ruptures.

I.3 Principales causes de glissements :

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattachent à trois catégories:

- * La nature des terrains constituant le site, et plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains:
- * Les diverses formes d'action de l'eau :
 - actions rhéologiques sur le milieu.
 - pression interstitielle.
 - pression de courant
- * Les actions mécaniques externes :
 - pente de versant
 - fouilles et affouillements de pied
 - surcharges de pentes ou de crêtes
 - déboisement du site
 - séisme et plus généralement les vibrations

II- METHODOLOGIE DE L'ETUDE D'UN GLISSEMENT

II- METHODOLOGIE DE L'ETUDE D'UN GLISSEMENT :

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l'étude d'un glissement.

Cette première phase se traduit par la modélisation du versant. Dès lors, On peut passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer le glissement ou de quantifier son degrés de stabilité .

La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement, d'analyser et de suivre son efficacité sur le terrain .

II-1. RECONNAISSANCE PRELIMINAIRE ET ETUDE GEOTECHNIQUE :

II.1.1 Repérage de la zone instable :

a. Etablissement d'un plan topographique :

Généralement, les cartes topographiques à petite échelle sont insuffisantes pour repérer un accident localisé. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/500 , 1/200) du secteur dans lequel se situe la zone glissée, d'en tirer un plan en courbes de niveau et des profils.

b. Photographie

De simples photographies panoramiques en couleur, prises d'une hauteur ou du versant opposé, constituent également d'utiles moyens de visualisation de la zone instable. Cela nous permet de bien constater et localiser les différents désordres dans cette zone.

c. Repérage sur le terrain des traits caractéristiques du glissement :

Il s'agit, par une observation directe et minutieuse du secteur accidenté, de repérer tous les éléments caractéristiques du phénomène. Tous ces traits caractéristiques seront reportés sur le plan topographique ou sur les photos disponibles.

A partir de cela, il devient en principe possible de séparer les zones en mouvements de l'environnement stable.

II.1.2 Etude hydrologique et hydrogéologique du site :

Elle représente, compte tenu du rôle déterminant joué par l'eau, un complément indispensable à toute étude.

Dès que la géologie du site est compliquée il en est généralement de même du régime hydrogéologique qui y règne, dès lors, il n'est pas toujours aisé de définir l'origine des arrivées des eaux.

On peut proposer dans ce domaine, d'examiner les points suivants

a. Pluviométrie de la région :

Les stations météorologiques les plus proches fournissent les renseignements nécessaires. On peut repérer les concentrations anormales, voire exceptionnelles, qui peuvent coïncider avec le déclenchement ou la reprise du glissement étudié.

Les précipitations moyennes mais persistantes sont beaucoup plus dangereuses pour la stabilité d'un versant que les fortes averses de courte durée. Les premières favorisent une infiltration poussée, les secondes se dissipent en grande partie par ruissellement sans modifier beaucoup la teneur en eau des terrains profonds.

b. Hydrologie de surface :

Il s'agit de définir les conditions d'écoulement des eaux sauvages et de repérer les principales zones d'infiltration des eaux de surface dans la masse du terrain : zones à fortes perméabilité, fissures ouvertes, etc...

Il convient également de faire attention au rôle des rivières qui coulent au pied d'un versant. On sait que l'effet de saps en périodes de crues, peut représenter un facteur essentiel d'instabilité du site.

c. Les apports d'eau artificiels :

On doit toujours envisager les apports d'eau artificiels suivants: canaux fuyards, réseaux d'irrigation et de drainage disloqués et abandonnés, canalisations d'eau potable fuyardes, puisards et puits perdus, etc...

Il sera toujours utile de définir par une analyse, les caractéristiques chimiques des eaux souterraines et des eaux artificielles. On connaît en effet le rôle de défloculant joué par certains ions ou certaines substances chimiques sur les argiles.

d. Hydrogéologie du site :

L'étude hydrogéologique doit permettre, à partir des données géologiques, et des relevés piézométriques, de définir la position des nappes et la nature des formations aquifères.

On en déduit alors les éléments indispensables à la compréhension du régime hydraulique du site:

- conditions d'alimentation;
- axes de drainage;
- relation : pluviométrie, piézomètre, temps.

II.1.3 Campagne d'investigation par sondages et essais géotechniques :

a. But :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié;
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leur pendage;
- Mesurer les caractéristiques, mécaniques des diverses couches du terrain concerné;
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères;

- Définir dans la mesure du possible la forme géométrique de la masse en mouvement, et donc la position de la surface de glissement.

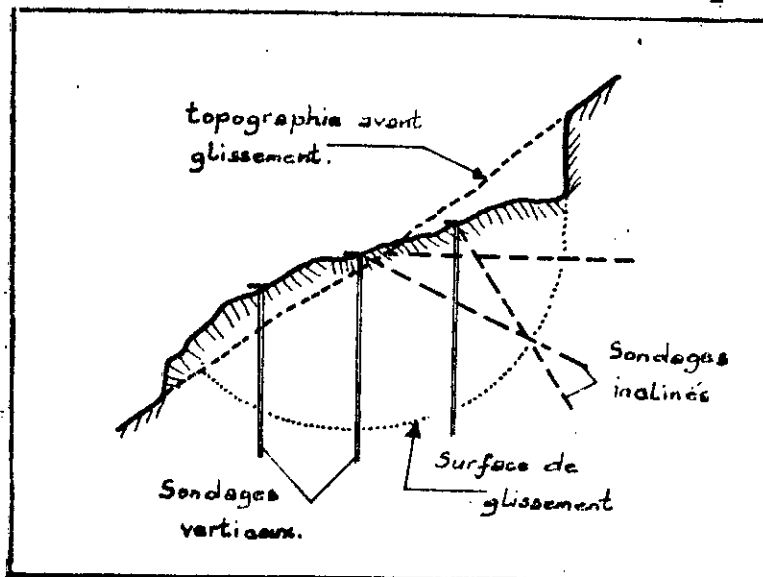
b, Les sondages:

Leur implantation doit souvent tenir compte des possibilités d'accès du matériel de forage dans la zone instable.

Il est avantageux, dès qu'on possède une idée de la géométrie du glissement, de l'épaisseur et des caractéristiques de la masse glissée de limiter le carottage intact qui est onéreux, à la zone qui encadre la surface de rupture.

La surface de glissement n'étant pas connue au départ, on est réduit pour ce choix, à s'appuyer sur les observations de surface qui ont été faites. Il faut d'ailleurs savoir que le repérage d'une surface de rupture par sondage n'est pas aisé, et surtout en milieu argileux, le foreur la traverse souvent sans la repérer.

Généralement on réalise des sondages verticaux dans lesquels on place des tubes piézométriques afin de repérer le niveau de la nappe. Il est aussi utile et même économique, de réaliser des sondages inclinés, notamment dans la partie du glissement. Les sondages horizontaux présentent en outre l'avantage de permettre la mise en place d'un tubage comprimé drainant (fig II.1).



(Fig II.1) Choix d'orientation des sondages

c. Les essais géotechniques :

Il s'agit de caractériser, sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle se produit la rupture.

Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans la zone de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations inventoriées. On s'efforce donc, grâce à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs que fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques ou bien dans le cas échéant de prendre les valeurs les plus pessimistes.

*** Les essais en laboratoire :**

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit :

- . le poids spécifique
- . la teneur en eau
- . les limites d'Atterberg
- . la granulométrie
- . la résistance au cisaillement
- . le gonflement

*** Les essais in situ**

En tenant compte de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés et complémentaires aux essais de laboratoire.

Ils sont relativement moins onéreux et d'exécution rapide. Parmi ces essais, on peut citer le pénétromètre et le scissomètre.

II.2- CALCUL DE STABILITE

II.2.1- Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est déterminé par le rapport des caractéristiques de résistances des sols réels et des caractéristiques qui doivent être mobilisées. Ce coefficient est constant tout le long de la surface de glissement.

Néanmoins, il existe plusieurs définitions de ce coefficient de sécurité.

- * Dans le cas de glissement circulaire. C'est le rapport du moment de forces résistantes à celui des forces motrices.
- * Dans le cas de glissement plan. C'est le rapport de forces résistantes à celui des forces motrices.
- * Par rapport aux caractéristiques mécaniques. C'est le rapport de la résistance au cisaillement à la contrainte de cisaillement réelle.

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad \text{avec} \quad \tau_{\max} = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

$$\text{d'où} \quad F = \frac{C + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{\tau}$$

II.2.2- METHODES DE CALCUL :

- * Cas de glissement plan

Considérons une pente de longueur infinie dont l'angle avec l'horizontale est β (Fig II.2)

Le massif hachuré est soumis :

- au poids w (composantes w_N , w_T)
- à la réaction R sous la base
(composante normale N , composante tangentielle T)
- aux réactions latérales P_B et P_A que l'on supposera constamment égales.

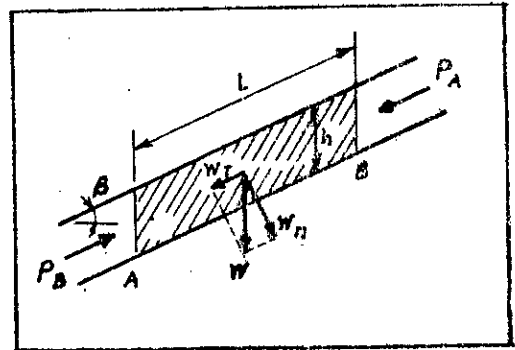


Fig (II.2)

Soit F coefficient de sécurité défini précédemment.

$$F = \frac{T}{w_T} \quad \text{avec} \quad w_T = w \sin \phi$$

T étant la résistance au cisaillement du sol

$$T = CL + N \operatorname{tg} \phi$$

$$\text{avec} \quad N = w_N = w \cos \beta$$

$$\rightarrow T = CL + w \cos \beta \operatorname{tg} \phi$$

w a pour expression :

$$w = \gamma h L \cos \beta$$

d'où

$$F = \frac{CL + \gamma h L \cos^2 \beta \operatorname{tg} \phi}{\gamma h L \sin \beta \cos \beta}$$

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \cdot N + \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$$

$$\text{avec} \quad N = \frac{C}{\gamma h}$$

N : paramètre adimensionnel appelé le facteur de stabilité.

Cas particuliers

* Le sol une argile purement cohérente

$$C = c_u \quad \text{et} \quad \phi = 0 \quad \rightarrow \quad F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma h}$$

* Le sol est un matériau pulvérulent (ex : sable)

$$C = 0 \quad \rightarrow \quad F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$$

Remarque:

Si β augmente alors F diminue

$F = 1 \rightarrow \beta = \varphi$ alors la valeur limite de β est l'angle naturel du talus (φ)

* Cas de glissement rotationnel :

a. Méthode des tranches :

Cette méthode permet le calcul en sol hétérogène, et est particulièrement adaptée à l'étude des cas complexes que sont les versants naturels.

Hypothèses

- Le talus est suffisamment long pour que l'analyse de stabilité puisse être effectuée à l'état plan de déformation.
- Les éléments sont constitués d'un matériau rigide plastique (pas de déformation avant que l'état limite ne soit atteint)
- L'état limite des contraintes se manifeste uniquement le long de la surface de glissement admise, on applique le critère de Coulomb:

$$\tau_f = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

- La largeur de la tranche est petite de façon que la base de la tranche peut être remplacée par un segment de ligne droite .
- La répartition des contraintes le long de la base de la tranche est linéaire et uniforme.
- Les sols sont isotropes.

Cette méthode consiste à diviser la masse comprise entre le cercle et le parement du talus en tranches verticales, dont on étudie individuellement l'équilibre.

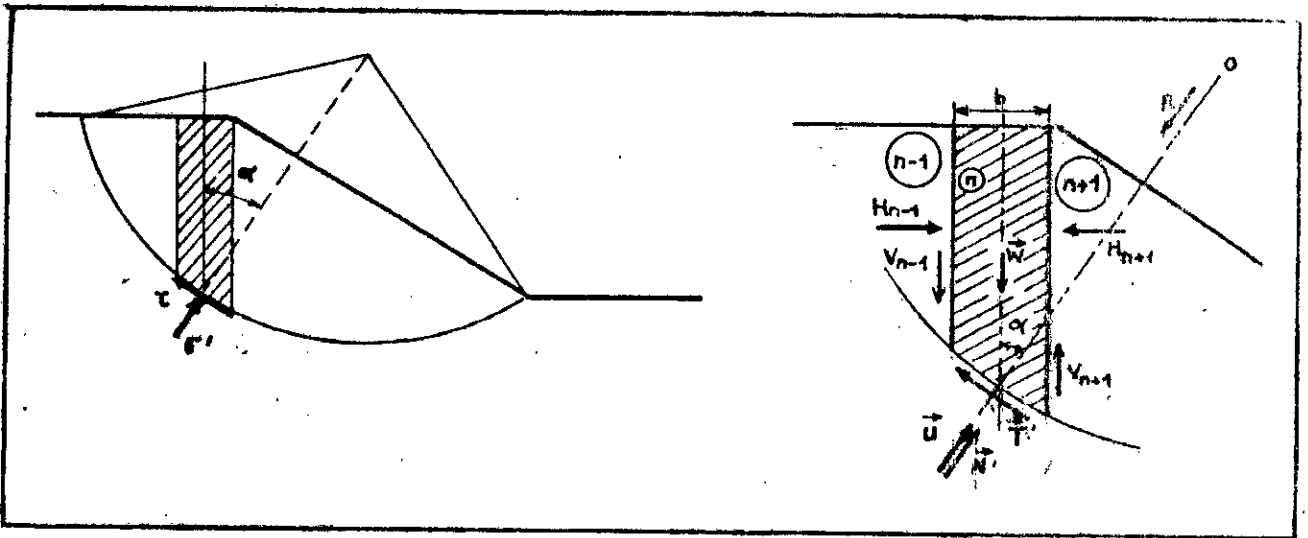


Fig II.3

Les forces agissant sur la tranche n, de largeur b (Fig II.3).

- Force de pesanteur w
- Réaction de la tranche (n-1) de composantes : H_{n-1} et V_{n-1}
- Réaction de la tranche (n+1) de composantes : H_{n+1} et V_{n+1}
- Réaction du milieu extérieur au cercle :
 - i- Réaction intergranulaire de composantes T' et N'
 - ii- Réaction hydraulique U

Les deux équations de projection des forces agissant sur la tranche fournissent :

$$\frac{Ub}{\cos\alpha} + \frac{\sigma'b}{\cos\alpha} + (w + \Delta V) \cos\alpha - \Delta H \sin\alpha = 0 \quad (1)$$

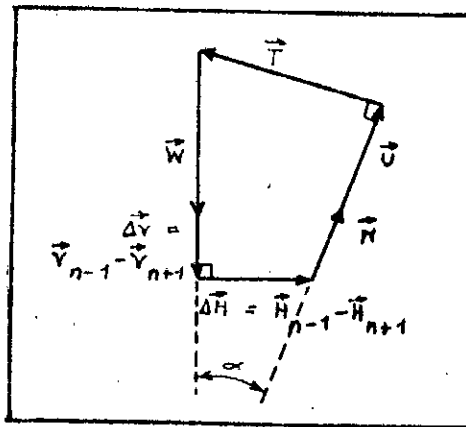
$$\frac{1}{F} (C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi') \frac{b}{\cos\alpha} - (w + \Delta V) \sin\alpha - \Delta H \cos\alpha = 0 \quad (2)$$

L'équation du mouvement par rapport à des forces agissant sur toutes les tranches fournit :

$$F = \frac{\sum (C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi') b / \cos\alpha}{\sum w \sin\alpha} \quad (3)$$

(1) et (2) donnent σ' en fonction de ΔV . En remplaçant σ' dans (3) on obtient F en fonction des éléments géométriques.

Il manque donc, pour connaître la valeur de F une valeur supplémentaire, par exemple entre ΔV et ΔH (Fig II.4)



(Fig II.4) Diagramme des forces

Deux hypothèses sont couramment adoptées :

* l'hypothèse de Fellenius (1927) ; $\Delta v = 0$ et $\Delta H = 0$

$$F = \frac{\sum [c/b + (w \cos^2 \alpha - Ub) \operatorname{tg} \varphi] \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum w \sin \alpha}$$

* l'hypothèse de Bishop (1954) ; $\Delta v = 0$

$$F = \frac{\sum (c/b + (w - Ub) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi' / F)}}{\sum w \sin \alpha}$$

Cette formule fournit une expression implicite de F dont la valeur s'obtient par itérations .

La valeur initiale étant généralement obtenue par la méthode de Fellenius ou bien d'admettre une valeur quelconque F_0 (le plus souvent $F_0 = 1$)

b. Méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode de calcul de stabilité des pentes développée depuis 1972.

Cette méthode est une méthode globale qui s'applique à une quelconque courbe de rupture.

Considérons un volume de sol A délimité par la surface du talus et une courbe de rupture supposée connue (Fig II.5).

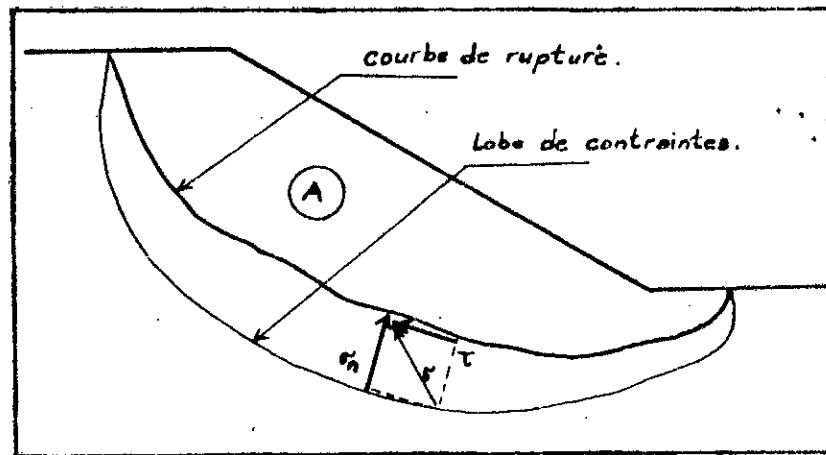


Fig II.5

Le volume A est en équilibre sous l'effet de son poids et la réaction du massif de sols sous-jacent.

On appelle lobe de contraintes la courbe enveloppe des extrémités du vecteur σ_n . Suivant la loi de Coulomb et par l'application du coefficient de sécurité, on déduira la relation entre τ et σ_n tel que :

$$\tau = \frac{C' + (\sigma_n - U) \operatorname{tg} \varphi'}{F}$$

Le lobe de contraintes apparait donc comme une inconnue. Pour résoudre, on suppose une valeur approchée de cette contrainte connue, soit σ_0 .

La vérification des équations d'équilibre de la statique nécessite d'adjoindre au coefficient de sécurité deux paramètres, sur un état de contraintes initial supposé, le long de la courbe de rupture (l'un de ces paramètres agit de façon globale, l'autre est pondéré par une fonction géométrique le long de la courbe de rupture).

σ_0 : est un état de contraintes initial supposé.

$$\sigma_x = \sigma_0 (\lambda + \mu v)$$

v : est une fonction géométrique le long de la courbe de rupture.

μ, λ : paramètres de perturbation.

soit :

$$\tau = \frac{C' + [\sigma_0 (\lambda + \mu v) - \mu] \operatorname{tg} \varphi'}{F}$$

Choix de σ_0 et v :

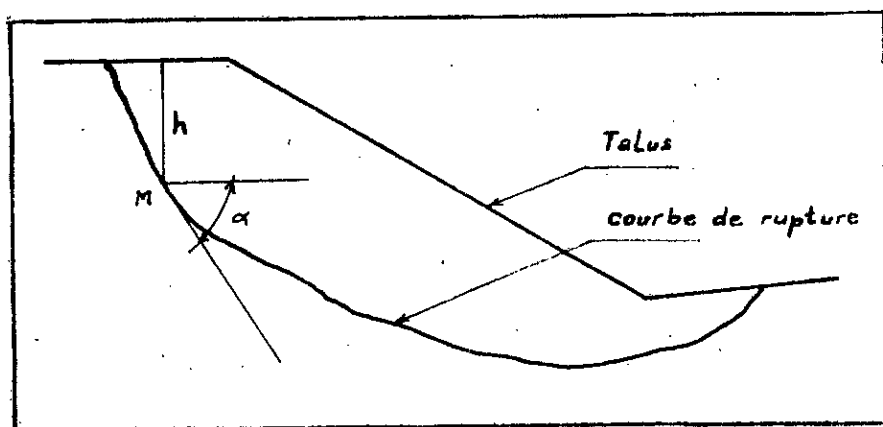


Fig II.6

Soit $\gamma \cdot h$ la contrainte verticale sur une facette horizontale située au point M (Fig II.6). C'est la contrainte à la profondeur h dans un sol de masse volumique.

Choix de σ_0

Raulin propose $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$

Cette valeur de σ_0 est parfois appelée contrainte de Fellenius en rappel de cette méthode et correspond à l'équilibre d'une tranche verticale de sol, en négligeant les forces intertranches, reposant sur une base inclinée de α par rapport à l'horizontale

Choix de v

Raulin avait choisi par tâtonnement $v = \operatorname{tg} \alpha$

Finalement on obtient

$$\tau = \frac{C' + [\sigma h \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha) - \mu] \operatorname{tg} \alpha'}{F}$$

Les principaux intérêts de cette méthode sont

- toute courbe de rupture peut être analysée
- les trois équations d'équilibre sont considérées
- une bonne valeur de l'état de contraintes le long de la courbe de rupture peut être obtenue.

c. Méthode de Jumbo :

La méthode suggérée par Jumbo satisfait aussi bien l'équilibre des moments que celui des forces et elle est applicable pour toute forme de glissement.

Hypothèses :

- La position de la ligne de poussée est supposée connue, si la cohésion est nulle elle se situe au tiers inférieur de la lamelle. Si ce n'est pas le cas elle remonte légèrement. Toutefois la position de cette ligne n'affecte que très peu le calcul du coefficient de sécurité.
- La force N s'applique à l'intersection de la ligne d'action de w avec la ligne AB (Fig II.7).

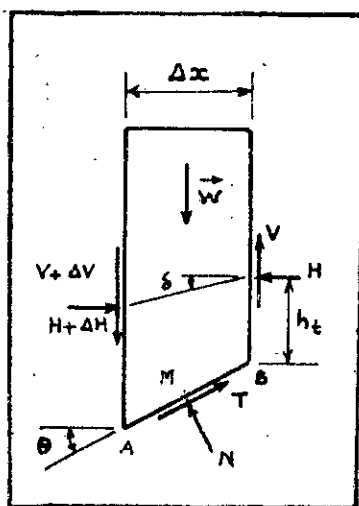


Fig II.7

Equilibre vertical :

$$\begin{aligned} N \cos \theta &= w + \Delta v - T \sin \theta \\ N &= (w + \Delta v) \sec \theta - T \operatorname{tg} \theta \end{aligned} \quad (1)$$

Equilibre horizontal :

$$\Delta H = N \sin \theta - T \cos \theta \quad (2)$$

La substitution de (1) dans (2) donne

$$\begin{aligned} \Delta H &= \left[(w + \Delta v) \frac{1}{\cos \theta} - T \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \right] \sin \theta - T \cos \theta \\ \Delta H &= (w + \Delta v) \operatorname{tg} \theta - T \sec \theta \end{aligned} \quad (3)$$

Equilibre des moments par rapport à M :

$$v \Delta x = -H \Delta x \operatorname{tg} \theta + h_c \Delta H$$

$$v = -H \operatorname{tg} \theta + h_c \frac{\Delta H}{\Delta x} \quad (4)$$

L'équilibre général horizontal conduit à

$$\sum \Delta H = 0 \quad (5)$$

Substituons (3) à (5)

$$\sum (w + \Delta v) \operatorname{tg} \theta - \sum T \sec \theta = 0 \quad (6)$$

Comme :

$$T = \frac{C \Delta x \sec \theta + N \operatorname{tg} \theta}{F} \quad (7)$$

Substituons (1) dans (7)

$$\text{alors, (6) } \rightarrow F = \frac{\sum (C \Delta x \sec\theta + N \operatorname{tg}\phi) \sec\theta}{\sum (w + \Delta v) \operatorname{tg}\theta} \quad (8)$$

$$F = \frac{\sum [C \Delta x \sec\theta + [(w + \Delta v) \sec\theta - T \operatorname{tg}\phi]] \sec\theta}{(w + \Delta v) \operatorname{tg}\theta}$$

Procédure de résolution par la méthode de Jumbo :

1) Supposons que $\Delta v = 0$, résoudre F dans l'équation (9) par la méthode des approximations successives; on suppose F et on calcule T par les équations (1) et (7) pour chaque tranche; substituer T dans l'équation (9) et on obtient un nouveau F . Répéter le processus jusqu'à ce que la différence entre F supposé et le F calculé soit nulle.

2) Substituer le T final dans (3) et déterminer ΔH ; si ΔH est connue, la valeur de H pour chaque côté de chaque tranche peut être déterminée par simulation. Supposer une raisonnable ligne de poussée pour H et trouver δ et h_c pour chaque côté de chaque tranche.

Déterminer V de l'équation (4) et trouver ΔV par différence .

3) Utiliser ΔV déterminé et répéter la procédure 1) et retrouver le nouveau facteur de sécurité.

4) Répéter les procédures 2) et 3) jusqu'à ce que le facteur de sécurité converge .

d. Autres méthodes :

- Méthode de Morgenstern et Price
- Méthode de Spencer
- Méthode des éléments finis.

II.2.3 Caractéristiques mécaniques à prendre en compte dans le calcul de stabilité :

Les caractéristiques mécaniques à introduire dans le calcul

dépendent des conditions de glissement, à savoir :

* Versant apparemment stable :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, aurait le plus de chance d'apparaître.

Le principe de calcul consiste à rechercher par tâtonnement la surface de glissement qui représente le coefficient de sécurité le plus faible .

Le coefficient de sécurité unité ($F=1$) qui explique le glissement devrait alors être obtenu pour les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} \varphi = \varphi_{pic} & \text{(Valeur de pic obtenue dans un essai CD ou CU} \\ & \text{avec mesure de U à l'appareil triaxial)} \\ C = C_{min} & \text{(La moitié de la cohésion mesurée dans ce même} \\ & \text{essai, voire moins)} \end{cases}$$

* Versant où un glissement est apparu :

Le calcul de stabilité permet d'évaluer la valeur de F correspondant à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état d'équilibre. Le coefficient de sécurité unité ($F = 1$) qui explique le glissement devrait alors être obtenu pour les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} \varphi' = \varphi'_{res} & \text{(mesurées dans un essai de cisaillement} \\ C' = 0 & \text{alterné)} \end{cases}$$

II.2.4 Calcul à long terme et à court terme :

Pour des matériaux cohérents (argiles et limons), peu perméables, on distingue deux cas :

- Au cours des travaux il apparait de nouvelles répartitions de contraintes qui tendent à déformer le sol, ce qui provoque des excès de pression interstitielle qui ne peuvent se dissiper

rapidement à cause de la faible perméabilité du sol.

Ces conditions sont représentées par l'essai non consolidé, non drainé, caractérisé par : $C=C_u$;

On parle dans ce cas d'étude à court terme ou en contraintes totales.

- Après un temps variable suivant les sols, l'excès de pression interstitielle s'est dissipé, et le régime hydraulique est devenu permanent : les pressions interstitielles sont entièrement déterminées par le réseau d'écoulement. L'étude peut donc se faire en contraintes effectives (caractérisées par C' et φ'). On l'appelle étude de stabilité à long terme.

II.3- Méthodes de confortement :

Parmi les moyens de confortement usuels on distinguera les catégories suivantes :

- drainage
- protection superficielle
- terrassement
- actions mécaniques

1) Drainage :

C'est un procédé très efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. Il présente l'avantage d'être toujours dans le sens de l'efficacité, puisque toute quantité d'eau drainée améliore la stabilité, et de pouvoir s'appliquer de façon progressive.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- capter les eaux de surface
- éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones d'instabilité .
- Diminuer les pressions intersticielles en profondeur en abaissant la nappe .

a) Drainage superficiel :

Il consiste à capter les venues d'eau évidentes (sources ...), à drainer les zones en dépression où l'eau stagne, à diriger et canaliser les ruissellements au moyen des tubes en plastique .

Ainsi qu'à réaliser une rigole drainante en tête de glissement qui est destinée à recueillir et à évacuer les eaux de ruissellement provenant de l'amont du versant et qui vont s'infiltrer directement dans la zone instable, ce dispositif est fragile et doit faire l'objet d'un contrôle et d'un entretien continu .

b) Drainage profond :

Il s'agit d'intervenir :

- sur les eaux superficielles qui s'infiltreront à l'amont immédiat du glissement et qui s'écoulent dans les terrains instables.

- sur les nappes aquifères circulant dans certaines formations du versant et dont l'émergence se fait dans la zone instable

Les principaux dispositifs de drainage envisageable pour le traitement d'un versant sont :

- Tranchées drainantes :

Il s'agit en général de tranchées disposées perpendiculairement à la pente destinées à couper les alimentations venant de l'amont et donc rabattre la nappe (Fig.II.8.a). La technique consiste à mettre en place, à la partie inférieure de la tranchée, une canalisation drainante recouverte d'un matériau filtrant (Fig II.8.b). Cette canalisation doit permettre l'entrée des eaux drainées et leur évacuation au large de la zone traitée, sans reinfiltrations intermédiaires parasites. L'usage des tubes plastiques colles bout à bout et perforés sur la moitié supérieure répond bien à cette double fonction. Le matériau filtrant placé au dessus doit empêcher, par le choix d'une granulométrie appropriée, le colmatage du dispositif.

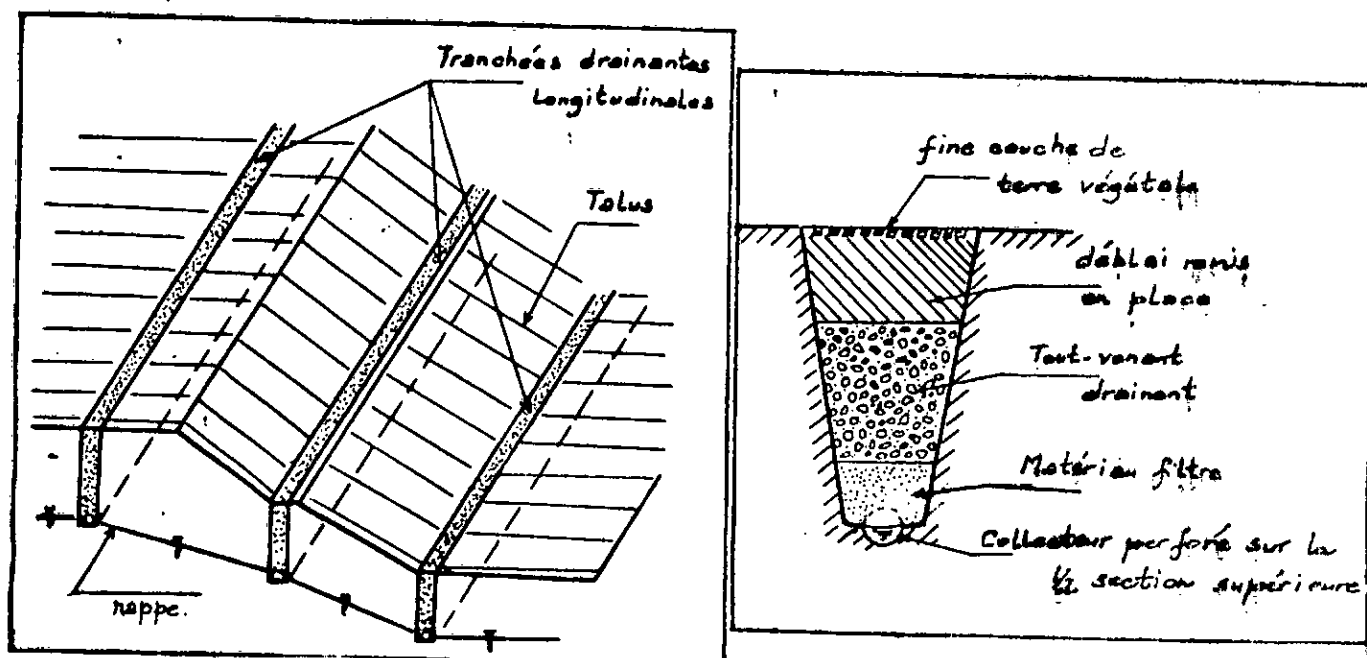


Fig II.8

a) Drainage par tranchées longitudinales

b) Coupe verticale d'une tranchée drainante.

Il faut veiller à ce que la canalisation drainante soit bien placée à la partie la plus basse de la tranchée et non au sein du massif filtrant.

Le diamètre des canalisations drainantes dépend bien sûr du volume à évacuer, mais ce volume est généralement mal connu, on adopte couramment des diamètres de 10 à 15 cm pour le réseau de base.

Les drains primaires doivent avoir une pente continue et être raccordés à des canalisations d'évacuation de plus gros diamètre (30 à 40 cm) qu'on dispose suivant la ligne de plus grande pente.

L'efficacité de ces systèmes est limitée par la profondeur, elle même liée aux engins de terrassements, ainsi qu'un contrôle et entretien continu.

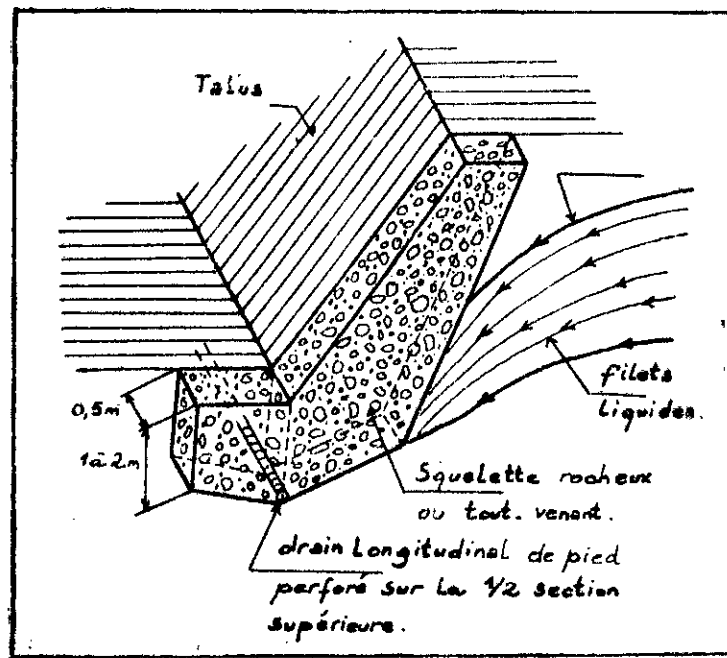
Eperons drainants :

Quand on ne peut pas réaliser une tranchée drainante, on dispose les tranchées parallèlement aux lignes de plus grande pente. Il s'agit alors d'éperons drainants qui doivent être assez profonds, en pratique on est limité à des hauteurs de l'ordre de 6 mètres.

On dispose généralement d'un éperon tous les 5 à 7 mètres au maximum (Fig II.9)

Comme pour les tranchées drainantes, le pied des éperons est raccordé à l'aval à un massif filtrant muni d'un drain collecteur.

Les éperons sont constitués d'un squelette pierreux (pierres sèches ou tout_venant à gros éléments), ils travaillent comme des contreforts intégrés au versant. Le terrain asséché adhère et "s'accroche" au squelette pierreux, cela fonctionne alors comme une sorte de masque stabilisateur.



(Fig II.9) Vue en perspective d'un éperon drainant

- Drains subhorizontaux :

Cette technique est particulièrement bien adaptée aux sites pour lesquels il faut décharger des aquifères localisés .

Il s'agit de mettre en place, au moyen de forages réalisés à partir de la surface du versant, des tubes de petit diamètre, en métal ou en plastique, perforés sur les 2/3 supérieurs de leur circonférence, et légèrement inclinés (au minimum 5 %) vers l'extérieur. La longueur des drains forés peut atteindre une centaine de mètres. Leur rayon d'action étant très faible (quelques centimètres), il faut les mettre en oeuvre en faisceau suivant plusieurs nappes.

Ainsi, ils permettent de rabattre à volonté une nappe émergente selon leur longueur et leur densité (ex : 1m de drain pour 2 à 5 m² de versant à traiter).

Il faut s'assurer que les drains sont correctement raccordés à une évacuation efficace et qu'ils sont accessibles pour d'éventuelles interventions ultérieures, notamment de nettoyage.

- Drains verticaux :

Ils sont généralement réalisés au moyen de forages provisoirement tubés (20 cm ϕ (60 cm) qu'on remplit d'un matériau filtrant. Leur mise en oeuvre est aisée. Le problème essentiel réside dans l'évacuation de l'eau recueillie, la

solution consiste, lorsque la géologie le permet à rechercher à une profondeur acceptable un horizon perméable dans lequel s'effectuera la vidange des drains verticaux.

- Critères des filtres de drains

Pour le bon fonctionnement d'un système de drainage soit assurer dans le temps, il faut que deux conditions soient remplies :

- L'érosion régressive dans le matériau drainé, sol ou fondation doit être empêchée.
- Les fines particules entraînées, même en quantités limitées ne doivent pas pouvoir obstruer le filtre proprement dit.

Les critères des filtres de drains les plus connus sont ceux de Terzaghi et de l'U.S. Bureau of reclamation.

Critères de Terzaghi

Les matériaux du filtre doivent avoir une granulométrie continue qui répond aux conditions suivantes:

$$\frac{F_{15}}{B_{15}} > 4 \quad \frac{F_{15}}{B_{85}} < 4 \quad \frac{F_{85}}{d} \geq 2 \quad \frac{F_{60}}{F_{10}} \leq 2$$

F10, F15, F60, F85 sont les abscisses de la courbe granulométrique du filtre qui correspondent respectivement à un passant de 10, 15, 60 et 85 % en poids;

B15, B85 sont les abscisses de la courbe granulométrique du sol naturel, qui correspondent respectivement à un passant de 15 et 85 % en poids;

d est soit la largeur du joint libre, soit la diamètre de la perforation.

2) Protection superficielle :

Le confortement d'un glissement par un des moyens précédemment décrit, peut être parfois accompagné d'un traitement de surface afin d'éviter les dégradations par érosion sous l'action des agents météorologiques. Cela consiste à éliminer les infiltrations superficielles issues de la pluie et du ruissellement sauvage par

les procédés suivants :

- captage de toutes les sources repérables et évacuation au moyen de tube en plastique .
- réalisation d'un réseau de rigoles étanchifiées.
- obturation des fissures superficielles qui favorisent l'infiltration en profondeur
- recherche et élimination des infiltrations anormales, il peut s'agir d'eaux apportées par :
 - . réseau d'irrigation agricole abandonné et disloqué ,
 - . des puits perdus ;
 - . des fuites d'un réseau d'eau potable sous pression , d'un réseau d'égouts, d'un canal ,etc...

En plus de ceux-ci, il y a le reboisement dont il convient de faire appel à des espèces vivaces, à prise facile, à croissance rapide et dotés d'un réseau racinaire développé et pénétrant.

Enfin il est toujours intéressant d'engazonner le versant, ainsi on peut avoir recours à des semis classiques de graines effectués soit sur le sol brut, soit sur un sol traité ou recouvert de terre végétale.

3) Terrassement:

Le terrassement reste avec le drainage le moyen le plus naturel pour agir sur la stabilité des pentes, du fait du rôle prépondérant de l'action gravitaire et de l'eau .

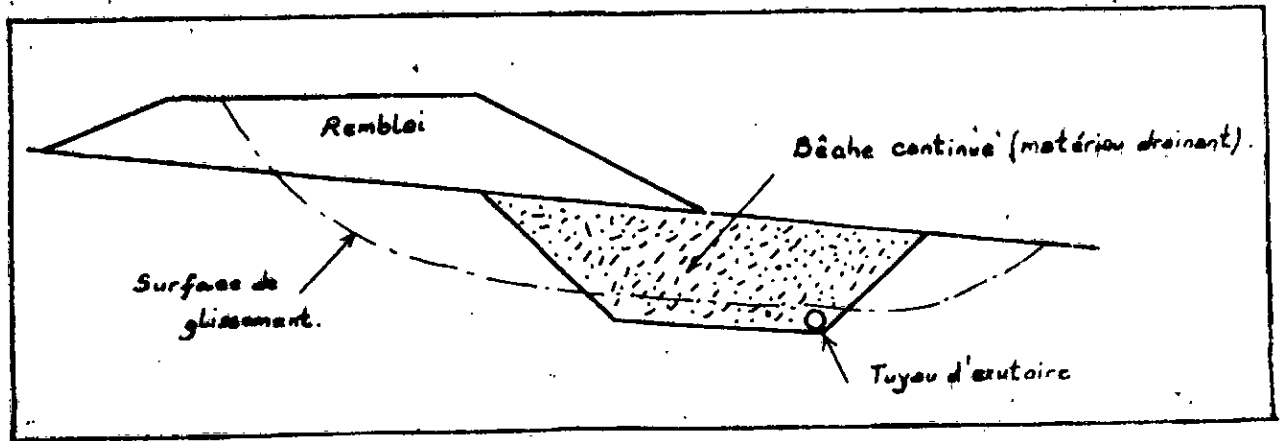
On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les substitutions (partielles ou totales) de la masse glissée.
- les actions sur la géométrie de la pente.
- les actions sur l'équilibre des masses.

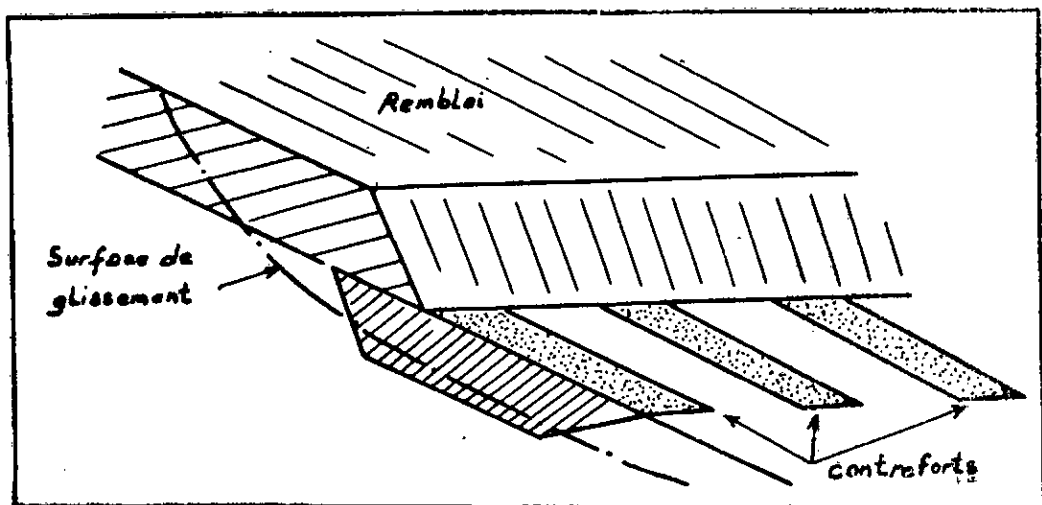
a) Substitutions :

La substitution consiste à éliminer toute la masse glissée en la remplaçant par un bon matériau (drainant). Cependant la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation

de la purge (profondeur importante, présence d'eau). On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches (Fig II.10) ou des contreforts (Fig II.11) qui, s'ils sont bien dimensionnés peuvent suffire à la stabilisation.



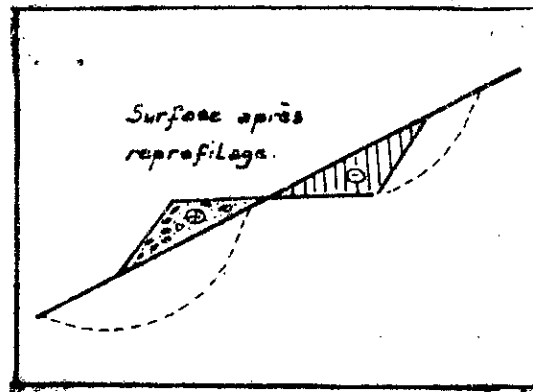
(Fig II.10) Confortement d'un remblai par une bêche de pied



(Fig II.11) Stabilisation d'un glissement par contreforts frottants

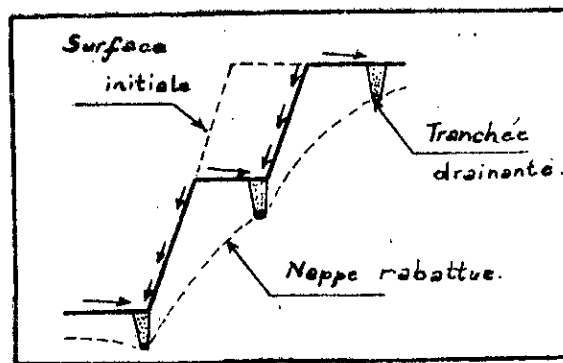
b) Actions sur la géométrie de la pente :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez augmenter la sécurité par retalutage du terrain, de façon à adoucir la pente (Fig II.12).



(Fig II.12) Reprofilage du talus

Si les hauteurs et les emprises sont imposées, on cherchera à créer des risbermes (Fig II.13) qui ont l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de servir de voie pour l'entretien ou des travaux complémentaires. Elles ont en plus un rôle protecteur dans la mesure où elles limitent l'étendue des désordres.



(Fig II.13) Effet stabilisateur des risbermes

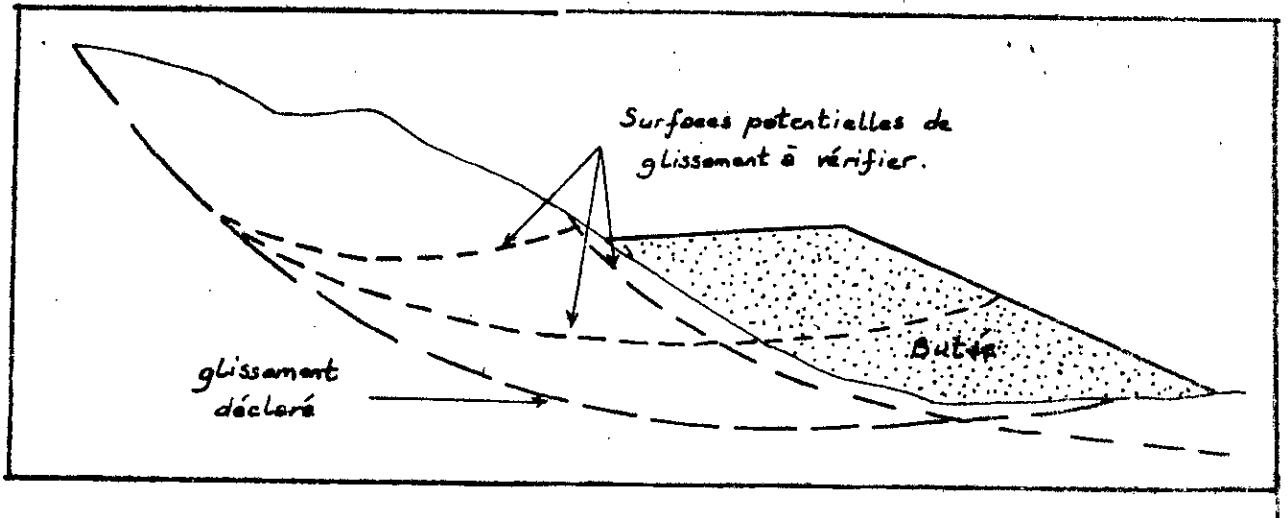
c) Les actions sur l'équilibre des masses :

Elles consistent soit à décharger en tête un glissement (talus) ou à le charger en pied.

*) **Chargement en pied :**

Un des moyens les plus simples pour stabiliser un glissement de terrain est de buter par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs. On réalise ainsi des cavaliers, des butées (Fig II.14) ou des banquettes.

Il est primordial de vérifier que ces massifs ont un volume suffisant vis à vis du glissement déclaré et de toute surface potentielle, et s'assurer qu'il ne risquent; pas de déclencher d'autres glissements vers l'aval du fait de la surcharge qu'ils représentent.



(Fig II.14) Stabilisation par butée de pied

***) Déchargement en tête :**

Le déchargement en tête consiste soit à réaliser un retalutage en tête ou caremment à éliminer l'ouvrage en tête. Cela à pour effet de diminuer les efforts moteurs.

4) Stabilisation par actions mécaniques

La stabilisation par action mécaniques s'impose lorsque :

- Les terrassements sont impossibles ou importants
- Les emprises ne libèrent qu'un espace trop limité

A l'opposé du drainage et des terrassements, ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais tentent d'en combattre les efforts. Ces structures se classent en trois familles :

- ouvrages de soutènement
- ancrages
- cloutage

a) **Ouvrages de soutènement :**

On distingue les ouvrages énumérés ci-dessous :

- les murs en béton armé ;
- les gabions fabriqués en place ou préfabriqués ;
- les murs cellulaires formés d'éléments préfabriqués à assembler en place, ou les massifs en terre armée ;
- Les parois constituées d'éléments de béton préfabriqués ou plus couramment coulés en place ou les rideaux de palplanches.

Dans les zones stables, ces ouvrages sont considérés comme des soutènements classiques et seront donc calculés en tenant compte des efforts de poussée habituels.

Dans les zones instables, animées d'un glissement de terrain actif, il est impératif, par un calcul de stabilité, de s'efforcer de définir les efforts à reprendre. Cela étant compliqué et impréci.

Ces ouvrages trouvent essentiellement leur résistance dans la force de frottement que le terrain d'assise exerce sous leur base. Lorsqu'ils sont partiellement encastés, s'ajoute à cette force une certaine butée (généralement faible) mobilisée sur leur pied aval par le terrain d'assise.

L'efficacité d'un tel ouvrage est conditionnée par la stabilité de son assise qui doit être trouvée à une profondeur acceptable.

Au delà de la surface de glissement réelle ou potentielle, ou bien dans le substratum en place.

b) **Ancrages :**

Les ancrages sont des éléments précontraints et ancrés profondément dans les couches stables et résistantes (Fig II.15).

Ils sont souvent associés :

- à des structures de surface (plaque en BA, murs, ...)
- déstinées à répartir les efforts sur le massif.

- à des structures plus profondes (pieux, barette,...) destinées à retenir la masse de sol en mouvement .

Le principe de ces éléments consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur les surfaces de rupture.

Toutefois on peut rencontrer des problèmes en zone de glissement du fait que les terrains sont souvent fracturés, ouverts, ce qui pose des problèmes pour l'injection du bulbe d'ancrage.

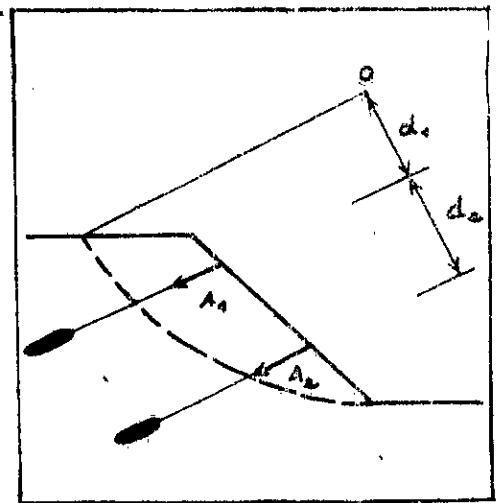
La plus simple méthode de dimensionnement consiste à tenir compte des efforts engendrés par les tirants dans un calcul à la rupture.

$$F_{\text{initial}} = \frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{mot}}} = \frac{\sum (C_1 L_1 + N_1 \operatorname{tg} \varphi')}{\sum T_1}$$

$$F_{\text{avec tir}} = \frac{M_{\text{résist}}}{M_{\text{mot}} - \sum A_1 d_1}$$

où

$$F_{\text{avec tir}} = \frac{\sum (C_1 L_1 + (N_1 + \Delta N) \operatorname{tg} \varphi')}{\sum T_1 - \Delta T}$$



(Fig II.15) Stabilisation par ancrage

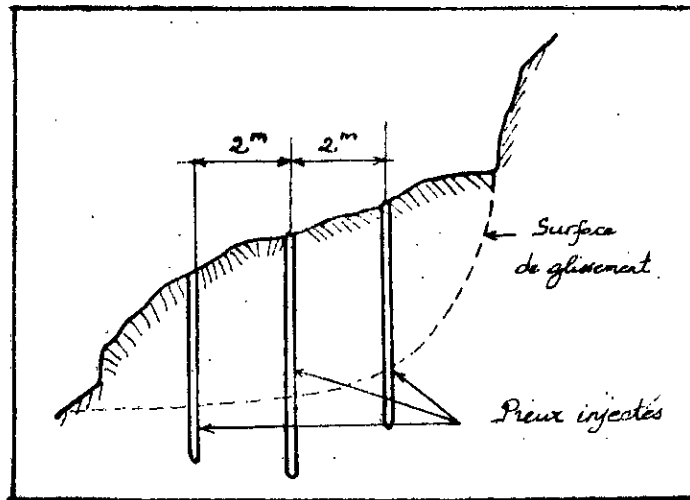
c) Cloutage :

Le cloutage consiste à battre des pieux en quinconce de façon à constituer un réseau homogène dans lequel le terrain instable retrouvera sa stabilité.

On distingue en général deux cas :

- * Mouvement peu profond (environ 3m) de talus de remblais. On peut alors dans ce cas renforcer le sol en introduisant un maillage de pieux de faibles diamètres. Il s'agit de tubes creux crépinés ($\varnothing = 50\text{mm}$) dans lesquels on introduit une barre d'acier ($\varnothing = 20\text{mm}$) et on injecte un coulis de ciment à faible

pression. La maille est de l'ordre de 2m, les tubes sont fichés de 3 à 4 mètres sous la surface de glissement (Fig II.16).



(Fig II.16) Stabilisation par cloutage

* Mouvement profond de talus de remblais :

Dans ce cas les efforts à reprendre sont beaucoup plus importants et le "clous" sont des pieux de gros diamètre qui travaillent en flexion.

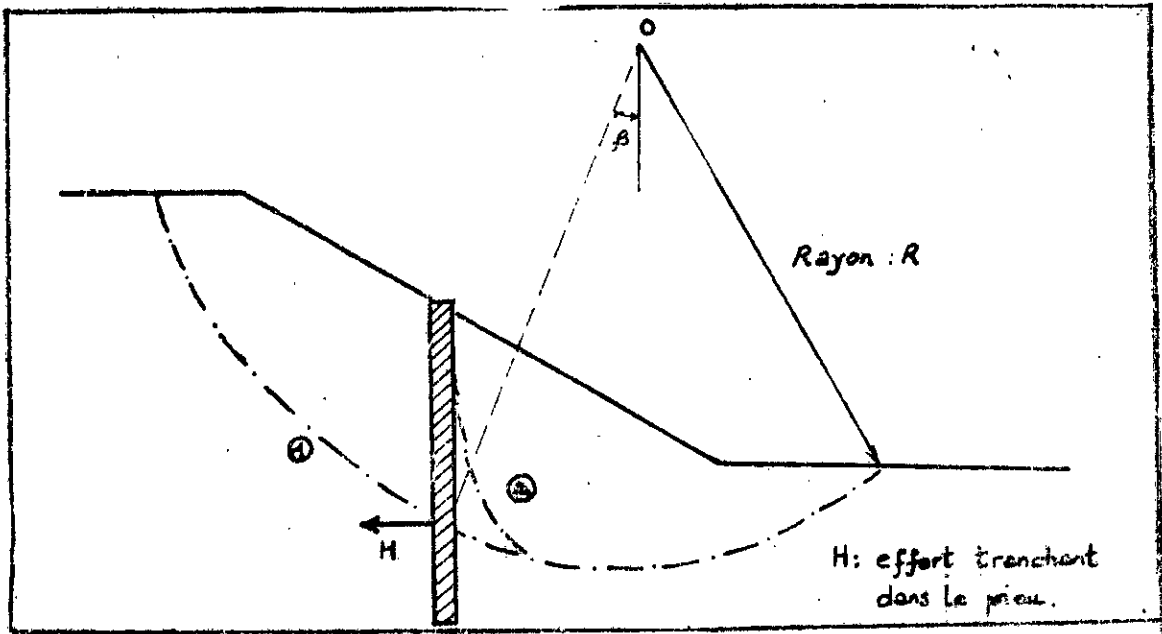
Ils peuvent être dimensionnés en leur appliquant la force nécessaire pour augmenter le coefficient de sécurité de la pente à 1.5. La contrainte de flexion qui en résulte permet alors de déterminer le diamètre des pieux. La fiche (sous la profondeur de glissement) peut être déterminée par un calcul classique de soutènement en supposant que la rangée de pieux se comporte comme un écran (Fig II.17), c'est évidemment une méthode approchée.

A défaut de méthode simple de calcul, on pourra retenir une distance d'axe en axe de pieux de deux diamètres. Afin d'assurer une meilleure répartition des efforts, on peut réaliser les pieux en quinconce sur deux rangées.

$$\text{Avant confortement : } F_1 = \frac{M_{\text{reg}}}{M_{\text{mot}}} = 1$$

On cherche à obtenir : $\Delta F \approx 0.5$ et $F_2 > 1.5$

Après confortement : $F_2 = F_1 + \Delta F = \frac{M_{ren}}{M_{inot} - HR \cos \beta}$



(Fig II.17) Confortement de glissement par une rangée de pieux

II.4- METHODES DE SURVEILLANCE DES GLISSEMENTS I

Les dispositifs de mesure mis en place sont généralement implantés afin de permettre une surveillance des principaux paramètres (déplacements et conditions hydrauliques) depuis l'étude des conditions initiales jusqu'à la réalisation des travaux, et serviront pour le suivi de l'efficacité du confortement. On distingue les dispositifs suivants :

1) En profondeur :

a) L'inclinomètre : Le meilleur moyen de détecter la profondeur de rupture consiste à seller un tube déformable dans un forage et à en suivre les déformations au cours du temps. Ceci se fait grâce à une sonde inclinométrique qui permet de mesurer les variations angulaires du tube à toute profondeur et d'en déduire la composante horizontale des mouvements des sols.

b) Puits déformable : Si on a réalisé un puits lors de la reconnaissance et les mouvements sont très importants, on peut également l'équiper de virolles indépendantes qui en se déplaçant indiquent la profondeur de glissement.

N.B : Les différents moyens de mesure pour détecter les mouvements en profondeur doivent être tenus en bon état de fonctionnement jusqu'à la phase du confortement pendant et après laquelle ils permettent de juger de l'efficacité du traitement.

2) En surface : La mesure des rotations de surface par nivelles micrométriques permet de déceler la présence ou l'absence de mouvements avec une bonne précision. En disséminant plusieurs embases de mesure sur une aire d'investigation, on peut ainsi circonscrire les zones en mouvement et les zones stables, et suivre au fur et à mesure l'aggravation éventuelle des désordres. En plus de ce dispositif il y a la topométrie (utilisation de théodolites) qui permet de déceler des déplacements en plan de l'ordre de quelque centimètres. Quand les pentes sont

importantes le niveau de précision permet de détecter des nivelées de quelques millimètres.

**III- APPLICATION
AU GLISSEMENT DE
LA RN12 (NACIRIA)**

III APPLICATION AU GLISSEMENT DE LA RN 12 (NACIRIA)

III.1- RECONNAISSANCE ET ETUDE GEOTECHNIQUE :

a) Localisation du site;

La zone affectée est localisée sur la RN 12, au PK 24 à hauteur de la ville de NACIRIA .

Le tronçon de route endommagé est long, d'une centaine de mètres environ.

b) Nature des désordres observés :

Des désordres très nets sont apparus sur le revêtement. Ils consistent en une succession de fissures pseudo-circulaires, emboîtées.

La route est en outre affectée sur les deux voies. Un affaissement est par ailleurs constaté le long de tout le tronçon affecté, ce qui accentue l'inclinaison de la route à cet endroit.

Des désordres sont également visibles le long du talus en remblai, surface mamelonnée, ouvrages de soutènement (gabions) ensevelis.

Au côté amont du talus plus précisément derrière la voie ferrée (voir plan topographique), on a constaté une stagnation d'eau, alimentée par une bouche d'égouts déversant une importante quantité d'eau usée.

En plus de ceci, on a constaté le non fonctionnement du caniveau, situé entre la route et la voie ferrée, destiné au drainage des eaux pluviales, et ce pour raison de la faible pente prévue et l'absence totale d'entretien.

Tous les traits énumérés ci-dessus sont reportés sur le plan topographique.

c) Enquête sur l'historique du site :

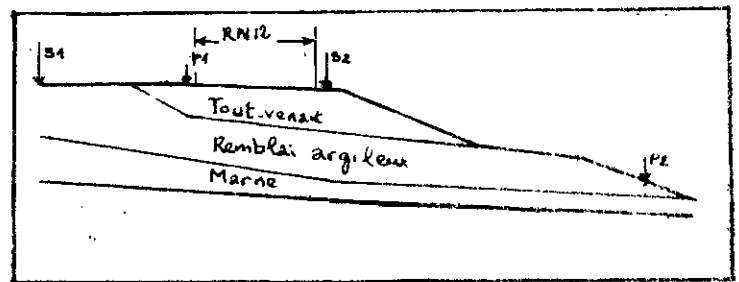
Suite à une enquête menée localement nous avons pu apprendre que le glissement n'a été identifié comme tel qu'à partir de l'année 1991. Auparavant la division des travaux publics de Bordj-Menaël procédait, à chaque

apparition de désordres sur la chaussée, à des réparations superficielles qui consistent en un renforcement du revêtement.

d) Sondages

Dans le but de la modélisation de la coupe géotechnique du versant (fig III.1), deux sondages S1, S2 ont été faits le long de l'axe du glissement.

Toutefois pour mieux apprécier l'allure des différentes couches de terrain, deux puits P1, P2 ont été réalisés, le premier sur l'accotement de la voie Alger-Tizi Ouzou avec une tarière mécanique et le second au bas du talus avec une tarière manuelle de trois mètres de profondeur.



(Fig III.10) - Emplacement des sondages.

e) Géologie du site :

La reconnaissance du site à partir des trois sondages carottés (joints en Annexe) a permis de distinguer les formations suivantes :

- Remblai sableux :

Constitué par un tout-venant d'oued, d'épaisseur variable entre 6.5 et 7.5 m.

- Remblai argileux :

Il se présente sous forme de graviers, de cailloux et de débris de briques emballés dans une matrice argilo-limoneuse. Son épaisseur varie de 8 à 9m.

- Marne :

Cette formation se compose d'une marne altérée sur une épaisseur variable de 3 à 7m, surmontant une marne grisâtre, compacte, feuilletée que l'on considère comme substratum.

f) Pluviométrie de la région :

L'analyse faite sur les précipitations durant la décennie 1980-1990, a fait ressortir que la moyenne de ces dernières est de l'ordre de 700 mm par an.

Les données pluviométriques ont été recueillies auprès de la station météorologique de Boukhalfa (Tizi-Ouzou) qui est la station la plus proche de la zone considérée et qui répond aux critères de choix en la matière, c'est à dire du point de vue de l'altitude et de l'orientation.

Il faut rappeler que ce sont les précipitations moyennes et persistantes, qui sont justement dangereuses pour la stabilité du versant, car une bonne partie de ces eaux s'infiltré et entraîne donc une imprégnation profonde des terrains. En ce sens une étude hydrologique suivra pour estimer ces infiltrations.

g) Repérage de la nappe :

La mise en place d'un piézomètre, au niveau du sondage SN1 (voir plan topographique), nous a permis de repérer un premier point de la nappe. En outre, la présence d'un ruisseau en aval du talus, nous donne un deuxième point de la nappe.

La difficulté d'accès et la non disponibilité de sondeuse, pour l'implantation d'autres piézomètres afin de repérer d'autres points de la nappe, nous ont contraints à recourir à une construction graphique, établie par KOZENY, de la surface piézométrique, à partir des deux points précédents.

- Procéde de KOZENY de construction de la ligne de saturation :

Définition :

On appelle ligne de saturation, la ligne qui dans le plan de l'écoulement, marque la séparation entre la partie du massif soumise aux infiltrations et la partie supérieure restée sèche.

Cette ligne est une ligne de courant ultime.

Construction de la ligne de saturation:

KOZENY montre que, pour une digue homogène reposant sur une assise imperméable, la ligne de saturation est une courbe parabolique, d'axe horizontal et de foyer 0 au pied aval de la digue (fig III.19)

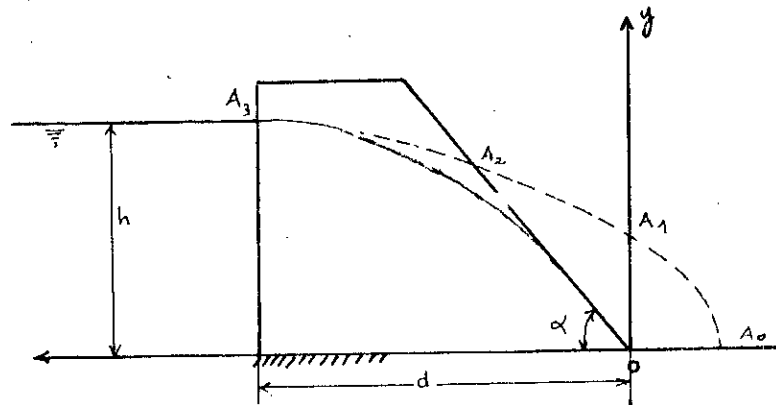
L'équation de cette courbe est :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y_0^2$$

avec $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

Les points A_0 , A_1 , A_2 , A_3 sont définis par leurs coordonnées respectives.

$$A_0 \left(\frac{y_0}{2}, 0 \right) ; A_1 (0, y_0) ; A_2 (d, h)$$



(Fig III.19)

Etapes de construction de la ligne de saturation :

- On trace la parabole théorique (en trait discontinu sur la figure III.2), de laquelle on déduit la partie supérieure de la ligne de saturation qui lui est confondue.

Le point C est défini par la distance $OC = b$

$$\text{avec } b = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad \text{pour } \alpha < 30^\circ$$

Application Numérique :

Cette application nous servira d'approche pour définir la surface piézométrique.

$h = 13.50 \text{ m}$ (relevé piézométrique)

$d = 97.50 \text{ m}$

$\alpha = 23.7^\circ$

les calculs donnent

$y_0 = 0.93 \text{ m}$

$b = 5.88 \text{ m}$

Ainsi l'équation de la parabole théorique s'écrit :

$$y = \sqrt{0.87 + 1.86 x}$$

la position du point C est définie par :

$b = 5.88 \text{ m}$

L'équation de la parabole théorique et la connaissance de la position du point C, nous permettent de tracer point par point la surface piézométrique, qu'on appellera niveau a (Tab III.1).

niveau a :

	1	2	3	4	5	6
X (m)	18.0	0.0	25.0	50.0	65.0	71.2
Y (m)	13.5	12.3	10.0	5.5	2.5	0.0

Tab III.1

L'analyse granulométrique :

Elle, permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures à 80 μm .
- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .

Cette analyse est représentée par une courbe granulométrique.

Neuf (09) échantillons ont été destinés à cette opération, les courbes granulométriques correspondantes sont jointes en annexe.

Les poids volumiques :

Le poids volumique du sol humide

C'est le rapport du poids total W d'une certaine quantité de sol à son volume V , le sol étant à une teneur en eau W :

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Les valeurs moyennes obtenues au laboratoire sont :

Tout-venant : 18 KN/m³

Remblai argileux : 20 KN/m³

Marne : 22 KN/m³

Le poids volumique du sol sec

C'est la rapport du poids de matières sèches W_d contenues dans le volume V d'une certaine quantité de sol à une teneur en eau W à ce volume V .

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V}$$

Les valeurs moyennes obtenues au laboratoire sont :

Tout-venant : 15 KN/m³

Remblai argileux : 16 kN/m³

Marne : 18 kN/m³

Les limites d'Atterberg :

Ces limites sont les teneurs en eau caractérisant conventionnellement, sur un sol fin remanié et selon un mode opératoire bien déterminé :

a . Le passage de l'état liquide à l'état plastique. La teneur en eau correspondante est appelée W_L : limite de liquidité

b . Le passage de l'état plastique à l'état solide, la teneur en eau correspondante est appelée W_p : limite de plasticité

L'indice de plasticité I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_L - W_p$$

L'indice de consistance I_c est donné par la formule :

$$I_c = \frac{(W_L - W)}{(W_L - W_p)}$$

Les résultats obtenus au laboratoire sont :

- Remblai argileux

$$57.5 \leq W_L \leq 66.0$$

$$30.33 < W_p < 32.86$$

$$25.90 < I_p < 35.25$$

- Marne

$$44.8 \leq W_L \leq 51.6$$

$$21.84 \leq W_p \leq 24.27$$

$$22.96 \leq I_p \leq 27.33$$

D'après l'abaque de Casagrande (joint en annexe) .

- le remblai argileux est une argile très plastique.

- la marne est une argile peu à très plastique

L'équivalent de sable ES :

Cet essai, simple est destiné à déterminer selon un mode opératoire précis la proportion relative d'éléments fins flocculés dans la fraction d'éléments de dimensions inférieures à 5 mm d'un sol granulaire fin.

L'équivalent de sable ES est le rapport en % de la hauteur de sable sédimenté à la hauteur totale de sable et de flocculat.

Les résultats obtenus au laboratoire sont :

ES1 = 65.00 %

ES2 = 69.96 %

ce qui donne en moyenne :

ES = 67.5 %

Conclusion :

Le sable est assez propre

1.2) Essais mécaniques

Sur des échantillons intacts parafinés ont été effectués des essais mécaniques à savoir :

- Des essais de compressibilité à l'oedomètre
- Des essais de cisaillement

*** Compressibilité à l'oedomètre :**

En vue d'une appréciation de l'état de consolidation, des essais de compressibilité à l'oedomètre ont été réalisés à trois niveaux du sol et ont donné les résultats suivants (Tableau III-2) :

sondage	Profondeur (m)	pression Pc (bars)	coefficient Cc	coefficient Cg	pression des terres surmontées (bars)
3	5.9	5.5	0.12	0.08	1.3
2	10,50	3.35	0.17	0.08	2.07
2	12.7	4.75	0.17	0.07	2.5

(Tableau III .2)

- La pression de préconsolidation représente la contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis au cours de son histoire .
- Le coefficient de compressibilité est la pente de la courbe de compression, en graphe arithmétique, relative au cycle de chargement.
- Le coefficient de gonflement est la pente de la courbe relative au cycle de déchargement .

La comparaison entre la pression de la préconsolidation et la contrainte actuelle appliquée au sol due au poids des terres surmontant le même niveau, nous indique dans les trois cas l'inégalité suivante :

$$\sigma_p > \sum \gamma_i h_i$$

par conséquent le sol est surconsolidé.

* Essais de cisaillement

Les essais de cisaillement ont pour objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement.

Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande
- L'essai de compression triaxiale
- L'essai de compression simple

Les résultats obtenus au laboratoire par l'essai de compression triaxiale.

- remblai argileux .

à court terme : $C_u = 50 \text{ kPa}$

$$\phi_u = 2.5^\circ$$

à long terme : $C = 25 \text{ kPa}$

$$\phi = 10^\circ$$

- Marne.

à court terme $C_u = 80 \text{ KPa}$.

$\varphi = 15^\circ$.

à long terme $C = 50 \text{ KPa}$

$\varphi = 22^\circ$

III.2 ETUDE DES MATERIAUX DU REMBLAI :

2.1 Introduction :

Les remblais sont souvent exécutés sans précautions, car on a tendance à les considérer comme des ouvrages secondaires de peu d'intérêt.

Si le remblai est destiné par exemple à recevoir une route, il peut en résulter des tassements importants pouvant amener des accidents dans le revêtements ou des glissements de talus, si c'est un haut remblai.

La construction d'un remblai exige énormément de soins, notamment lorsque la hauteur de celui-ci est importante, les matériaux du remblai doivent être choisis parmi d'autres, disponibles sur un rayon raisonnable du lieu de mise en oeuvre, de façon à minimiser les frais de transport .

Pour cela on effectuera des prélèvements au niveau des différents chantiers d'extraction retenus, et l'on soumettra ces échantillons à une pléade d'essais de laboratoire, énumérés dans le paragraphe suivant.

2.2) Essais d'études à effectuer

1° - Essais d'identification des sols .

C'est à dire détermination de la courbe granulométrique et des limites d'ATTERBERG : limite de liquidité L_1 , limite de plasticité L_p , et indice de plasticité:

$$I_p = L_1 - L_p$$

2° - Eventuellement essai des "sols vivants", si l'on soupçonne le sol de contenir des micro-organismes vivants :

3° - Essai Proctor normal;

4° - Essai Proctor modifié;

5° - Détermination du diagramme Proctor complet, tout au moins dans la bande de densité sèche voisine de l'optimum Proctor normal.

Il est bon de prévoir pour un sol homogène au moins

deux séries d'essais, et plus si le remblai excède 2000 m³ ou le sol est hétérogène.

2.3) Interprétation et normes conseillées

1- Si l'essai des sols vivants est positif, c'est à dire s'il y a plus de 5% d'écart entre les deux mesures du Proctor normal, ce sol doit être éliminé pour la confection des remblais. Toutefois, il peut être utilisé, mais à (une profondeur) deux mètres au moins sous la chaussée, et même à une profondeur plus grande si l'écart est nettement supérieur à 5 %

2- Si l'on a le choix entre plusieurs sols, le meilleur est celui :

- dont la courbe granulométrique se rapproche le plus d'une courbe granulométrique de Talbot.
- dont l'indice de plasticité est le plus bas.
- dont la courbe de Proctor est la plus aplatie.

Les sols meilleurs sont ceux qui se rapprochent le plus des bétons de sols pour fondation, c'est à dire des sols qui ont une courbe convenable et un indice de plasticité inférieur à 6.

Les sols à caractéristiques Proctor les plus aplaties, sont les plus faciles à mettre en oeuvre, car ils n'exigent pas un contrôle précis de la teneur en eau et la compacité, sur chantier.

Si plusieurs sols doivent être utilisés simultanément, placer le meilleur par dessus. Toutefois les sols à indice de plasticité nul, c'est à dire sables et graviers, résistent mal à l'érosion qui doivent être protégés par une carapace constituée à l'aide d'un sol cohérent. D'autre part les sols à indice de plasticité nul et à mauvaise granulométrie (resserée) se compactent difficilement car ils roulent sous le cylindre.

Les sols contenant des micro-organismes vivants doivent être éliminés pour la confection des remblais, car lorsque ces derniers se multiplient, ils absorbent

beaucoup d'eau et gonflent; lorsqu'ils meurent, cette eau s'élimine, et il y a tassement. De tels sols doivent être en principe éliminés, ou tout au moins utilisés seulement en profondeur.

3- La compacité à donner au remblai doit être comprise entre un taux légèrement inférieur (5% au plus) de la compacité optimum Proctor normal, et la compacité optimum Proctor modifié.

4- Le diagramme Proctor est utilisé pour la réalisation sur le chantier de mise en oeuvre.

2.4) Classification du tout-venant

Classification LCPC

Pour les courbes granulométrique (1)

- 100% des éléments ont un diamètre > 0.08 mm

- 33 % des éléments ont un diamètre < 2 mm

Soit donc 67 % des éléments ont un diamètre > 2 mm par conséquent plus de 50 % des éléments > 0.08 mm ont un diamètre > 2 mm il s'agit donc d'une grave.

D'après les chiffres sus-cités, moins de 5% des éléments ont un diamètre < 0.08 mm.

* $D_{60} = 8$ mm , $D_{10} = 0.32$ mm , $D_{30} = 1.6$ mm

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = 25 > 4$$

$$1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} = 1.07 < 3$$

Les deux conditions nous permettent de déterminer le symbole.

Conclusion :

Notre tout-venant est une grave propre bien graduée Gb

Classification RTR

Pour la courbe (1)

. Tamisat à 80 μm (=0%) < 5% le tout-venant appartient donc à la classe D : classe des sols et roches insensibles à l'eau

. 67 % des éléments ont un diamètre > 2mm. La sous classe du tout-venant est D2 : sous classe des graves alluvionnaires propres, sables.

Commentaires :

- D'après les RTR, le tout-venant est un sol sans cohésion et perméable, autrement dit insensible à l'eau. De plus, il est bien gradué, ce critère lui offre une bonne aptitude à supporter le trafic, ainsi qu'une résistance à l'érosion. On note aussi qu'un tel sol n'a aucune possibilité de tassement et de gonflement . Les différents caractères de ce sol expliquent son utilisation assez répandue comme corps de remblai routier.

- Un examen rapide des courbes Proctor du tout-venant (jointes en annexe), montre que celles-ci sont aplaties, par conséquent sa mise en oeuvre est aisée.

2.5) Classification du remblai argileux

Classification RTR

- Diamètre des plus gros éléments < 50 mm

- Tamisat à 80 μm > 5 %

La classe du corps argileux est donc A : classe des sols fins

- I_p de l'ordre de 30, notre sol se rangerait dans la sous-classe A3

Classification selon l'abaque de CASAGRANDE

Avec les caractéristiques ci-dess :

$I_p = 30 \%$, $L_l = 60 \%$ notre sol serait une argile très plastique At.

Commentaires

D'après les RTR, ce sol est très difficile à mettre en oeuvre en raison :

- de son caractère collant ou glissant dû à sa plasticité et à sa faible perméabilité ;
- de sa portance faible dans le cas des teneurs élevées.

Les caractéristiques Proctor (jointes en annexe) non aplatis de ce sol confirment la difficulté de mise en oeuvre.

De plus la plasticité d'un sol pareil entraîne pour les remblais des risques de glissement d'autant plus grands que ces remblais sont élevés.

En outre, la possibilité de tassement et de gonflement est élevée

Conclusion :

Contrôler un remblai, une fois que la mise en oeuvre est terminée, est impossible car le contrôle s'effectue en permanence durant la réalisation.

Pour cela nous avons procédé à une étude des matériaux composant le remblai, à travers laquelle il ressort que

- Le tout-venant mis en place est recommandé pour les terrassements routiers. Par conséquent la qualité de celui-ci n'est pas à l'origine des désordres observés sur la chaussée, ce qui nous pousse à faire un calcul de vérification au glissement.
- Par contre le remblai argileux ne peut être utilisé qu'avec certaines conditions :
- traitement à la chaux .

- compactage moyen par couches minces .
- hauteur faible à moyenne .

Sachant que la réalisation de ce remblai argileux date de plusieurs décennies, on pourra dire que les risques de tassements sont minimes. Toutefois la faiblesse des caractéristiques peuvent engendrer d'éventuels glissements, ce qui nous contraint aussi à faire une vérification au glissement.

III.3 VERIFICATION DE LA STABILITE AU POINCONNEMENT :

Le schéma de rupture du sol de fondation est analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable) la pression maximale admissible, sur le sol q_{max} , en fonction de la cohésion drainée C_u , est donnée par:

$$q_{max} = (\pi + 2) C_u$$

La contrainte variable apportée par le remblai de poids volumique γ et de hauteur H est approximativement, sous l'axe:

$$Q = \gamma H$$

et le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{max}}{Q} = \frac{(\pi + 2) \cdot C_u}{\gamma H}$$

Lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le schéma de rupture correspondant au coefficient

$(\pi + 2)$ (cas d'une fondation superficielle de dimension réduite sur une couche épaisse d'argile) n'est plus acceptable. Dans ce cas Mandel et Salençon ont proposé une solution dans laquelle la pression limite sur le sol s'exprime par :

$$q_{max} = C_u \cdot N_c \left(\frac{B}{h} \right)$$

B : largeur moyenne du remblai

C_u : cohésion du sol de fondation

h : la hauteur du sol compressible

N_c : coefficient donné par une abaque en fonction de B/h

L'expression de F devient :

Application numérique :

$C_u = 50 \text{ kPa}$

$$F = \frac{q_{max}}{q} = \frac{C_u \cdot N_c \left(\frac{B}{h}\right)}{\gamma H}$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 7 \text{ m (hauteur moyenne)}$$

$$B = 35 \text{ m (largeur moyenne)}$$

$$h = 9 \text{ m (hauteur moyenne)}$$

Détermination de N_c

$B/h = 3.89$ d'après l'abaque de Mandel et Salençon :

$$N_c = 6.2$$

Calcul de E

$$F = 2.46$$

Conclusion :

Le coefficient de sécurité F dépasse 1.5, donc le risque de rupture par poinçonnement est écarté.

III.4 CALCUL DE STABILITE AU GLISSEMENT:

4.1 PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL

Le logiciel de calcul de la stabilité "NIXES ET TROLLS" permet l'évaluation du coefficient de sécurité par trois méthodes à savoir :

- Méthode de BISHOP (courbe de rupture circulaire);
- Méthode de JUMBO (courbe de rupture circulaire);
- Méthode des PERTURBATIONS (courbe de rupture quelconque).

Courbe de rupture circulaire

Pour ce mode de calcul, on définit un quadrillage des centres des cercles de rupture.

Par les méthodes de BISHOP et JUMBO (déjà exposées), pour chacun des centres du quadrillage, le programme calcule le cercle tangent au BED-ROCK, détermine son coefficient de sécurité. Puis, pour le même centre, le rayon est diminué de DR (valeur fixée par l'utilisateur) par rapport au rayon du cercle précédent et le coefficient de sécurité, pour ce nouveau cercle, est calculé. Le programme passe au centre suivant du quadrillage lorsque le cercle ne coupe plus le talus.

Le cercle critique sera celui possédant le coefficient de sécurité le plus faible.

Courbe de rupture quelconque :

La méthode considère que la courbe est connue, les points de départ et de fin seront pris sur le talus. Si le nombre de points définissant la courbe est insuffisant (inférieur à 10), le programme procède au lissage par des fonctions de troisième degré. Puis, il passe au calcul par une discrétisation de la masse de terre en mouvement et fournit ensuite les valeurs du coefficient de sécurité et des paramètres ainsi que le poids des terres en mouvement.

MODELISATION DU TALUS :

Le talus est modélisé par des segments reliant des points. Ces segments délimitent les couches géotechniques et forment le toit du talus. L'ensemble des couches repose sur un "BED_ROCK" au delà duquel aucun glissement ne peut se produire. Le BED_ROCK est représenté par un nombre de points. A chaque couche on attribue les caractéristiques mécaniques c et φ , ainsi que la largeur de la tranche LT .

On peut définir les conditions hydrauliques en donnant la position de la nappe ou en imposant la pression interstitielle dans une couche donnée par une série de points.

RESUME DES DONNEES :

Couche : N° , γ (KN/m³) , c (KPa) , φ (degré) , LT (m)
POINT : N° , x , y , position par rapport au talus
SEGMENT : N° , point à droite, point à gauche, N° de la couche au dessous
NAPPE : - Nombre de points
- X_i , Y_i
- Pression interstitielle

Méthodes de Bishop et de Jumbo :

DR, XO, YO, DX, DY, NX, NY
DR : Pas de variation du rayon des cercles
XO, YO : Coordonnées du premier centre de cercle
DX, DY : Pas de variation des centres de cercle
NX, NY : Nombre de noeuds du quadrillage

Méthode des perturbations :

Nombre de points
 X, Y : Coordonnées des points de la courbe

DESSIN :

La dernière version "NIXES et TROLLS" présente l'avantage :
- de visualiser sur un dessin, le talus, les différentes

couches composant le versant, l'allure de la nappe et notamment les courbes de ruptures.

- d'imprimer le dessin

4.2) Caractéristiques géotechniques prises dans les calculs

En se référant aux résultats obtenus au laboratoire, on peut avancer les valeurs données dans le (tableau III.3).

Couche caractéristiques		Tout_venant	Remblais argileux	Marne
γ (KN/m ³)		18.	20.	22.
Court terme	C_u (KPa)	0.	50.	80.
	ϕ_u (°)	30.	0.	0.
Long Terme	C_u (KPa)	0.	25.	50.
	ϕ_u (°)	30.	10.	22.

(Tableau III.3)

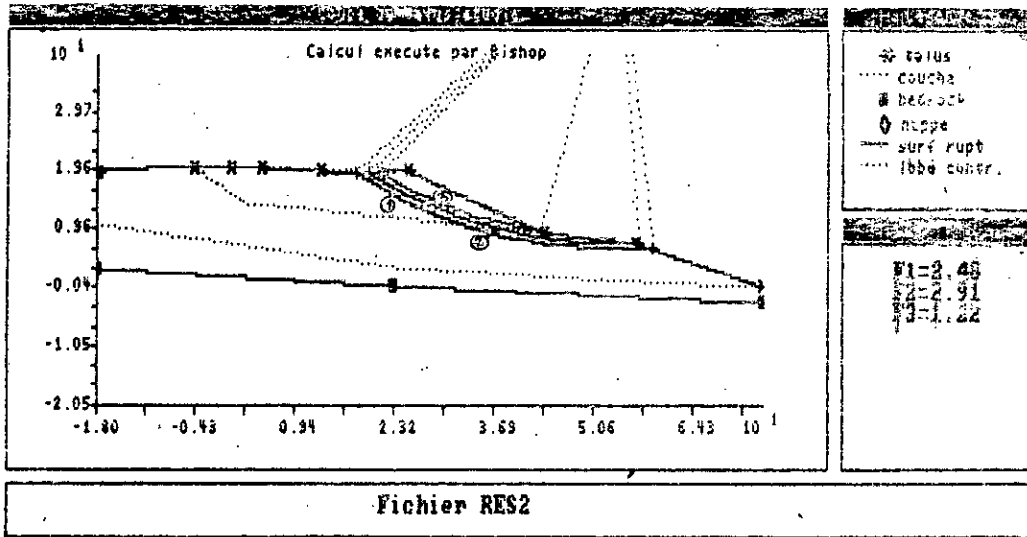
4.3) CALCULS

Plusieurs quadrillages ont été testés, afin de déterminer les lignes de glissements présentant les coefficients les plus faibles.

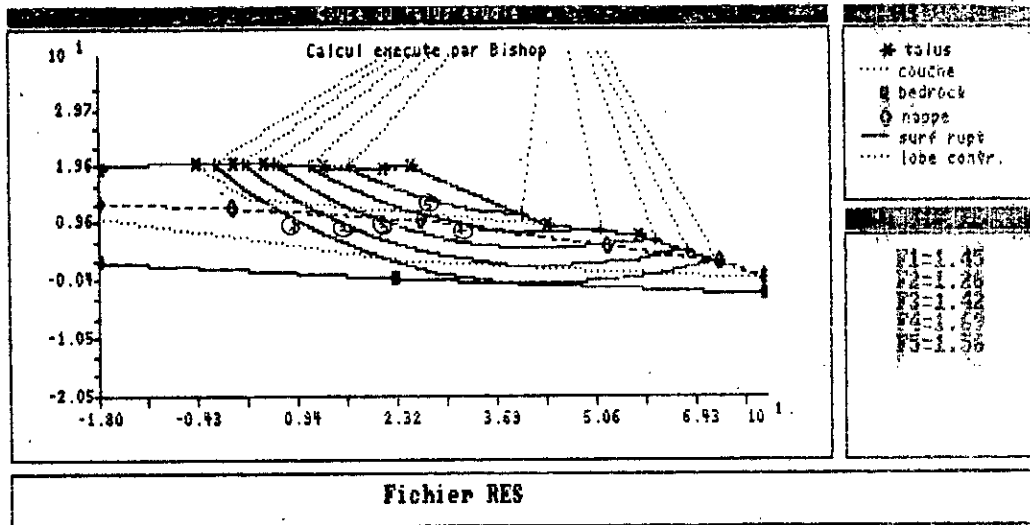
Ainsi on est arrivé à repérer deux familles de courbes, l'une superficielle concernant la couche de tout-venant, l'autre plus profonde se développant dans la couche d'argile (voir dessins D1 et D2).

Le glissement superficiel (que l'on appellera glissement (1)) explique les fissures observées sur la chaussée. A l'encontre de celui-ci qui a déjà eu lieu, le glissement profond (que l'on appellera glissement (2)) est potentiel, il risque de se produire à n'importe quel moment. Notons que ce glissement n'intéresse que la couche d'argile.

Dans le système d'axes choisi pour la modélisation du talus,



(Dessin D1).



(Dessin D2).

les deux lignes de glissement sont définies par les coordonnées du centre (X_0, Y_0) et le rayon R du cercle correspondant donné dans le (tableau III.4) et illustrées par les dessins (D3 et D4).

glissement	(X_0, Y_0)	R (m)	Coefficient de sécurité			
			A court terme		A long terme	
			FB	FJ	FB	FB
(1)	52., 60.	51.75	1.21	1.22	1.21	1.22
(2)	43., 58.	56.21	1.30	1.36	1.26	1.27

(Tableau III.4)

FB :Coefficient de sécurité obtenu par la méthode de BISHOP.

FJ :Coefficient de sécurité obtenu par la méthode de JUMBO.

Remarque :

Le glissement (1) ayant déjà lieu, les caractéristiques avec lesquelles il s'est produit ne sont pas celles évaluées par les essais. Cela est dû aux difficultés de déterminer ces caractéristiques au niveau de la ligne de rupture. Ainsi nous avons procédé à une analyse rebours afin d'estimer les valeurs des caractéristiques pour un coefficient de sécurité égal à l'unité donnant lieu à un état instable.

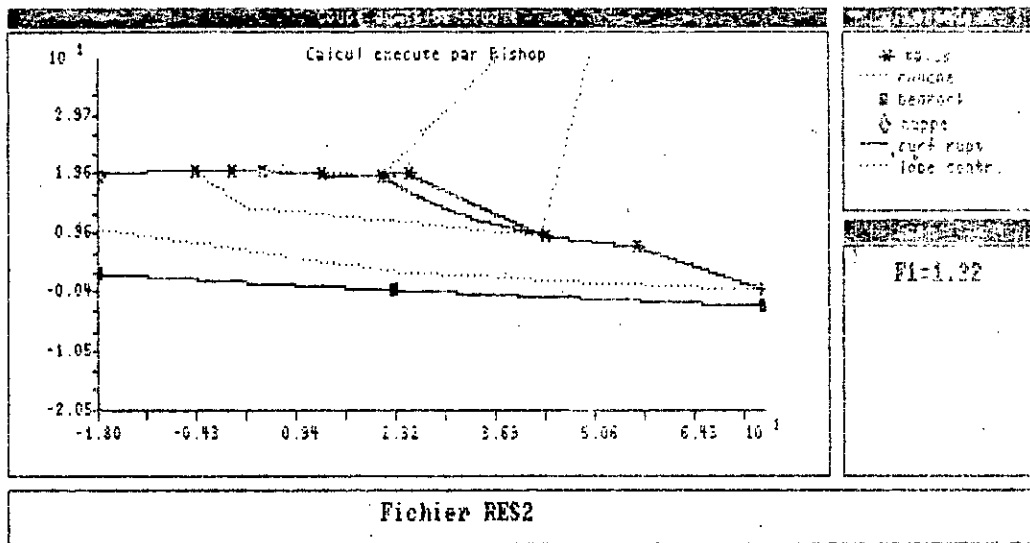
Cette analyse a été menée comme suit (Tableau III.5)

ϕ (°)	20.	25.	25.4	26.	30.
F	0.76	0.98	1.00	1.03	1.21

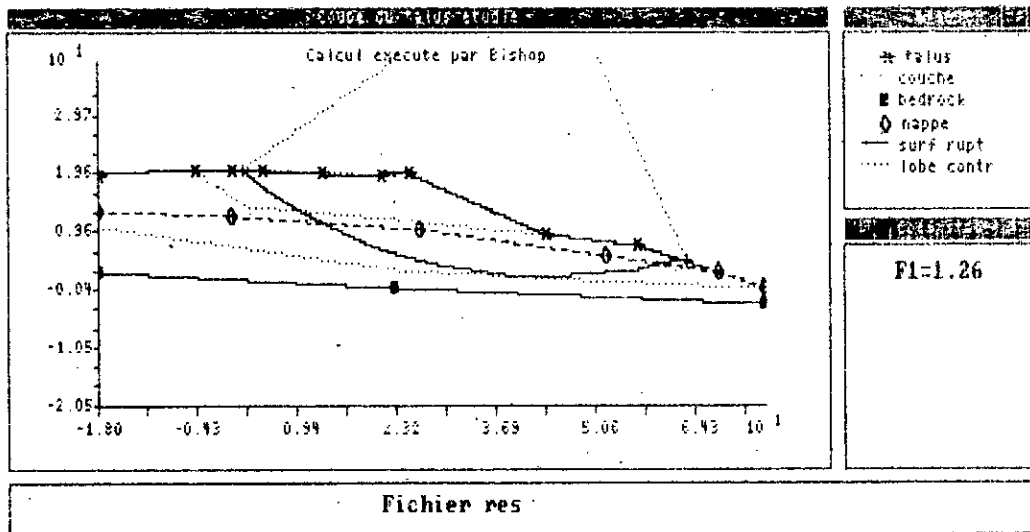
(Tableau III.5)

Conclusion :

Les caractéristiques mécaniques avec lesquelles la couche du tout_venant a glissé sont :



(Dessin D3).



(Dessin D4).

$$\phi = 25,4^{\circ}$$

$$c = 0^{\circ}$$

Causes du glissement (1)

Ce glissement est dû essentiellement aux différentes causes suivantes:

- hauteur et pente importantes du tout-venant;
- trafic routier de plus en plus intense;
- infiltrations des eaux pluviales;
- vibrations du train

En effet, on ne peut exclure aucun de ces phénomènes, dont la conjugaison est à l'origine des désordres observés en surface.

III.5 ETUDE HYDROLOGIQUE

5.1 Introduction:

L'appréciation de l'influence de l'eau revêt une importance du même titre que les résultats des campagnes d'identification et de reconnaissance du site.

Cependant souvent, lors des investigations, l'action est mal ou n'est pas pleinement élucidée pour diverses raisons car, sous l'effet de certains paramètres tels que : le climat, les précipitations, l'évapotranspiration, le ruissellement et les infiltrations pendant l'année et durant des cycles climatiques à long terme, les conditions d'écoulement de l'eau varient d'une façon tout à fait aléatoire.

Dans cette présente étude, s'étalant sur une période de douze ans, on se propose de dresser un bilan hydraulique du site, nous permettant ainsi d'estimer :

- La quantité d'eau se précipitant
- La quantité d'eau s'évaporant
- La quantité d'eau s'infiltrant
- La quantité d'eau ruissellant

5.2 Données météorologiques :

Les données recueillies auprès de la station météorologique de BOUKH LFA sont consignées dans deux tableaux.

Le tableau III.6 montre l'évolution des précipitations durant la période 1980-1992.

Le tableau II.7 montre l'évolution des températures durant la période 1980-1992.

Année	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1988	1990	1991	1992	
Janvier	47,5	21,53	3,4	120,3	123,9	67,0	92,3	37,9	7,1	78,4	104,2	145,3	86,9
février	69,7	140,6	66,8	152,6	161,3	108,8	218,0	43,4	45,4	NT	145,3	40,9	99,4
Mars	97,7	25,5	50,9	74,7	260,1	117,7	42,9	86,2	32,0	40,6	83,5	94,0	83,8
Avril	82,7	11,5	25,5	31,0	19,8	36,3	5,6	68,9	93,2	88,4	43	170,0	56,3
Mai	31,0	30,0	14,5	77,5	67,1	4,4	18,2	14,8	3,7	89,1	41,3	62,5	37,8
Juin	2,7	2,3	NT	12,3	0,1	10,8	5,1	24	9,9	21,7	3,3	33,1	10,4
Juillet	NT	NT	0,6	NT	1,4	1,4	NT	11,1	3,2	26,3	1,0	7,3	4,4
Août	35,8	1,5	30,3	NT	18	15	5,3	NT	42,7	22,3	6,7	0,2	14,8
Septembre	2,2	89,1	2,4	34,3	47,4	27,4	10,3	58,0	23,0	11,4	11,6	6,7	27,0
Octobre	47,8	75,1	32,2	114,1	67,3	48,4	39,7	5,2	28,0	55,7	177,8	79,9	64,3
Novembre	45,0	211,9	89,7	30,4	77,3	106,9	97,7	82,5	79,5	63,9	34,5	94,9	84,5
Décembre	89,1	157,7	58,8	169,1	63,9	120,7	47,8	251,7	35,8	230,1	13,5	190,0	119
total	551,2	960,5	375,1	816,3	907,6	665,5	582,9	683,7	403,5	727,9	685,7	924,8	

Tableau III.6

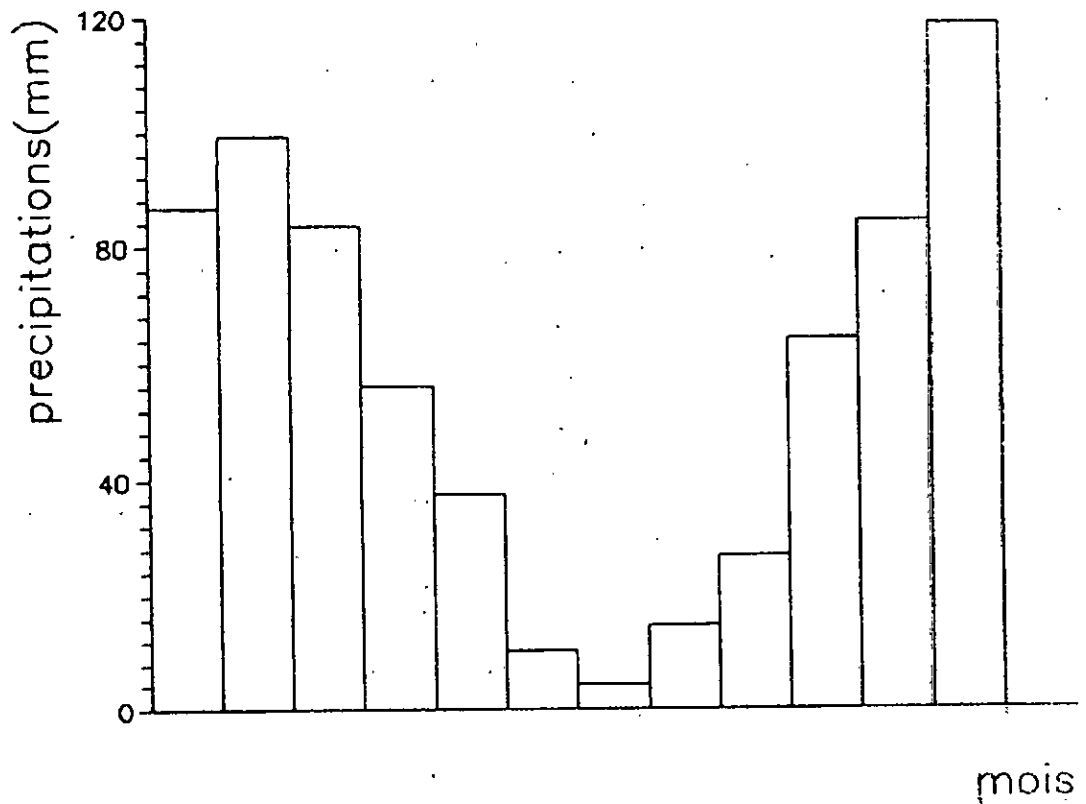
Année	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	
Janvier	10,2	10,6	10,0	10,8	9,4	10,0	-	13,2	10,2	10,9	10,4	9,7	10,5
février	11,4	12,6	11,4	11,8	-	11,4	11,3	11,6	12,4	14,4	10,4	11,1	11,8
Mars	12,5	-	13,5	13,0	11,6	13,2	13,3	12,7	14,6	15,0	10,9	12,4	13,0
Avril	16,2	15,4	14,5	-	16,1	14,3	17,7	15,8	15,1	15,2	13,9	15,0	15,4
Mai	18,7	21,1	19,2	18,4	18,5	21,6	18,0	19,7	19,4	19,8	16,5	18,9	19,1
Juin	23,5	22,4	23,7	25,2	24,6	23,7	23,3	23,0	23,3	25,1	23,2	-	23,7
Juillet	-	26,2	29,0	27,6	27,7	27,5	27,7	27,5	-	26,7	28,2	-	27,6
Aout	27,0	29,3	-	28,9	27,1	-	29,6	28,6	-	-	-	-	28,4
Septembre	25,0	25,7	27,0	-	24,7	26,5	27,4	23,7	-	27,0	-	-	25,9
Octobre	21,5	22,0	20,3	20,2	20,1	21,9	22,9	22,5	-	21,5	18,7	19,5	21,0
Novembre	-	15,0	15,6	16,2	16,2	15,6	15,3	16,1	-	15,6	14,3	16,1	15,6
Décembre	-	12,4	-	12,5	12,7	11,0	13,8	10,7	15,2	-	10,1	12,3	12,3
Total	18,5	18,8	18,7	18,8	18,4	18,8	19,2	18,8	19,1	19,3	17,6	18,4	18,7

Tableau III-7

5.3 Etudes des précipitations :

5.3.1 Précipitations moyennes mensuelles

La figure III-20 montre la répartition des précipitations moyennes mensuelles de 1980 à 1992

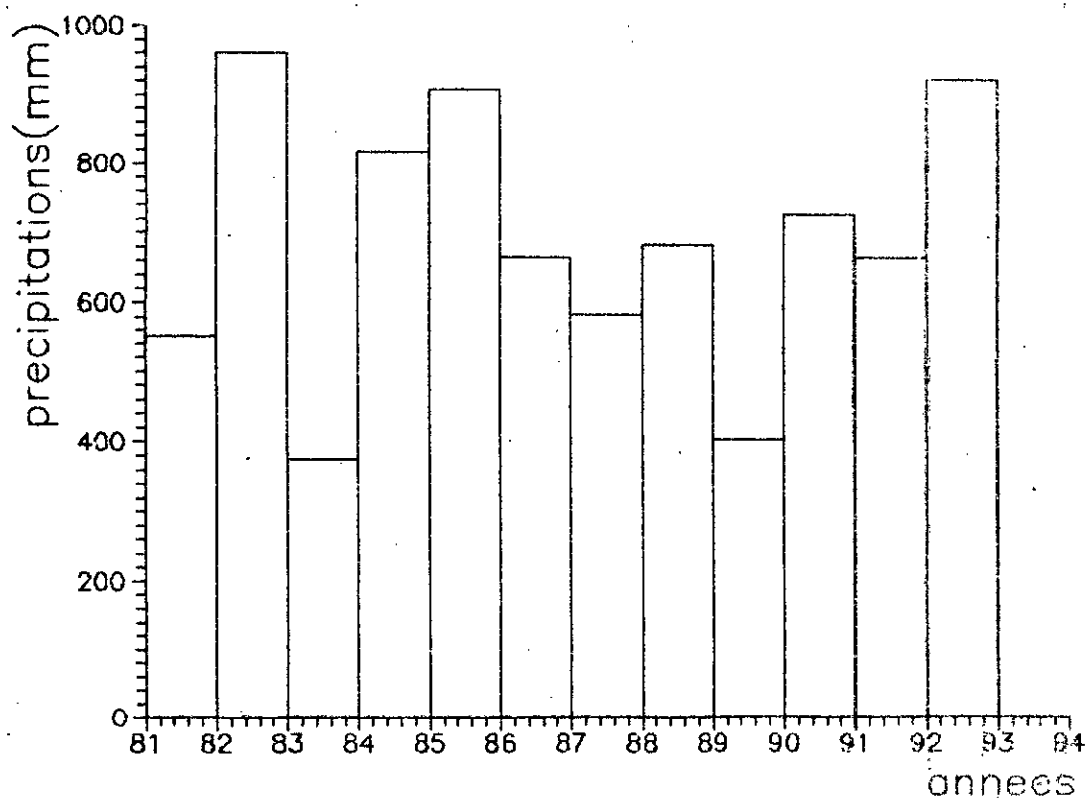


(fig. 20) - Diagramme des précipitations moyennes mensuelles.

Nous constatons que les mois de Novembre à Mars sont les mois les plus pluvieux. C'est en ces mois ou la pluviométrie atteint son seuil, et l'on pourrait s'attendre à un éventuel glissement.

5.3.2 Précipitations moyennes annuelles :

La figure 16.14 montre la répartition des précipitations moyennes des années 1980-1992



(fig. 16.14 - Diagramme des précipitations moyennes annuelles.

5.3.3 Détermination de la lame d'eau précipitée:

Afin de pouvoir estimer ou apprécier la lame d'eau moyenne, nous devons faire un calcul statistique.

- Valeur moyenne de la lame d'eau précipitée :

$$P = \frac{\sum P_i}{n}$$

- Ecart-type :

$$\sigma_p = \left[\frac{1}{n} \sum (P_i - P)^2 \right]$$

- Intervalle de confiance :

$$P \pm U_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma_p}{\sqrt{n}} = [P_1, P_2]$$

$$P_1 \leq P_{\text{moy-ann}} \leq P_2$$

Où :

P : est la précipitation moyenne annuelle en mm

n : est le nombre d'observations

α : est le risque d'erreur

$U_{1-\alpha/2}$: est lu à partir de la table de Gauss

Application numérique :

$$\alpha = 0.05$$

$$U_{1-\alpha/2} = 1.96$$

$$P = 688.7 \text{ mm}$$

$$\sigma_p = 176.1 \text{ mm}$$

$$P_1 = 589.1 \text{ mm}$$

$$P_2 = 788.3 \text{ mm}$$

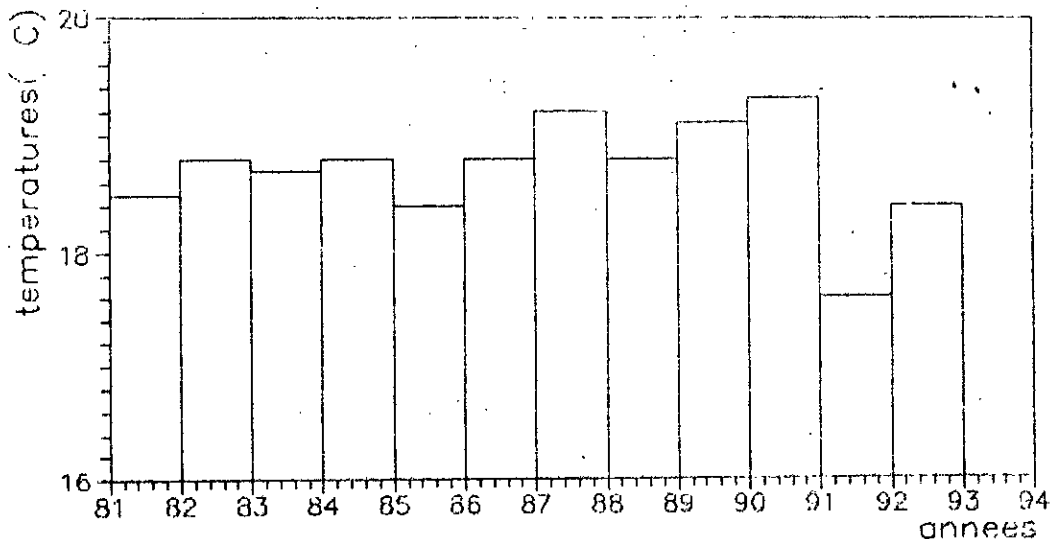
Présentation du résultat :

$$589.1 \text{ mm} \leq P_{\text{moy-ann}} \leq 788.3 \text{ mm}$$

5.4 Etude des températures :

5.4.1 Températures moyennes annuelles :

La figure III-22 montre l'évolution des températures moyennes annuelles.



(fig. III-22) - Diagramme des températures moyennes annuelles.

5.4.2 Détermination de la température moyenne :

La détermination de la température moyenne annuelle nous contraint de faire un calcul statistique.

- Moyenne :

$$T = \frac{\sum T_i}{n}$$

- Ecart type :

$$\sigma_T = \left[\frac{1}{n} \sum (T_i - T)^2 \right]$$

- Intervalle de confiance :

$$T \pm U_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma_T}{\sqrt{n}} = [T_1, T_2]$$

$$T_1 \leq T_{\text{moy-ann}} \leq T_2$$

où :

T : est la température moyenne annuelle

n : est le nombre d'observations

α : est le risque d'erreur

$U_{1-\alpha/2}$: est lu à partir de la table de Gauss

- Application numérique :

$$\alpha = 0.05$$

$$U_{1-\alpha/2} = 1.96$$

$$T = 18.7$$

$$\sigma_T = 0.2$$

$$T_1 = 18.6^\circ\text{C}$$

$$T_2 = 18.8^\circ\text{C}$$

Présentation du résultats:

$$18.6^\circ\text{C} \leq T_{\text{moy-ann}} \leq 18.8^\circ\text{C}$$

5.5 Etude de l'évapotranspiration :

On désigne sous le nom d'évapotranspiration l'ensemble des phénomènes d'évaporation de l'eau du sol et des nappes liquides, et de transpiration des végétaux.

Elle dépend du climat et de ses variations qui sont déterminées par la température, l'humidité de l'air et le rayonnement solaire.

On distingue l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle.

Dans cette présente étude, on s'intéressera à l'évapotranspiration réelle.

5.5.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle :

On appelle évapotranspiration réelle (E.T.R), dans un intervalle de temps donné, la lame d'eau effectivement évaporée et ou transpirée dans les conditions réelles de teneur en eau du sol.

* Formule de TURC :

La formule de TURC exprime l'ETR moyenne en fonction de la température moyenne annuelle et de la précipitation moyenne annuelle.

$$ETR = \frac{P}{\left(0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2\right)^{0.5}}$$

avec :

$$L = 0.05 T^3 + 25 T + 300$$

P : Pluviométrie moyenne annuelle en mm

T : Température moyenne annuelle

- Application numérique :

$$P_1 = 589.1 \text{ mm}$$

$$P_2 = 788.3 \text{ mm}$$

$$T_1 = 18.6^\circ\text{C}$$

$$T_2 = 18.8^\circ\text{C}$$

$$L_1 = 1086.7$$

$$L_2 = 1102.2$$

$$ETR_1 = 539.0 \text{ mm}$$

$$ETR_2 = 663.5 \text{ mm}$$

- Présentation des résultats

$$539.0 \text{ mm} \leq ETR \leq 663.5 \text{ mm}$$

* Formule de COUTAGNE :

La formule de COUTAGNE fait intervenir les mêmes paramètres que celle de TURC: la température moyenne et la pluviométrie moyenne. Cependant elle n'est applicable que si les précipitations vérifient la condition :

$$\frac{1}{8 B} \leq P \leq \frac{1}{2 B}$$

Avec :

$$B = \frac{1}{0.8 + 0.14 T}$$

L'évapotranspiration est donnée par :

$$E.T.R = P - B P^2$$

P : Désigne la précipitation moyenne annuelle en mm

T : Désigne la température moyenne annuelle en °C

Application numérique :

$$P_1 = 589.1 \text{ mm} = 0.589 \text{ m}$$

$$T_1 = 18.6 \text{ °C}$$

$$B_1 = 0.29$$

$$P_2 = 788.33 \text{ mm} = 0.788 \text{ m}$$

$$T_2 = 18.8 \text{ °C}$$

$$B_2 = 0.29$$

. Verification de la condition de validité de la formule :

$$\frac{1}{\theta B_1} (= 0.431) \leq P_1 (= 0.589) \leq \frac{1}{2 B_1} (= 1.724)$$

vérifiée.

$$\frac{1}{\theta B_2} (= 0.431) \leq P_2 (= 0.788) \leq \frac{1}{2 B_2} (= 1.724)$$

vérifiée.

. Calcul de l'E.T.R

$$E.T.R_1 = 0.488 \text{ m} = 488 \text{ mm}$$

$$E.T.R_2 = 0.608 \text{ m} = 608 \text{ mm}$$

. Présentation du résultat :

$$488 \text{ mm} \leq E.T.R \leq 608 \text{ mm}$$

5.5.2 Présentation des résultats des deux méthodes :

Methodes	E.T.R
TURC	539.0 à 663.5
COUTAGNE	488.0 à 608.0

5.6 Ruissellement et infiltration :

Ces deux termes, ruissellement (R) et infiltration (I), sont regroupés sous un seul terme Y, désignant l'apport d'eau moyen annuel, et ce pour raison d'impossibilité de séparation de ces deux composantes.

L'équation classique du bilan s'écrit :

$$P = E + Y$$

où P : Désigne la pluviométrie moyenne annuelle

E : Désigne l'évapotranspiration

$$Y = R + I$$

5.6.1 Estimation de l'apport d'eau moyen Y :

Pour l'estimation de Y nous ferons recours à des formules empiriques basées sur la relation suivante:

$$Y = P - D$$

où : Y : est l'apport d'eau moyen annuel

P : est la pluviométrie moyenne annuelle

D : est le déficit hydrologique

* Formule de SAMIE :

$$Y = P^2 (292 - 2.2 S^{0.5})$$

où S désigne la surface du bassin versant exprimée en Km²

Application numérique :

- Calcul de S :

$$S = 100 * 80 = 8000 \text{ m}^2 = 0.08 \text{ Km}^2$$

- Calcul de Y :

$$P_1 = 0.589 \text{ m}$$

$$P_2 = 0.788 \text{ m}$$

$$Y_1 = 101.1 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 180.9 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$101.1 \text{ mm} \leq Y \leq 180.9 \text{ mm}$$

* Formule dite ALGERIENNE :

$$Y = P (1 - 10^{-KP^2})$$

avec

$$K = 0.18 - 0.01 \text{ LOG} (S)$$

Les paramètres P, S ont la même signification que précédemment.

Application numérique :

-Evaluation de K :

$$S = 0.08 \text{ Km}^2$$

$$K = 0.19$$

- Evaluation de Y :

$$P1 = 0.589 \text{ m}$$

$$P2 = 0.788 \text{ m}$$

$$Y1 = 83.0 \text{ mm}$$

$$Y2 = 187.5 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$83.0 \text{ mm} \leq Y \leq 187.5 \text{ mm}$$

→ Formule de TURC

$$Y = P - D$$

où D est calculé de la même façon que l'E.T.R évalué par la formule de TURC

Application numérique

$$P1 = 589.11 \text{ mm}$$

$$P2 = 788.3 \text{ mm}$$

$$D1 = 539.0 \text{ mm}$$

$$D2 = 663.5 \text{ mm}$$

$$Y1 = 50.1 \text{ mm}$$

$$Y2 = 124.8 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$50.1 \text{ mm} \leq Y \leq 124.8 \text{ mm}$$

*Formule de COUTAGNE

$$Y = P - D$$

où D désigne le déficit d'écoulement (en mm) , évalué par la formule de COUTAGNE.

Application numérique

$$P1 = 589.1 \text{ mm}$$

$$P2 = 788.3 \text{ mm}$$

$$D1 = 488.0 \text{ mm}$$

$$D2 = 608.0 \text{ mm}$$

$$Y1 = 101.1 \text{ mm}$$

$$Y2 = 180.3 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$101.1 \text{ mm} \leq Y \leq 180.3 \text{ mm}$$

* Formule de CHAUMONT

$$Y = 600 P (1 - 10^{-0.36 P^2})$$

P : exprimé en m

Y : exprimé en mm

Application numérique :

$$P1 = 0.589 \text{ m}$$

$$P2 = 0.788 \text{ m}$$

$$Y1 = 88.3 \text{ mm}$$

$$Y2 = 190.2 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$88.3 \leq Y \leq 190.2 \text{ mm}$$

* Formule de MEDINGER :

$$Y = 0.75 (P - 400)$$

- Application numérique :

$$P_1 = 589.1 \text{ mm}$$

$$P_2 = 788.3 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 141.8 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 291.2 \text{ mm}$$

- Présentation du résultat :

$$141.8 \text{ mm} \leq Y \leq 291.2 \text{ mm}$$

5.6.2 Présentation des résultats des différentes méthodes :

Méthodes	Y (mm)
SAMIE	101.1 à 180.9
ALGERIENNE	83.0 à 187.5
TURC	50.1 à 124.8
COUTAGNE	101.1 à 180.3
CHAUMONT	88.3 à 190.2
MEDINGER	141.8 à 291.2
Moyenne	93.4 à 184.7

Les valeurs obtenues, par la formule de MEDINGER et celle de TURC, ne sont pas prises en considération dans le calcul de la moyenne de Y car, elle s'écarte énormément des valeurs obtenues par les autres formules.

$$93.4 \text{ mm} \leq Y \leq 184.7 \text{ mm}$$

Bilan hydrologique:

L'équation classique du bilan s'écrit :

$$P = E + R + I$$

où : P : pluviométrie moyenne annuelle.

E : évapotranspiration réelle moyenne annuelle

R : ruissellement moyen annuel

I : infiltration

Mais la relation $Y = R + I$, l'équation classique devient :

$$P = E + Y$$

Application numérique

$$E1 = 488.0 \text{ mm}$$

$$E2 = 608 \text{ mm}$$

$$Y1 = 93.4 \text{ mm}$$

$$Y2 = 184.7 \text{ mm}$$

$$P1 = 581.4 \text{ mm}$$

$$P2 = 792.7 \text{ mm}$$

d'où

$$581.4 \text{ mm} < P < 792.7 \text{ mm}$$

Estimation des erreurs

Les calculs statistiques ont donné :

$$\Delta P1 / P1 = (589.1 - 581.4) / 581.4$$

$$\Delta P1 / P1 = 1.3\%$$

$$\Delta P2 / P2 = (792.7 - 788.3) / 788.3$$

$$\Delta P2 / P2 = 0.6\%$$

Ces erreurs proviennent essentiellement des différents paramètres du bilan hydrologique, qui sont estimés à partir des formules empiriques.

5.8 Estimation des débits s'infiltrant

5.8.1 Calcul des infiltrations

Pour des raisons liées à la topographie, à la géologie et au mode d'occupation du terrain (passage d'une route), on suppose que 40% de l'apport annuel en eau s'infiltrent dans ce terrain.

Désignons par I ces infiltrations (comme précédemment).

$$I = 0.4 Y$$

Application numérique

$$Y1 = 93.4 \text{ mm}$$

$$Y2 = 184.7 \text{ mm}$$

$$I1 = 37.4 \text{ mm}$$

$$I2 = 73.9 \text{ mm}$$

Présentation du résultat

$$37.4 \text{ mm} < I < 73.9 \text{ mm}$$

5.8.2 Calcul des débits s'infiltrant

Appellons Q ce débit $Q = I \cdot S$ (mm Km²/an)

où

$$Q = 0.114 \text{ l.s (m}^3 \text{ /h)}$$

où

I : désigne l'infiltration

S : surface du bassin versant

Application numérique

$$I_1 = 37.4 \text{ mm}$$

$$I_2 = 73.9 \text{ mm}$$

$$Q_1 = 0.34 \text{ m}^3 \text{ /h}$$

$$Q_2 = 0.67 \text{ m}^3 \text{ /h}$$

Présentation du résultat

$$0.34 \text{ (m}^3\text{/h)} < Q < 0.67 \text{ (m}^3 \text{ /h)}$$

5.9 Conclusion

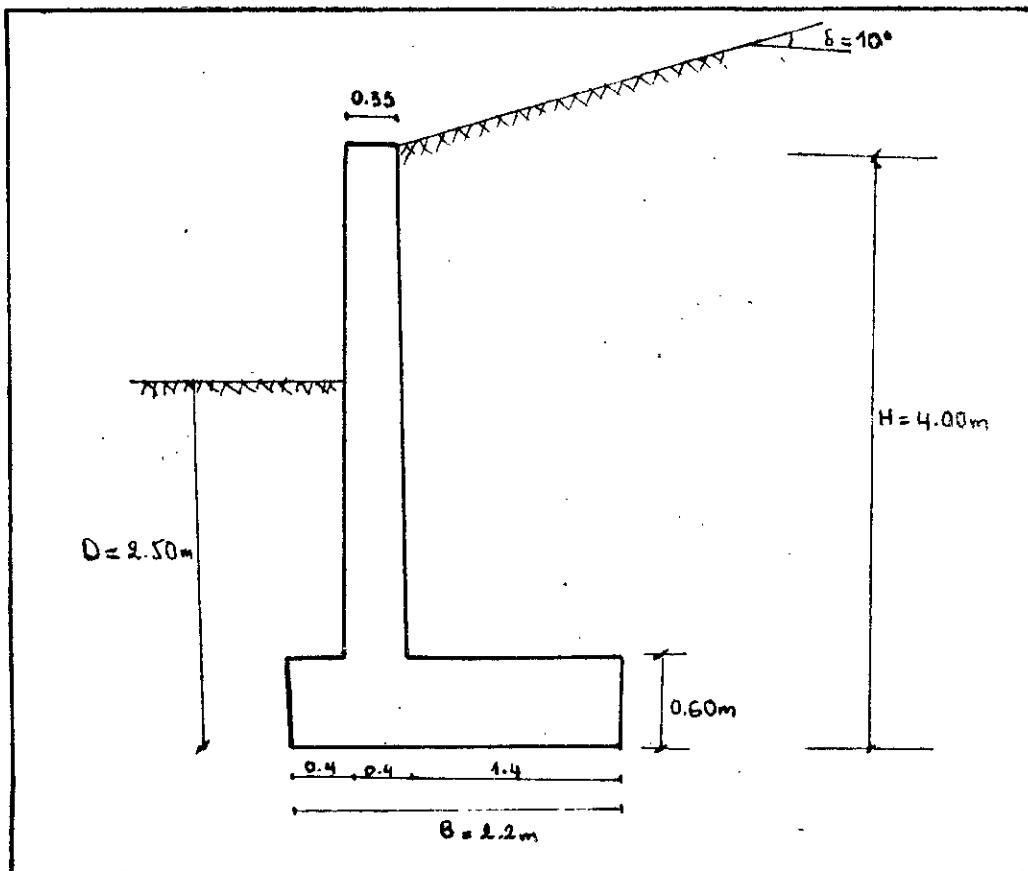
De cette étude hydrologique, il ressort que le débits s'infiltrant sont assez importants pour pouvoir alimenter la nappe. C'est pourquoi, il est nécessaire de drainer ces eaux en surface avant qu'elles n'imprègnent les couches profondes.

III.6. CONFORTEMENT

6.1 Glissement (1)

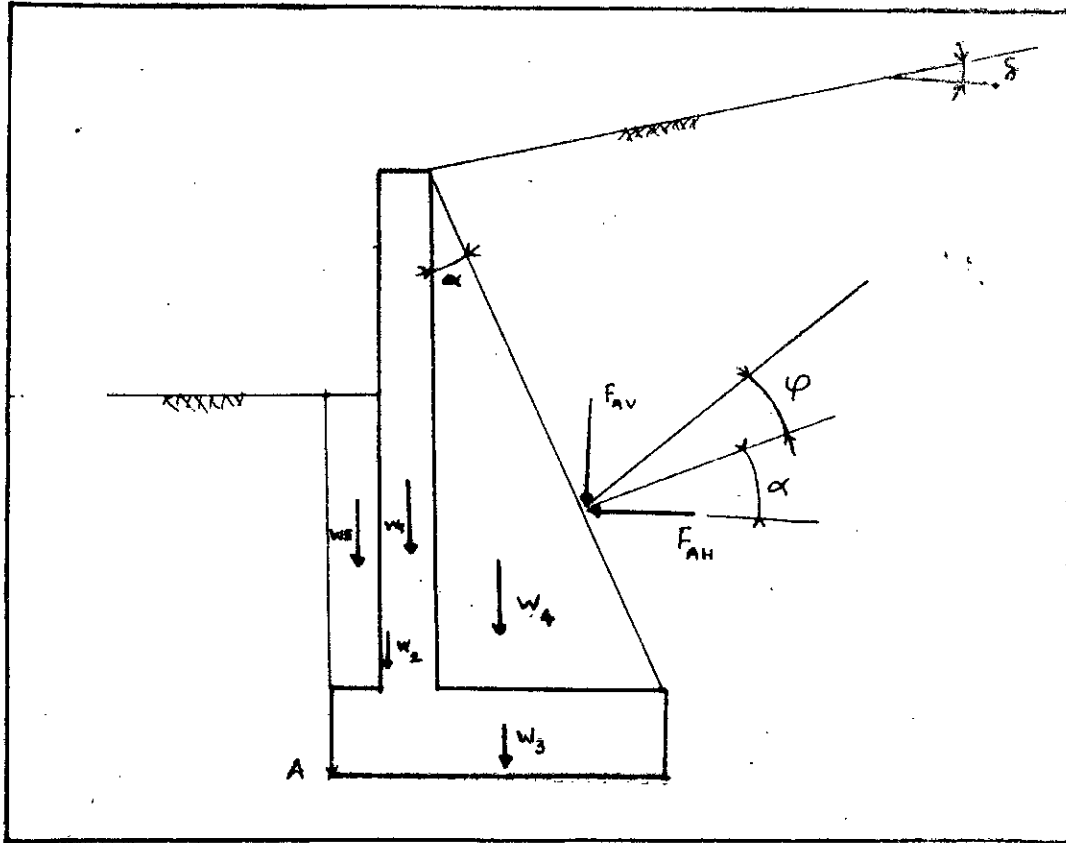
La position du centre de rotation ne permet pas de contrebalancer les efforts moteurs par des actions mécaniques tel que chargement en pied. Pour ce fait, nous proposons un confortement par un mur de soutènement en béton armé, ancré à un niveau plus bas que celui de la ligne de glissement. Son but est de faire un barrage à celle-ci.

Le mur adopté a pour caractéristiques (fig III .23) :



(fig-III .23)

Bilan des efforts (fig III.24)



(fig. III.24)

La poussée des terres est calculée par la formule ci-dessus :

$$F_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_R \cdot H^2$$

où :

K_a désigne le coefficient de poussée défini par

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

Les expressions des composantes F_A sont :

$$F_{AH} = F_A \cdot \cos(\varphi + \alpha)$$

$$F_{AV} = F_A \cdot \sin(\varphi + \alpha)$$

Les résultats numériques sont reportés dans le tableau (III.)

Forces (kN) par mètre de longueur	Bras de levier par rapport au point A(m)	Moment en A (kN.m) / mètre de longueur
- Poids béton et terres		
$W_1 = 0.35 \times 3.6 \times 25 = 31.5$	0.63	+ 19.8
$W_2 = 0.5 \times 0.05 \times 3.6 \times 25 = 2.3$	0.43	+ 1.0
$W_3 = 2.2 \times 0.6 \times 25 = 33.0$	1.10	+ 36.3
$W_4 = 0.5 \times 1.4 \times 3.6 \times 18 = 45.4$	1.27	+ 57.7
$W_5 = 1.9 \times 0.4 \times 18 = 13.7$	0.20	+ 2.7
- Poussées des terres		
$F_A = 0.5 \times 18 \times 0.57 \times (4)^2 = 82.1$		
$F_{AH} = 82.1 \times \cos(52.4^\circ) = 50.1$	1.33	- 66.6
$F_{AV} = 82.1 \times \sin(52.4^\circ) = 65.1$	1.90	+ 123.7

Tableau (III.)

Stabilité au renversement

$$F_A = \frac{\sum (M/A > 0)}{\sum (M/A < 0)} = \frac{241.2}{66.6} = 3.62$$

La sécurité au renversement est donc assurée (FR) 1.5).

Stabilité au glissement

$$F_G = \frac{(\sum W_i - F_{AV}) \operatorname{tg} \phi_1}{F_{AH}} = \frac{191.0 \operatorname{tg}(25^\circ)}{50.1} = 1.78$$

La sécurité au glissement est aussi assurée (FG) 1.5) car la butée est négligée.

Calcul de la contrainte admissible du sol de fondation

L'expression de la contrainte admissible d'un sol pulvérulent:
où

f : désigne le coefficient de sécurité (f = 3)

$$q_{ad} = \frac{\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \xi_{\gamma 1} + \gamma D (N_q \xi_{q1} - 1)}{f} + \gamma D$$

$$N_q = e^{x \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

ξ_{q1} , $\xi_{\gamma 1}$: facteurs d'inclinaison de la charge sur la fondation

$$\xi_{q1} = \left(1 - \frac{P}{Q} \right)^2$$

$$\xi_{\gamma 1} = [\xi_{q1}]^{\frac{3}{2}}$$

où : $P = FAH$

$$Q = \sum W_i + Fax$$

Application numérique

$$N_q = 18.4$$

$$N_{\gamma} = 15.1$$

$$\xi_{q1} = 0.56$$

$$\xi_{\gamma 1} = 0.42$$

$$q_{ad} = \frac{0.5 \times 18 \times 2.2 \times 0.42 + 18 \times 2.5 \times (18.4 \times 0.56 - 1)}{3} + 18 \times 2.5$$

Présentation du résultat

La contrainte admissible du sol de fondation à pour valeur :

$$q_{ad} = 187.3 \text{ kPa}$$

Calcul de la contrainte engendrée par le système cur-sol

Moment résultant par rapport à A

$$M_A = M_S - M_R = 241.2 - 66.6 = 174.6 \text{ kN.m}$$

éxcentricité de la résultante (e)

$$B / 6 = 0.37 \text{ m}$$

- $B/6 < e < B/6$ donc la section est entièrement comprimée.

avec

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_A}{(\sum W_i + F_v)} = 0.19m$$

Moment résultant au centre de la semelle.

$$M_0 = (\sum W_i + F_v) \frac{B}{2} - M_A = 35.5kN.m$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{(\sum W_i + F_v)}{B'} \pm \frac{6M_0}{B^2}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Application numérique

$$\sigma_1 = 168.3KPa < \sigma_{ad}$$

$$\sigma_2 = 41.5KPa < \sigma_{ad}$$

$$\sigma_{3/4} = 136.6KPa < \sigma_{ad}$$

Conclusion

Le sol supportera le mur de soutènement

N.B

Pour le ferrailage voir Annex

6.2 Glissement (2)

Bien que ce glissement n'a pas eu lieu, nous avons envisagé de définir un confortement pour ce dernier de façon à porter le coefficient de sécurité $f = 1.5$, cette valeur nous met à l'abri des incertitudes provenant du concept de calcul et des modes de détermination des caractéristiques mécaniques.

L'objet de ce confortement est d'éliminer tous risques

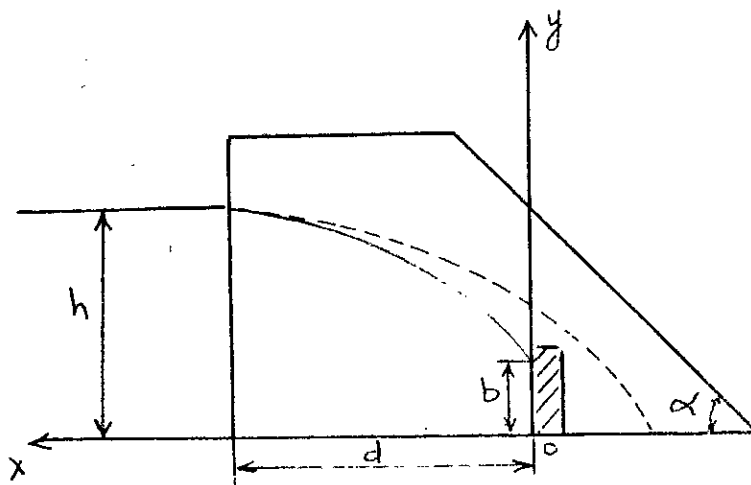
d'apparition de ce glissement.

Le confortement consiste en:

- un rabattement de la nappe par le biais d'une tranchée drainantes.
- un chargement de pied (ou gabionnage) ayant pour rôle de contrebalancer les moments moteurs.

6.2.1) Rabattement de la nappe

Nous utiliserons la procédé de KOZENY exposé dans la partie "Repérage de la nappe". Pour cela, on étudiera l'influence d'un drain vertical sur l'allure de la ligne de saturation (fig III)



(Fig III.)

L'équation de la parabole théorique (en trait discontinu) est

$$y = \sqrt{y_0^2 + 2y_0x}$$

La position du point C est définie par

$$b = C \frac{y_0}{1 - \cos\alpha}$$

Avec

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

Pour un drain vertical.

$$\alpha = 90^\circ, \quad C_a = 0.747$$

L'expression de b devient : $b = 0.747 y_0$

Application

Cette application nous servira d'approche pour définir le niveau de la surface piézométrique après chaque rebattement.

Niveau b

Ce niveau est obtenu après exécution de la tranchée (1)

$$d = 63.0 \text{ m}$$

$$h = 12.0 \text{ m}$$

$$b = 0.85 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{1.28 + 2.26x}$$

Points Coordonnées	1	2	3	4 /tr (1)	5	6
x	- 18.0	0.00	25.0	45.0	65.0	71.2
y	13.5	11.65	8.30	2.35	1.0	0.0

Niveau c

Ce niveau est obtenu après exécution de la tranchée (2)

$$d = 71.5 \text{ m}$$

$$h = 13.5 \text{ m}$$

$$b = 0.91 \text{ m}$$

$$y = \sqrt{1.46 + 2.42x}$$

Points Coordonnées	1	2	3	4	5 /tr (2)	6
x	- 18	0.00	25.0	50.0	56.5	71.2
y	13.5	11.65	8.80	4.00	0.9	0.0

Résultats de calcul

Niveau		Coefficient de sécurité		
		a	b	c
A court terme	FBishop	1.30	1.30	1.30
	FJumbo	1.36	1.36	1.36
A long terme	FBishop	1.26	1.34	1.30
	FJumbo	1.27	1.35	1.31

Remarques

- 1) On constate qu'à court terme que le rabattement de la nappe n'influe pas sur le coefficient de sécurité, ceci s'explique par le fait que l'angle de frottement d'un sol cohérent est pratiquement nul, donc la relation de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi$$

devient $\tau = C$

- 2) D'après le tableau, il découle que la tranchée (1) (correspondant au niveau b) est plus efficace que la tranchée (2).

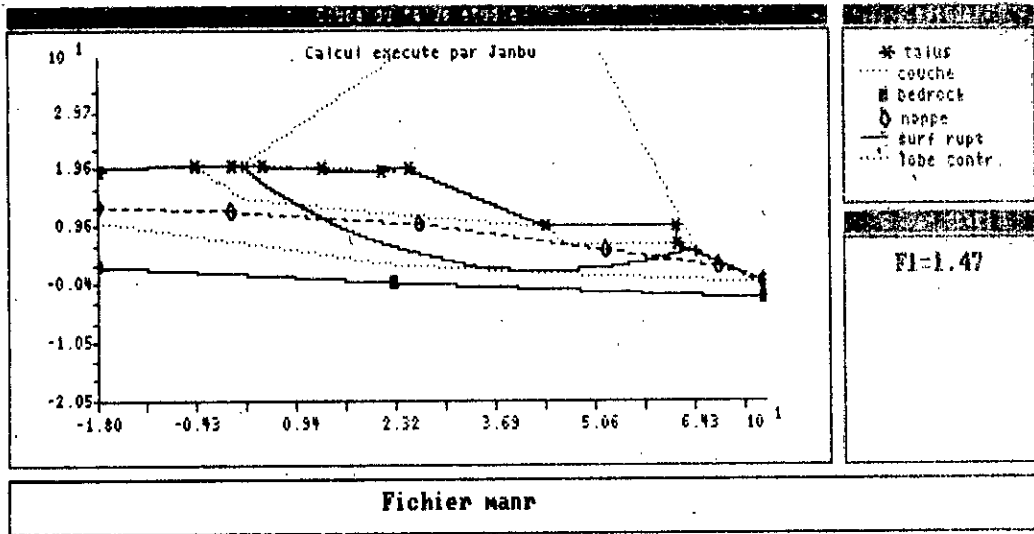
6.2.2) Gabionnage

Le gabion est modélisé comme une couche ayant pour caractéristiques :

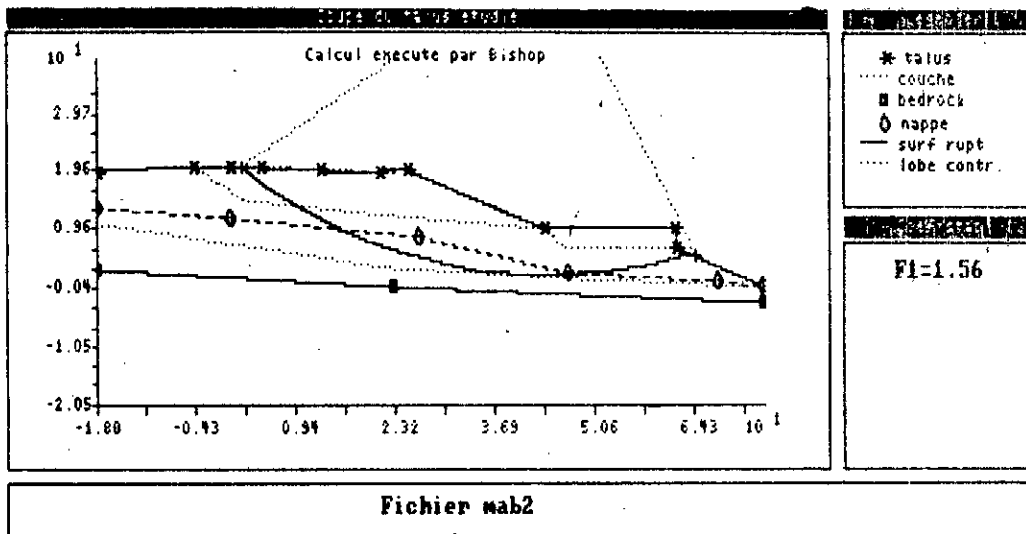
$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$C = 0$$

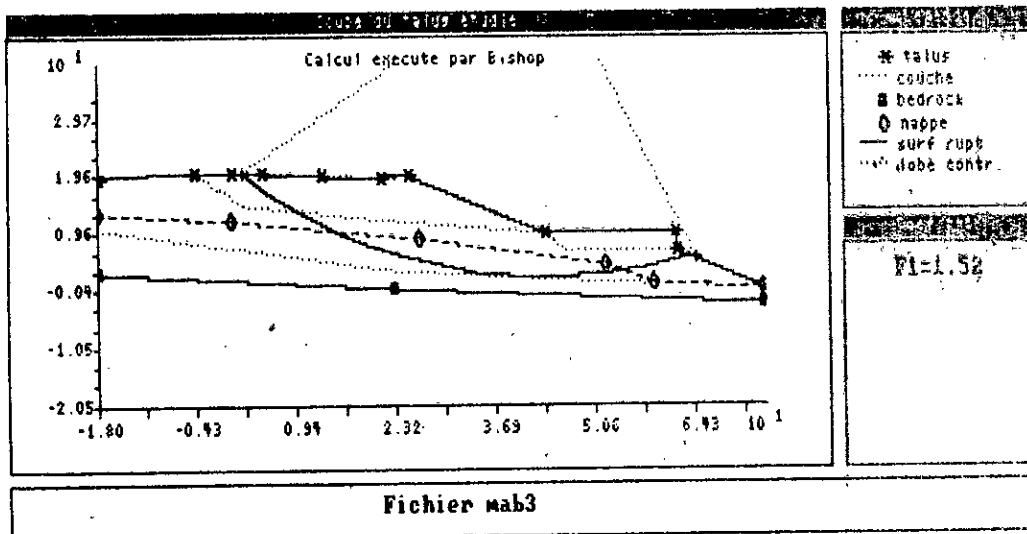
$$\varphi = 30^\circ$$



(Dessin D5).



(Dessin D6).



(Dessin DT).

Résultats de calcul (voir Dessins , D , DG , DT)

Coefficient de sécurité \ Niveau		a	b	c
A court terme	F Bishop	1.47	1.47	1.47
	F Jumbo	1.52	1.52	1.52
A long terme	F Bishop	1.47	1.56	1.52
	F Jumbo	1.48	1.58	1.53

Remarque

On constate que le gabionnage à lui seul apporte un incrément sur le coefficient de sécurité de $\Delta F = 0.21$, par contre le drainage ne le fait augmenter que de $\Delta F = 0.08$.

Conclusion

Bien que l'action du gabionnage est prépondérante sur celle du drainage, nous avons jugé utile de conjuguer les deux actions car en plus de l'augmentation du coefficient apportée par le drainage, ce dernier permet d'éviter toute remontée éventuelle de la nappe.

6.3 Drainage superficiel

Cette action a pour but d'éliminer, sinon de réduire les infiltrations superficielles issues de la pluie et du ruissellement sauvage.

A ce titre nous proposons:

- 1) de reprendre le caniveau en lui donnant une pente suffisante (5%) pour évacuer les eaux.
- 2) de réaliser trois tranchées drainantes superficielles à l'amont du talus, reliées par trois collecteurs en PVC au caniveau
 - profondeur 1m
 - entre-axes 5m

- 3) de réaliser une rigole bétonnée, protégée par une grille, disposée le long de bord de la voie menant d'Alger à Tizi-Ouzou. L'évacuation des eaux au bas du talus est assurée par trois tubes en PVC.
- 4) pour ce qui concerne la bouche d'égout, il convient, soit de la dévier vers le réseau d'assainissement urbain de la ville de Naciria, soit de l'acheminer vers le caniveau qui serait alors couvert d'une dalle par mesures d'hygiène.

N.B

Pour la disposition de ce confortement, voir plan topographique joint en annexe.

6.4 Matériaux des filters des tranches drainantes

Nous avons testé les différents critères de Terzaghi sur les filters avec les résultats des analyses granulométriques (dont les courbes sont jointes en annexe), intéressant la couche de terrain où les tranchées drainantes seront exécutées, afin de dégager les critères des matériaux appropriés pour ces tranchées.

On retient les conditions suivantes:

F15 < 2.2 mm

F85 > 200 mm

F60 / F10 < 2

III.7 PROPOSITION D'UNE NOUVELLE STRUCTURE DE CHAUSSEE.

Méthodes de calcul de l'épaisseur des chaussées

Toutes les méthodes s'appuient d'abord sur une appréciation de la force portante du sol support, soit par le moyen d'un essai mécanique (poinçonnement, triaxial, plaque), soit par le truchement des caractéristiques géotechniques (limites d'Atterberg, granulométrie). Ensuite ces méthodes comportent des abaques, tableaux, fixant les épaisseurs en fonction de la charge, maximum admise et de la pression de gonflage des pneumatiques, enfin l'importance du trafic pendant la vie de la chaussée.

On distingue trois groupes de méthodes :

- Les méthodes théoriques qui assimilent la chaussée à un édifice justiciable des procédés de l'élasticité. Elles sont peu utilisées en pratique, servant de base aux travaux de recherche.
- Les méthodes empiriques qui se bornent à une classification des sols et des types de chaussées usuelles.
- Les méthodes semi-empiriques qui combinent les résultats d'études théoriques, des essais et constatations faites sur la route de service. Ces méthodes sont les plus usuelles, les plus répandues et les plus rationnelles. La méthode de CBR dont l'exposé suivra en est une.

Méthode de CBR

Cette méthode repose sur l'essai CBR, l'épaisseur équivalente du corps de chaussée est calculé par la formule de Peltier.

$$e = \frac{100 + 150 \sqrt{P^5 \sqrt{\frac{T}{T_0}}}}{\text{Indice CBR} + 5} \quad (\text{cm})$$

où :

P : désigne la charge d'une roue d'un essieu standard et vaut 6.5 tonnes.

T₀ : est le trafic de référence qui est de 100 000 tonnes par mètre de largeur et par an.

T : est exprimé en tonnes par mètre de largeur de chaussée. C'est la somme de véhicules qui circuleront sur cette chaussée durant la dernière année de vie.

$$T = 0.7 \left[\left(\frac{P_4}{A_4} + \frac{P_5}{A_5} + \frac{P_6}{A_6} \right) \right] (1 + r)^n \cdot 13 \cdot \frac{365}{l}$$

P_{4,5,6} : catégories de véhicules

A_{4,5,6} : Coefficients d'équivalence correspondant aux catégories P_{4,5,6}, ils permettent de les transformer en un trafic équivalent d'essieu standard de 13 tonnes.

r : taux d'accroissement annuel du trafic.

l : largeur de la chaussée.

Indice CBR : indice portant du sol d'assise.

Application numérique .

Données du trafic (source CTIP 1991)

Nos calculs sont basés sur les résultats de la campagne des comptages réalisés en 1988, actualisés en 1991 avec un taux d'actualisation de 5% par an.

TJMA	P1	P2	P3	P4	P5	P6	PL
14660 %	39.86	29.05	1.87	13.79	12.16	3.27	29.22

où :

P1 : véhicules particuliers.

P2 : camionnettes.

P3 : bus.

P4 : camions à deux essieux.

P5 : camions à trois essieux.

P6 : ensemble articulés.

PL : % de poids lourds dont la charge utile CU est supérieure à 5 tonnes.

$$PL = P4 + P5 + P6$$

Hypothèses de calcul .

- trafic équilibré dans les deux sens.
- taux accroissement annuel du trafic $r = 5\%$.
- durée de vie fixée à 20 ans.

Calcul du trafic par sens

Notre chaussée est à 2 x 2 voies, par sens il circule quotidiennement T_s ;

$$T_s = TJMA / 2$$

$$T_s = 7330$$

Calcul de I

En supposant que l'année de mise en service est celle de 1995, la trafic T_s doit être actualisé de $(1 + r)^4$

$$P4 = 13.49\% T_s (1+r)^4 \quad A4 = 3.52$$

$$P5 = 12.16\% T_s (1+r)^4 \quad A5 = 2$$

$$P6 = 3.27\% T_s (1+r)^4 \quad A6 = 1.52$$

$$l = 7.00 \text{ m}$$

$$n = 20$$

La valeur de T est

$$T = 135320617.4 \text{ t/m/an.}$$

- Calcul de l'épaisseur équivalente

$$P = 6.5 \text{ t}$$

$$T = 135320617.4 \text{ t/m/an}$$

$$T_0 = 100\ 000 \text{ t/m/an}$$

$$\text{Indice CBR} = 20$$

N.B :

Pour quantifier l'indice CBR, des essais ont été effectués au laboratoire sur le tout-venant supportant le corps de chaussée. Cependant les gros éléments ont été éliminés pour que les résultats soient plus significatifs, mais pour tenir compte de l'existence des gros éléments, on a augmenté ICBR de laboratoire de sept unités.

La valeur de l'épaisseur équivalente est

$$e = 35.50 \text{ cm}$$

Proposition d'une structure de chaussée

Ces 35.50 cm seront repartis en :

$$6 \text{ BB}$$

$$15 \text{ GB}$$

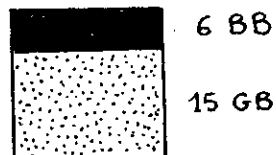
L'épaisseur équivalente d'une telle structure est

$$6 \times 2 + 2 + 15 \times 1.7 = 38.7 \text{ cm}$$

e (de la structure proposé) > e (calculé)

Conclusion

La structure proposé est : 6 BB + 15 GB.



CONCLUSION

CONCLUSION :

L'analyse des données de prospection et des essais de laboratoire, étayée par : une étude des matériaux du sol d'assise de la chaussée ,et des calculs à la rupture au poinçonnement et de stabilité de pentes, nous a permis d'expliquer l'origine des désordres observés sur la route, à savoir un glissement de terrain affectant le tout-venant sous-jacent le corps de chaussée. Ainsi, un confortement par mur de soutènement et une nouvelle structure de corps de chaussée ont été dimensionnés.

Néanmoins, les calculs ont révélé l'existence d'un glissement potentiel se développant dans la couche argileuse, auquel nous avons jugé utile de réaliser un confortement par un changement de pied à l'aide d'un gabionnage et un rabattement de la nappe en exécutant une tranchée drainante.

De l'étude hydrologique il ressort qu'une importante quantité des eaux pluviales s'infiltré dans le versant. Pour réduire ces infiltrations, nous avons proposé un drainage de ces eaux en surface.

Nous ne prétendons pas, par l'exposé que nous venons de faire sur l'étude de ce talus, tirer de conclusion générale mais plutôt le contraire. Nous pensons que la solution du problème posé par la stabilisation d'un talus est en premier lieu fonction directe des risques qui découlent de son éventuelle instabilité et en deuxième lieu, des conditions géotechniques du site.

Nous estimons donc que tous les problèmes concernant ce sujet sont intrinsèquement différents entre eux, et au lieu de discuter sur la technologie particulière employée dans chaque cas, il faudrait considérer la philosophie préliminaire de l'orientation globale de la solution avec le temps.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - G. CARTIER
Guide pour les études et les confortements de
glissements de terrain.
- 2 - COSTET et SANGLERAT
Cours pratique de mécanique des sols.
- 3 - G. FILLIAT
Pratique des sols et fondations.
- 4 - JEUFFROY
Conception et construction des chaussées.
- 5 - A. LARIBI (Thèse de Magister)
Contribution à l'étude et au confortement du
glissement de terrain d'EL-BIAR, ALGER.
- 6 - PELTIER
Manuel du labo-routier.
- 7 - F. SCHLOSSER
Eléments de mécanique des sols.
- 8 - H. YANG
Stability analysis of earth slopes.

ANNEXE

CHANTIER: *Naciria*
 date:

Sondage N° *1*

Réf. dossier:
 appareil:

PRECISION: ±

10 m
100 m
1000 m

 X = Z = m
 Y =

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I: intact P: paraffiné)		niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observation (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	Hubage	rotatif	Ball.	%					
							Terre végétale			
	5						Remblai Limon + argile + graviers + cailloux + débris de briques	Remblai		
	10						Marnes altérées			
	15						Marnes feuilletées	Terrain naturel		
	16									

ETABLI par

CHANTIER: Naciria

Sondage N° 2

date:

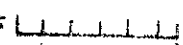


Réf. dossier:

appareil:

PRECISION: ±

INCL: 90°

10 m
100 m
1000 m

X =  Z = 
 Y = 

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélevement (I: intact, P: paraffine) %			niveau eau	perte	Cours	DESCRIPTION	É T A G E	Observations (boue, sfc et)
Cote (m)	Prof (m)	Sub	rotat	Ball.	0	25						
	5									Remblai: Sable + galets		
	10									Remblai: (argile + limon + galets)	Remblai	
	15									Marne altérée		
	20									Marne feuilletée	Terrain naturel	

ETABLI par

T. P. C.

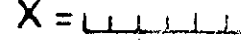
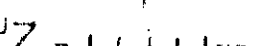

CHANTIER: *Naciria*

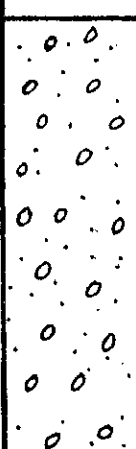
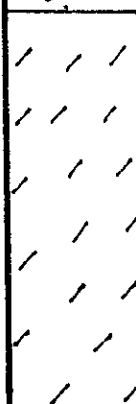
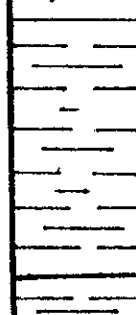
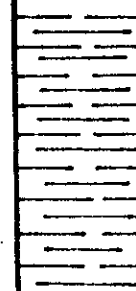
Sondage N° *3*

date:
Réf. dossier:
appareil:

PRECISION: ±
INCL: 90°

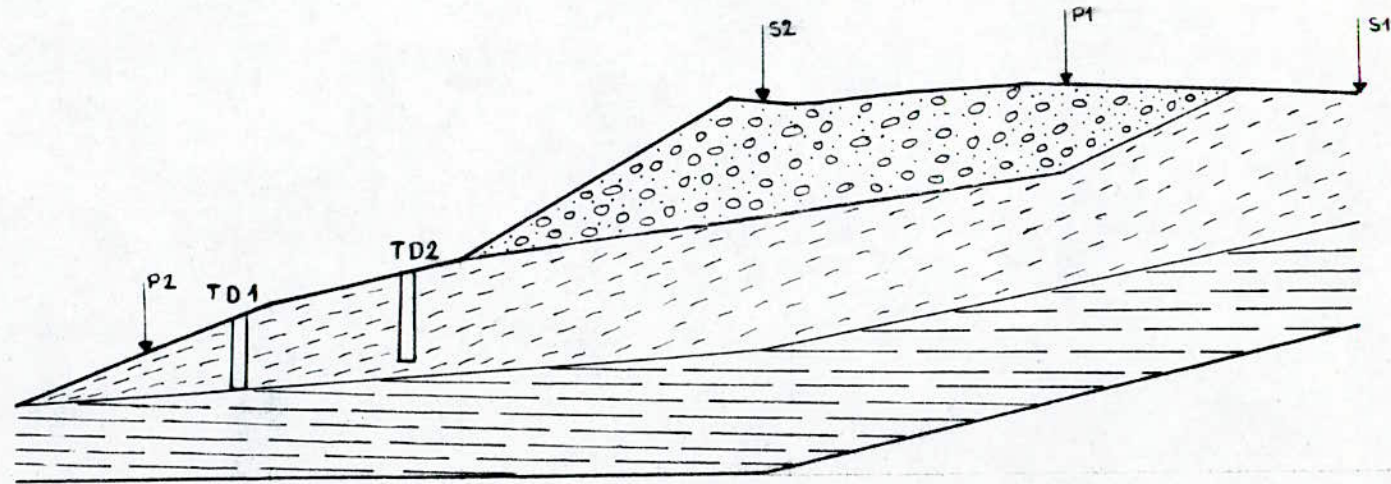
10 m
400 m
1000 m

X =  Z = 
Y = 

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I: intact P: paraffiné)		niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	F. Y. A. G. F.	Observations (poue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	Subag (rotat.)	Batt.	%	0 25 50 75 100					
	5							Remblai sableux + galets.		
	10							Remblai : argile + limon		Remblai
	15							Marne altérée		
	20							Marne feuilletée		Terrain naturel

ETABLI par

PROFIL GEOLOGIQUE



S : SONDAGE
P : PUIS DE RECONNAISSANCE
TD : TRANCHEE DRAINANTE

LEGENDE



Tout-venant



Remblai argileux



Marne

ECH: 1/500

Section Laboratoire
Hussein-Dey

DESIGNATION

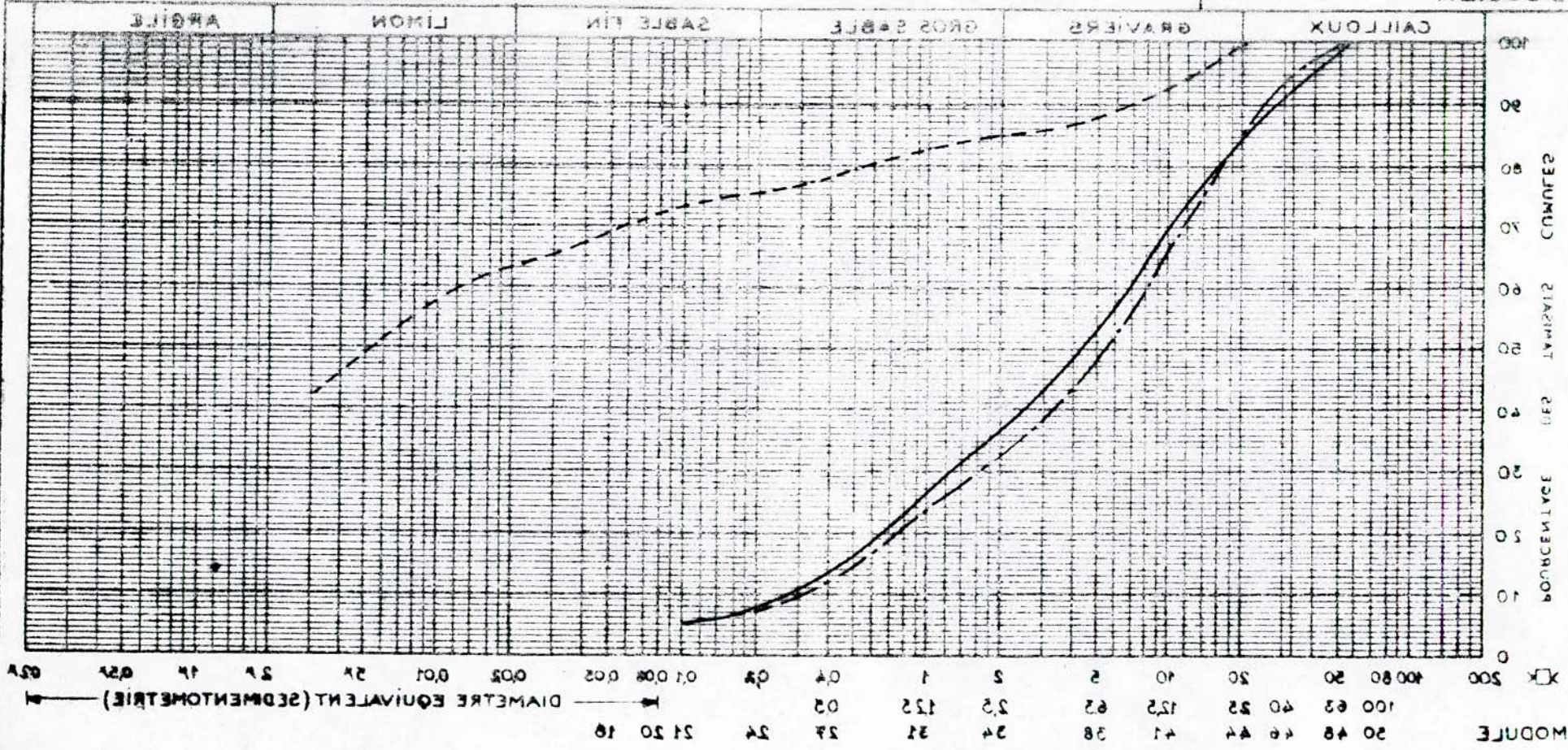
153

ECHANTILLONS

2 N° 1 3,10 13,40
1 N° 1 1,00
1 N° 1 0,40 10,60

DOSSIER

26127 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech. 1/100

> 80%

LIMITES D'ATTERBERG
L.L. I.P. L.R.

2.50

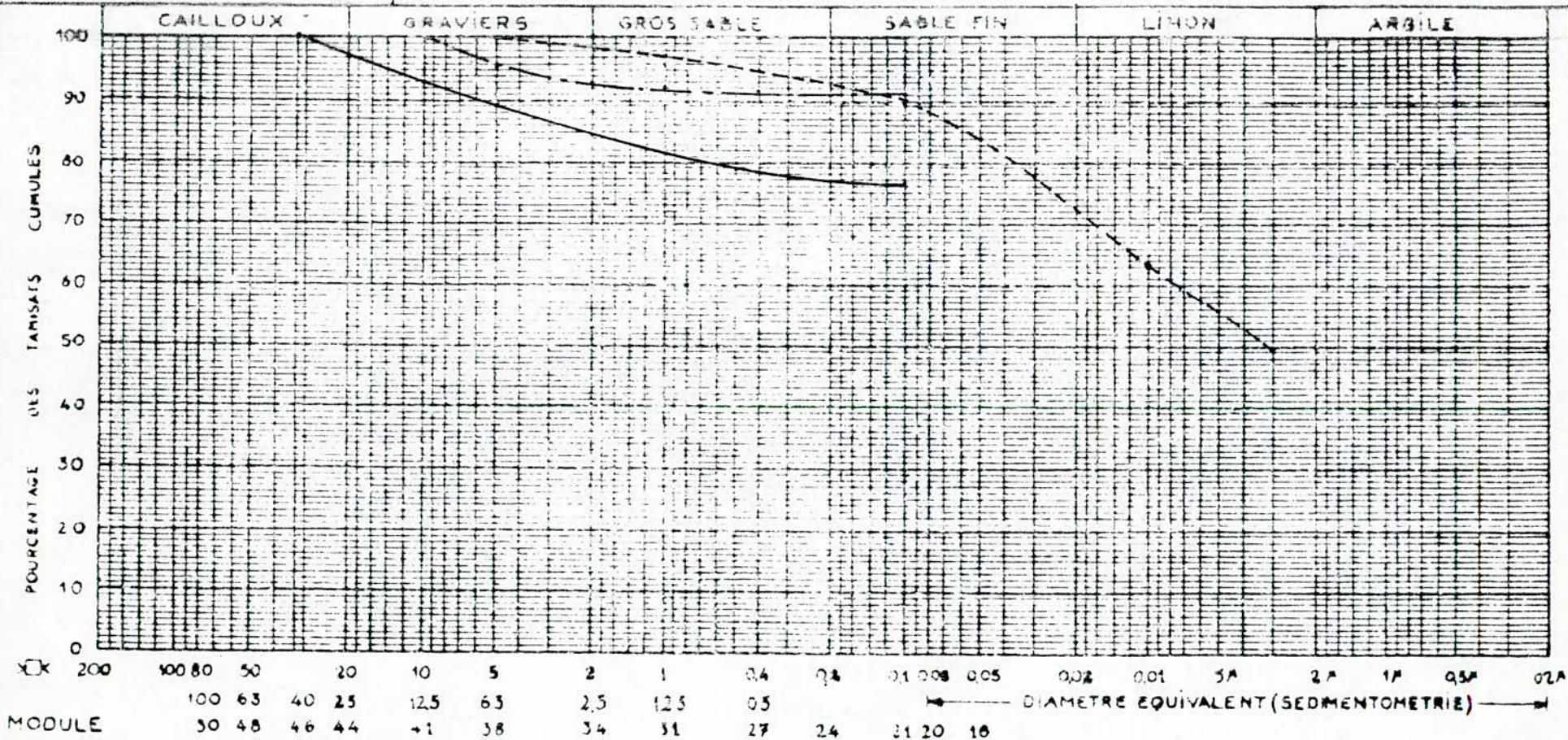
0.75

Section Laboratoire
- Hussein-Dey

DESIGNATION { 5 N°1 3,50
Echantillons { N°1 4,50
N°1 7,40/7,80

DOSSIER

36 #1 S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



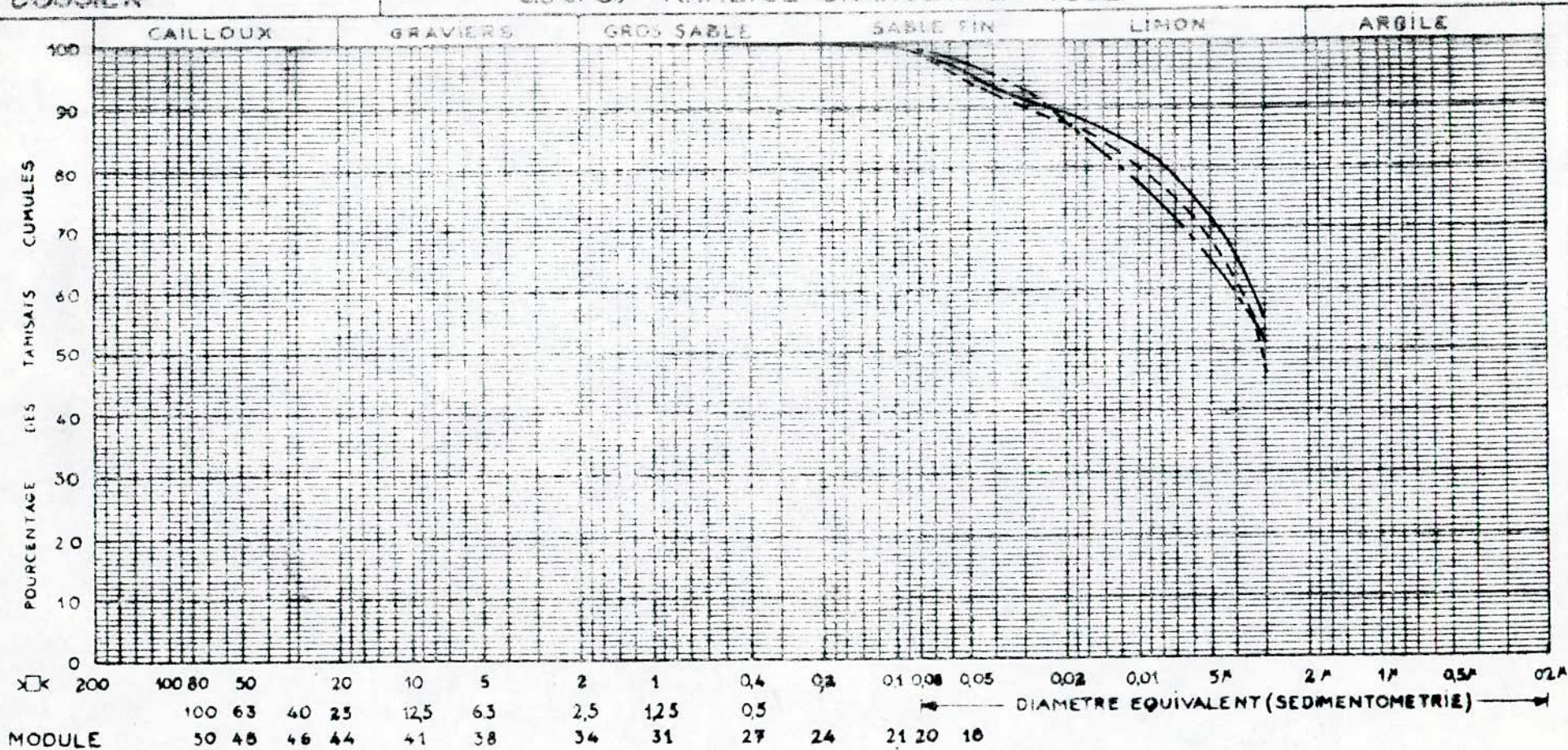
Ech.	%	LIMITES D'ATTERBERG			S.20
		LL	I.P.	L.P.	
Ech.	< 80%				E.S.

Section Laboratoire
Hussein-Dey

DÉSIGNATION : S N° 1 11,00 / 11,20
DES : N° 1 15,20 / 15,70
ÉCHANTILLONS : N° 1 18,00 / 18,20

DOSSIER

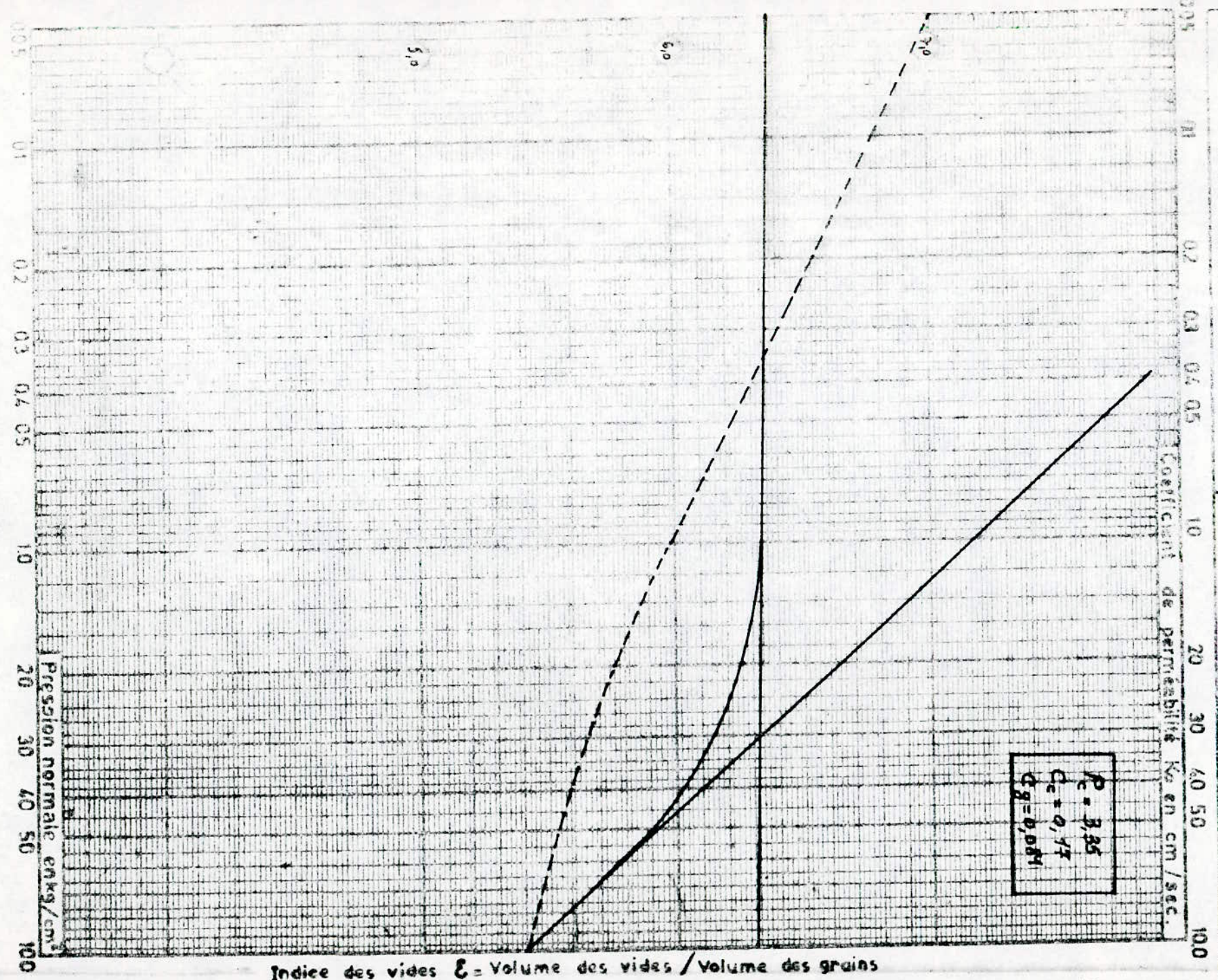
S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



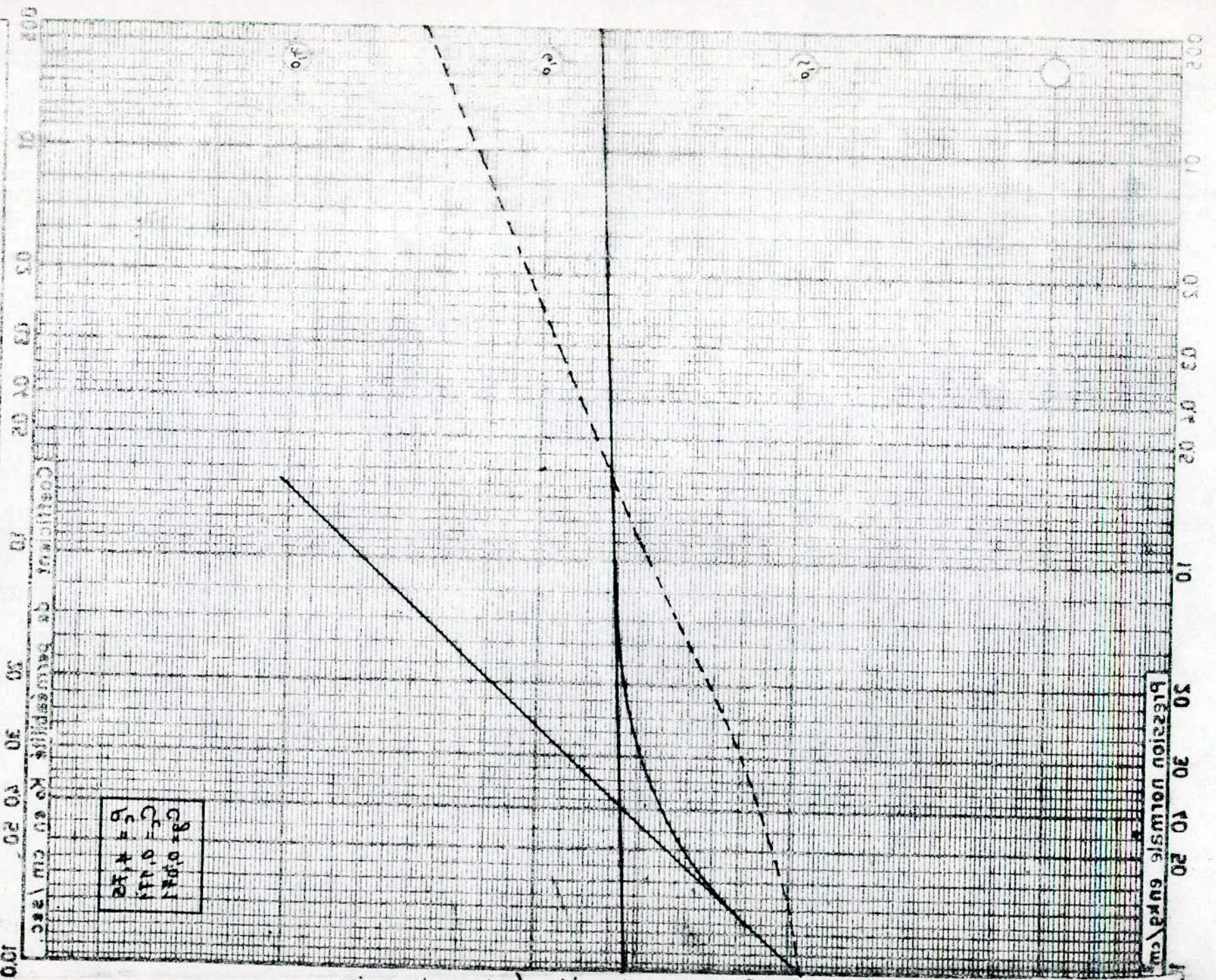
	%	S.8			S.20
		LIMITES D'ATTERBERG			
	< 80μ	LL	I.P	L.R.	E.S.
Ech.					
Ech.					
Ech.					

L.T.P.C. Dossier n° _____
ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 2
 Echantillon: _____
 Profondeur: 10,50 m



Indice des Aides 3 - Volume des Aides - Aides des Aides



PERMEABILITE
 ESSAI DE COMPRESSIBILITE

F. T. B. C.

Date: n.:

Geologien: 15, 10 m

Echantillon: S

Soude: S

L. T. P. C.

Dossier n°:

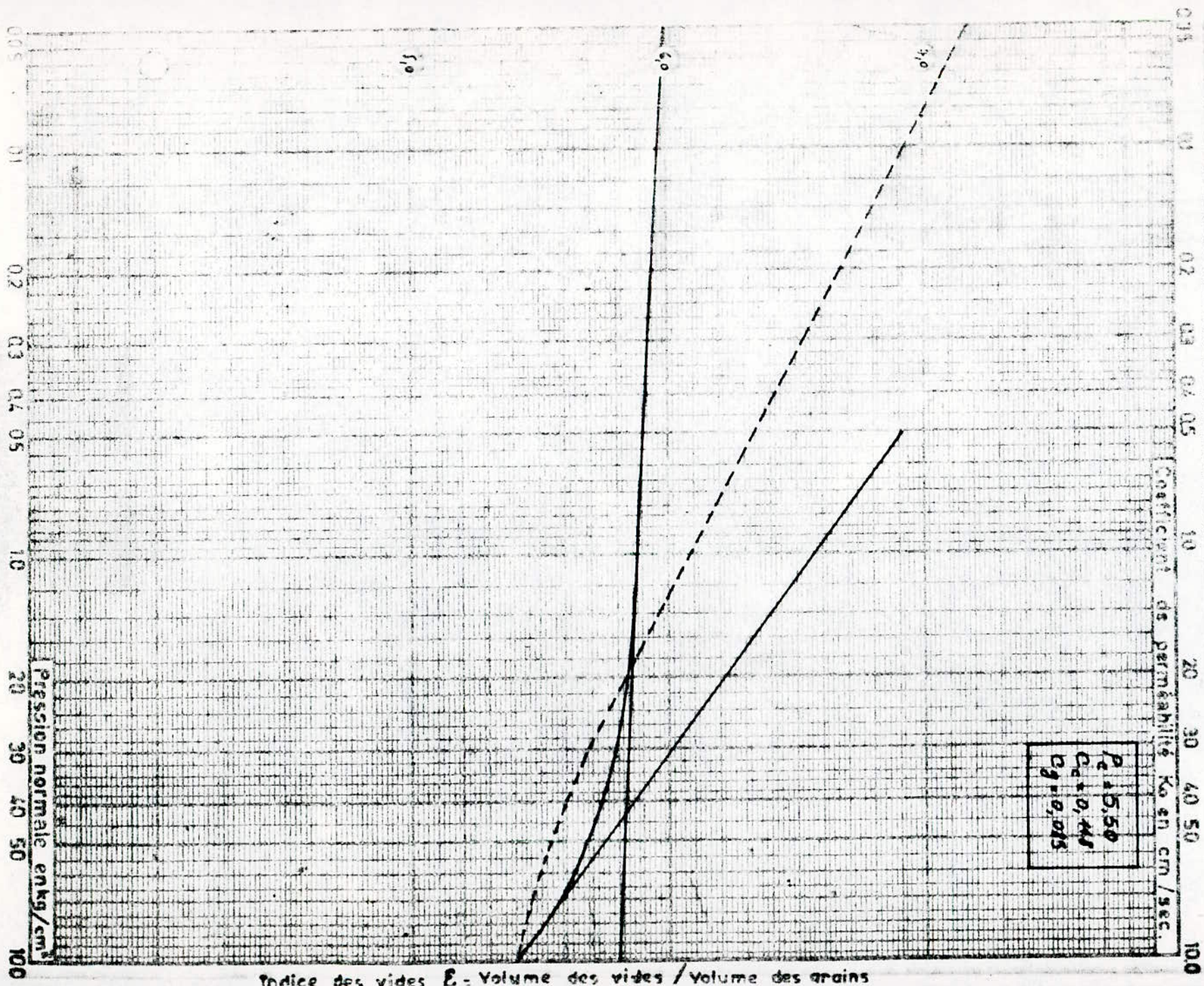
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon:

Profondeur: 5,90

P_c	15,50
C_c	0,48
C_g	0,015



DOSSIER : NACIRIA

ECHANTILLON : _____

ESSAI PROCTOR

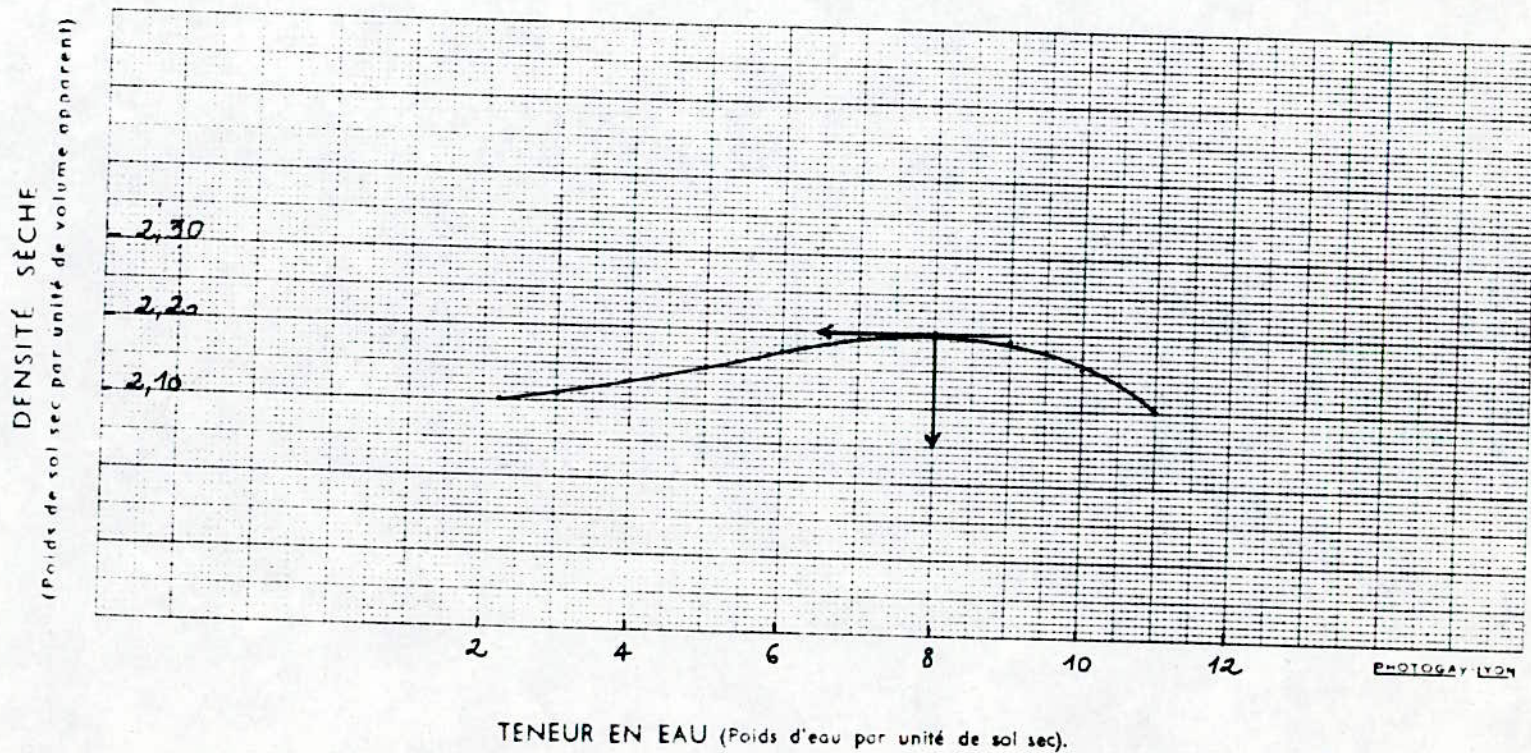
NORMAL : S. 1

Prof. 1 m

MODIFIÉ : S. 2

(Puits 1)

Teneur en eau optimum 8,0 %
Densité sèche maximum 2,20 t/m³



DOSSIER : NACIRIA

ECHANTILLON :

Prof. 0,410,60 m

(Puits 1)

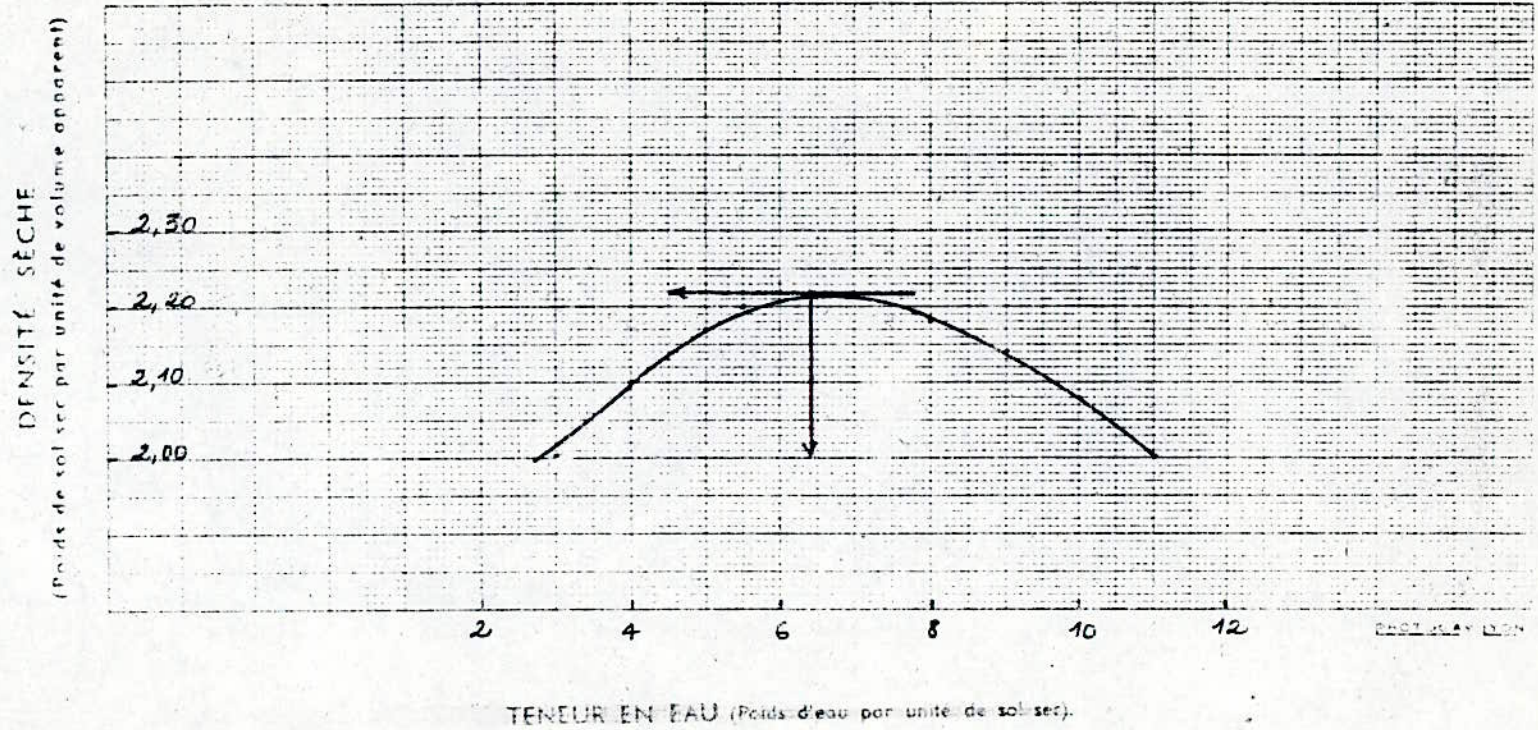
ESSAI PROCTOR

NORMAL : S. 1

MODIFIÉ : S. 2

Teneur en eau optimum 6,4 %

Densité sèche maximum 2,22 t/m³



DOSSIER : MACRIA

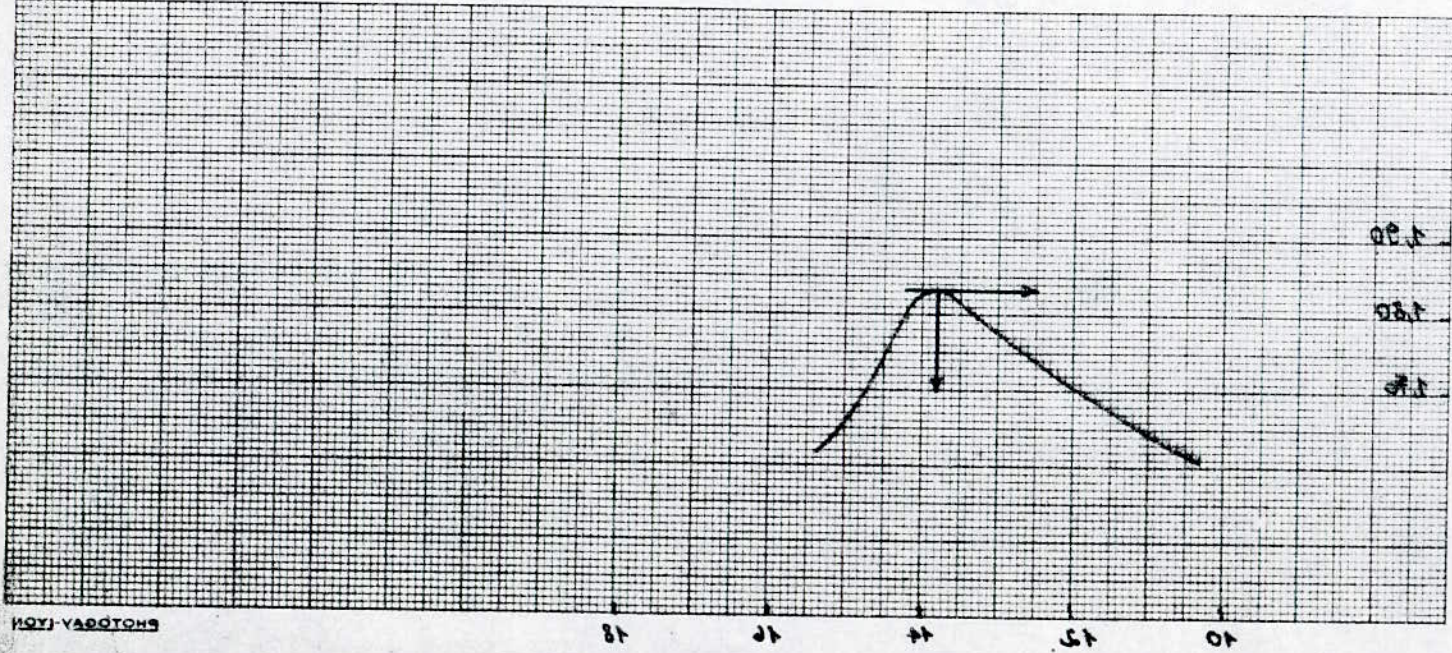
ETANTILION :

21,8,50
(2M)

NORMAL : 2.1
MODIFIÉ : 2.2

ESSAI PROCTOR

Teneur en eau optimum 13,8 %
Densité sèche maximum 1,84 t/m³



PHOTOGRAPHY

TENEUR EN EAU (Poids d'eau par unité de sol sec).

(Invertébré de la densité de la terre sèche)

DENSITÉ SÈCHE

L.T.P.C

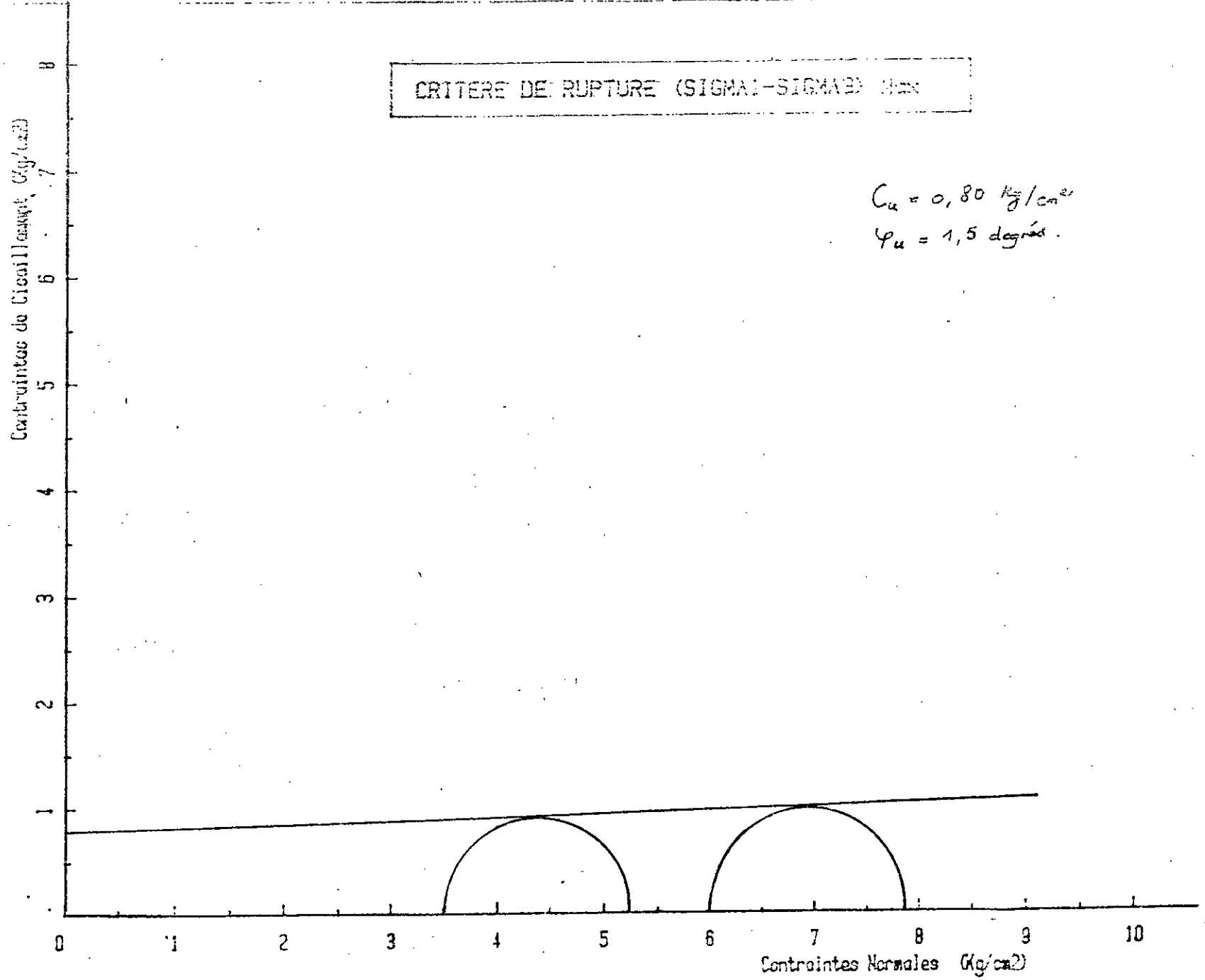
ESSAI TRIAXIAL : UU

Dossier No: 27-91-1078

Sondage No: 1

Profondeur : 11,00 - 11,20

Localisation: - NACIRIA -



DOSSIER N°

CHANTIER/ETUDE : ... NACIRIA

LOCALISATION : ... RN. 12

Sondage . Puits		1	1	1	1	1	1			
Profondeur (mètres)		3,10 / 3,40	4,30 / 4,50	7,40 / 7,80	11,00 / 11,20	15,20 / 15,70	18,00 / 18,20			
Nature apparente des sols échantillonnés										
Classification géotechnique										
Teneur en eau naturelle : W (%)		25,31	25,50	25,29	22,76	15,58	13,50			
Densité sèche : d (T/m ³)		1,54	1,55	1,54	1,68	1,88	2,01			
Densité humide : h (T/m ³)		1,95	1,93	1,98	2,08	2,18	2,29			
Degré de saturation S _r (%)		90,63	95,20	100,00	100,00	96,23	91,72			
Poids spécifique : S (T/m ³)										
Granulométrie % de passant à :	2 mm									
Limites d'ATTERBERG %	Liquidité : WL	59,00	57,80	60,30	51,60	46,40	44,80			
	Plasticité : IP	32,86	26,00	29,97	26,33	24,03	22,96			
Indice de consistance : Ic										
Teneur en matières organiques (mg/g)										
Caractéristiques Oedométriques	P _c (bars)									
	C _c (%)									
	C _g (%)									
Coefficient de perméabilité : K (cm ² /s)										
Compression simple : R _c (bars)										
Ecrasement (bars)										
Cisaillement mécanique triaxial	C (bars)		0,50		0,80					
	φ (degrés)		2,5		1,5					

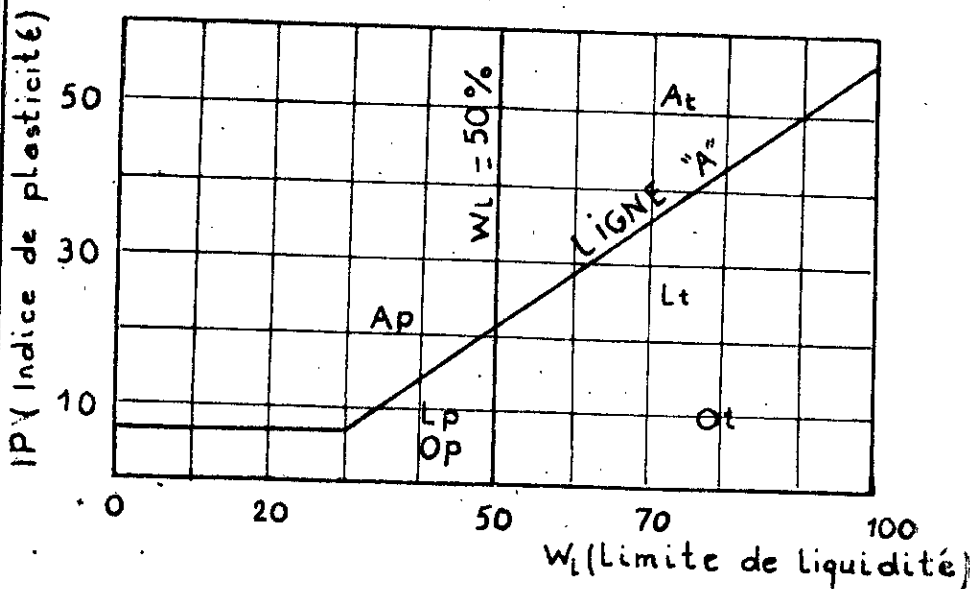
DOSSIER N° :

CHANTIER/ETUDE : NACIRIA

LOCALISATION : RN.12

Sondage - Puits		2	2	2		3	3	3		
Profondeur (mètres)		10,50 11,10	12,70 13,30	13,70 14,35		5,90 7,60	11,90 12,35	14,80 15,10		
Nature apparente des sols échantillonnés										
Classification géotechnique										
Teneur en eau naturelle : W (%)		25,59	20,35	21,80		20,35	20,50	16,12		
Densité sèche : d (T/m ³)		1,59	1,71	1,68		1,72	1,71	1,84		
Densité humide : h (T/m ³)		2,00	2,06	2,04		2,06	2,10	2,09		
Degré de saturation Sr (%)										
Poids spécifique : S (T/m ³)										
Granulométrie % de passant	2 mm									
Limites ATTERBERG %	Liquidité : WL	62,00	57,50			66,00				
	Plasticité : IP	31,37	25,90			35,25				
Indice de consistance : Ic										
Teneur en matières organiques (mg/g)										
Caractéristiques Oedométriques	P _v (bars)	3,75	1,75			5,50				
	C _c (%)	0,17	0,17			0,12				
	C _g (%)	0,08	0,07			0,08				
Coefficient de perméabilité : K (cm ² /s)										
Compression simple : Rc (bars)										
Taralement (bars)										
Essai oedométrique	C (bars)									
	φ (degrés)									

ABAQUE DE CASAGRANDE



- AP: Argile peu plastique
- Lp: Limon peu plastique
- Op: Sol organique peu plastique
- At: Argile très plastique
- Lt: Limon très plastique
- Ot: Sol organique très plastique

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS
(plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm)

Définitions		Symboles	Conditions	Appellations
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre de > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW) $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Gm (GP) Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	GL (GM) Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GA (GC) Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW) $\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Sm (SP) Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	SL (SM) Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SA (SC) Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.

FERRAILLAGÉ DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Efforts Fig (1)

$$W_1 = 31.5 \text{ KN/ml}$$

$$W_2 = 33 \text{ KN/ml}$$

$$W_3 = 13.7 \text{ KN/ml}$$

$$W_4 = 13.7 \text{ KN/ml}$$

$$F_{AH} = 50.1 \text{ KN/ml}$$

$$F_{AV} = 65.1 \text{ KN/ml}$$

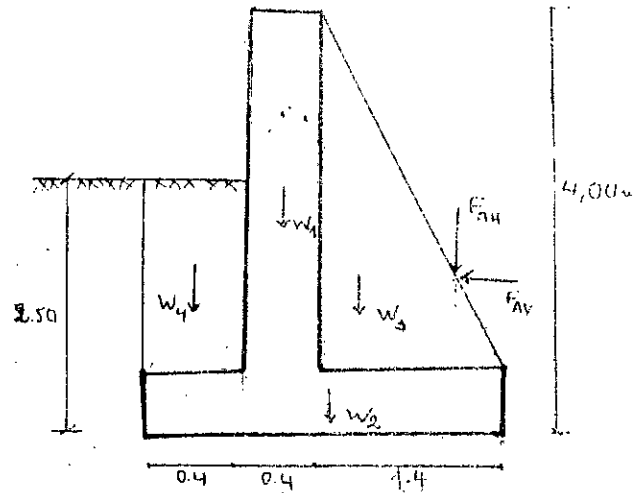


Fig. 1

Contraintes admissibles du sol

$$\sigma_{\max} = 168.3 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = 41.5 \text{ KPa}$$

Caractéristiques des matériaux

Béton $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Acier $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

On détermine le ferraillage au droit des sections indiquées sur le schéma (fig. 2).

- Sections (1) et (2), au niveau de la semelle
- Sections (3), au niveau du voile

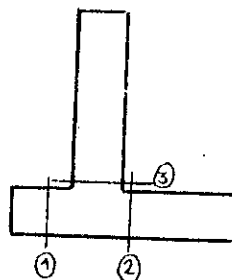


Fig. 2

1) Ferraillage de la semelle

- Détermination des contraintes σ_1 et σ_2 (fig. 3)

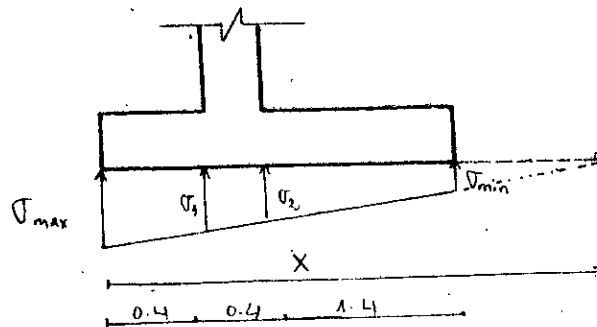


Fig. 3

$$x = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \cdot B$$

$$\sigma_1 = \frac{(x - 0.4)}{x} \sigma_{max}$$

$$\sigma_2 = \frac{(x - 0.8)}{x} \sigma_{max}$$

Application numérique

$$x = 2.93 \text{ m} \quad , \quad \sigma_1 = 145.2 \text{ KPa} \quad , \quad \sigma_2 = 122.2 \text{ KPa}$$

- Section (1)

- Sollicitations dues aux poids des terres et de la semelle.

$$V_1 = -1.35 (W_1 + \frac{0.4}{2.2} W_2)$$

$$V_1 = -26.6 \text{ KN}$$

$$V_1 = -1.35 (W_1 + \frac{0.4}{2.2} W_2) \frac{0.4}{2}$$

$$M_1 = -5.3 \text{ KN.m}$$

Sollicitations dues aux reactions du sol

$$V_2 = (\sigma_1 \times 0.4) + (\sigma_{\max} - \sigma_1) \times \frac{0.4}{2}$$

$$V_2 = 62.7 \text{ KN}$$

$$M_2 = (\sigma_1 \times 0.4) \times \frac{0.4}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_1) \times \frac{(0.4)^2}{3}$$

$$M_2 = 12.9 \text{ KN.m}$$

Sollicitations résultantes

$$M_u = M_1 + M_2$$

$$M_u = 0.008 \text{ MN.m}$$

$$V_4 = V_1 + V_2$$

$$V_4 = 0.036 \text{ MN}$$

Détermination de la section d'armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{Bd}} = 0.018$$

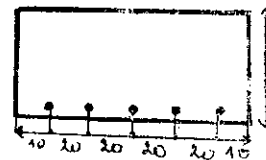
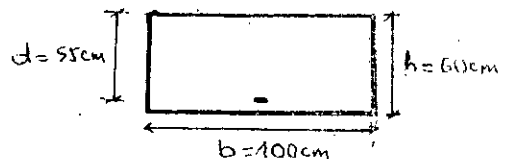
$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.549 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b f_{Bd}} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.23 b d \frac{f_{ct8}}{f_e} = 6.64 \text{ cm}^2$$

$$d'où A_{s1} = 5 \times 14 / \text{ml} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Verification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.065 \text{ MPa}$$

$$0.05 f_{ct8} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0.05 f_{ct8}$$

Donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Section (2)

- Sollicitations dues aux poids de la poussée des terres et de la semelle

$$V_1 = 1.35 (F_{av} + W_3 + \frac{1.4}{2.2} W_2)$$

$$V_1 = 131.5 \text{ KN}$$

$$M_1 = 1.35 \left(\frac{2}{3} \cdot 1.4 \cdot F_{av} + \frac{1.4}{3} \cdot W_3 + \frac{1.4}{2.2} \times \frac{1.4}{2.2} \times W_2 \right)$$

$$M_1 = 96.6 \text{ KN}$$

- Sollicitations dues a la reaction du sol

$$V_2 = - \left[\sigma_{\min} \times 1.4 + (\sigma_2 - \sigma_{\min}) \times \frac{1.4}{2} \right]$$

$$V_2 = - 114.5 \text{ KN}$$

$$M_2 = - \left[\sigma_{\min} \cdot \frac{1.4^2}{2} + (\sigma_2 - \sigma_{\min}) \cdot \frac{1.4^2}{6} \right]$$

$$M_2 = - 67 \text{ KN}$$

- Sollicitations resultantes

$$M_u = 0.03 \text{ MN.m}$$

$$V_u = 0.017 \text{ MN}$$

Détermination de la section d'armatures

$$\mu = M_u / (bd^2fs_4)$$

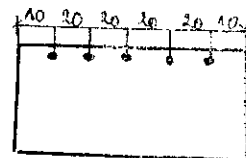
$$\alpha = 0.008$$

$$z_b = 0.548 \text{ m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 6.64 \text{ cm}^2$$

$$d'où A_{s2} = 5 \text{ } \approx 14 / m_1 = 7.7 \text{ cm}^2 / m_1$$



Verification au cisaillement

$$\tau_c = 0.031 \text{ MPa}$$

$$0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$< 0.05 f_{c28}$$

Donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

2 Ferrailage du voile

Section (3)

$$V_u = 1.35 F_{AH}$$

$$V_u = 67.6 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 W_1$$

$$N_u = 42.5 \text{ KN}$$

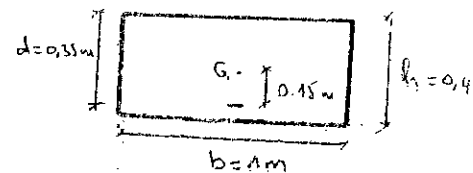
$$M_u = 1.35 \left(\frac{4}{3} - 0.6 \right) \times F_{AH} = 49.6 \text{ KN.m}$$

Les efforts par rapport aux armatures tendues

$$M = M_u + N_u \times 0.15 = 0.056 \text{ MN.m}$$

$$V = V_u = 0.068 \text{ MN}$$

$$N = N_u = 0.043 \text{ MN}$$



Détermination de la section d'armatures

$$\mu = 0.032$$

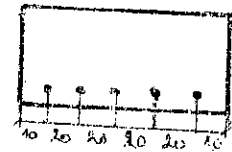
$$\alpha = 0.041$$

$$z_b = 0.34$$

$$A_s = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{s3} = 5 \times 12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0.5 f_{c28}$$

Donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

FERRAILLAGE DU MUR DE

SOUTÈNEMENT. (Ech: 1/250).

