

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

THESE

PRÉSENTÉE PAR :

Ramdane BOUZID

Ingénieur

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

POUR OBTENIR le DIPLOME DE

MAGISTER EN GENIE CIVIL

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN
CAS DU GLISSEMENT D'EL-BIAR - ALGER**

Soutenue le 30 Juin 1985

Devant le Jury d'Examen :

Président : **M. A. AÏT ALI** - Professeur

Rapporteur : **K. THIEL** - Professeur

Examinateurs : **A. BALI** - PHD Maître - Assistant
M. S. BARAKA - Dr. Ing. Maître-Assistant
A. KENANA - Dr. Ing. Maître-Assistant

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

THESE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PRÉSENTÉE PAR :

Ramdane BOUZID

Ingénieur

POUR OBTENIR le DIPLOME DE

MAGISTER EN GENIE CIVIL

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN
CAS DU GLISSEMENT D'EL-BIAR - ALGER**

Soutenu le 30 Juin 1985

Devant le Jury d'Examen :

Président : **M. A. AÏT ALI** - Professeur

Rapporteur : **K. THIEL** - Professeur

Examineurs : } **A. BALI** - PHD Maître - Assistant
 } **M. S. BARAKA** - Dr. Ing. Maître-Assistant
 } **A. KENANA** - Dr. Ing. Maître-Assistant

REMERCIEMENTS



Au terme de ce travail, qu'il me soit permis d'exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur K. THIEL, Professeur à l'E.N.P pour l'aide et les conseils qu'il m'a prodigués, pour la part active qu'il a prise à l'élaboration de cette thèse me permettant de mener à bien ce travail. Je lui exprime toute ma gratitude d'avoir bien voulu patronner ce travail.

Je suis sensible à l'honneur que me fait Monsieur AIT-Ali Mohand Améziane, Professeur à l'E.N.P pour avoir bien voulu présider ce jury.

J'adresse mes remerciements à Monsieur FARAKA Mohamed Said, Docteur-Ingénieur, Maître-Assistant, de ses directives avisées et de son aide constante.

Je remercie Monsieur KENAMA, Docteur-Ingénieur, d'avoir voulu accenter de faire partie de mon jury de thèse.

Je remercie également Monsieur DALI -PHD-, Maître-Assistant d'être membre de ce jury.

J'exprime toute ma reconnaissance à Monsieur G. PILOT, Professeur à l'E.N.P.C et Directeur au L.C.P.C (PARIS) pour m'avoir permis d'effectuer certaines manipulations dans son laboratoire.

Je remercie également Monsieur JOSSEAUME du L.C.P.C. (PARIS) pour les conseils qu'il m'a prodigués.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à cette thèse.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

A mon père Ali et à ma mère Peguia, en témoignage de
ma profonde affection

A mes frères et soeurs

A tous ceux qui me sont chers

R E S U M E



L'objet de cette étude est d'élucider les causes et le mécanisme des mouvements de terrain sur le versant (surface environ 35 ha) dont le phénomène se poursuit à ce jour (et ce depuis 1785 au moins) malgré les approches faites.

Les résultats de toute une gamme de méthodes utilisées ont montré que la cause essentielle est liée en particulier avec la présence de l'eau. Ils ont permis aussi de minimiser le rôle de la glauconie et d'écarter le fluage et la solifluxion. En fait c'est un glissement mixte emboîté constitué d'une surface circulaire et d'une surface non circulaire.

Les travaux de confortement réalisés jusqu'à présent étant insuffisants et sans maintenance adéquate donc avec efficacité restreinte, on propose à cet effet des travaux supplémentaires appropriés pour obtenir une stabilisation progressive du versant.

La méthodologie établie au cours de cette étude peut-être utilisée dans les travaux de recherches sur la stabilité d'autres versants.

Table des matières



1. INTRODUCTION	1
2. METHODES UTILISEES POUR RESOUDRE LE PROBLEME	3
2.1. Méthodes géologiques et géomorphologiques	3
2.2. Méthodes hydrogéologiques	4
2.3. Méthodes de mesures des déplacements de terrain	4
2.3.1. Déplacements en surface	4
2.3.2. Déplacements en profondeur	5
2.4. Méthodes de la détermination des propriétés des sols	5
2.4.1. Essais d'identification	5
2.4.2. Essais mécaniques	5
2.5. Méthodes de calcul de la stabilité du versant	6
2.6. Méthodes des travaux de confortement du versant	6
3. ANALYSE DES RESULTATS	7
3.1. Conditions géomorphologiques	7
3.2. Conditions géologiques	8
3.3. Conditions hydrogéologiques	11
3.4. Propriétés physiques et mécaniques	16
3.4.1. Propriétés physiques	16
3.4.2. Propriétés mécaniques	21
3.5. Déplacements observés	23
3.5.1. Déplacements en surface	23
3.5.2. Déplacements en profondeur	26
3.6. Calculs numériques de la stabilité du versant	28
4. CAUSES ET MECANISME DES MOUVEMENTS DU TERRAIN	32

5. TRAVAUX DE CONFORTEMENT	35
6. CONCLUSION	38

ANNEXES

1 - Mesures piézométriques	39
2 - Mesures topographiques	41
3 - Mesures inclinométriques	46
4 - Détermination de la résistance résiduelle au cisaillement	48
5 - Essai combiné / ou "slurry test"/	50
6 - Détermination de la compressibilité	51
7 - Méthodes de calcul de la stabilité du versant	55
a/ Méthode de Bishop	56
b/ Méthodes des perturbations	63
8 - Méthode des travaux de confortement	69
9 - Profils géologiques des sondages complémentaires	70
10 - Résultats des analyses chimiques des eaux	71
11 - Résultats des analyses granulométriques	76
12 - Résultats des essais de compressibilité	78
13 - Résultats des relevés topographiques	79
14 - Résultats des mesures inclinométriques	83

BIBLIOGRAPHIE.	85
----------------	----

Liste des Figures et Tableaux.

Figures :

1. Plan d'ensemble des terrains en mouvement
2. Plan de détail des terrains en mouvement
3. Implantation des travaux de reconnaissance
4. Implantation des points de mesure
5. Travaux de confortement
6. Carte géomorphologique
7. Carte géologique des affleurements
8. Coupes géologiques
9. Profil géologique le long de l'axe de glissement
10. Plan du toit des grés
11. Niveaux piézométriques
12. Niveaux piézométriques dans les grés
13. Diagramme CASAGRANDE
14. Variations de W avec la profondeur
15. $IP / < 0,2\mu / < 2\mu$
16. IP/W
17. Déplacements en surface
18. D_2, D_3, D_4, D_6, D_6
19. a) - D_3
b) - D_5
20. Modélisation du versant
21. Plage C' et θ'
22. Diagramme de variations des pressions internes
23. Classification des mouvements de terrain
24. Mécanisme
25. Méthodologie de l'étude.

Tableaux :

1. Variations des niveaux piézométriques
2. Toit du grès et niveaux piézométriques
3. Résultats des précipitations
4. Résultats géologiques des sondages
5. Résultats géologiques des tranchées
6. Résultats géologiques M₂
7. Tableaux Skempton
8. Résultats cisaillement alterné
9. Résultats slurry test
10. Résultats essais de compressibilité
11. Mesures planimétriques
12. Mesures altimétriques
13. Mesures inclinométriques
14. Coefficient de sécurité (F) surface circulaire
15. Coefficient de sécurité (F) surface non circulaire

NOTE AU LECTEUR

Le lecteur trouvera les plans représentant les figures numéro 3, 4, 5, 9, 10, 20, mentionnées dans le texte, joints dans une pochette à la fin du volume de cette thèse.

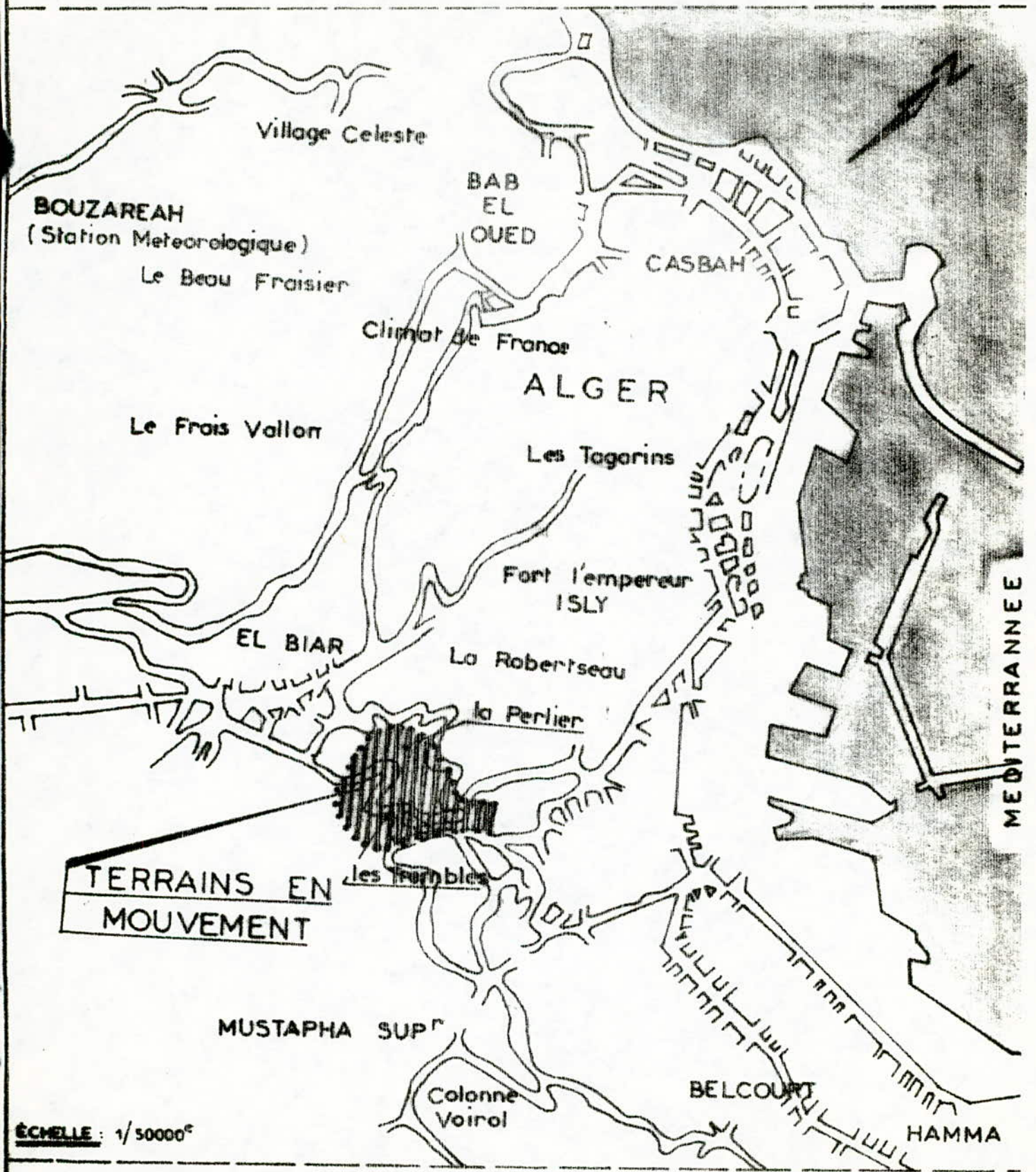
I - I N T R O D U C T I O N

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, barrages, digues, etc... En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Or, la stabilité des pentes constitue l'un des problèmes les plus difficiles de mécanique des sols et des roches. Ceci est dû au fait qu'elle dépend de beaucoup de facteurs que l'on peut grouper en deux catégories [357]:

- . des facteurs "passifs" invariables (morphologiques, structuraux, lithologiques),
- . des facteurs "actifs" variables (climatiques, végétation, autropogéniques).

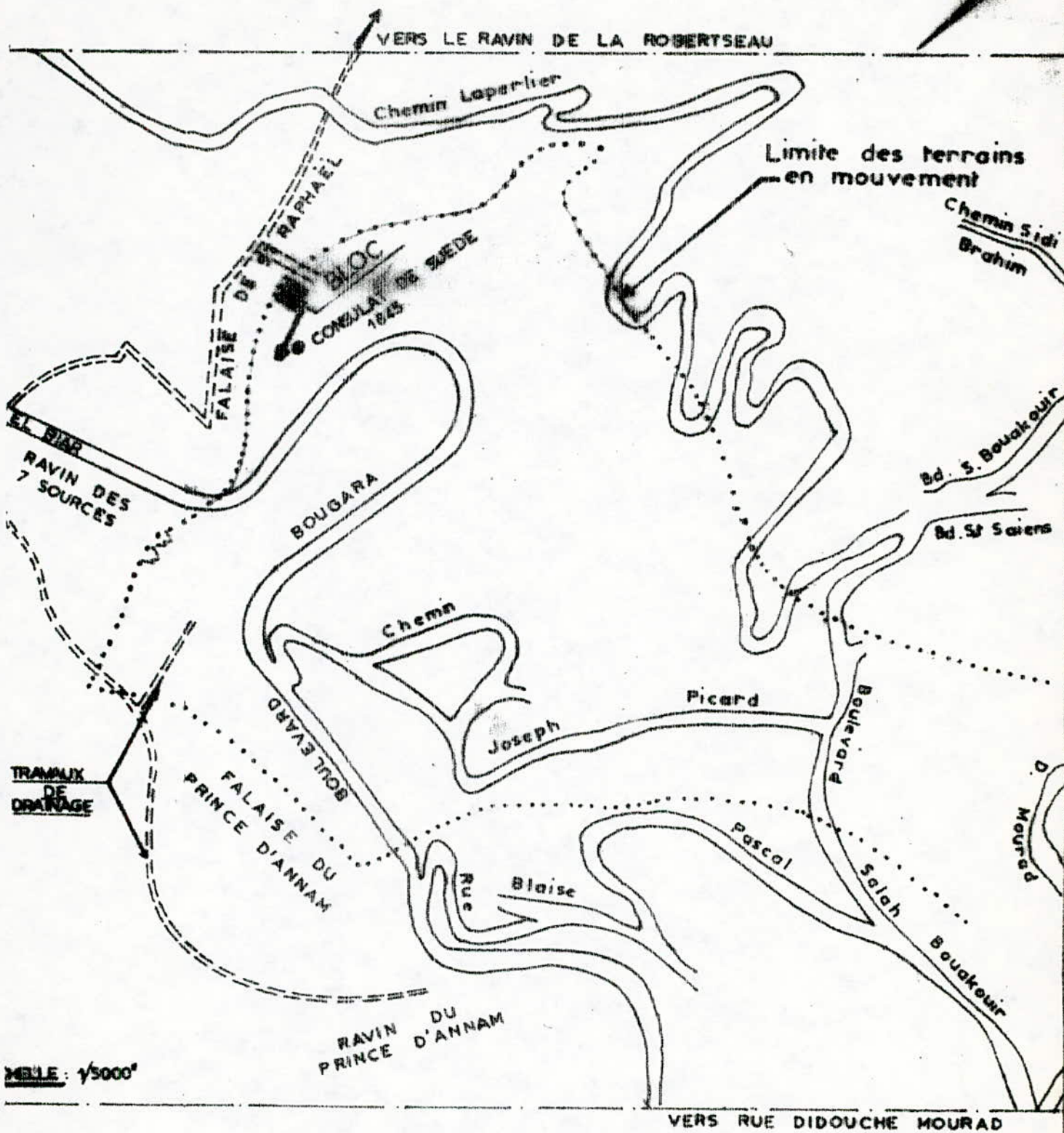
Ces facteurs interviennent d'une manière générale simultanément (à la fois) et afin de pouvoir se prononcer sur la stabilité (ou l'instabilité) d'une pente, il faut les déceler et déterminer leurs "poids" dans chaque cas particulier à part. Ceci est d'autant plus important si l'on veut prévoir et évaluer les moyens à préserver la stabilité. Il faut alors connaître les facteurs qui jouent le rôle essentiel sur l'instabilité de la pente afin de pouvoir choisir des solutions de confortement adéquates.

Il en est de même pour le glissement d'El-Biar qui constitue le sujet de cette thèse (fig.1). Ce glissement date de plus de 200 ans (1785). De nombreuses reconnaissances et études ont été faites depuis [17], [167], [187], certains travaux de confortement ont été réalisés [327], [337], [347], [357], [377] et malgré cela, les mouvements de masse continuent et surtout, en particulier, les causes (facteurs) de ces mouvements ne sont pas encore clairement élucidés [357] d'où la nécessité de poursuivre ces études et la justification du choix du sujet de cette thèse.



PLAN D'ENSEMBLE DE LA REGION ALGEROISE MONTRANT L'EMPLACEMENT DES TERRAINS EN MOUVEMENT

131



PLAN DE DETAIL DE LA ZONE DES TERRAINS EN MOUVEMENT

152

Le site intéressé présente l'aspect d'un cirque limité dans le haut par 2 falaises. (fig.2) La surface enveloppe de ce cirque est légèrement supérieure à 35 ha. La profondeur de cette zone varie de 50 m en amont à 10 m en aval environ.

L'historique de ces mouvements peut être relaté par les faits les plus saillants dont (voir fig.2):

1785 - des mouvements violents causent des écroulements de maisons et quelques victimes,

1839 - la majorité des aqueducs est brisée,

1843 - affaissement sur une hauteur de 4 mètres d'un tronçon de plus de 15 mètres,

1845 - effondrement d'un pan de falaise sur 20 mètres, le Consulat de Suède est emporté, en même temps glissement de 20 mètres au niveau de la rue Salah Bouakour,

- chute d'un bloc de 4000 m³

1870 - chutes de blocs

1942 - éboulement d'un pan de la falaise

Tous ces mouvements se sont produits non sans provoquer des dégats en vie humaines.

La première approche d'études faites par DERVIEUX., AGARD., DROUHIN., attribue la cause de ce glissement en particulier à la glauconie (I7, I67, I87) .

L'étude du projet de fin d'études faites en 1978 conclue à la solifluxion /5/

L'étude du Sol Expert International faite en 1978 et en 1981 conclue également au fluage. /33/, /34/, /35/.

Différents travaux de confortement ont été réalisés dont: "Chasse à l'eau", évacuation des habitants et destruction des habitations, implantation de végétation /33/, /34/, /35/.

Toutefois, les mouvements de masse continuent et se manifestent visiblement. Les objectifs de la thèse peuvent être résumés aux 2 points suivants :

- . contribuer à élucider les causes et le mécanisme de ces mouvements,
- . analyser la possibilité de l'arrêt de ces mouvements ou au moins de la diminution de leur ampleur.

Pour pouvoir atteindre ces objectifs, on a procédé :

- . à la prospection et au recueil de tous les documents (dans la mesure du possible) existants à ce sujet et à leur analyse,
- . à la poursuite des reconnaissances, en particulier en ce qui concerne les propriétés physiques et mécaniques des sols, les analyses minéralogiques et les calculs numériques de stabilité (ces derniers n'étant pas été encore effectués avant cette thèse).

Il est évident que vu la complexité du problème considéré, les moyens et le temps limités, il n'est pas possible de prétendre pouvoir élucider l'ensemble des causes exactes et le mécanisme des mouvements de masses observés, toutefois, certains éléments nouveaux apportés, permettent de mieux les cerner, ce qui devrait aider d'orienter l'étude des méthodes de confortement de ce versant.

2 - METHODES UTILISEES POUR RESOUDRE LE PROBLEME

2 .1 Méthodes géologiques et géomorphologiques

Ces méthodes permettent de reconnaître la structure du sol, la distribution des différentes couches de terrain ainsi que la forme et la position du substratum. De même que cela permet de reconnaître l'existence des failles, de les localiser et tout accidents tectoniques ainsi que l'étendue et la zone (surface) de glissement.

Ces méthodes indiquent la morphologie du terrain et l'extension des terrains en mouvement.

Pour cela, on dispose de sondages de reconnaissance (53), de puits de reconnaissance (3) et de galeries de surveillance (2). Ces travaux de reconnaissance ont été effectués pendant les périodes de 1942 - 1946, puis vers 1956, ensuite de 1971 à 1972 et enfin en 1979. Il y a lieu de souligner la réalisation de 2 sondages complémentaires en 1984. L'implantation de tous ces travaux est représentée sur la figure 3.

On utilise également toutes les prospections et recherches de données géologiques de surface (par l'observation sur le terrain).

2.2. Méthodes hydrogéologiques

Elles permettent d'indiquer le niveau de la nappe (ou des nappes) phréatiques et leur variation en fonction des précipitations. La méthode des mesures piézométriques est décrite dans l'annexe 1.). Il y a eu réalisation de 15 sondages piézométriques en 1960 et 5 autres en 1979. L'implantation de ces piézomètres est représentée sur la figure 3. Les données pluviométriques pour la période de 1973 à 1983 ont été recueillies auprès de la station météorologique de Bouzaréah (voir fig.1).

2.3. Méthodes de mesures des déplacements de terrain

Grâce à ces méthodes, on peut connaître la zone et la direction des déplacements ainsi que de l'ampleur et la vitesse de ces déplacements en fonction des précipitations et éventuellement d'autres facteurs. On a utilisé des méthodes de mesures en surface et en profondeur.

2.3.1. Déplacements en surface

L'implantation des points de mesures a été faite de sorte que d'un point stable, hors de la zone en mouvement, on relevait des mesures de points placés sur le terrain de la zone de glissement. La méthode de ces mesures est présentée dans l'annexe 2, l'implantation des points de mesure sur la figure 4.

Les observations ont été faites par appareil théodolite T.16 d'abord, puis par Distomat. Les périodes de mesures étaient les suivantes: 1968-1973, 1973-1978, 1979-1980 et enfin 1981-1984.

2.3.2. Déplacements en profondeur

Le long du profil géologique, il a été procédé à une implantation de 6 tubes de déformation (voir fig.4) et ce, durant la période de 1980. La méthode des mesures est décrite dans l'annexe 3.

2.4. Méthodes de détermination des propriétés des sols

Ces paramètres sont d'une très grande importance, car ils permettent de connaître les paramètres d'identification des sols et les paramètres mécaniques de ces derniers ainsi que leur corrélation. Outre les échantillons prélevés de la surface ou des tranchées (34 échantillons), des carottages parafinés ont été effectués (sondages M1, M2).

2.4.1. Essais d'identification

Ce sont des essais classiques afin d'obtenir le poids spécifique, la teneur en eau, la granulométrie, l'indice de plasticité et l'analyse chimique des eaux. Les échantillons proviennent des sondages ainsi que des tranchées.

2.4.2. Essais mécaniques

Etant donné que c'est une réactivation d'un glissement ancien, l'obtention de la résistance résiduelle est capitale, celle-ci est obtenue par l'essai de cisaillement alterné à la boîte de Casagrande (annexe 4).

.) -Note: Pour alléger le texte, toutes ces méthodes d'essais avec mode d'interprétation des résultats ainsi que les résultats particuliers sont présentés dans les annexes, pour cette raison les annexes constituent la partie intégrale de la thèse.

L'essai combiné ou "Slurry test" (annexe 5) plus complexe que l'essai précédent, a permis d'obtenir également la résistance résiduelle dont la valeur doit être la même que celle obtenue à la boîte.

L'essai de compressibilité (annexe 6) indique le comportement de ce sol du point de vue gonflement et tassement.

Les propriétés géomécaniques sont indispensables, car ce sont ces valeurs qui seront retenues pour le calcul de stabilité ainsi que pour établir le mécanisme de mouvement de masse.

2.5. Méthodes de calcul de la stabilité du versant

Le choix des méthodes est conditionné par la forme de la surface de glissement mise en évidence par les reconnaissances géologiques.

C'est ainsi que la méthode de Bishop (annexe 7a) a été retenue pour la surface circulaire et la méthode des perturbations (annexe 7b) pour la surface non circulaire. Le programme PETAL /28/ mis au point par le L.C.P.C. a été utilisé sur ordinateur type HONEWELL BULL DPS.8.

2.6. Méthodes des travaux de confortement du versant

Etant donné qu'à partir de Février 1979, différents travaux de confortement ont été réalisés et devraient avoir une influence sur le comportement du versant considéré, on donne leur brève description dans l'annexe 8 tandis que leur imprégnation sur la figure 5. Ces travaux ont consisté en l'exécution de puits de pompage, de drains forés subhorizontaux, d'un réseau de drainage superficiel et des injections de remplissage des fissures.

3 - ANALYSE DES RESULTATS

3.1. Conditions géomorphologiques

Du point de vue topographique, c'est une étendue de pente de 20% en moyenne, sauf pour les abruptes et les anciens ravins où la pente s'accroît comme c'est le cas des abruptes de St-Raphaël et le ravin des 7 sources avec des valeurs situées entre 35 et 85%.(fig.6).

Cette topographie est récente et s'est substituée d'une ancienne topographie de vallons, constituée par un talweg principal et des talwegs secondaires. Les formes se traduisent par une suite de bombements d'aval en amont séparés orthogonalement par des creux ou des replats.

On note l'existence de 4 langues de coulées de longueurs variables disposées en éventail. Leur longueur diminue d'Ouest en Est, l'existence du socle les détourne vers le Sud-Est et provoque une concentration de ces langues en une seule, d'où une accélération du phénomène au Sud-Est.

L'examen de chaque langue montre qu'elle est formée d'amont en aval par de grands bombements séparés par des creux ou des replats.

Chaque bombement a trois directions, l'une dans le sens de la pente naturelle et les deux autres de part et d'autre.

L'extrémité de la langue est arrondie, car l'avancée est plus rapide au centre qu'elle ne l'est sur les côtes.

Examiné plus en détail encore, le bombement présente des bosses secondaires étagées les unes par rapport aux autres avec des dénivellations de 20 à 30 cm et ceci est dû à l'avancée qui se fait par des poussées successives.

Pour les langues situées à l'Est, on constate qu'elles ne sont pas rectilignes mais obliques, ceci est dû à l'existence du socle qui est stable et qui se présente sous une forme plus large au Sud et repousse donc les langues vers le Sud-Est. A l'ouest de la zone, on note la présence de petites terrassettes en contre bas du Boulevard Bougara, car les manifestations du glissement sont assez réduits du fait de l'alimentation en eau peu importante.

Le glissement se manifeste de plusieurs façons sur le terrain. sur des routes, on remarque la présence de bombements tels que sur le chemin Laperlier, Joseph Picard et plus fort sur le Bd Bouakouir où les bombements augmentent à vue d'oeil. On observe aussi des décrochements sur la route, comme le cas du Boulevard Bougara au niveau de la boucle et sur le chemin Laperlier, au niveau de l'ambassade de la R.F.A., causés par l'avancée rapide des langues à ces endroits.

Les murs de soutènement et en gabion subissent aussi des poussées. Ci-dessous quelques valeurs:

- . gabion sur le chemin Laperlier: inclinaison de 10° vers la route,
- . mur de soutènement sur la rue Bisson : 10°
- . mur station d'essence Bd Bouakouir : 12° .

3.2. Conditions géologiques

La structure géologique du site considéré, fait partie de la géologie d'Alger et peut être décrite de la façon suivante:

Un massif de base constitué par du gneiss et des schistes de l'ère primaire sur lequel repose une couche de grés du miocène Supérieur. Sur cette couche de grés, s'est déposée une couche de marne de pliocène Supérieur, le tout est surmonté par l'assise qui constitue la mollasse et qui constitue les abruptes de St-Raphaël.

Le site affecté par les mouvements est limité (fig.7)

. au Nord-Est, par l'affleurement des grès qui recoupent les extrémités des boucles Sud-Ouest du chemin Laperlier,

. au Nord, à l'Ouest et au Sud-Ouest par les falaises de St-Raphaël et du prince d'Annam,

. au Sud, par de gros éboulis consolidés reposant sur une marne de grande épaisseur quasi-franche (limite à peu près rectiligne qui s'appuie sur les extrémités des boucles Nord de la Rue Blaise Pascal),

. vers l'Est, une espèce de goulet descendant en direction de la rue Didouche Mourad où des mouvements graves ont abimé des immeubles.

Niveaux géologiques (fig. 8, 9, 10), (annexe 9)

Le sondage 9 M2 situé en haut de la falaise est le seul sondage qui semble avoir traversé tous les sols en "en place" sauf les remblais actuels et les limons à quartz moulu.

On rencontre successivement de bas en haut :

. Le socle primaire

Il se compose de schistes micaschistes gneiss, calcaire métamorphiques, etc... nombreuses failles à remplissage divers. On note des affleurements seulement au Nord-Est de la zone étudiée. Le socle ne joue aucun rôle dans les glissements actuels.

. Les grés

Il s'agit d'une formation hétérogène allant du sable argileux compact, au grés silicieux très résistant, avec des lits de conglomérats et des bancs argileux. Cette formation s'est déposée sous la mer à faible distance du rivage, pendant une période où le socle s'enfonçait par rapport à la mer. Elle est constituée par des éléments arrachés au rivage enrobant des paquets glissés plus ou moins remaniés, d'où les conglomérations et les poches argileuses. Il y a lieu

de noter (voir fig.10) que cette couche relativement saine à l'amont, se trouve érodée au milieu de la zone en mouvement. Plus en aval, elle est réduite et altérée, voir rabottée. Son épaisseur est de 26 mètres sur le balcon St-Raphael et de 12 m en moyenne.

On observe des affleurements à la limite Nord-Est de glissements. L'âge de cette formation est du burdigalien (Miocène Supérieur). Le toit de cette formation est composé par la suite de dépôts plus fins à plus grande distance du rivage. Ce toit est identifiable par une couche légère: 5 à 20 mm d'argile ferrugineuse résultant peut-être d'une brève émulsion.

. Les marnes,

Après le dépôt de la couche ferrugineuse, s'est produit un dépôt des marnes fines à grossières, plus grossières à la base, plus fines mais avec des grains de glauconie au sommet. Son épaisseur varie entre 20 - 40 mètres dans la zone étudiée.

Il a été décrit d'après l'aspect obtenu en rompant les carottes, quatre variétés de marnes: marnes à dendrites, marnes ferrugineuses, marnes apparemment isotropes, marnes remaniées, souvent très plastiques (absentes dans le forage 9 M2).

Les études de micropaléontologie ont permis d'attribuer généralement les deux premiers types de marne au Miocène marin et les deux derniers types de marnes du Pliocène marin avec une intercalation d'argiles, rubefiées de 0,3 à 3 mètres.

. Sables argileux glauconieux

Cette formation est constituée à la base par un sable glauconieux vert et au sommet par une marne sableuse facilement identifiable. D'après les études micropaléontologiques, il s'agit du toit de plaisancien et la base de l'Astien (pliocène).

. La mollasse

Sables-calcaires à stratigraphie dite entrecroisée et / ou calcaire construit. C'est une formation littorale et récifale, (mer chaude très peu profonde). Elle constitue la falaise du balcon St-Raphaël. Son épaisseur varie de 20 à 35 m.

.Les terrains de couverture

Ils sont essentiellement représentés par le limon des plateaux quaternaire). On ne connaît pas avec précision les mouvements orogéniques qui sont responsables de la situation actuelle, mais on constate que le sommet du toit de la mollasse se trouve à la côte + 240 en haut de la falaise et à la côte 0,00 ou plus bas dans le port, alors que du point de vue genèse, cette formation résulte d'un dépôt sensiblement horizontal.

3.3. Conditions hydrogéologiques

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, c'est-à-dire la connaissance des conditions d'alimentation de l'axe de drainage, des relations pluviométriques, de la piézométrie du site...

Tout ceci montre qu'il est difficile de limiter l'étude à la seule zone de mouvements.

Le site considéré étant entièrement urbanisé à son amont, cette contrainte a empêché d'une part, l'examen des couches situées dans cette partie, d'autre part, la connaissance des conditions les plus défavorables demande une durée d'étude suffisante et surtout de lier les mesures piézométriques avec la pluviométrie.

Les nombreuses résurgences et suintements qui se trouvent sur la pente en dessous de la côte 165 et à partir du bas du sondage n° 111, permettent de considérer que dans cette région, le niveau de la nappe et la surface du sol sont confondus.

Ces raisons justifient le lieu et la zone d'implantation des 5 piézomètres (voir fig.3).

Les résultats de ces derniers sont reportés sur la figure 11 et résumés dans le tableau 1.

Variation des niveaux piézométriques.

Tableau 1

n° des piézomètres	1	2	3	4	5
Côte sommet	181,60	181,97	176,53	168,94	174,05
Toit maximum de la nappe	175,0	172,5	167,0	164,2	164,8
Toit minimum de la nappe	170,6	167,5	164,8	159,8	160,8
Valeurs des fluctuations	4,40	5	2,2	4,4	4,0

On observe que la fluctuation de la nappe est de l'ordre de 5 mètres au maximum et 2 mètres au minimum.

Par ailleurs, on peut faire des constatations suivantes:

1 - il a été enregistré durant les périodes Mars, Septembre 1979 et Janvier 1980 les plus importantes pluviométries. Or durant ces mêmes périodes, la piézométrie atteignait les plus hauts niveaux,

2 - l'étude du plan représentant le toit du grés et les niveaux piézométriques dans ce grés (fig.12- permet d'affirmer l'existence d'un niveau piézométrique se trouvant en dessous du niveau décrit ci-dessus.

Toit du grés et niveau piézométriques. Tableau 2.

Numéro sondage piézométrique	Toit du grés	Niveau nappe.
I	124,98	123,50
II	123,46	152,0
III	152,60	176,0
IV	149,40	148
V	135,86	150 à 153
X	135,60	133 à 135
A	76,23	76,0
B	94,70	97
C	118,60	116
D	125,20	122,3 à 128
En amont S.7	183,5	186 à 192

A la suite de ce tableau, il apparait clairement que le toit du grés et le niveau de l'eau sont presque identiques.

Exception est faite pour les piézomètres II et III, les grés de ces derniers points étant en charge et affleurent à la surface en raison de la structure lithologique mitoyenne du ravin des 7 sources.

3 - l'analyse chimique des eaux de ruissellement a fait apparaître une eau relativement peu basique, pH compris entre 7,3_7,8 (annexe 10).

De ces données et ce à défaut de disponibilités de cellules de capteurs de pressions interstitielles, on peut affirmer que c'est la nappe profonde des grés et l'écoulement qui provoquent les conditions très défavorables vis à vis de la stabilité. Car, c'est ce type de source d'alimentation qui peut être néfaste puisqu'il conduit à un écoulement de type ascendant, c'est-à-dire que ce sont les grés du burdigalien qui apparaissent dans ce cas comme principale source d'alimentation.

Analyse des précipitations

L'analyse faite sur les précipitations durant la décennie 1973-1983, a fait ressortir que la moyenne de ces dernières est de l'ordre de 700 m par an (tableau 3).

Il y a lieu de préciser que ces données pluviométriques ont été recueillies auprès de la station météorologique de Bouzaréah (voir fig.1) 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, de l'orientation, du complexe écologico-physique.

Enfin, il faut rappeler que ce sont des précipitations dites moyennes et persistantes et que ce sont justement celles du genre beaucoup plus dangereuses pour la stabilité d'un versant que les fortes averses de courte durée. Car elles favorisent en effet une infiltration poussée et donc une imprégnation importante et profonde des terrains.

Résultats des précipitations courant 1973 - 1983

Tableau 3

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
1973	135,5	282,4	84,4	37,7	002,0	56,2	9,8	0,3	63,6	46,6	31,3	144,4
1974	25,6	190,3	146,0	72,6	001,3	N.T	002,1	0,4	15,2	148,9	89,1	12,1
1975	37,0	51,4	110,1	27,7	57,3	18,9	N.T	23,6	16,3	39,7	274,6	67,3
1976	59,0	232,7	24,5	38,5	72,1	9,6	-	-	-	143,5	57,4	89
1977	53,4	42,2	34,2	64,0	3,3	3,3	N.T	N.T	2,0	14,9	209,1	14,8
1978	122,9	35,5	69,0	201,7	84,9	0,6	8,3	Traces	N.T	214,1	54,1	83,2
1979	79,4	139,7	100,4	48,0	7,9	7,4	N.T	13,9	137,1	136,0	104,5	50,1
1980	143,0	14,6	79,5	122,5	29,7	3,5	N.T	1,6	1,9	54,6	54,9	177,8
1981	54,1	95,1	61,2	60,4	25,1	1,7	0,4	14,5	8,5	71,6	21,3	73,0
1982	153,3	120,8	39,3	32,9	41,1	12,5	N.T	1,9	68,5	104,5	199,9	110,9
1983	1,1	116,5	51,5	4,9	1,9	N.T	21,5	23,0	N.T	21,2	84,9	147,1

Les averses fortes et de courte durée se dissipent en grande partie par ruissellement sans modifier beaucoup la teneur en eau des terrains profonds.

3.4. Propriétés physiques et mécaniques

3.4.1. Propriétés physiques

Ces propriétés ont été déterminées sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs des sondages M₁ et M₂ ainsi que des tranchées ouvertes à différents endroits de la masse en mouvement.

Les courbes granulométriques sont groupées dans l'annexe n° II. Les valeurs des résultats minimum et maximum de γ_d , WL, IP, W et Sr, d'échantillons provenant des sondages et des tranchées figurent respectivement dans les tableau 4 et 5.

Tableau 4

$< 0.2 \mu$	$< 2 \mu$	$< 80 \mu$	WL
40-42	68-72	85-98	45-58
IP	γ_d	W%	Sr
21-33	16-18	20-22	95-100

Tableau 5

IP	γ_d	W%	WL
28-30	1.6	27-30	50-55

On observe que d'une manière générale, tous ces sols correspondent selon le diagramme de CASAGRANDE aux argiles plastiques à très plastiques. (fig. 13)

SOLS FINS = PLUS DE 50% DE ELEMENTS < A 0.080 mm

DIAGRAMME DE CASAGRANDE

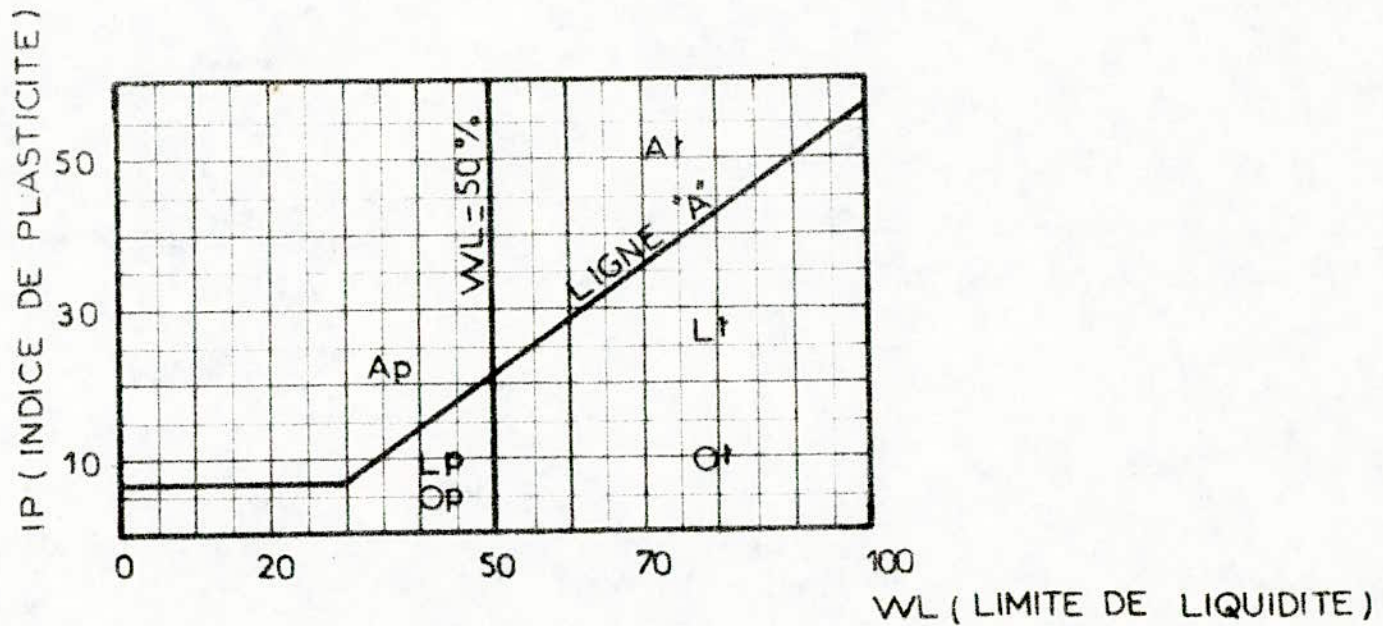


Fig 13

- AP = Argile peu Plastique
- LP = Limon peu Plastique
- OP = Sol organique peu Plastique
- At = Argile tres Plastique
- Lr = Limon tres Plastique
- Ot = Sol organique tres Plastique

CLASSIFICATION DES SOLS FINS

Il y a lieu de souligner qu'au sens pétrographique, le pourcentage élevé de Ca Co₃ indique que ce sont en fait des marnes, mais la classification de CASAGRANDE admet uniquement le terme argile.

D'une manière générale au vu de l'identification faite par cette étude, on peut conclure que le sol en question est composé de matériau très fin (80 μ > 94 %) et pour la plupart saturé (Sr > 95 %). Les sols sont en grande partie homogènes sauf pour l'aval de l'étendue en mouvement où on distingue 2 types de caractéristiques géotechniques (tableau 6).

Le type 1 de la profondeur de 7 m à 16 m est caractérisé par des densités relativement plus faible ($\gamma_d moy = 1.54$) et de W% pour la plupart voisine de l'IP (28 % - 29 %).

Le type 2 de la profondeur de 20 à 30,6 m est caractérisé par des matériaux plus denses ($\gamma_d moy = 2.02$) et des W% (12,6) inférieurs aux IP (23). Cette constatation peut confirmer l'existence de la surface de glissement entre 16 et 20 m, ensuite la position du bedrock st

Sondage - M₂

Tableau 6

Profondeur	%80 μ	PL	IP	γ_d	W%	Sr
7.4-7.75	85	57.1	40	1.69	23.5	97.4
10.6-11.6	97	50.0	23.5	1.49	30.0	99
13.0-13.65	96	57.2	30	1.48	30.6	94.3
15-16	98	54.5	24.0	1.52	28.2	98
Moyenne	94	55	29	1.54	28.1	97.2
20-20.6	96	52.7	26.6	1.86	16.4	97.5
20-26.6	94	47.9	22.5	1.99	13.5	100
26-20.37	97	46.5	22.2	2.00	11.1	95,8
29-30.6	94	45.4	23.2	2.14	9.5	98
Moyenne	95	48	23.6	2.02	12.6	97.8

On note par contre, une augmentation de W avec la profondeur (voir fig.14). Cette observation n'est valable que pour la partie amont du glissement, car le niveau piézométrique se situe à 20-25m de profondeur au droit de ce sondage.

D'autre part, l'analyse minéralogique a fait ressortir la composition suivante: $Ca\ Co_3$: 35%, kaolinite 4%, illite 17% chlorite 3%, montmorillonite (ca) 4%, feldspath 3%.

Ainsi, l'examen de paramètre définissant la nature des sols et la minéralogie de ces derniers fait apparaître une zone où se situe la zone des illites. (fig. 15, 16).

Or, suivant le tableau 10 montrant la situation des principales espèces argileuses sur le diagramme de CASAGRANDE, les remarques suivantes s'imposent :

1. la zone apparaissant nettement et regroupant les matériaux à illite dominante possède une limite de liquidité qui varie peu d'un échantillon à un autre. Il est de même pour l'indice de plasticité qui est compris entre 30 et 50 (22 à 40 pour le cas considéré).

2. lorsque les montmorillonites sont saturées par du sodim, on constate que la limite de liquidité et l'indice de plasticité sont beaucoup plus élevés que pour les mêmes minéraux saturés par du calcium. Ce dernier type de montmorillonite se trouve dans la composition du sol étudié.

3. pour ce qui est de la figure 16 représentant la limite de liquidité W_l en fonction de IP , il montre que la limite de liquidité varie beaucoup suivant la nature du minéral argileux qui domine pour un même pourcentage de sol $< 2\%$, on constate que les argiles fibreuses ont des limites de liquidité importantes (jusqu'à 200), puis viennent la montmorillonite sodique, la montmorillonite calcique et les mélanges kaolinite montmorillonite.

Sondage 15. Puits 1 . Boulevard Gallieni

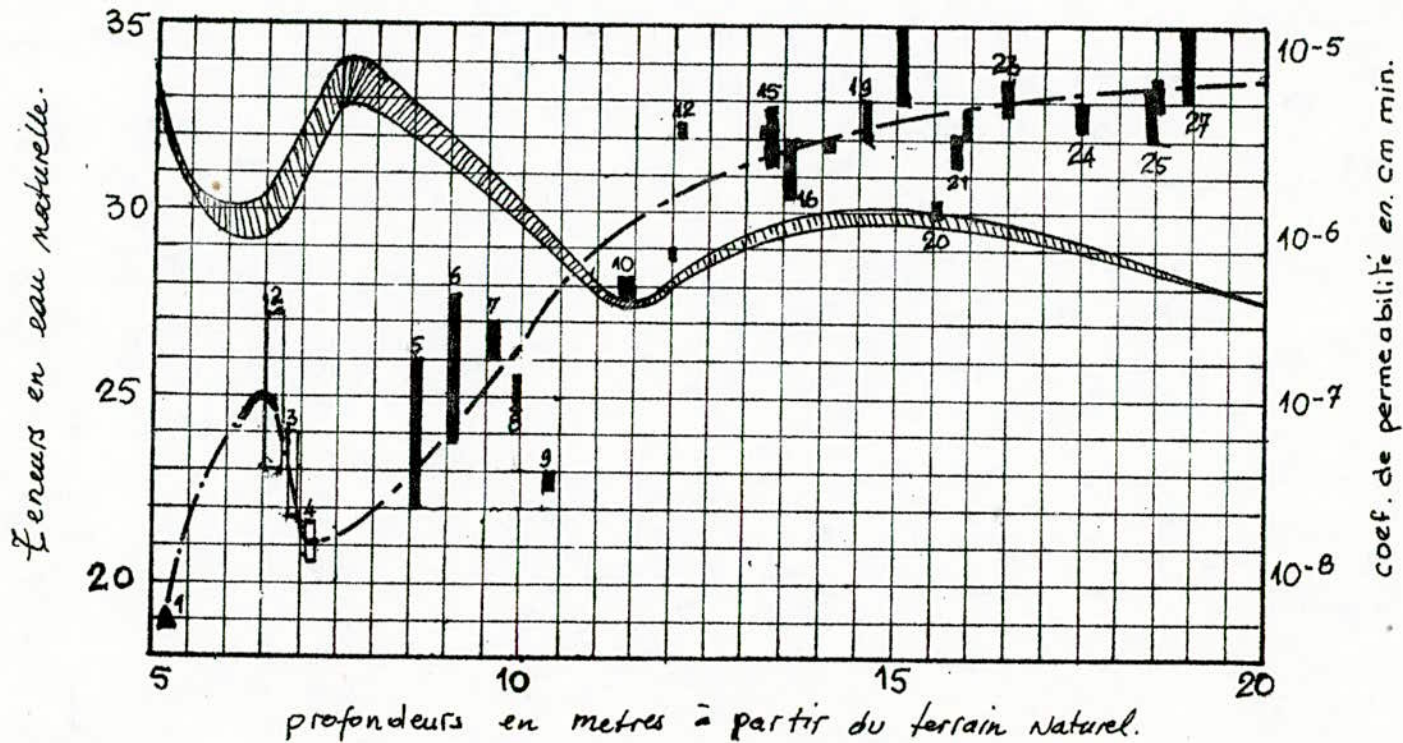


Fig. 14

VARIATION DE LA TENEUR EN EAU NATURELLE AVEC LA PROFONDEUR

La présence de kaolinite en quantité suffisante est à l'origine d'une diminution sensible de la limite de liquidité des montmorillonites. Le sol étudié avec $IP < 0.2 / 1 \% < 2 /$ moyen est de l'ordre de 0,36 pour un IP généralement moyen compris entre 23 et 29 qui correspond à la zone occupée par l'illite.

4. en conséquent, les illites forment un groupe peu influencé par le pourcentage d'argile à la différence des montmorillonites sodiques ou des argiles fibreuses par exemple.

Etant donné que le pourcentage de la fraction argileuse (entre 30 et 50%) dans les échantillons prélevés aux sondages M_1 et M_2 (à la profondeur représentant la surface de glissement) ainsi qu'aux autres tranchées ouvertes à l'aval, il semble que l'on peut admettre que les résultats obtenus constituent un ensemble suffisamment représentatif pour tout le tracé de la surface de glissement.

Problème de glauconie

Les différentes recherches ayant attiré l'attention sur la présence de glauconie dans les marnes supportant la mollasse et sur la possibilité d'action chimique spéciale sur les eaux de circulation, ce problème mérite d'être souligné.

Ce minéral, silicate double de Fer et de Potassium de composition variable est une véritable permutite qui remplace dans les eaux de circulation par simple contact, l'ion Ca par l'ion K avec forte augmentation du pH (essai de géochimie). L'eau ainsi alcalinisée provoque à son passage dans la marne la défloculation de celle-ci, sa mise en suspension partielle sous forme d'un sol colloïdal qui passe à travers les fissures et son entraînement progressif. Les matières entraînées sont remplacées par l'eau, la teneur en eau des marnes augmentent et les caractéristiques mécaniques baissent de plus en plus pour se rapprocher d'un liquide visqueux. C'est ce phénomène qui selon les différentes recherches antérieures [10], [10], [18], est responsable de ce glissement.

0.00	Coefficient d'activité AC L.C.P.C				CLASSES D'ACTIVITE SKEMPTON	CLASSEMENT DES MINERAUX
	+	●	Δ	○		
	ARGILE	MARNE	VASE	LIMON	① Inactif	Kaolinite Halloysite Illite Chlorite
0.50	ECHANTILLONS					
0.75					② Inactif	Montmorillonite quelques Attapulgites
1.25					③ Normal	Attapulgite qq Montmorillonites qq Illite Chlorites
1.50					④ Actif	Montmorillonites
2.00					⑤ Tres actif	Montmorillonites Na.
2.50						
3.00						

- Variation de la valeur de l'indice d'activité A.C en fonction de la nature des minéraux argileux

Or, des résultats d'analyses effectuées lors de cette étude, on a pu obtenir le coefficient de SKEMPTON - (tableau 7) qui se définit comme suit :

$$Ac = \frac{IP}{< 2 \mu} = \frac{25,7}{72} = 0,36$$

Ce qui correspond bien à la classe I, c'est-à-dire minéral inactif [77].

Skempton propose cinq classes d'activités:

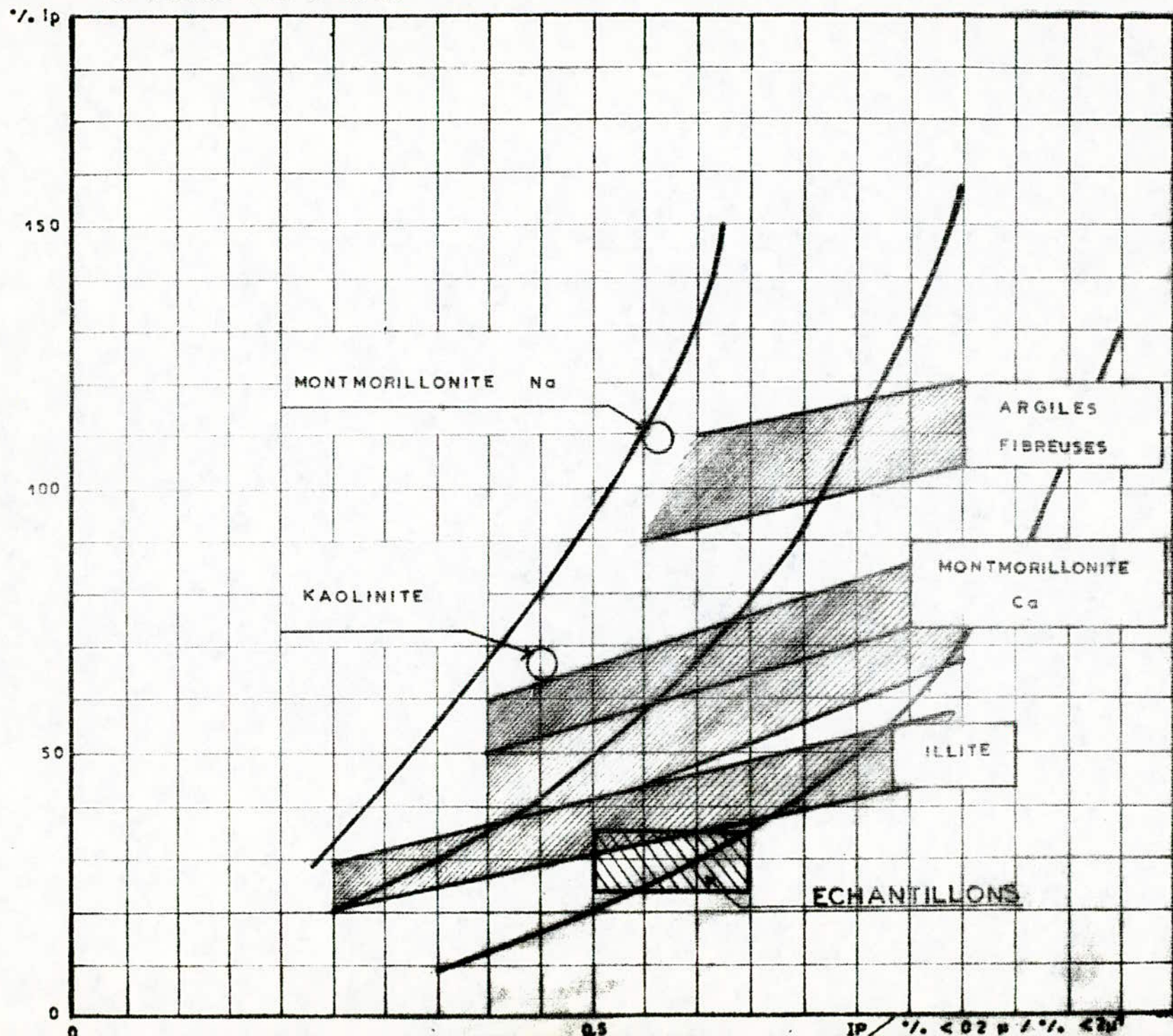
- | | |
|---|---------------|
| 1) activité inférieure à 0,5 | - inactif |
| 2) activité comprise entre 0,5 et 0,75 | - inactif |
| 3) activité comprise entre 0,75 et 1,25 | - normal |
| 4) activité comprise entre 1,25 et 2,00 | - actif |
| 5) activité supérieure à 2,00 | - très actif. |

En outre, le rapport de % IP / % 0,2 μ / < 2 μ (voir fig.15) de même que le rapport IP/W (voir fig.16) et l'appartenance de la glauconie à la famille des illites [20] confirme le rôle inactif de cette dernière.

Enfin l'étude faite par ODIN [25] sur ce minéral silicate qu'est la glauconie, qu'elle soit d'aspect feuilleté (bien cristallisé), reticulé (les alvéoles n'étant plus fermées) ou mal cristallisé, a conclu sur les conditions de leurs formations et surtout qu'elles jouent uniquement un rôle de marqueur géochronologie, en d'autres termes que la glauconie est un faciès géochronologique.

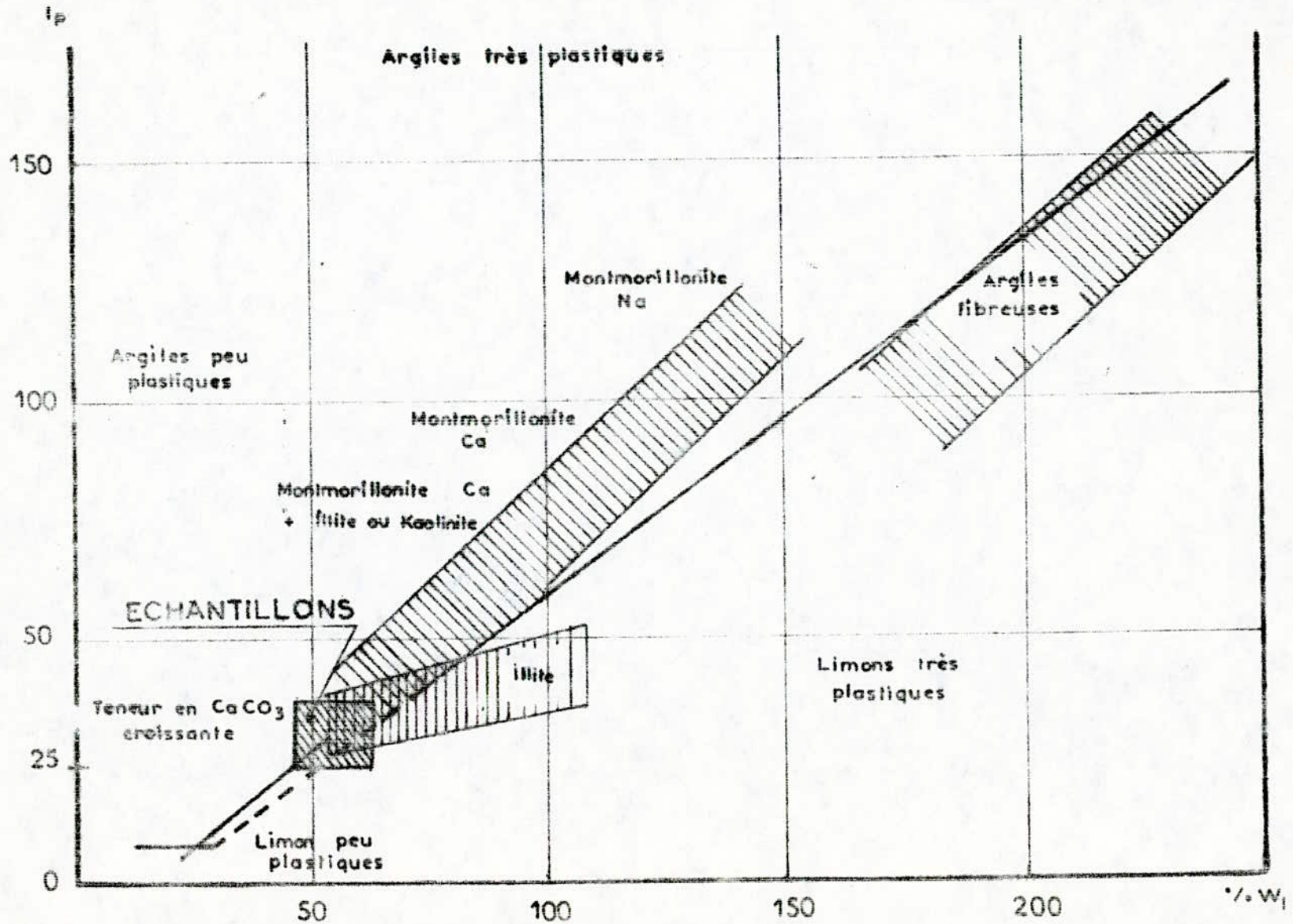
Par conséquent, suite au coefficient de Skempton et au rôle de faciès qu'elle joue, on peut conclure que la glauconie ne peut expliquer la cause de ce glissement de terrain.

RELATION ENTRE L'INDICE DE PLASTICITE IP ET LE RAPPORT DU POURCENTAGE DE LA PHASE COLLOÏD
 AU POURCENTAGE D'ARGILE



SITUATION DES PRINCIPALES ESPECES ARGILEUSES SUR LE DIAGRAMME DE CASAGRANDE

(D'APRES A Le ROUX simplifié)



3.4.2. Propriétés mécaniques

Résistance au cisaillement résiduelle

Les résultats obtenus au cisaillement alterné sont donnés au tableau 8 et ceux de l'essai combiné "slurry test" au tableau 9. On observe que les deux méthodes conduisent à des valeurs sensiblement identiques.

Cisaillement alterne

Tableau 8)

Profondeur	Cisaillement alterné	
	Maximum	Résiduelles
7.40-7.75	$C' = 0,6$ $\phi' = 20^\circ 5$	$C' = 0.32$ $\phi' = 10^\circ (!)$
10.64-11.00	$C' = 0.35$ $\phi' = 35^\circ$	$C' = 0.35$ $\phi' = 20^\circ$
13.00-13.65		$C' = 0.6$ $\phi' = 17^\circ$

Essai combiné ("slurry test")

Tableau 9)

Puits 1	Cisaillement à la boîte CD	
	Maximum	Résiduelles
Jusqu'à 10m	$C' = 0.10$ $\phi' = 0.23$	$C' = 0.03$ $\phi' = 20^\circ$

. Au triaxial CD : $C' = 0$
 $\phi' = 22^\circ$

Par conséquent, les paramètres pour le calcul du coefficient de sécurité seraient les suivants :

$$C' = 0$$

$$\phi' = 20^\circ$$

Etant donné que la masse est pratiquement en mouvement continu, on peut ne pas tenir compte dans les calculs de stabilité de la valeur de la cohésion mais uniquement de la valeur de l'angle de frottement qui est de l'ordre de 20° , et ce le long de la surface de glissement.

Compressibilité

Les résultats des essais oedométriques sont présentés sur les graphiques (annexe 12) et résumés dans le tableau 10.

Tableau 10

Sondage n° M ₂ Profondeur	Compressibilité à l'oedomètre		
	σ_c (bars)	Cc	Cg
7.40-7.75	2,9	0,083	0,045
10.64-11.00	2,00	0,086	0,037
13.00-13.65	2,8	0,093	0,035
15.00-16.00	2,45	0,103	0,043

On peut en conclure que les sols en question ne sont pratiquement pas gonflants ($C_g = 0.014-0.045$) ni tassants ($C_c = 0.083-0.103$).

D'ailleurs en comparaison avec des argiles moyennes, le C_c est compris entre 0,25 et 0,80, quand aux argiles molles type montmorillonite, le C_c est compris entre 0,80 et 2,50.

Aussi, au vu de l'ensemble de ces résultats, on peut porter les constatations suivantes :

. les sols étudiés sont à la limite des sols plastiques à très plastiques.

. les caractéristiques géotechniques ne présentent pas une grande dispersion entre eux d'une part, d'autre part on peut considérer ces caractéristiques comme homogènes le long de la zone de glissement sauf pour les valeurs de pression d'équilibre intérieur des marnes et les pressions résultant de l'évaluation des charges auxquelles le sol est soumis /16_7.

. les valeurs de compressibilité et de gonflement sont négligeables.

3.5. Déplacements observés

3.5.1. Déplacement en surface

Les points de mesures sont reportés sur la fig.17 et les résultats en détail dans l'annexe 13. La période des mesures a porté sur les périodes 1968-1984, mais étant donné que certains points de mesures ont disparu (soit détériorés), on n'a pu retrouver et observer que 4 points pour la période de 1981-1984. Les mesures ont été faites aussi bien en planimétrie qu'en altimétrie.

Ci-dessous les résultats des mesures planimétriques (valeurs annuelles).

Tableau 11

Points	1968-1973	1973-1978	1979-1980	1981-1984
6M,	60	40	30	27
D4	70		37	35
P5	50		40	
D5	70		43	38
31	3			
30/32	2,5	4		3
P6	27		30	
IX	24	20		
14 M, S	60	16		
6	20		12	

Du point de vue altimétrique, les résultats figurent dans le tableau 12.

Tableau 12

Point	Période	Affaissement Dz-mm
D4	10.80-11.81	249
	11.81-10.83	458
D5	10.80-11.81	254
	11.81-10.83	476
6M,	10.80-11.81	240
	11.81-10.83	449

Période 1968-1973

A l'issue de ces 5 années d'observation, on a pu conclure que la direction générale des déplacements était en partie centrale dépassant les 0,50m par an et le long de la rue J.Picard de l'ordre de 0,2 - 0,3 m/an, est de direction Sud-Est.

Période 1973-1978

Seuls 4 points (6M,, 30/32,/X, 6) peuvent être comparés à la période précédente. Cette comparaison montre que les mouvements paraissent avoir diminué de près de 30 %.

Période 1979-1980

Ces mesures n'ont porté que sur les points 6M,, D4, P5, D5, P6 et 6 et ne peuvent être comparés qu'à la période 1968-1973. Il en ressort une diminution de la vitesse des mouvements de l'ordre de près de 50%. Il faut préciser qu'à cette période, la majorité des habitations ont été évacuées donc disparition des rejets et d'alimentation en eau.

Période 1981-1984

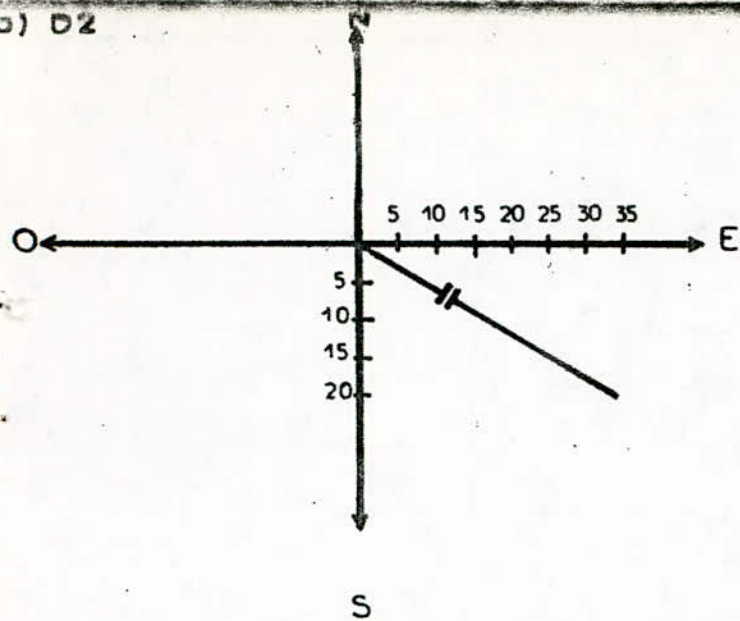
Les mesures pour cette période ont été effectuées sur les seuls points retrouvés. Il s'agit des points GM, 04, D5 et 30/32. Les vitesses annuelles ont diminué de 10% par rapport à la période précédente. Néanmoins, en valeurs absolues, les vitesses demeurent assez élevées.

L'étendue de la zone de terrain en mouvement paraît être circonscrite. Cette limite est liée à la géologie du site et à la stratigraphie de cette région.

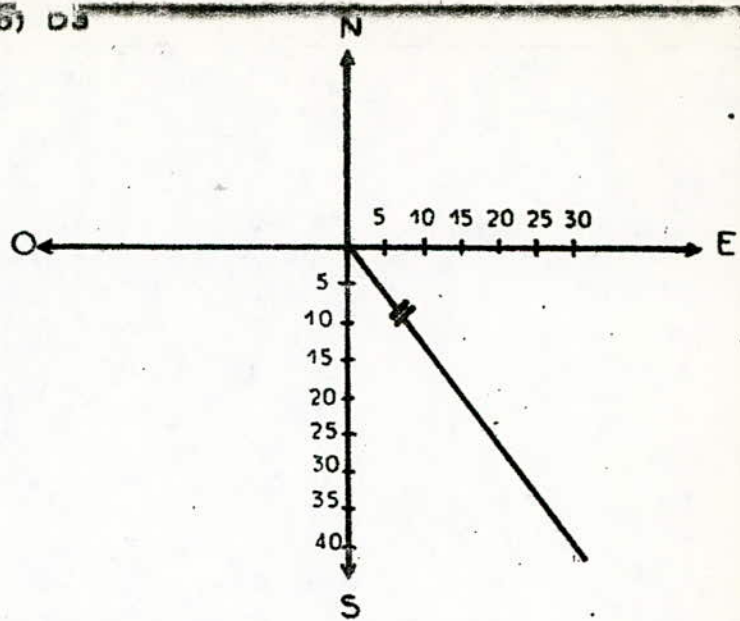
La diminution de ces vitesses peut être liée aux travaux de confortement effectués. Les valeurs peu élevées des points 30 et 30/32 peuvent s'expliquer par le fait qu'ils sont implantés dans la partie amont, c'est-à-dire où le glissement est circulaire. D'ailleurs ceci est confirmé par l'allure de l'inclinomètre D_2 pour la partie supérieure de l'étendue en mouvement et les inclinomètres D_3 , D_4 , D_5 et D_6 pour la partie inférieure (voir 3.5.2).

Quand aux résultats altimétriques, on constate partout des affaissements et nulle part de soulèvements. D'ailleurs, cette constatation est confirmée par les essais géomécaniques traduits par les résultats des essais de compressibilité où le gonflement est presque négligeable.

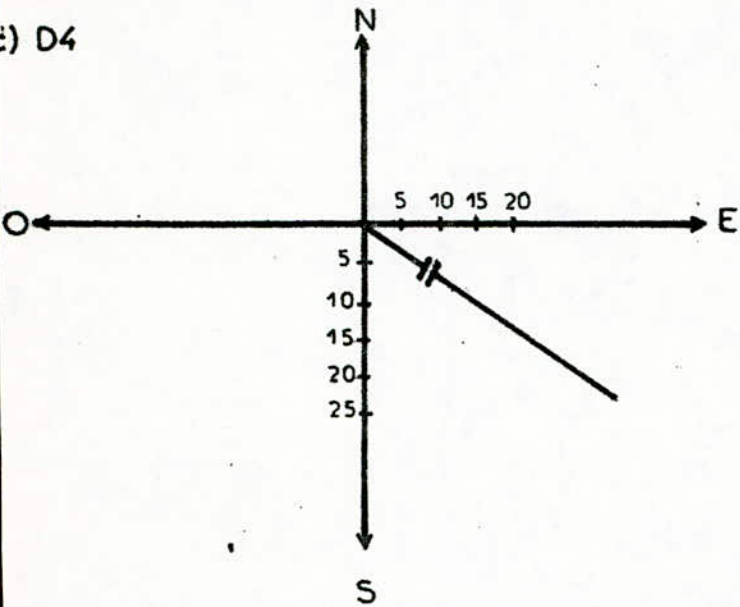
a) D2



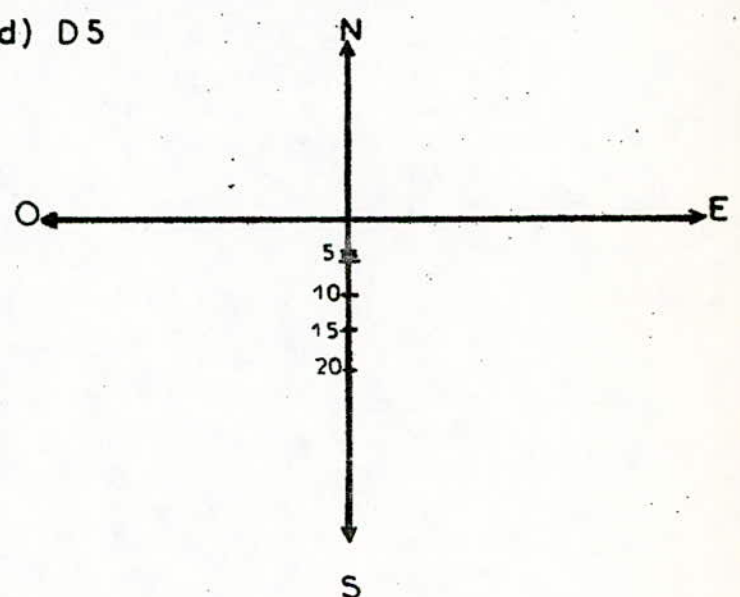
b) D3



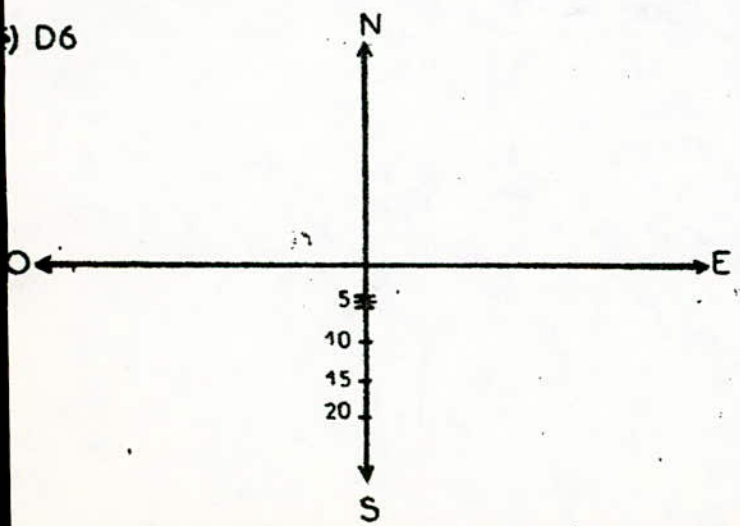
c) D4



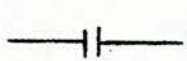
d) D5



e) D6



LEGENDE



Tube cassé

D3, D4, D5 Voir plan d'implantation

3.5.2. Déplacements en profondeur

Les résultats des mesures inclinométriques sont reportés sur des graphiques (annexe 14) et résumés dans le tableau 13.

Tableau 13.

Tube inclinométrique n°	Profondeur d'ancrage. m	Déplacement, mm, suivant la direction		Cassure du tube		Période de mesure
		Sud-Nord	Est-Ouest	Profondeur	Date	
D ₁	108	-15		Intacte		7.6-80/31.8.80
D ₁			8			
D ₂	57	-18		53	8-6	8.6-21.10
D ₂			36	53	8-6	8.6- 1.07
D ₃	36	-40		29	8-6	8.6-1.07
D ₃			+25	29	8-6	8.6-22.10
D ₄	27	-15		21	8-6	8.6-21.10
D ₄			17	21	8-6	8.6-21.10
D ₅	21	-17		12	8-6	8.6- 3.09
D ₅			Négligeable	12	8-6	8.6-18.06
D ₆	15	-17		8	8-6	8.6-21.06
D ₆			Négligeable	8	8-6	8.6-28.06

Suite à ces mesures, on constate que le sens général de la masse en déplacement est le Sud-Est (fig.18, D₂, D₃, D₄) et que la profondeur maximum est à l'amont pour atteindre la profondeur minimum à l'aval. Ces déplacements ont été si importants et ont eu lieu en même temps de façon que la date de cisaillement est partout la même. D'autre part, les valeurs des déplacements des tubes n° D₃ et D₄ après la cassure concordent approximativement avec les valeurs de déplacements des points topographiques 30/32.

Ces mesures ont permis, tenant compte de la structure du massif, de tracer deux surfaces de glissement, (l'une circulaire, l'autre non circulaire, voir figure 20.).

En plus, les formes des courbes de déplacement ont permis de se prononcer sur le type de déplacement de la masse.

. Côté amont : D_1 - non cisailé, car se trouvant en dehors de la surface de glissement,

D_2 - se trouve au milieu de la surface circulaire, pour cette raison, le déplacement est contrôlé par le relief de la surface qui joue un rôle de butée,

. Plus bas (fig.19a):

D_3 - D_4 - parfait déplacement type rigide plastique, c'est un mouvement en bloc, les vitesses de déplacement sont les mêmes depuis la surface jusqu'à 29 m de profondeur,

. Côté aval - (fig.19a):

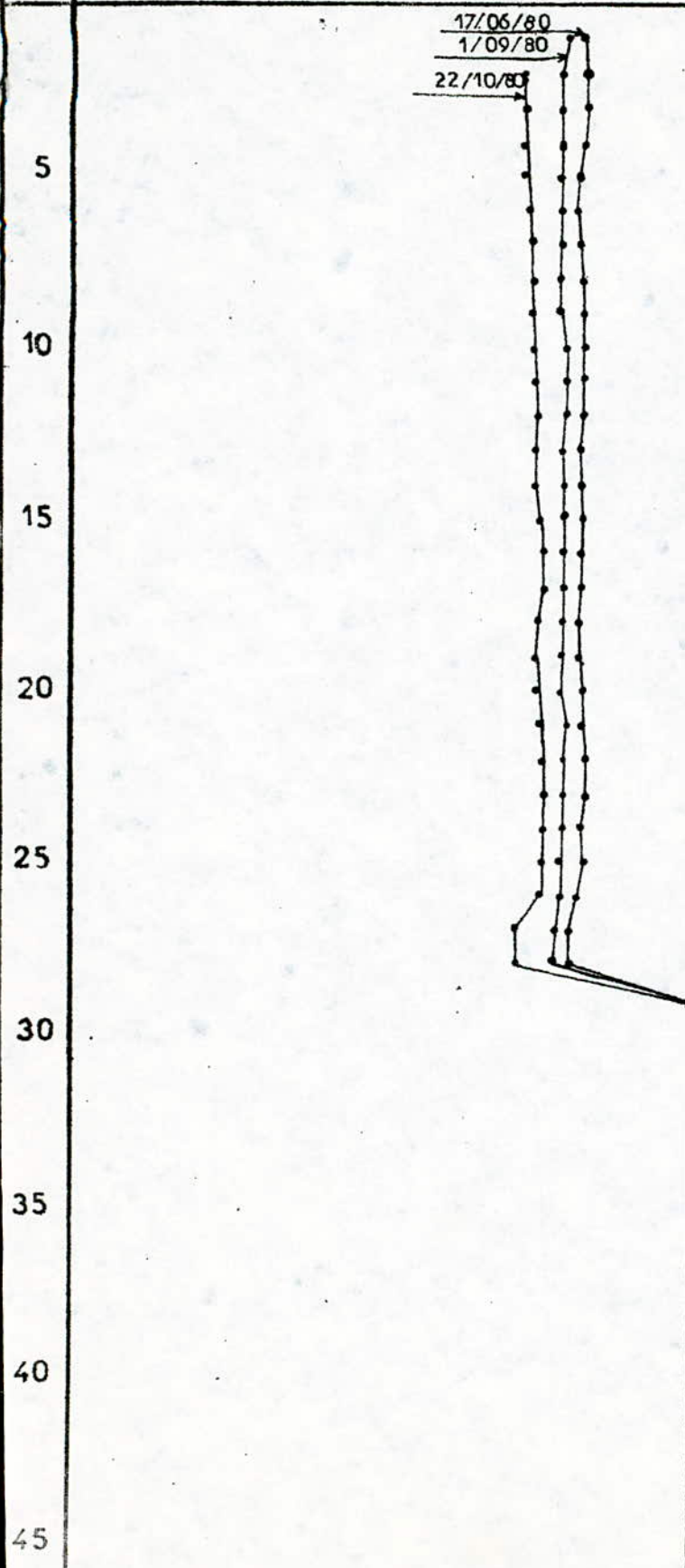
D_5 - D_6 - la direction du déplacement est uniquement orientée vers le Sud. La surface de cisaillement se trouve respectivement à 12m et 8 m de profondeur et on observe une prédominance d'une courbe type rigide plastique.

PROFONDEUR EN
Mètres

GLISSEMENT D'EL BIAR - ALGER

INCLINOMETRE N° D3

EST (mm) +40 +30 +20 +10 0 -10 -20 -30 -40 -50 -60 -70(mm) OUEST



PROFONDEUR
Mètres

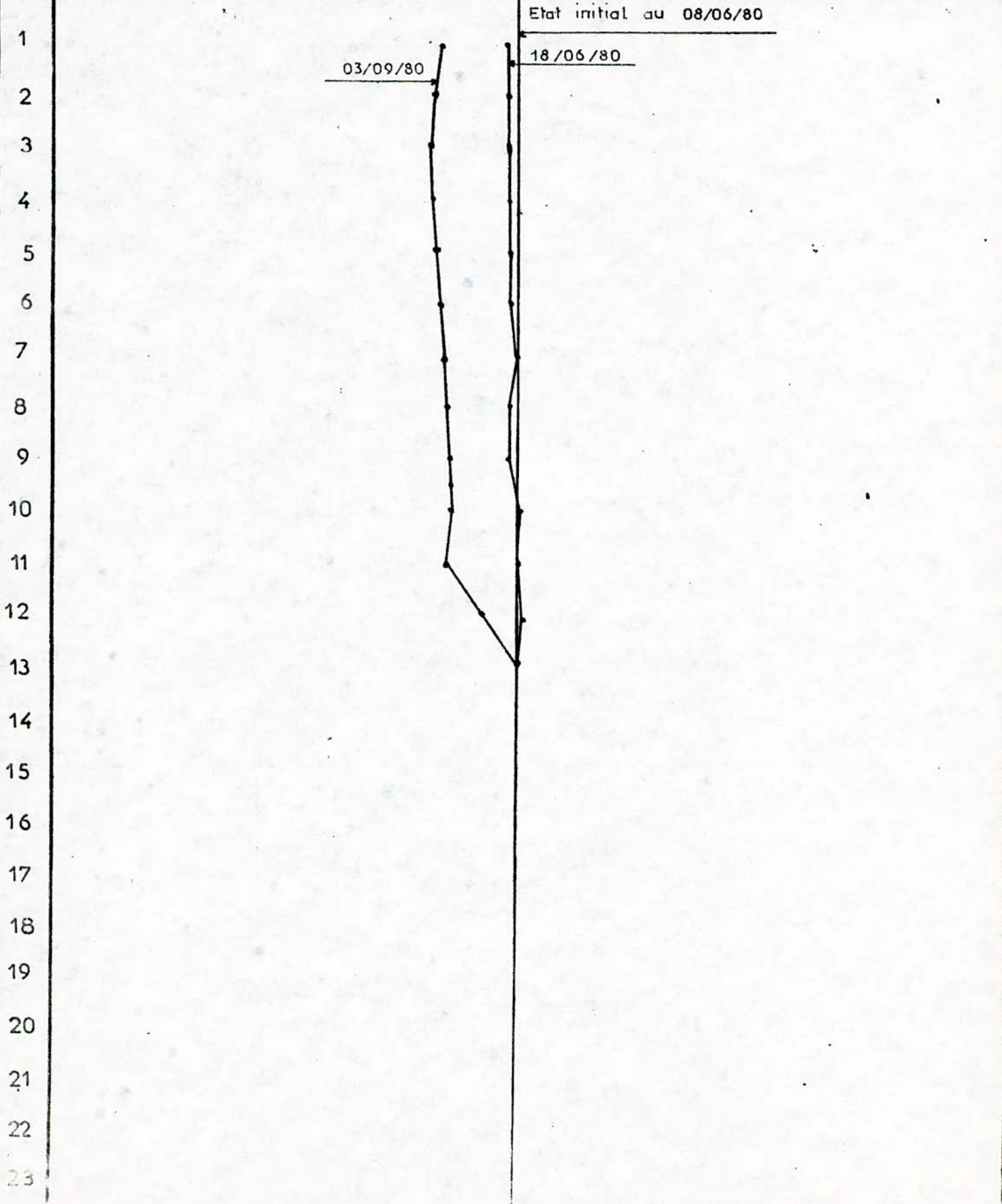
ALGER GLISSEMENT EL-BIAR

INCLINOMETRE N° D5

SUD

-30 -20 -10 0 +10 +20 +30

NORD



3.6. Calculs numériques de la stabilité du versant

Les résultats des reconnaissances précédemment décrites et en particulier ceux des mesures inclinométriques ont démontré qu'il existe deux surfaces de glissements, une circulaire (côté amont) et une non circulaire, plutôt plane (côté aval). Par ailleurs, des résultats des essais mécaniques, il en découle que la valeur de l'angle de frottement interne, résiduel, le long de ces surfaces est de l'ordre de 20° .

L'objectif essentiel des calculs numériques est d'établir si ces deux surfaces de glissements correspondent bien aux surfaces suivant lesquelles le versant se trouve à l'état limite ($F = 1,0$) et ceci pour la valeur de $\phi' = 20^\circ$. L'objectif secondaire est de déterminer l'influence de l'eau sur la valeur du coefficient de sécurité du versant F .

La recherche des surfaces de glissement (rupture circulaire et rupture non circulaire) a démontré que les surfaces pour lesquelles on obtient les coefficients de sécurité minimales correspondant bien avec celles établis dans les reconnaissances et mesures en place (fig.20).

En ce qui concerne la vérification de la crédibilité de la valeur de ϕ' retenue à la base des essais en laboratoire, il a été procédé à des calculs de F pour une plage de valeurs de cohésion et de l'angle de frottement interne à savoir pour $C'=0, 10, 20, 30$ KPa et à la fois pour $\phi'= 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24$ degrés. Ces calculs ont été effectués en admettant le niveau de la nappe établi dans les reconnaissances, ainsi que pour le cas où le versant est sans eau. Les données de toutes les variantes de calculs sont résumées dans l'annexe 7 et les résultats obtenus dans le tableau 14 (glissement circulaire) et le tableau 15 (glissement non circulaire).

Coefficients de sécurité F. Glissement circulaire. (méthode de Bishop)

Tableau 14

C' KPa	0		10		20		30	
	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau
10	0,61		0,74		0,87		0,99	1,76
12	0,74		0,86		0,99		1,12	
14	0,86		0,99	2,07	1,12	1,91	1,25	
16	0,99	2,23	1,12		1,25		1,36	
18	1,13		1,24		1,36			
20	1,25		1,35					
22	1,36		1,49					
24	1,49		1,61					

Note: Dans les calculs, on a tenu compte d'une accélération $g = 0,05$, par ailleurs, les calculs effectués pour $C' = 0$ et $\theta = 10, 12, 14, 16^\circ$ et avec $g = 0$ ont montré que la valeur de F augmente de 20 %.

Coefficients de sécurité F. Glissement non circulaire (méthode des perturbations)

Tableau 15

C' KPa	0		10		20		30	
	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau	avec nappe	sans eau
10	0,473		0,681		0,88		1,089	1,520
12	0,570		0,778		0,986	1,518	1,189	
14	0,660		0,877		1,085	1,711	1,291	
16	0,769		0,977	1,701	1,185		1,394	
18	0,872		1,080	1,899	1,287		1,495	
20	0,977	1,895	1,184		1,392		1,600	
22	1,084	2,100	1,292		1,500		1,708	
24	1,195		1,402		1,610		1,818	

Aussi, afin de vérifier la crédibilité de ces valeurs, il a été procédé à leur calage par la méthode numérique, on a calculé les valeurs du coefficient de sécurité F pour une plage de valeurs de cohésion et de l'angle de frottement interne à savoir, $C' = 0, 10, 20, 30$ KPa et à la fois $\phi' = 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24$ degrés. Les résultats de ces calculs sont présentés sur la figure 21.

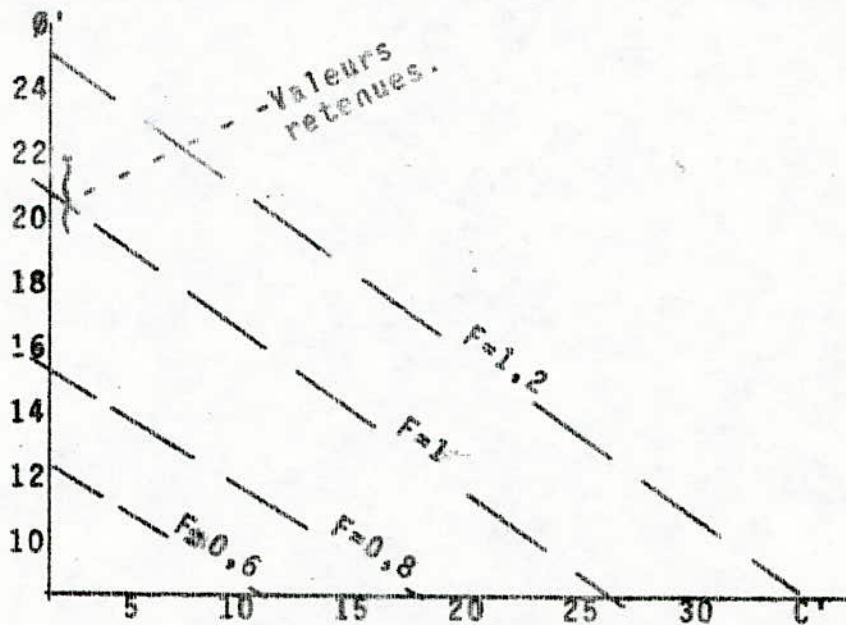


Fig. 21. - Plage des valeurs mesurées.

On observe que pour $F = 1,0$ (c'est-à-dire que pour l'état de la pente en état d'équilibre limité, les paramètres mécaniques sont les suivants : $C' = 30$ KPa et $\phi' = 20^\circ$. Ces valeurs sont en bon accord avec celles des résultats d'essai de laboratoire.

Néanmoins, il semble qu'étant donné que la masse est pratiquement en mouvement continu, on ne peut tenir compte dans les calculs de stabilité de la valeur de cohésion, mais uniquement de celle de l'angle de frottement interne égale à $18-20^\circ$. Il y a lieu de souligner que la cohésion d'un sol est d'autant plus faible que la teneur en eau est plus élevée (par ailleurs elle reste très élevée dans le cas considéré. voir tableau 6).

L'analyse de ces résultats de calcul permet de faire des constatations suivantes :

1) - la valeur de l'angle de frottement interne ϕ (résiduel) pour $F \approx 1,0$ est de l'ordre de 19° (glissement circulaire) et de 20° (glissement non circulaire) ce qui confirme bien la valeur retenue des essais en laboratoire.

2) - si on tient compte d'une faible cohésion résiduelle par exemple $C' = 10$ KPa (cas qui n'est pas à exclure), la valeur de ϕ' pour $F \approx 1,0$ serait de l'ordre de 16° (glissement circulaire) et de 18° (glissement non circulaire).

3) - la présence de l'eau influe d'une manière prépondérante sur la valeur de F , elle augmente la valeur de F de 125 à 70 % (glissement circulaire) et de 93 à 40 % (glissement non circulaire) par ailleurs, cette augmentation de la valeur de F est d'autant plus faible que le sol est doué d'une cohésion plus élevée (123, 109 et 70% pour C' respectivement 0, 10, 20 KPa - glissement circulaire, 93, 75, 54, 40 % pour C' respectivement 0, 10, 20, 30 KPa - glissement non circulaire).

-
- .) 16° multiplié de 20% si on ne tient pas compte de l'accélération ($g = 0,05$)
 - ..) il aurait été aisé de faire des calculs complémentaires en admettant non seulement les deux cas extrêmes (avec nappe, sans eau) mais des cas intermédiaires en faisant varier les niveaux de la nappe phréatique.

4 - CAUSES ET MECANISMES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN-

Malgré la complexité du problème d'instabilité du versant étudié et les lacunes qui restent encore à élucider, les résultats obtenus permettent déjà de mieux le cerner et en particulier de caractériser les causes et le type de mouvement de masse sur le versant. On va donc essayer de reprendre les hypothèses déjà émises à ce sujet et de les discuter compte tenu des constatations faites en cours de cette étude.

Parmi les différentes causes qui provoquent les mouvements du terrain, la cause essentielle est liée avec la présence de l'eau dans le versant. Cette eau a trois origines :

- eau d'infiltration au contact mollasse-marne, d'après les études antérieures, cette eau est la plus dangereuse par suite de son activité d'ordre physio-chimique, (/17, /16/, /18/),
- eau des grès plus ou moins en charge,
- eau superficielle: eau d'irrigation, infiltration des eaux provenant des ruptures des conduites d'alimentation en eau ou d'égouts,

Il semble qu'actuellement où presque la totalité des constructions d'habitations a été enlevée du versant, le rôle de l'eau superficielle a diminué et elle ne va pas être considérée par la suite.

En ce qui concerne l'eau d'infiltration au contact mollasse-marne, on peut être d'accord avec les résultats des études antérieures (/17, /16/, /18/, -que l'alimentation en eau de la marne provoque une décompression de cette roche. Or, il a été démontré par les résultats des essais oedométriques de DERVIEUX /16/, qu'il existe un écart sensible entre les pressions d'équilibre intérieur des marnes prélevées et les pressions résultant de l'évaluation des charges auxquelles le sol aurait dû se trouver soumis du fait des terrains sus-jacents. La différence entre ces deux pressions est d'autant plus faible que l'on s'écarte de la falaise (fig.22). Il faut souligner

que les essais oedométriques effectués sur des échantillons prélevés dans les sondages M1 et M2 (se trouvant à quelques 600 m de la falaise) ont confirmé les pourcentages de décompression de l'étude antérieure (85%, 90%, 90%). Par contre, l'attribution de l'accélération de la décompression des marne au glauconie ne s'est pas confirmée (voir p 19).

En ce qui concerne l'eau des grés, son rôle est néfaste du fait qu'elle est en charge au moins une bonne partie de l'année. Cette eau ne trouve pas d'exutoire à l'aval, par suite du changement de faciès du grés (fig.10) et son influence sur l'instabilité du versant est d'autant plus grande que les couches sus-jacentes sont moins épaisses.

Avant de décrire le mécanisme des mouvements du terrain, il serait bon d'établir le type des mouvements observés. Les classifications des mouvements du terrain sont nombreuses (/4/, /17/, /36/, /38/) et font intervenir des critères tels que :

- nature de la roche,
- cinématique du mouvement,
- vitesse du mouvement,
- morphologie et type de surface de rupture,
- cause de la rupture, etc...

La figure 23 présente ce genre de classification où l'on retrouve la plupart de ces critères. Se référant aux mouvements observés sur le versant considéré, on peut les classer comme glissement mixte, c'est-à-dire composés d'un glissement rotationnel (circulaire) et d'un glissement plan. Dans ces circonstances, il y a lieu d'écarter le type coulée de solifluxion énoncé dans /5/ ou celui du fluage dans (/16/, /17/, /34/). Les glissements plans et les glissements rotationnels (simples et complexes) se caractérisent par une cause mécanique qui avait provoqué le glissement (suppression d'une

CLASSIFICATION Des MOUVEMENTS De TERRAIN (D'après J.P. MOUGIN)

SURFACE de RUPTURE DEFINIE OU NON	RELATION de la surface de rupture avec la géologie	Remanement interne	Forme de la surface de rupture	Terrains concernés	Extension des masses en mouvement	ZONE de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA			
Surface de rupture définie	Surface de Rupture indépendante de la structure géologique des terrains ou dans un terrain homogène	faible	circulaire	tous	faible	existante	Glissements de terrain au sens strict	Glissement Circulaire				
			plane	sauf roches dures	à moyenne			Glissement plan				
			mixte					Glissement mixte				
	de la structure géologique des terrains ou dans un terrain homogène	fort	quelconque		soils meubles	faible à moyenne forte à très forte	existante	coulées	Coulée de terre			
					roches dures	moyenne à très forte			existante	Ecrolements		
	dans une couche et en relation avec sa géométrie	?	?	?	soils meubles	faible	inexistante	Solifluxion				
					faible	selon la structure	tous sauf très durs	faible à moyenne moyenne à forte	existante	Glissements dans une couche	Glissement de bloc	
					fort	géologique					Glissements de bloc et écoulement	
	au contact de deux couches ou de deux terrains	faible	selon la limite entre les terrains		tous	faible à forte	existante	Glissements couche sur couche	Glissement selon la stratification			
					altération sol sur roche					Glissement superficiel d'altération		
non définie	?	variable	pas	roches	faible	?	Fauchage					

N° 23

"butée de pied", création de talus à pente trop raide, modification du régime hydraulique, etc...) et par une surface de rupture nettement définie et identifiable. On retrouve bien ces deux caractéristiques dans les mouvements observés sur le versant considéré. Les mouvements du fluage se caractérisent par opposition à ces deux facteurs mentionnés ci-dessus. Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués et la surface de rupture ne peut être mise en évidence. On peut donc conclure que sur le versant considéré, on a à faire à des mouvements du type de glissement mixte. Il faut ajouter que le classement d'un type des mouvements de terrains reste dans certains cas complexe et aléatoire, mais il est important de le faire afin de pouvoir mieux élucider et décrire les phénomènes qui y interviennent.

Afin de pouvoir comprendre le mécanisme des mouvements du terrain sur le versant, il faut distinguer deux régions (zônes) celle de la falaise et celle du versant (fig.24).

La falaise d'une hauteur de 30 à 40 mètres est constituée d'une couche de trentaine de mètres de mollasse reposant sur des marnes en dessous desquelles se trouvent des grès. Ces mollasses se détachent en gros blocs (de volume de centaines de m³ allant jusqu'à 4.000 m³ comme cela a été signalé à la page 2).

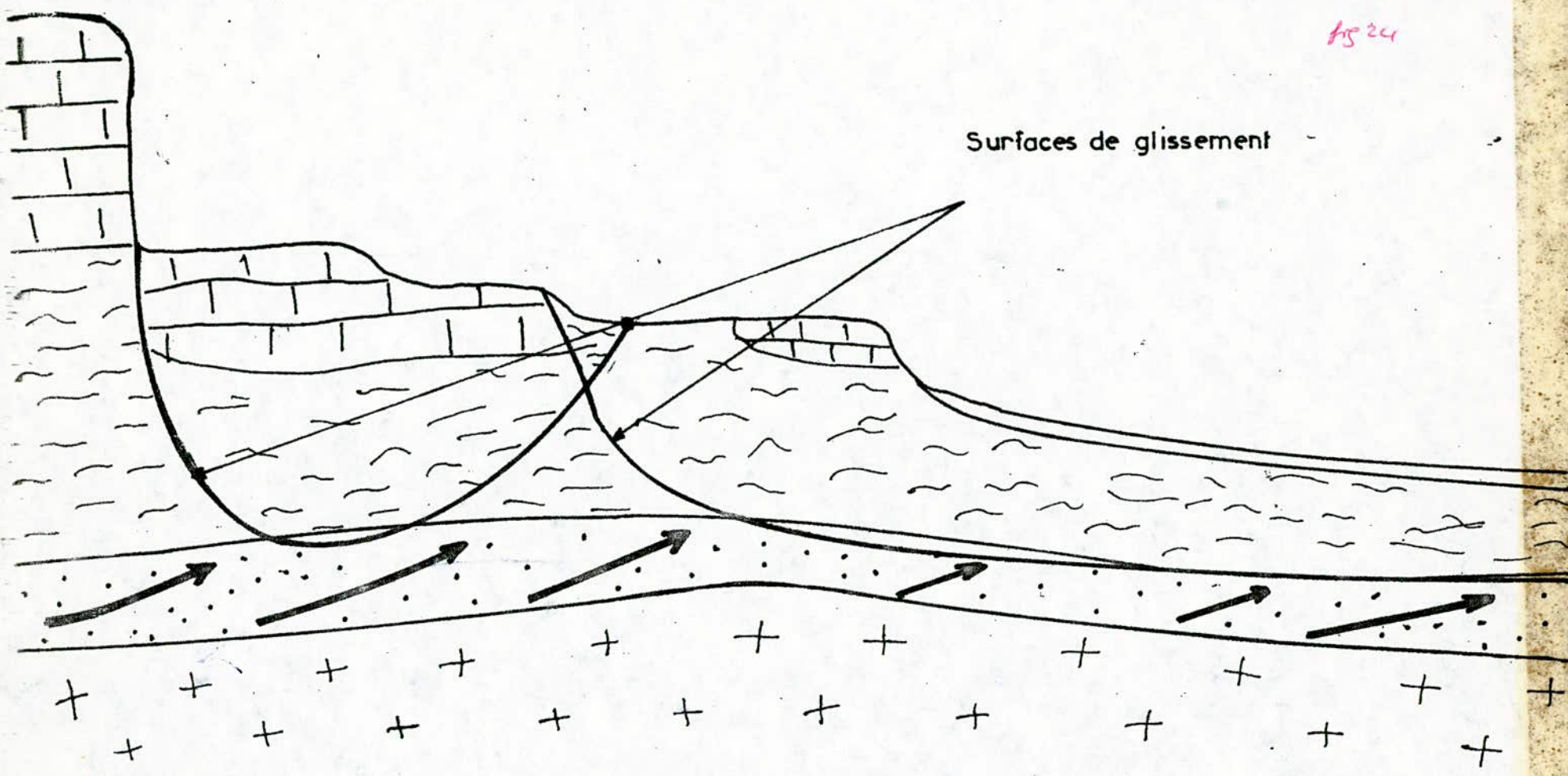
Le détachement de gros blocs de mollasse est dû à la décompression, en particulier à cause de l'alimentation en eau de la marne par les infiltrations de la mollasse et par le ruissellement direct de la marne sous la table mollassique (ce phénomène de décompression a été décrit à la page 1). Ces blocs poinçonnent la marne altérée, puis dérivant lentement sans basculer vers l'aval. Or, dans l'étude antérieure [16], on a démontré la possibilité de rupture par poinçonnement de la marne d'assise si la hauteur de la falaise atteint une vingtaine de mètres (à rappeler que les valaises de Saint-Raphaël et du Prince d'Annam ont une hauteur de 30 à 40 mètres environ).

Zone à
petite
vitesse

Zône à grande vitesse

fig 24

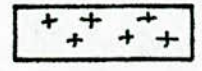
Surfaces de glissement



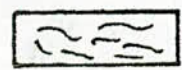
LEGENDE



Mollasses



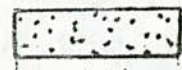
Socle ancien



Marnes



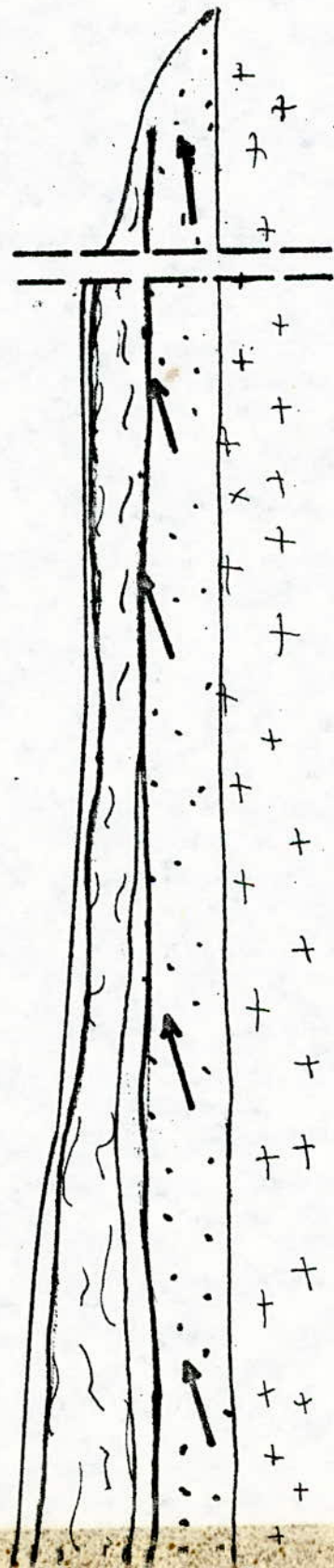
L'eau chargeant les grès



Grès
Grès



Surfaces de glissement



Il semble qu'actuellement cette possibilité de poinçonnement pourrait être moindre grâce aux galeries de drainage effectuées à la base de la molasse (voir fig.5) qui ont dû améliorer les conditions hydrologiques dans les marnes. Ceci se confirme par ailleurs par une diminution de détachement de gros blocs de molasse.

Les blocs détachés à l'amont soustraient aux parties supérieures leur contrainte de butée et favorisent à la fois leur décompression. Ils glissent vers l'aval entraînant les marnes altérées et ce glissement est accéléré par l'imbibition des grès sous-jacents dans lesquels l'eau est en charge (voir fig.12).

Etant donné que cette masse arrive jusqu'au Bd Télémly où elle est enlevée chaque année, cette opération aggrave le phénomène.

En résumé, on peut conclure que les mouvements observés sur le versant ont un double caractère, l'un brutal, le décrochement de blocs de molasse, l'autre plus lent, leur glissement avec la masse marneuse vers l'aval. La cause essentielle de ces mouvements consiste dans la présence de l'eau dans le premier cas, c'est l'eau au contact marne molasse, dans le deuxième cas, l'eau dans les grès ainsi que l'eau superficielle.

5 - TRAVAUX DE CONFORTEMENT

Les travaux de confortement doivent être principalement orientés vers l'élimination ou tout au moins la diminution de l'eau sur le versant.

Par ailleurs, il faut remarquer que certains travaux dans ce sens ont été déjà effectués dans le passé, à savoir deux galeries (avec des puits) sous la falaise (1°45/46), un puits de pompage près de la falaise, des drains subhorizontaux sur le versant (1979/80), ainsi que différents drainages superficiels (voir fig.5).

L'analyse de l'efficacité de ces travaux exprimés par les débits d'eau des ouvrages des niveaux piézométriques et en particulier par les déplacements des masses sur le versant (ampleur, vitesse) n'a pu être effectué que sommairement du fait de manque des données précises. D'autre part, cette appréciation est très précaire, car certains des ouvrages réalisés n'ont pu être pleinement efficaces par manque de maintenance.

Il semble néanmoins que la réalisation de ces travaux a été bénéfique. Par exemple, d'après le rapport de SOL EXPERT INTERNATIONAL /_34_7, la réalisation du pompage dans les puits et les drains subhorizontaux ont ralenti les déplacements de 20%. Toujours est-il que ces déplacements restent importants et apparemment on ne peut pas parler de la diminution (ampleur, vitesse) des mouvements de masse sur le versant.

Il semble donc que ce genre de travaux (appelés "chasse à l'eau") doit être continué mais en augmentant leur ampleur et en assurant un parfait maintien pendant l'exploitation des ouvrages réalisés. Simultanément des mesures des débits des niveaux piézométriques ainsi que des déplacements doivent être effectués d'une manière continue afin de pouvoir apprécier leur efficacité.

L'amplification de ces travaux pourrait consister à effectuer encore un ou deux puits de pompage, un système de drains subhorizontaux (ainsi que le renouvellement du système existant), un système de drains superficiel.

Tous ces travaux ne permettent pas semble-t-il de stabiliser entièrement le versant ou diminuer les mouvements de masse à un niveau acceptable. Il faudrait donc prévoir des ouvrages de

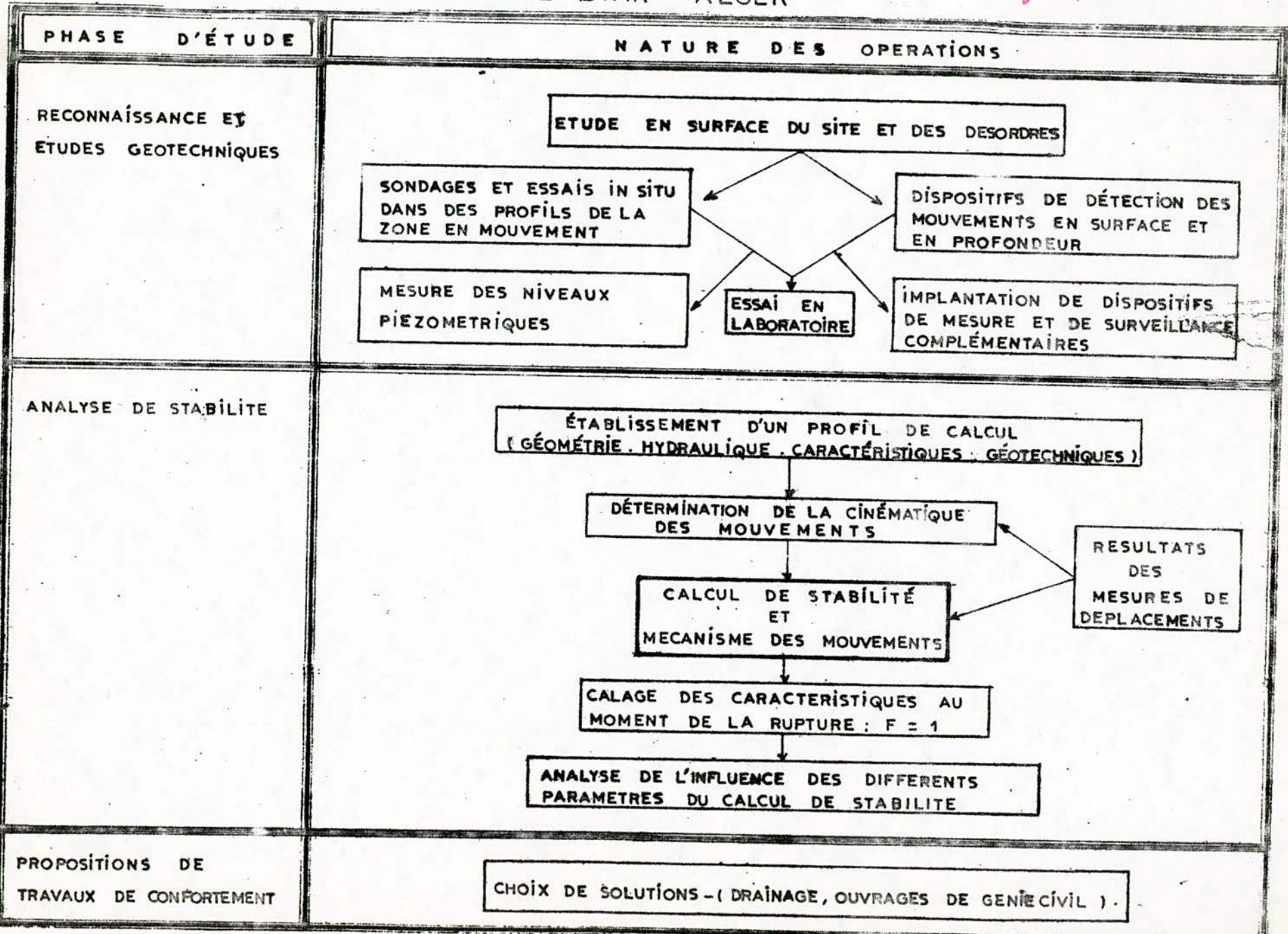
soutènement sous forme par exemple des parois moulées ancrées dans les grés disposées à différents niveaux sur le versant.

. Il est évident que ce ne sont que des propositions d'un caractère général, elles sont étudiées en détail dans une thèse de magister de Monsieur LARIBI, préparée simultanément avec cette thèse du Département Génie Civil de l'E.N.P.

METHODOLOGIE DE L'ETUDE DU GLISSEMENT

D'EL-BIAR ALGER

1521



6 - CONCLUSION

L'analyse des résultats obtenus a démontré que c'est bien la présence de l'eau dans le versant qui est la cause essentielle des mouvements observés. Il s'agit dans l'état actuel en particulier de l'eau au contact marne mollasse ainsi que de l'eau dans les grés sous-jacents. Le rôle important attribué antérieurement à la glauconie est à écarter (ou tout au moins à minimiser).

En ce qui concerne le mécanisme même des mouvements, on a constaté que ce n'est ni le fluage, ni la solifluxion, mais un glissement constitué de deux surfaces de glissement qui s'emboîtent, une circulaire, (près de la falaise), l'autre non circulaire (partie basse du versant). Ce deuxième glissement est favorisé par le fait que les grés se trouvent en charge par l'eau, surtout pendant la période des grandes précipitations.

Les travaux de confortement réalisés n'étant pas suffisants et surtout restent sans suivi adéquat, ne pouvaient être assez efficaces. On propose donc des travaux complémentaires (puits, système de drainage) afin de pouvoir obtenir une stabilisation progressive du versant. Il semble toutefois que des ouvrages de génie civil (par exemple du type paroi moulée avec des ancrages dans les grés) seraient nécessaires.

Il est évident qu'il serait bon de pouvoir encore approfondir la connaissance des conditions hydrologiques sur le versant, de leur variation en fonction des précipitations ainsi que de leur influence sur les valeurs des surpressions dans les grés et sur l'ampleur des déplacements. Ceci concernerait à la fois l'appréciation de l'efficacité des travaux de confortement proposés.

Les démarches et les considérations faites au cours de cette étude avec la méthodologie établie (fig.25), peuvent être appliquées dans d'autres cas similaires.

A N N E X E S

MESURES PIEZOMETRIQUES

1 - BUT DES MESURES

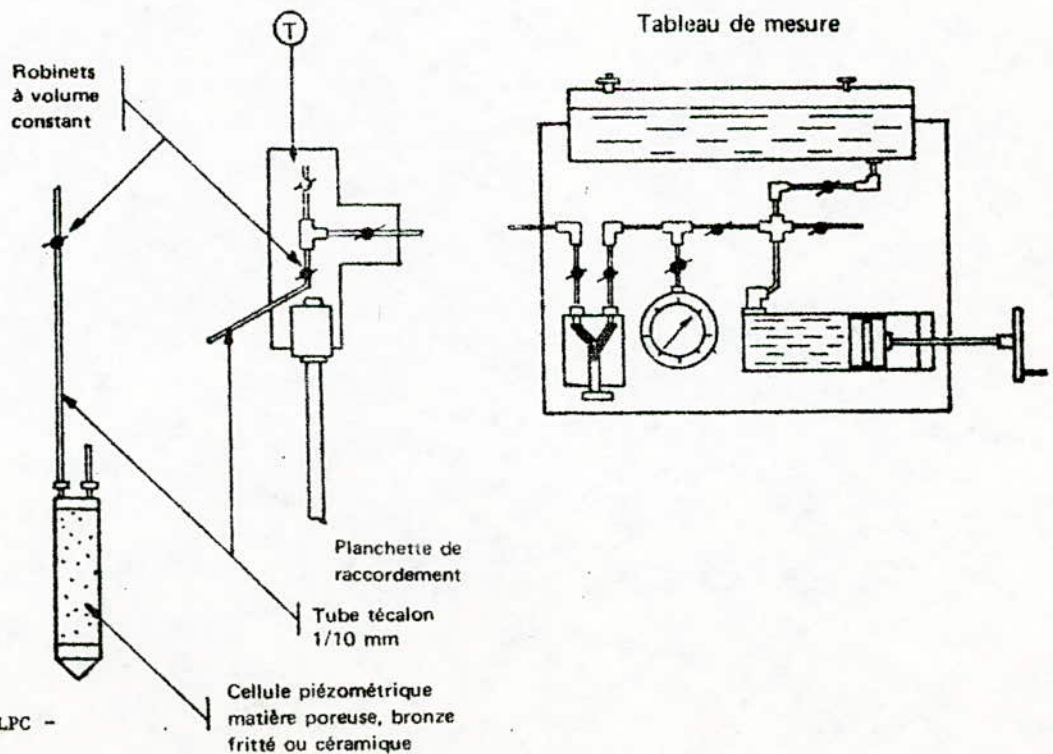
Permettent d'obtenir par lecture directe le niveau de l'eau dans une nappe en écoulement uniforme dans un milieu homogène, ceci dans un tube piézométrique placé dans un sol perméable.

2 - DESCRIPTION DE L'APPAREIL

Le dispositif d'un tube métallique ou en matière plastique, crépiné dans sa partie inférieure. On utilise généralement des tubes de 30 à 50 mm de diamètre.

Le piézomètre est constitué en outre de :

- cellule piézométrique placée dans le sol au niveau de la mesure.
- tableau de mesure amovible, relié à la cellule au moment de la mesure,
- une planchette de raccordement, muni d'un robinet, nécessaire à la manipulation, placé entre la cellule et le tableau de mesure.



3 - PRINCIPE DE LA MESURE

Les piézomètres sont posés dans un forage de reconnaissance, la partie crépinée (de 0,50m à 1,00m de hauteur) étant en général entourée d'un matériau très perméable, jouant le rôle de filtre.

La lecture directe au niveau de l'eau dans le tube de lecture est obtenue au moyen d'une sonde électrique de très faible section descendue dans celui-ci.

Les mesures sont relevées toutes les semaines.

4 - RESULTATS

Le relevé du niveau hydrostatique s'effectue périodiquement à l'aide d'un détecteur électrique de niveau : lecture de la déviation d'une aiguille.

La cellule a une longueur de 310 mm et un diamètre de 42 mm.

METHODES DES MESURES TOPOGRAPHIQUES

METHODES DES MESURES TOPOGRAPHIQUES

METHODE TOPOGRAPHIQUE (EN SURFACE)

Cette méthode consiste à déterminer les coordonnées de tous les repères matérialisés dans la zone du glissement.

Les observations sont effectuées par intersection à partir des bornes XXI et 155 E (voir fig.4), à l'aide du théodolite Wild T2, puis au Distomat. Ce procédé permet d'obtenir les positions successives de tous les repères, donc de leurs déplacements dans un système unique de coordonnées.

Ce système devient aussi unique dans le temps, si les stations n'ont pas bougé, ou si l'on a pu mesurer leurs variations.

L'introduction du Distomat dans ces observations permet une meilleure précision des résultats obtenus, donc une analyse beaucoup plus objective des déplacements.

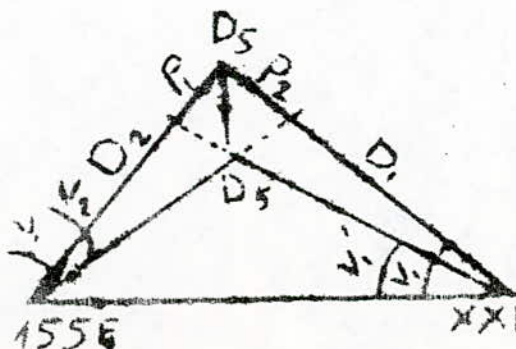
1 - MESURES DES DEPLACEMENTS PAR INTERSECTION

1.1.Principe

Dans une première opération, on observe les gisements V_1 et V_2 des directions XXI - D5 et 155E - D5.

A l'opération suivante, les gisements V'_1 et V'_2 des directions XXI - D'5 et 155E - D'5, le repère R s'est déplacé suivant le vecteur $D_5 - D'_5$.

Schéma:



Des bornes XXI et 155E séparées par la longueur L, on intersecte les repères répartis sur toute la zone du glissement.

On calcul:

$$P_1 = D_1 \Delta V_1 \sin 1''$$

$$P_2 = D_2 \Delta V_2 \sin 1''$$

ΔV_1 et ΔV_2 étant très petites.

Les secondes visées sont pratiquement parallèles aux premières. On évalue ensuite par calcul les composantes du déplacement ΔX et ΔY .

1.2. Les observations

Des tours d'horizon ont été effectués respectivement sur les bornes XXI et 155E. Ces tours d'horizon sont des mesures angulaires.

1.2.1. Le tour d'horizon

Il y a lieu d'affirmer que le moment favorable à ces observations est le temps couvert quand on est en hiver et tôt le matin ou tard dans l'après midi quand on est en été. Ceci dans le but d'éviter les vibrations de l'air.

Le tour d'horizon est le résultat final de la combinaison des observations angulaires en une même station, rapportées à une même référence et ramenées sur cette référence à une même valeur.

Exemple : station XXI - visée sur 155E comme référence

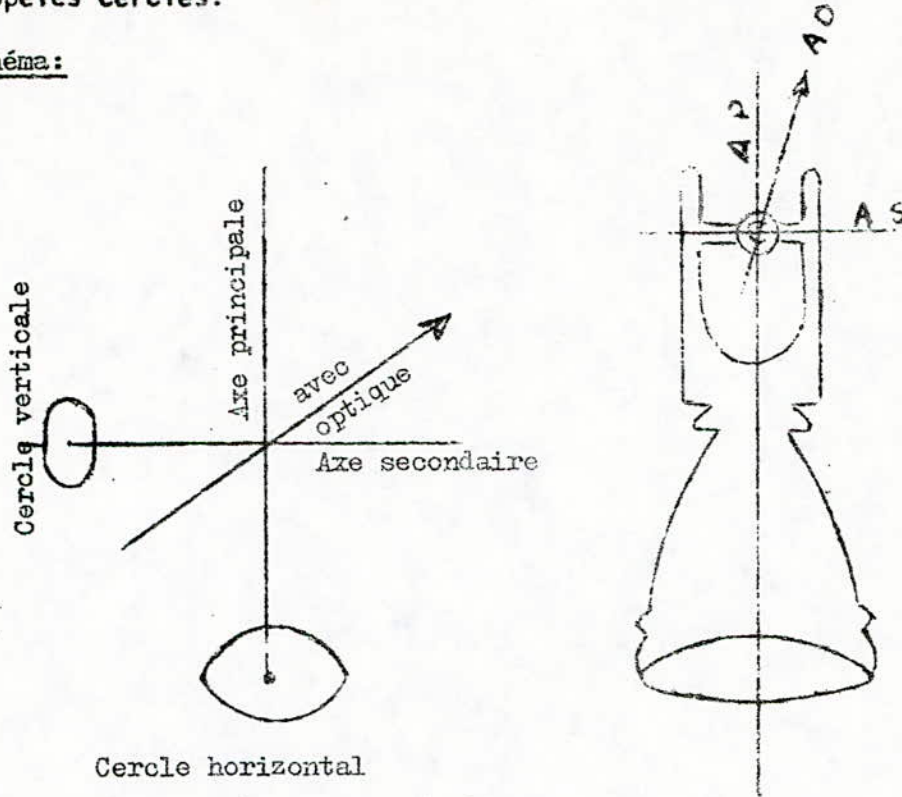
1ère série	-	2ème série	3ème série	4ème série
origine 0	-	origine 100	origine 50	origine 150
cerc.gauche	-	cerc.droit	cerc.droit	cerc.gauche.
Sens ↻		sens ↻	sens ↻	sens ↻

Ce procédé permet d'éliminer de nombreuses erreurs systématiques que présente le théodolite.

Le théodolite

Le théodolite est un appareil de mesures d'angles verticaux ou horizontaux, il est essentiellement constitué de 3 axes concourants et de deux goniomètres appelés cercles.

Schéma:



L'axe principal de l'instrument est calé verticalement à l'aide d'une nivelle et centré à l'aide du plomb optique sur la station au sol.

L'axe secondaire ou axe des tourillons \perp à l'axe optique

L'axe optique qui est l'axe de la lunette

Le cercle vertical pour la mesure des angles verticaux

Le cercle horizontal pour la mesure des angles horizontaux.

PRÉCISIONS DES MESURES ANGULAIRES

Le théodolite présente deux types d'erreurs.

- a)- les erreurs systématiques
- b)- les erreurs accidentelles.

Ces erreurs ne sont pas éliminées par le procédé opératoire, il y a donc lieu de les évaluer dans l'analyse des déplacements.

Caractéristiques des théodolites Wild T2 et T3 utilisés pour l'observation du glissement.

T.2.

Poids : 6 Kgs
Grossissement : 30
e.m.q : 7 demg

T.3.

Poids : 11 Kgs
Grossissement : 24,30 et 40
e.m.q : 3 demg

II - INTRODUCTION DU DISTOMAT DANS LES MESURES DU GLISSEMENT D'ALGER

On a vu que pour l'intersection, seul les angles sont mesurés et les distances sont calculées à partir de ces derniers, ce qui diminue la précision.

Avantages du Distomat

- 1 seul tour d'horizon en XXI
- Mesure des distances avec beaucoup plus de précisions
- Calculs réduits et plus simples.

La méthode consiste donc à stationner la borne XXI et effectuer le tour d'horizon. Ensuite, on mesure au distomat les distances de la borne à chaque repère.

Le distomat

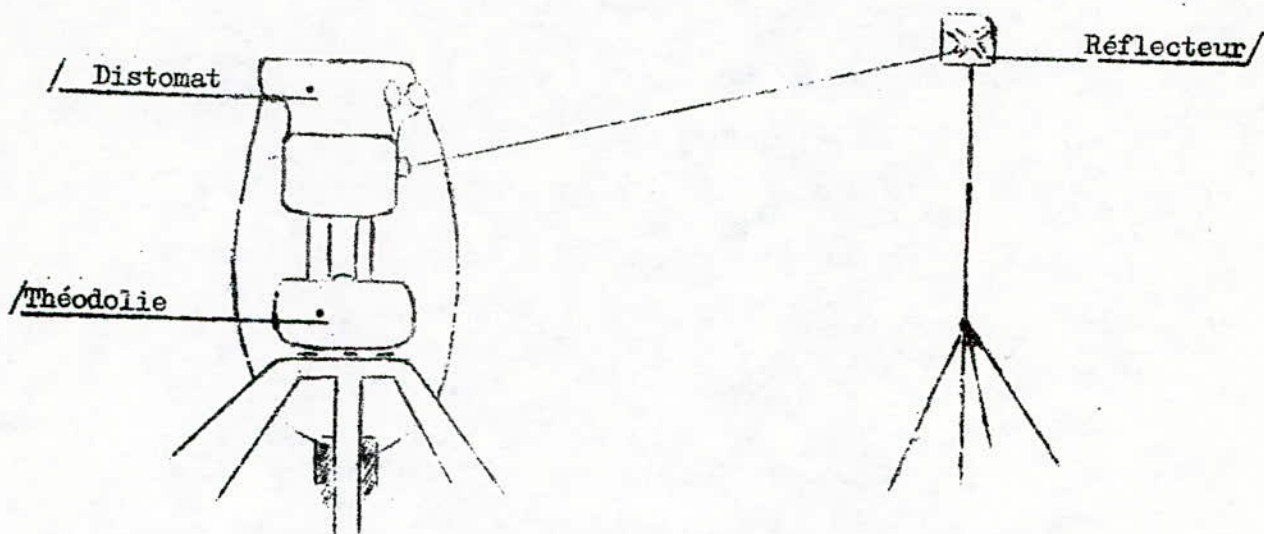
Les distomats sont apparus au début des années 70. Ils forment un nouveau procédé de mesure de distances et de dénivelées.

Principes

Les ondes électromagnétiques représentent la propagation d'énergie de nature électrique dans l'espace, dans un milieu homogène et isotrope. Cette propagation rectiligne se fait à vitesse finie et constante.

Ces propriétés permettent la mesure des longueurs. Une onde émise parcourt un aller-retour, une longueur L , revenue au point d'émission, elle présente un retard fonction de la longueur du trajet.

Schéma.



Parmi les distomats les plus récents, on distingue le D14, le D14L, le D15 de Wild, qui sont commercialisés après 1980.

Ces appareils permettent d'obtenir les distances inclinées et horizontales ainsi que la dénivelée.

DESCRIPTION DES DISTOMATS WILD

Ils sont composés d'une tête de visée à porteuse infrarouge, fixée sur la lunette d'un théodolite Wild T2, T16, ou T1, de diverses primes, d'une batterie 12 Volt et d'une calculatrice ou d'un clavier permettant le calcul de la distance horizontale et de la dénivelée.

Précision: \pm 5 mm

Portée : 200 m pour le DI 3S.

METHODE INCLINOMETRIQUE (EN PROFONDEUR)

1 - BUT DE L'ESSAI

L'inclinomètre sert à mesurer en profondeur la composante horizontale des mouvements des sols qui peuvent être dus :

- . au "fluage" latéral des sols mous sous des charges verticales,
- . au glissement d'une couche de terrain sur un substratum en pente,
- . à la rupture d'un talus de remblai ou de déblai dont les pentes sont trop raides pour des caractéristiques géotechniques du matériau.

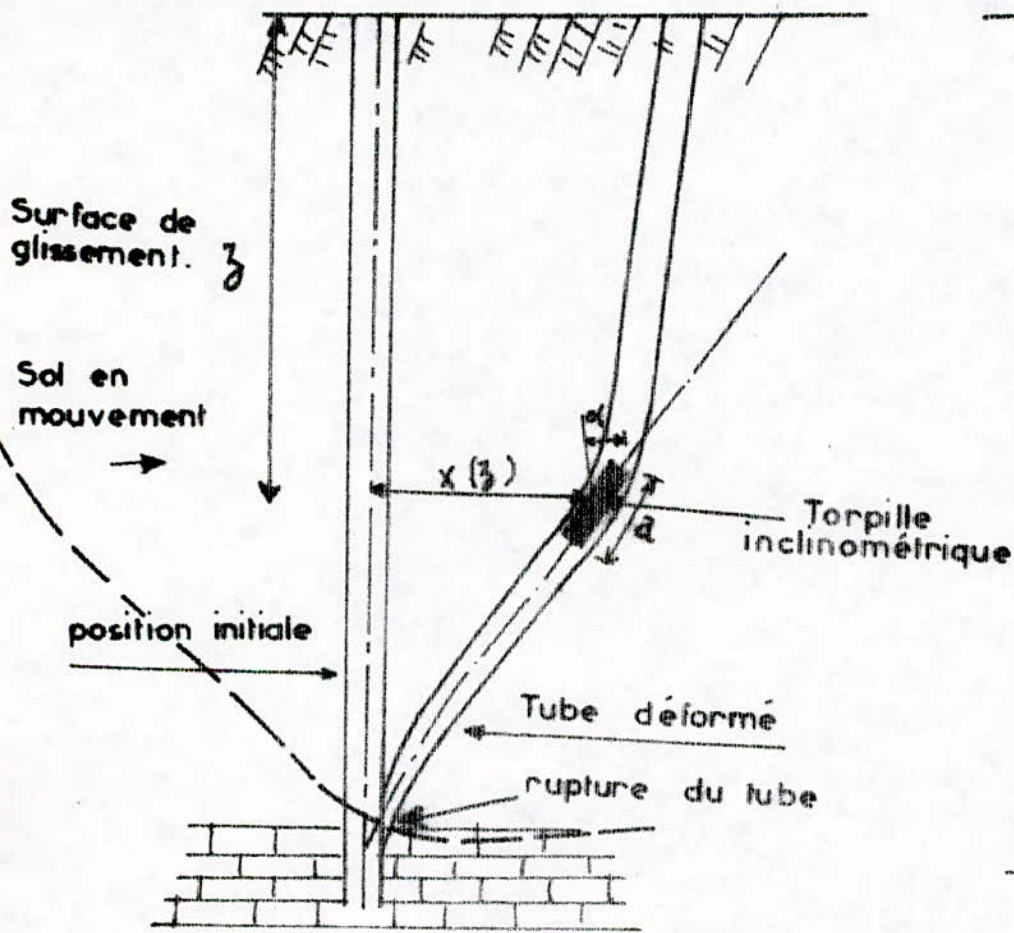
2 - DESCRIPTION DE L'APPAREILLAGE

L'appareil est constitué de 2 capteurs d'inclinaison (servo-accéléromètres) et sont perpendiculaires puis placés dans la torpille de l'inclinomètre qui coulisse dans un autre tube muni de pistes de guidage. Ce tube de section carrée (40 mm de côté) est un produit courant en alliage d'aluminium.

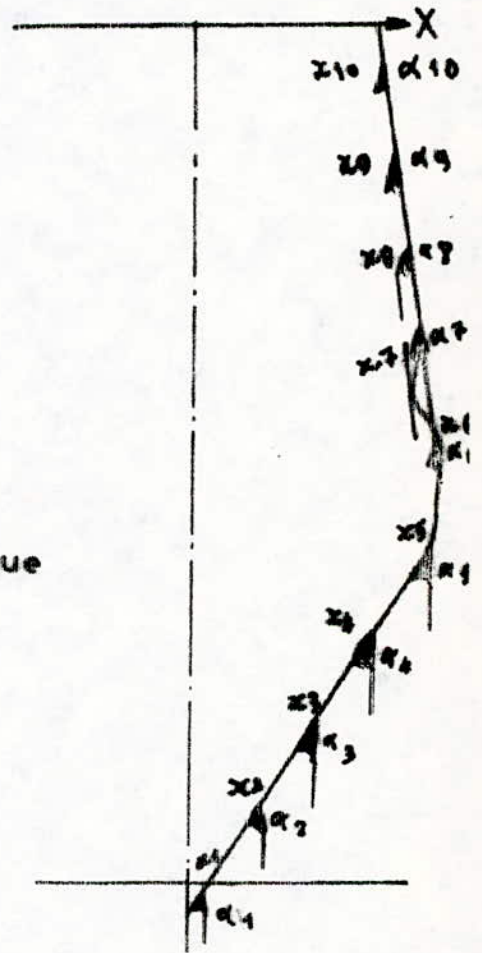
Du fait de sa faible section, il peut être utilisé dans des forages de petits diamètres (60 à 80 mm) diminuant les contraintes de mises en oeuvres.

Un câble électrique mesure le niveau de la torpille et remonte l'information en surface. Celle-ci est traitée et visualisée par une valise électronique étanche. La résolution de la mesure des angles atteint 10^{-5} radian.

Déformation du tube
sous l'action du sol.



Courbe restituée



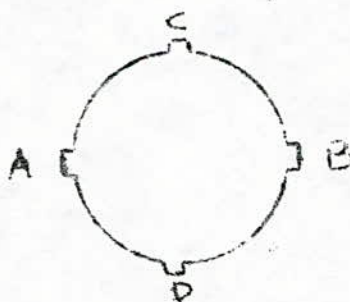
SUBSTRATUM SUPPOSE FIXE

3 - PRINCIPES DE MESURES

Les appareils de mesures des déplacements horizontaux sont basés sur le principe suivant :

- . un forage de petit diamètre (60 à 80 mm) est exécuté à travers les couches,
- . un tube est alors ancré dans le rocher sous-jacent. La méthode consiste à reconstituer la déformée du tube à l'aide d'une sonde descendue à l'intérieur.

Schéma.



Repérage de l'orientation du tube.

Au moins dans les premiers temps du suivi de l'inclinomètre, il vaut mieux procéder aux mesures dans les deux directions AB et CD. S'il s'avère par la suite que le mouvement est dirigé très nettement dans le sens AB, on se contentera des mesures dans cette direction.

. la première série de mesures dans les plans AB et CD donnera surtout une idée de la verticalité du sondage.

. la fréquence des mesures est alors à choisir sur tous les demi mètres ou tous les mètres.

4 - RESULTATS

Les opérations se ramènent à une ou plusieurs mesures d'angles, la courbe de la déformée étant reconstituée à partir d'éléments d'arc de longueur égale à "a", longueur de la sonde. Le problème de la mesure de certains paramètres étant résolu, il reste à partir de ces mesures, de tracer la déformée ou à calculer la valeur du déplacement X dans le plan horizontal à la profondeur Z.


DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT ALTERNE

1 - BUT DE L'ESSAI

La notion de résistance résiduelle est étroitement associée à celle de la rupture progressive laquelle est d'autant plus prononcée que le sol est plus fragile.

La fragilité est due à la présence des liens de diagenèse entre les particules argileuses (liens formés au cours du processus de consolidation) dont la rupture irréversible au cours d'un cisaillement en place ou au laboratoire libère une certaine quantité d'énergie, ce qui se traduit par un affaiblissement de la résistance au cisaillement du sol.

2 - DESCRIPTION DE L'APPAREILLAGE

L'échantillon (6 cm X 6 cm X 2 cm) est placé dans une boîte de type Casagrande, consolidée sous une charge verticale  puis cisailé alternativement dans un sens et dans l'autre autour de sa position initiale..

Enregistrement des mesures du fait de la durée importante de l'essai (dans notre cas 2 semaines).

La résistance au cisaillement est lue à l'anneau dynamométrique tous les 25/100 de mm de déformation. Mis à part cela, on peut obtenir le tassement ou le gonflement par un comparateur placé à la verticale au dessus de la boîte.

3 - PRINCIPE DE LA MESURE

L'état résiduel est obtenu en place par déplacement de cisaillement le long d'une surface de discontinuité, déplacement généralement important.

ESSAI DE CISAILLEMENT ALTERNE

TELEMLY S N°2

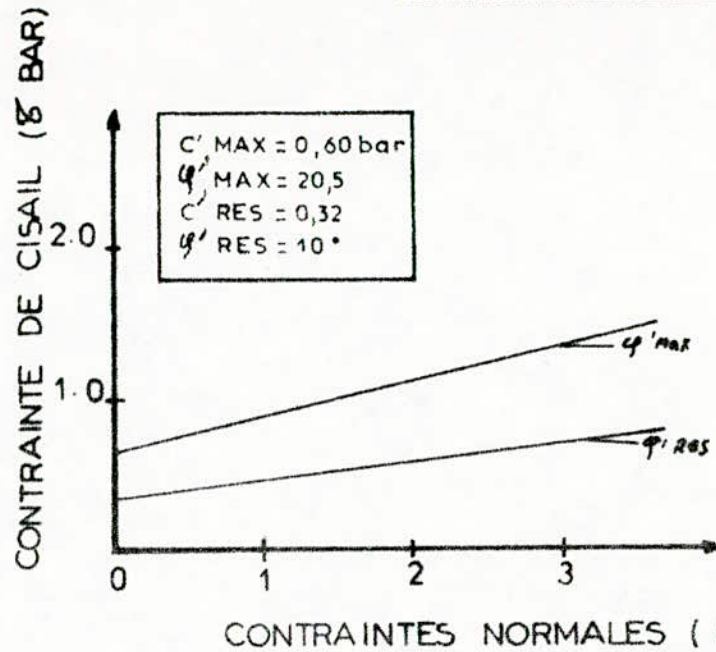
PROFONDEUR: 740 775 M

VITESSE DE RUPTURE: 3,2 γ/mn

VITESSE DE PALIER: 16 γ/mn

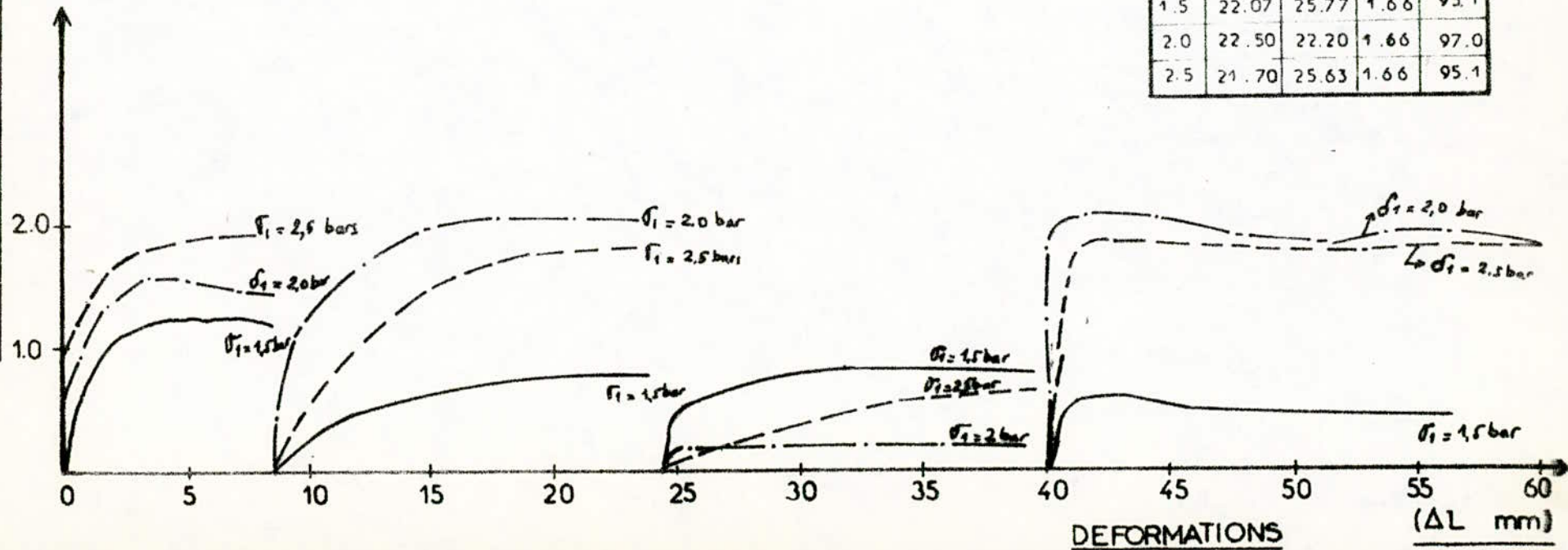
NATURE: Marne Beige Compacte

ESSAI SATURE CONSOLIDE



σ_1 BAR	W _i	W _f	γ_d	SR
1.5	22.07	25.77	1.66	95.1
2.0	22.50	22.20	1.66	97.0
2.5	21.70	25.63	1.66	95.1

CONTRAINTE DE CISAIL (BAR)

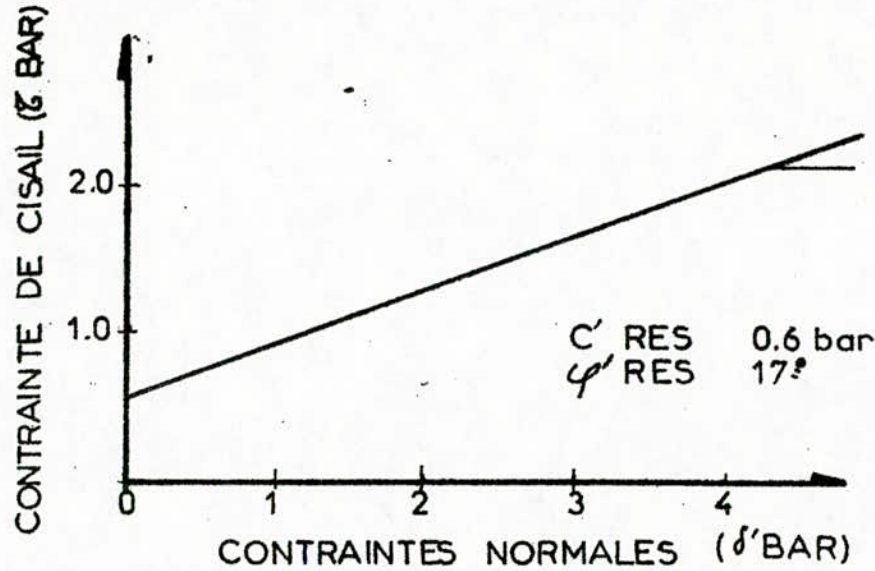


DEFORMATIONS

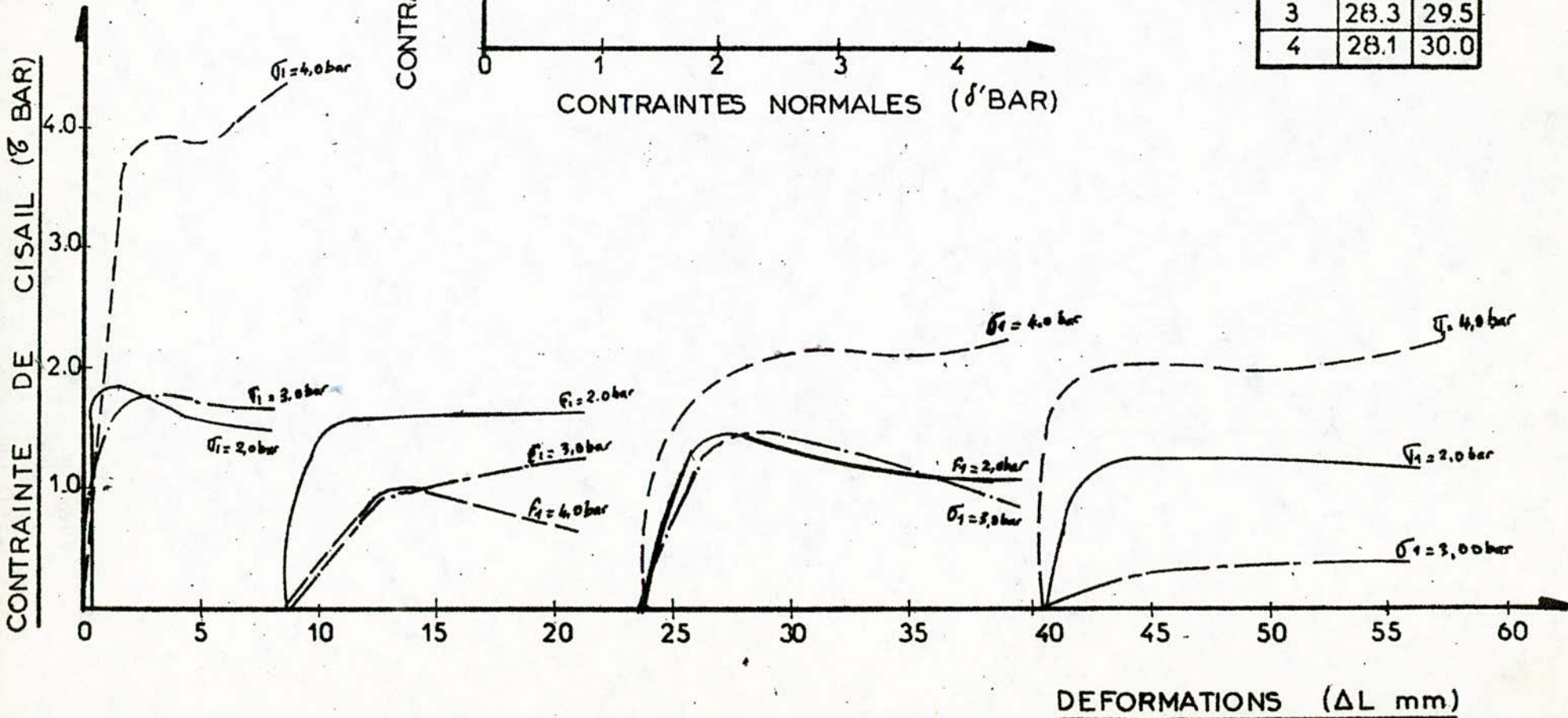
(ΔL mm)

ESSAI DE CISAILLEMENT ALTERNE

TELEMLY S:2
 PROFONDEUR: 13.00- 13.65 M
 VITESSE DE RUPTURE: 3,2 4/mm
 VITESSE DE PALIER: 16 4/mm
 NATURE: ARGILE MARNEUSE
 ESSAI SATURE CONSOLIDE



σ_i bar	w_i	w_f
2	28.1	31.0
3	28.3	29.5
4	28.1	30.0



4 - EXPLOITATION DES RESULTATS

L'essai alterné s'exploite de la manière suivante:

- suivi de l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du logarithme du déplacement pour chaque échantillon. L'essai est poursuivi jusqu'à obtention de l'asymptote horizontale.

- les valeurs à prendre particulièrement en compte correspondent aux mesures effectuées sur alternance impaire (dans le sens du premier mouvement), l'échantillon étant dans sa position initiale, demi boîte supérieure dans l'axe. En l'occurrence, les valeurs généralement retenues correspondent à :

$\Delta L = 8, 32, 64, 96, 128, \dots$ mm (voir fig.1 - 2).

ESSAI COMBINE OU SLURRY TEST

1 - BUT DE L'ESSAI

Permet d'obtenir les caractéristiques résiduelles d'un sol, c'est-à-dire l'angle de frottement interne et la cohésion résiduelle.

Pour cela, le sol est remanié au maximum par toute une série d'essais combinés et ce afin de lui faire correspondre les différentes phases qu'il traverse lors de son existence sur le terrain.

2 - PRINCIPES DE L'ESSAI

Après imbibition dans un bac d'eau pendant une semaine, on écrête jusqu'au grain 2 mm. On laisse sécher au moins jusqu'à la limite de plasticité puis on fait un moule Proctor et un moule C.B.R.

Sur le moule Proctor, on procède à un essai triaxial CD suivant le mode L.C.P.C tant pour la saturation que par la consolidation et le cisaillement.

Sur le moule C.B.R, on procède à un essai de cisaillement suivant :
Saturation de l'échantillon pendant une semaine, puis consolidation pendant 24 heures (ou plus si T 100 24 heures) sous 0,5, 1, 2, 4 bars. On procède ensuite à un cisaillement drainé après le calcul de la vitesse en fonction de T 100 jusqu'à 12 mm.

On revient à 0 manuellement après décharge de la contrainte normale. on remet cette contrainte à son niveau précédent qu'on laisse pendant 24 heures puis on cisaille à nouveau jusqu'à 12 mm.

Les résultats à la boîte de cisaillement CD sont donnés avec les caractéristiques maximales et minimales (ou résiduelles).

Les 2 essais CD triaxiaux et cisaillement à la boîte donnent des résultats parfaitement concordants (en prenant comme valeurs C' minimum et ϕ minimum pour l'essai à la boîte).

DÉTERMINATION DE LA COMPRESSIBILITÉ

1 - COUT DE L'ESSAI

L'essai de compressibilité à l'oedomètre appelé également essai oedométrique, a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide.

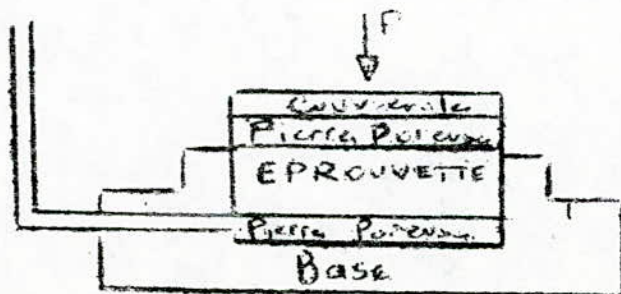
Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation.

2 - DESCRIPTION DE L'APPAREILLAGE

Le bâti de consolidation comprend essentiellement un levier qui transmet les charges, le bâti de consolidation doit être stable, rigide et doit appliquer les charges suivant l'axe du piston.

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série. Chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète. Ce sont des disques plats, fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau du bras de levier.

Schéma:



3 - PRINCIPES DE LA MESURE

Le moule étant mis sur le bâti de consolidation, l'éprouvette doit être saturée.

- . on remplit à ras-bord d'eau distillée le tube d'évacuation,
- . on remplit le piston creux d'eau distillée jusqu'au niveau du trou de goupille,
- . on commence le chargement de l'éprouvette au bout d'une heure pour les sols moyennement perméables, au bout de 24 heures pour les sols peu perméables,
- . la charge maximale à appliquer à l'éprouvette dépend de la nature du sol et des charges réelles que l'on veut lui faire supporter in situ. Généralement, il suffira d'appliquer une charge maximale de 8 bars.

Dans notre cas, le chargement a été effectué au bout de 24 heures jusqu'à une charge maximale de 9,5 bars.

Les charges ont été appliquées en respectant l'incrément suivant :

$$\frac{\sigma'2}{\sigma'1} = 1$$

$\sigma'1$ et $\sigma'2$ étant deux charges successives.

4 - RESULTATS

A chaque palier de charge, les lectures des comparateurs mesurant le tassement sont prises aux temps suivants:

6 secondes (0,1mn), 15 secondes (0,25mn), 30 secondes (0,5mn), 1 minute, 2 minutes, 4 minutes, 8 minutes, 15 minutes, 30 minutes, 60 minutes, 2 heures (120 mn), 4 heures (240mn), 8 heures (480 mn), 24 heures (1.440mn).

Les lectures des comparateurs correspondants à chaque temps sont prises au 1/100m.

L'essentiel est de tenir compte de cette progression des temps et surtout de noter exactement les temps réels des lectures.

Après le dernier cycle de chargement, on passe à la phase déchargement qui s'effectue en 3 paliers. Une seule lecture des comparateurs est notée 24 heures après chaque palier de déchargement.

A la fin, l'essai est représenté par une courbe de compressibilité $e - \log \sigma'$

e étant l'indice des vides de l'échantillon correspondant à la pression effective σ' , donc après consolidation.

5 - COURBE DE COMPRESSIBILITE

Indice de compression :

La courbe $e - \log \sigma'$ présente le plus souvent une partie droite horizontale suivie d'une courbe, puis à nouveau d'une partie généralement droite et inclinée.

Par définition, l'indice de compression C_c est la pente de cette droite inclinée.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta (\log \sigma')}$$

C_c est déterminé par la différence des valeurs de l'indice des vides e correspondant à un cycle logarithmique.

Indice de décompression:

De même, l'indice de décompression C_g sera la pente estimée de la courbe de décompression.

Pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation σ'_{pc} ou p_c est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire. Si σ'_{pc} correspond à la pression effective supportée par le sol en place, le sol est normalement consolidé. Un sol est surconsolidé si σ'_{pc} est supérieur à σ'_{vo} et sous consolidé si σ'_{pc} est inférieur à σ'_{vo} .

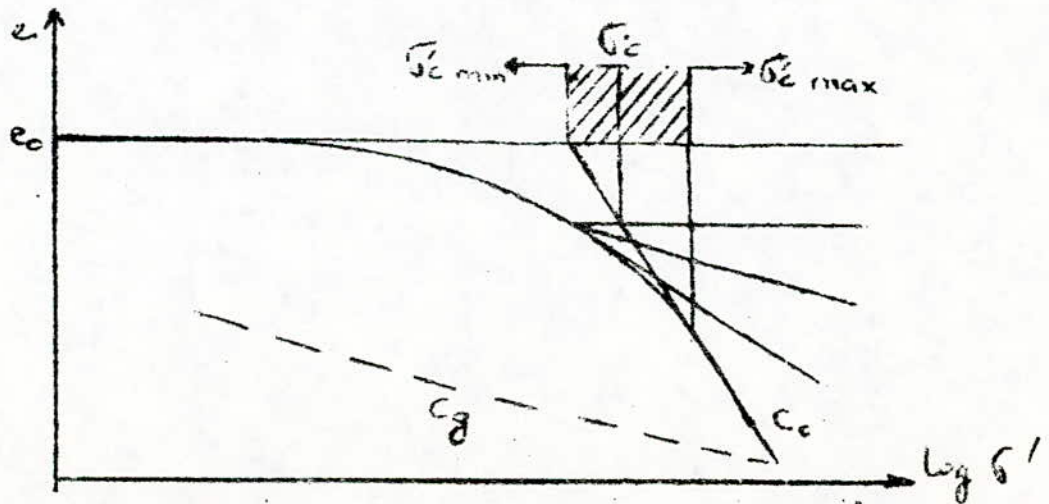
σ'_{pc} est estimée de la manière suivante :

Une valeur minimale $\sigma'_{pc \text{ min}}$ est obtenue en prenant la valeur de la pression correspondant à l'intersection de l'horizontale passant par e_0 et de la pente droite la plus inclinée.

Une valeur maximale $\sigma'_{pc \text{ max}}$ correspond au point séparant la partie courbe de la partie droite inclinée.

La pression de préconsolidation σ'_{pc} se trouve à l'intérieur de cette plage.

Enfin, une valeur probable de σ'_{pc} est obtenue avec la construction dite de CASAGRANDE. Au point de courbature maximale de la courbe $e - \log \sigma'$, on trace la bissectrice de l'angle formé par la tangente à la courbe et l'horizontale. Cette bissectrice coupe la partie droite de la courbe en un point où la pression est σ'_{pc} .



METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE
DU VERSANT

- a) - Méthode de Bishop
- b) - Méthode des perturbations.

a) Méthode de Bishop

Cette méthode appartient au groupe de méthodes des tranches qui consistent à analyser l'état de contraintes le long d'une surface de glissement considéré. On découpe le volume d'un glissement potentiel en un certain nombre de tranches (fig.1a) et on analyse les forces agissant sur chaque tranche (fig.1b).

L'accomplissement des conditions de l'équilibre statique des forces agissant dans le massif d'un glissement potentiel conduit à déterminer le coefficient de stabilité du talus correspondant à la surface considérée.

Les hypothèses principales des méthodes de tranches sont les suivantes :

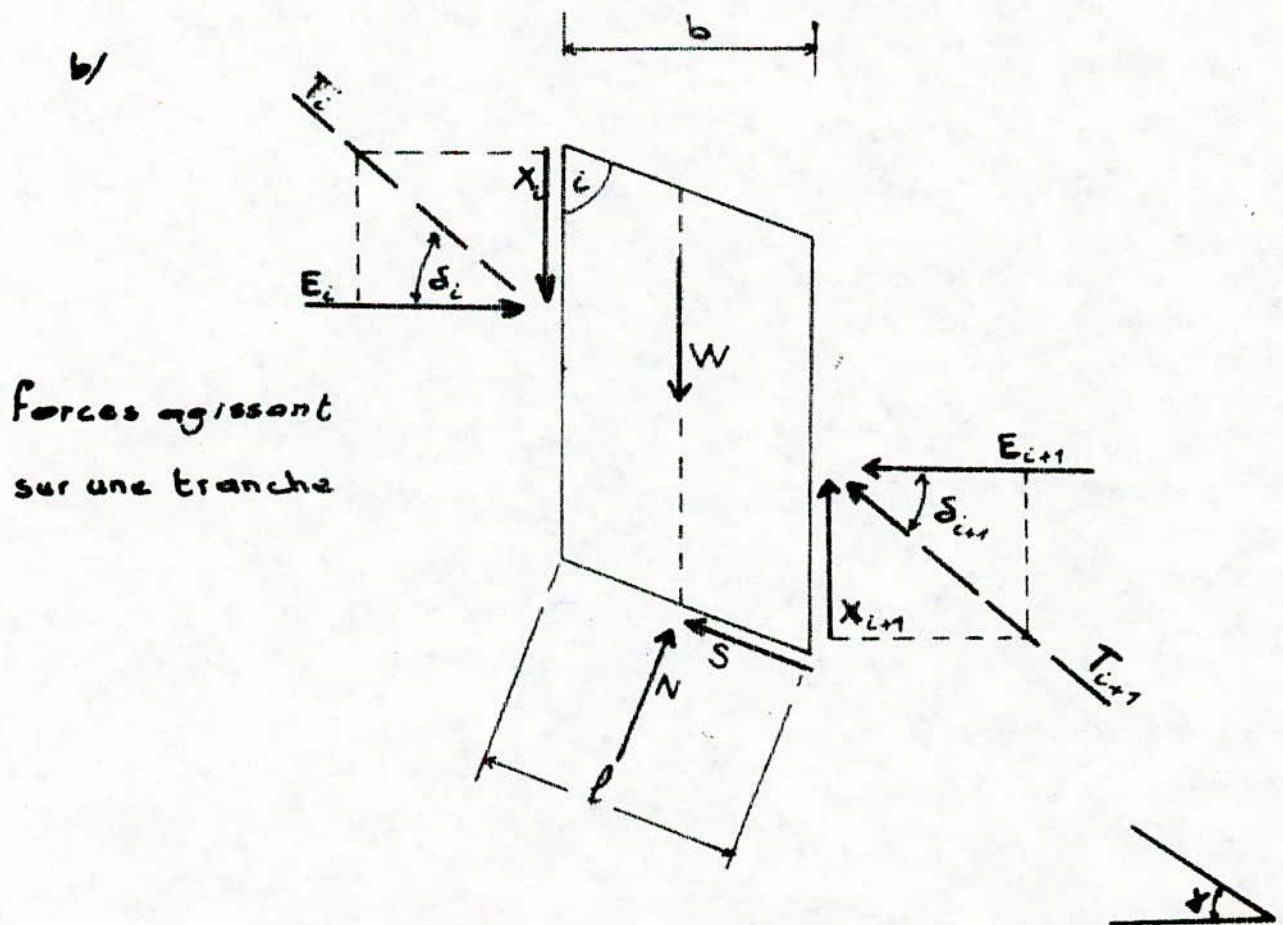
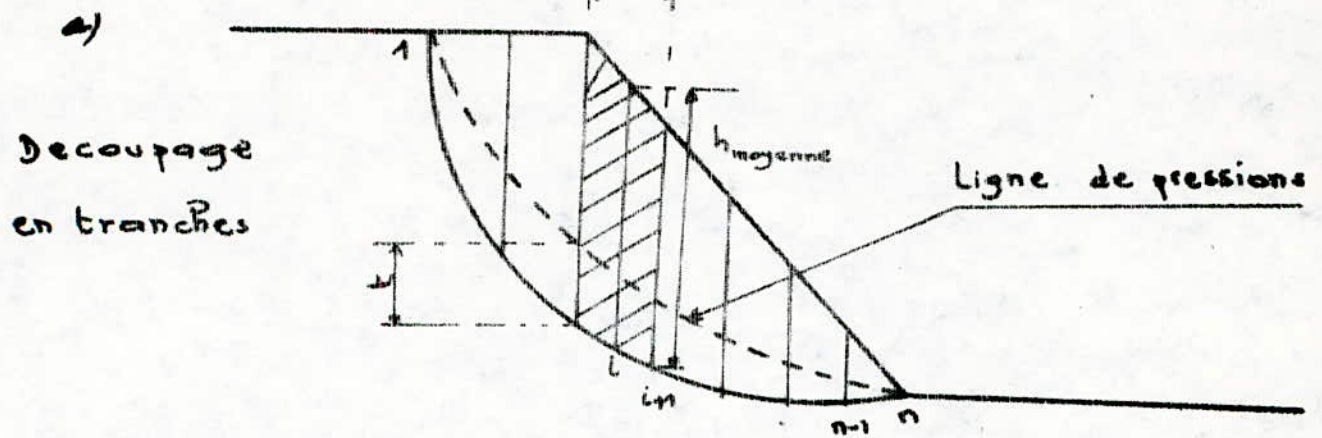
- 1 - La longueur \gg la largeur de manière que l'analyse de stabilité puisse être effectuée à l'état plan de déformation.
- 2 - Le glissement se produit comme le résultat de mouvements des éléments le long de la surface de glissement ; la position réciproque des éléments varie pas.
- 3 - Les éléments sont constitués d'un matériau rigide plastique (pas de déformation avant que l'état limite ne soit atteint),
- 4 - L'état limite de contraintes se manifeste uniquement le long de la surface de glissement admise ; on applique le critère $\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \phi' + c'$
- 5 - Le coefficient de stabilité d'une pente est déterminé par le rapport des caractéristiques de résistance des sols réels et des caractéristiques qui doivent être mobilisées afin que la pente se trouve dans l'état limité.

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \phi_m} = \frac{C}{C'_m} \quad (1) \quad \phi'_m = \text{mobilisation}$$

F constant tout le long de la surface de glissement.

En outre, il y a des hypothèses complémentaires :

- la largeur de la tranche est petite de façon que la base de la tranche peut être remplacée par un segment d'une ligne droite, le centre de gravité se trouvant au milieu



c/

POLYGONES
DES FORCES

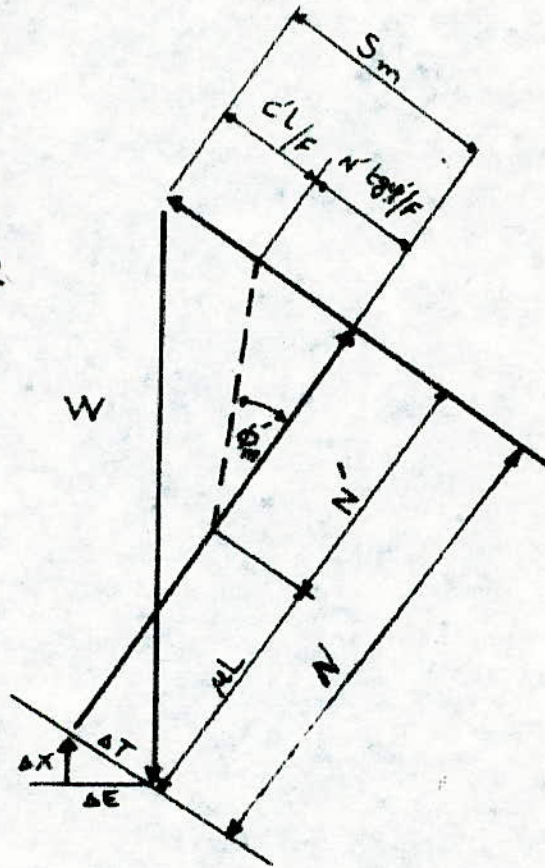


Fig. 1 - Méthode des tranches

. la répartition des contraintes le long de la base de la tranche est linéaire et uniforme.

En ce qui concerne la méthode de Bishop, elle admet que sur les cotés de la tranche, agissent uniquement les forces horizontales E , dont la résultante ΔE est aussi horizontale (fig.2)

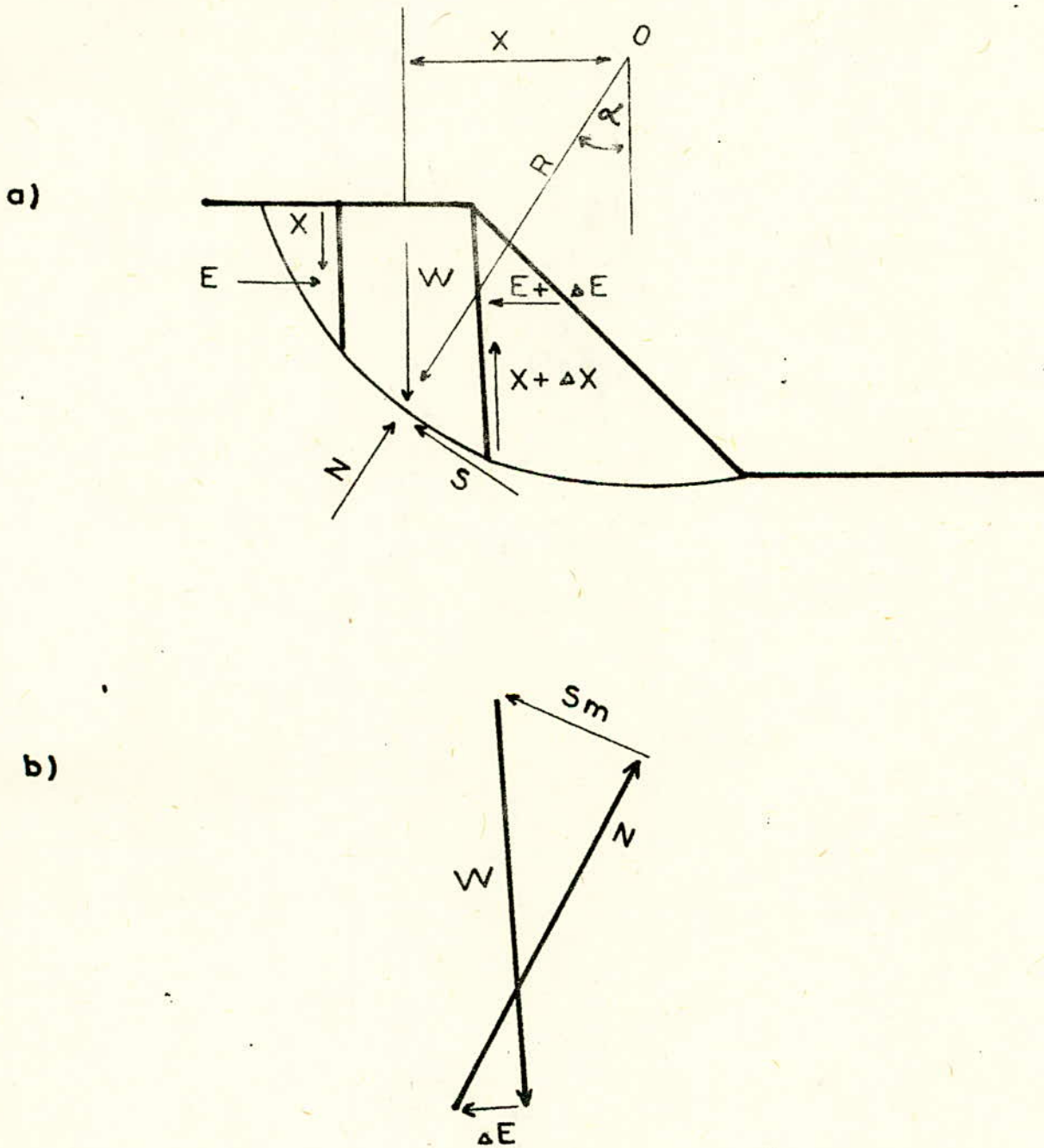


Fig. 2 - Principes de la solution simplifiée de la méthode des tranches

$$N' = \frac{W - \ell (\mu \cdot \cos \alpha + c'/F \cdot \sin \alpha)}{m \alpha}$$

$$m \alpha = \frac{1}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi' / F)}$$

On obtient alors le coefficient de la stabilité des pentes

$$F_B = \sum \frac{1}{W \sin \alpha} \cdot \left\{ \frac{W - u \cdot b}{m \alpha} \operatorname{tg} \theta' + c' \cdot b \right.$$

Les calculs se font comme dans la méthode Suédoise, c'est-à-dire:

- . découpage en tranches
- . détermination des forces pour chaque tranche
- . sommation

mais sont plus laborieux du fait de $m \alpha$ qui dépend de la grandeur de F_B donc il faut appliquer la méthode des approximations successives. (F_B se trouve sur les 2 côtés de la formule ci-dessus).

On commence par admettre une valeur quelconque de F_0 (le plus souvent $F_0 = 1,0$) que l'on introduit du côté droit de la formule.

La valeur obtenue de F_1 est introduite de nouveau du côté droit de la relation ci-dessus et on continue de la même manière jusqu'à ce que la différence entre 2 valeurs successives de F soit inférieure à une valeur voulue par exemple $F_{n+1} - F_n \leq 0.01$ (ou 0.005 avec grande précision). En principe, il suffit de faire pratiquement 3 à 4 approximations.

Si l'analyse est faite en contraintes totales, on obtient :

$$F_B = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{W \cdot \operatorname{tg} \varphi_u + c_u b}{m \alpha}$$

Si $\varphi_u = 0$

$$F_B = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{c_u b}{m \alpha}$$

La formule de F utilisée dans le programme PETAL [27] est la suivante :

$$F = \frac{\sum c' + b + (W - \mu b) \operatorname{tg} \varphi'}{\sum W \sin \alpha} \cdot m \alpha$$

Le programme PETAL est écrit en langage FORTRAN pour les méthodes de FÉLLENIÉUS et de BISHOP (rupture circulaire), de même que pour la méthode des perturbations (rupture non circulaire). Le calcul est itératif. Le programme débute le calcul avec $F_0 = 20$ jusqu'à obtenir $\left| F_n - F_{(n-1)} \right| \leq 0,01$ pour un nombre d'itération inférieur ou égal à 100.

On a effectué cinq passages (1,1,2,3,4) avec différentes caractéristiques mécaniques des sols, pas d'eau dans le versant et avec une nappe d'eau, sans ou avec une accélération horizontale. Toutes ces caractéristiques ainsi que les valeurs de coefficient de stabilité obtenues sont résumés dans le tableau 1

Caractéristiques de données dans les calculs effectués et les valeurs de coefficient de stabilité obtenues. (méthode de Bishop - glissement circulaire).

Tableau 1

Passage	D O N N E E S					Coefficient de stabilité F
	Poids spécifique des ols KN/m ³	Cohésion C. KPa	Angle de frottement ϕ degrés	Régime hydraulique	accélération horizontale g	
1	17,00	0	10	avec nappe	0	0,73
			12			0,89
			14			1,04
			16			1,19
1	17,00	0	pas d'eau	0,05	2,23	
		10			2,07	
		20			1,91	
		30			1,76	
2	17,00	10	10	avec nappe	0,05	0,74
			12			0,86
			14			0,99
			16			1,12
3	17,00	20	10	avec nappe	0,05	0,87
			12			0,99
			14			1,12
			16			1,25
4	17,00	0	10	avec nappe	0,05	0,61
			12			0,74
			14			0,86
			16			0,99

Note : eau : 10,00

b) Méthode des perturbations

Cette méthode constitue une amélioration de la méthode Suédoise dite de FELLENIUS. La méthode de FELLENIUS applicable au rapture circulaire, admet que $\Delta X = 0$, $\Delta E = 0$, et ΔT est parallèle à S_m (les notations voir fig.1). Le couple de rotation est donc nul. La méthode est simplifiée, d'où son usage assez répandu, mais elle conduit à des valeurs de F généralement trop faibles.

Les auteurs de la méthode des perturbations (RAULIN, ROUQUÈS, TOUBOL) ont eu l'idée de définir une loi de répartition de la contrainte normale $\bar{\sigma}$ sur la courbe de rapture plus satisfaisante que celle utilisée par FELLENIUS, à savoir $\bar{\sigma}_F = \gamma h \cdot \cos^2 \alpha$. Ils ont étudié la variation du rapport $P = \bar{\sigma} / \bar{\sigma}_F$ (dénommé rapport de perturbations) dépendant de deux coefficients λ et μ dans lesquels sont introduits C' et ϕ' . La loi de répartition de la contrainte s'écrit: $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_F (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha)$, c'est-à-dire $\bar{\sigma} = \gamma h \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha)$ et elle est plus satisfaisante que celle de FELLENIUS. Les considérations qui ont abouti à élaborer la méthode des perturbations ainsi que la comparaison des valeurs de F obtenues par cette méthode avec celles d'autres méthodes (BISHOP, MORGENSTERN, PRICE etc) sont présentées d'une manière détaillée dans [29].

. Par ailleurs, toutes ces méthodes conduisent à des valeurs de F assez voisines et le choix d'une méthode devrait dépendre d'après ces auteurs essentiellement de la commodité des calculs sur l'ordinateur.

La démonstration succincte de cette méthode se présente comme suit :
 Forme analytique de la contrainte normale sur la ligne de glissement

Le tenseur des contraintes est à 2 dimensions en déformations planes

$$\sigma_{ij} = \begin{Bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{Bmatrix} \quad \text{où } \sigma_z \text{ n'est pas } \\ \text{independant de } \sigma_x \text{ et } \sigma_y.$$

Le vecteur normal unitaire à la ligne est

$$\vec{n} = \begin{Bmatrix} -\sin \alpha \\ \cos \alpha \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Le vecteur contrainte a pour composantes

$$\text{soit : } \begin{cases} T_i = \sigma_{ij} n_j \\ T_x = -\sigma_x \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha \\ T_y = -\tau_{xy} \sin \alpha + \sigma_y \cos \alpha \end{cases}$$

La contrainte normale = le vecteur \vec{T} projeté sur \vec{n} soit (produit scalaire)

$$\begin{aligned} \text{soit } \sigma_n &= T_i n_i = \sigma_{ij} n_i n_j \\ \sigma_n &= -T_x \sin \alpha + T_y \cos \alpha \\ &= \sigma_x \sin^2 \alpha - 2 \tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha \end{aligned}$$

ou encore en divisant par $\cos^2 \alpha$

$$\frac{\sigma_n}{\cos^2 \alpha} = \sigma_x \tan^2 \alpha - 2 \tau_{xy} \tan \alpha + \sigma_y$$

$$\boxed{\frac{\sigma_n}{\cos^2 \alpha} = \sigma_x y'^2 - 2 \tau_{xy} y' + \sigma_y}$$

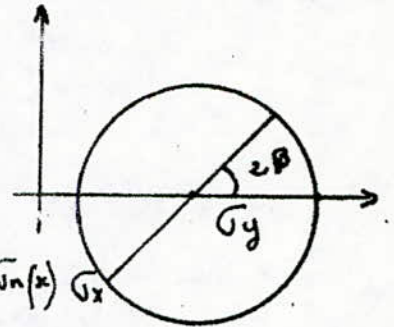
Les raisons de cette transformation sont que dans la méthode de Fellenius $\sigma_m = \gamma h \cos^2 \alpha$, la méthode des perturbations essaie de faire en sorte que la fonction de contrainte trouvée garde la valeur du type:

$$\sigma_n(x) = A y'^2 + B y' + C$$

On peut aller plus loin en exprimant $\sigma_n(x)$ en fonction de l'angle que font les contraintes principales avec la direction X.

Classiquement l'angle β s'écrit

$$\operatorname{tg}(2\beta) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$



d'où en remplaçant 2β dans l'expression de $\sigma_n(x)$

$$\begin{aligned} \sigma_n(x) &= \sigma_m \sin^2 \alpha - \operatorname{tg} 2\beta (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha \\ &= \sigma_x (\sin^2 \alpha - \operatorname{tg} 2\beta \sin \alpha \cos \alpha) + \sigma_y (\cos^2 \alpha + \operatorname{tg} 2\beta \sin \alpha \cos \alpha) \end{aligned}$$

$$\sigma_n(x) = \sigma_x \frac{\sin \alpha}{\cos 2\beta} \sin(\alpha - 2\beta) + \sigma_y \frac{\cos \alpha}{\cos 2\beta} \cos(\alpha - 2\beta)$$

Ainsi on obtient une formule en fonction de σ_x et σ_y . Cette formule permet de voir les singularités d'une éventuelle fonction hypothétique de $\sigma_n(x)$

Ainsi on a un point lorsque $\cos 2\beta = 0$

C'est-à-dire lorsque $2\beta = \frac{\pi}{2} \longrightarrow \beta = \frac{\pi}{4}$

$$\text{ou } 2\beta = \frac{3\pi}{2} \longrightarrow \beta = \frac{3\pi}{4}$$

Ceci va amener une certaine contrainte à la courbe $y(x)$ dans la mesure où pour que $\sigma_n(x)$ soit définie dans le cas, on doit aussi avoir le numérateur nul soit :

$$\sigma_x \sin d \frac{\cos d}{\sin(d - \frac{\pi}{2})} - \sigma_y \frac{\sin d}{-\cos(d - \frac{\pi}{2})} = 0$$

donc

$$\text{Soit } d = 0 \text{ ou } d = \frac{\pi}{2}$$

Soit

$$\boxed{\sigma_x = \sigma_y}$$

La règle est donc : Si en un point de la fonction, on a $\beta = \frac{\pi}{4}$ (*), il faut "choisir" σ_x et σ_y égaux

c'est une fonction affinée en y' et y'^2

En se limitant à une forme contenant 1 seul des termes y' et y'^2 , on a

$$P = \frac{\int}{\int^P} = \lambda + \mu y'$$

$$P = \frac{\int}{\int^P} = \lambda + \mu y'^2$$

La forme $\lambda y' + \mu y'^2$ donne des C.I. incorrectes

La forme $\lambda y' + \mu y'^2 + C$ donne une constante supplémentaire

λ et μ reprennent eux mêmes des formes de σ_x et σ_y

* ou $\Leftrightarrow d = \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{2}$

On a en définitif 3 équations de la statique à résoudre à 3 inconnues F, λ, μ

$$\int_{x_0}^{x_1} A \cdot \sigma \cdot dx = - \int_{x_0}^{x_1} \frac{c' - \operatorname{tg} \phi' \cdot u}{F} \cdot dx$$

$$\int_{x_0}^{x_1} B \cdot \sigma \cdot dx = W + \int_{x_0}^{x_1} \frac{c' - \operatorname{tg} \phi' \cdot u}{F} \operatorname{tg} \alpha \cdot dx$$

$$\int_{x_0}^{x_1} \left[\sigma (x + y \operatorname{tg} \alpha) + \frac{c' + \operatorname{tg} \phi' (\sigma - u)}{F} (y - x \operatorname{tg} \alpha) \right] dx = \int_{x_0}^{x_1} x \cdot h \cdot dx$$

Avec $A(x) = \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \phi' / F$

$$B(x) = 1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi' / F$$

x_0, x_1 - abscisses de la courbe de rupture

Le schéma itératif est le suivant :

On repart d'une valeur F fixée a priori, on résoud les 2 premières équations de la statique

On obtient λ et μ fonction de F

On résoud la 3^e équation et c'est de celle qu'on tire le nouveau F telle qu'elle soit vérifiée.

On repart,

On a effectué onze passages (5,51,51, 6,61, 7,71, 8,81, 9,10) avec différentes caractéristiques mécaniques des sels, pas d'eau dans le versant et avec une nappe d'eau. Toutes ces caractéristiques ainsi que les valeurs de coefficient de stabilité obtenues sont résumées dans le tableau 2.

Caractéristiques de données dans les calculs effectués et les
valeurs de coefficients de sécurité obtenues
(méthode des perturbations - glissement non
circulaire)

Passage	Poids spécifique des sols KN/m ³	D O N N E E S				Coefficient de stabi- lité F
		Cohésion C KPa	Angle de frottement ϕ degrés	Régime hydrau- lique	Accélération horizontale	
5	19,00	0	10	pas d'eau	0	0,473
			12			0,570
			14			0,669
			16			0,769
51	19,00	0	18	avec nappe	0	0,876
			20			0,977
			22			1,084
			24			1,195
51	19,00	0	16	avec nappe	0	0,769
			18			0,872
			20			0,977
			22			1,084
6	19,00	10	10	avec nappe	0	0,681
			12			0,778
			14			0,877
			16			0,977
61	19,00	10	18	avec nappe	0	1,080
			20			1,184
			22			1,292
			24			1,402
7	19,00	20	10	avec nappe	0	0,889
			12			0,986
			14			1,085
			16			1,185
71	19,00	20	18	avec nappe	0	1,287
			20			1,392
			22			1,500
			24			1,610
8	19,00	30	10	avec nappe	0	1,089
			12			1,189
			14			1,291
			16			1,394
81	19,00	30	18	avec nappe	0	1,495
			20			1,600
			22			1,708
			24			1,818

Write tableau 2

9	19,00	0	20 22	pas d'eau	0	1,895 2,104
		10	16 18	pas d'eau	0	1,701 1,899
10	19,00	20	12 14	pas d'eau	0	1,518 1,711
		30	8 10	pas d'eau	0	1,335 1,526

Note : eau = 10,0

METHODES DES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

Ces travaux consistaient en : (voir fig.5)

- 1 - Puits de pompage dans la zone des blocs de mollasse à l'amont de la zone des terrains en mouvements de 34 m de profondeur.
- 2 - Drains forés subhorizontaux destinés à drainer les zones marneuses. - 3 nappes de drains :
 - . nappe A = 6 drains de 50 à 70 mètres de longueur
 - . nappe B = 13 drains de 50 à 100 mètres de longueur
 - . nappe C = 11 drains de 50 mètres de longueur.

Ces drains ont un diamètre de 3,6 à 5 cm.

Les nappes A et C sont des drains en P.V.C.

La nappe B était en drain métallique.

3- Réseau de drainage superficiel

En l'absence de caniveaux métalliques, il y a eu utilisation d'éléments en béton en forme de U et placés en tuiles romaines.

4- Injections de remplissage des fissures.

Il y a lieu d'ajouter à cela, l'existence de 2 galeries sur les 2 falaises.

Ces galeries ont été réalisées antérieurement.

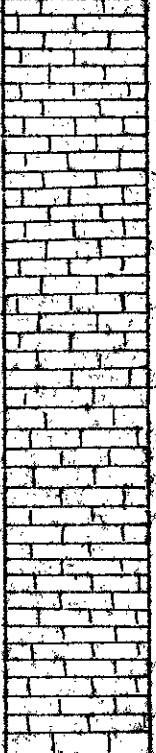
PROFILS GEOLOGIQUES DES SONDAGES COMPLEMENTAIRES

Numéro - M1 et M2

TELEMLY

0 1


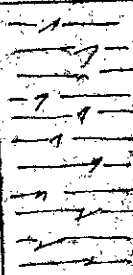
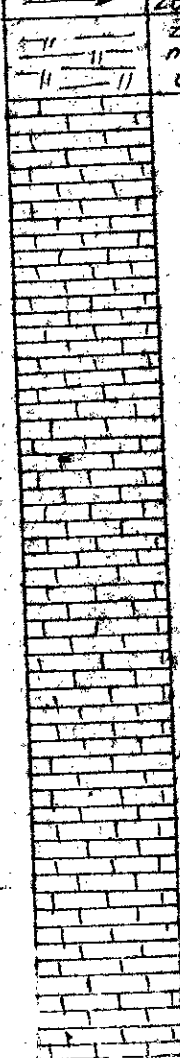
cote (m)		Ø et type d'abaiillage		carottage naturel - prelevement (I intact) (P paraffine) %				niveau	COUPE	DESCRIPTION
prof (m)	bag	rotat	Balt	0	25	50	75			
45										Calcaire cristallin metamorphique
50										
55										
60										

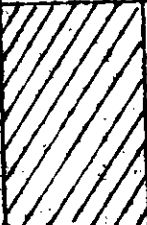
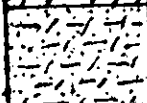
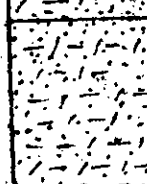
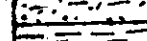
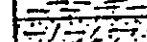
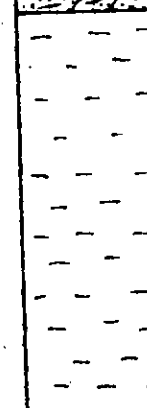
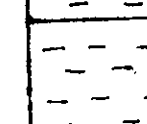
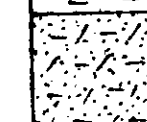
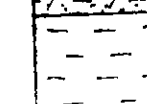
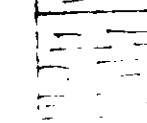


Calcaire
Cristallin
metamorphique

TELEMLY

0 1

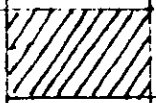
cote (m)		Ø en type d'outilage		carottage nature prelevement (I intact P paraffine) %		COUPE	DESCRIPTION
prof (m)	hubage rotatif	Baril		0 25 50 75 100			
							<p>Marne grise Compacte</p> <p>22.00</p>
25							<p>Marne grise stratifiée (se débite en plaquettes)</p> <p>26.00</p>
							<p>Zone de transformation de la marne grise sabreuse endurée en Calcaire métamorphique.</p> <p>Calcaire métamorphique (Cristallin)</p>
30							
35							

Cote (m)	Prof (m)	Tubage	Diamètre	Batt	Carottes nature prélevement (Intact ppuraffine) %	niveau eau	COUPE	DESCRIPTION
								Remblai
							3.00	
								Molasse récupérée à l'état de sable fin beige
							5.50	
5								Molasse récupérée à l'état de débris et Carottes de 30 cm (Vacuolaire)
							7.00	
								Marne beige à Concoctions Calcaires
							7.80	
								Molasse (Carottes)
							7.70	
								Marne ocre bariolée de gris
10							13.40	
								Marne décomprimée et fissurée, beige bariolée de gris verdâtre (Schisteuse)
							15.00	
								Molasse récupérée à l'état de roche
15							16.70	
								Marne ocre bariolée de gris
							18.00	
								Marne grise Compacte

PROFOND (m)	Séquence			Séquence métrique	COULEUR	DESCRIPTION
	de crasse	de sable	de boue			
	Séquence			Séquence métrique	COULEUR	DESCRIPTION
	de crasse	de sable	de boue			
25						Marne grise
30						
33						
35.00						
40						Calcaire metamorphique (Socle primaire du Grand Alger)

subaqueux

0 25 50 75 100



1.00 Remblai

Marne ocre bariolée de gris raide - présence de petits blocs de grès à partir de 4,10 m

4.80

Marne ocre sableuse

5.70

6.00 Blocs de grès (état fracture)

6.60

Marne ocre sableuse

7.40

Marne ocre bariolée de grès

7.75

Marne ocre bariolée de grès



Grès (Carottes de 60 cm)

9.30

Marne grise

5

10

15

ANALYSES CHIMIQUES DES EAUX
(d'après L.N.T.P.B)

Annexe 10

NOM DU LIEU	Nord-S.114	S.110	Rue Enrrt BRISSON	Sud.S.114	Témoïn 1
NATURE DU POINT D'EAU	Résurgence	Sondage	Résurgence	ID	Résurgence
N° DU LABORATOIRE	2607	2608	2609	2610	2612
CA EN MG/L	148	186	212	196	100
MG EN MG/L	31	41	43	49	32
NA EN MG/L	115	125	150	155	65
K EN MG/L	11	5	11	16	15
CL EN MG/L	175	205	235	240	90
SO ₄ EN MG/L	206	173	278	263	132
CO ₃ EN MG/L					
CO ₃ H EN MG/L	281	378	348	342	287
NO ₃ EN MG/L	77	165	120	165	32
CONDUCTIVITE EN 1/10 MMHOS A 25°C	15	17	19	19	10
RESIDU SEC A 110°C EN MG/L	1075	1308	1434	1433	700
PH EN 1/10	78	79	80	76	74
FER EN 1/100 MG/L	0	0	4	10	0
SI O ₂ EN MG/L	4	4	3	5	5
POLLUTION MO MILIEU ACIDE 1/100 MG/L	135	85	495	500	40
MO MILIEU BASIQUE 1/100 MG/L	45	30	167	246	18

NOM DU LIEU	145 SALABOU	Galerie 161	Djemfla	Côte 145	Sondage 10 M2
NATURE DU POINT D'EAU	ID	Écoulement galerie	Résurgence	Résurgence	
N° DU LABORATOIRE	2613	2614	2615	2616	2618
CA EN MG/L	264	124	274	228	90
MG EN MG/L	48	26	49	58	34
NA EN MG/L	146	85	156	88	95
K EN MG/L	6	8	7	0	6
CL EN MG/L	218	123	228	135	114
SO ₄ EN MG/L	440	160	365	378	150
CO ₃ EN MG/L					
CO ₃ H EN MG/L	287	287	476	354	281
NO ₃ EN MG/L	200	56	195	130	14
CONDUCTIVITE EN 1/10 MMHOS A 25°C	22	12	22	17	11
RESIDU SEC A 110°C EN MG/L	1712	797	1772	1466	755
PH EN 1/10	74	73	75	76	77
FER EN 1/10	6	0	6	4	0
SI O ₂ EN MG/L	6	6	6	5	5
POLLUTION MO MILIEU ACIDE 1/100 MG/L	290	70	220	355	55
MO MILIEU BASIQUE 1/100 MG/L	138	48	135	189	21

NOM DU LIEU	S. III	SUD. III	EST. Y	COLLECTEUR LAPERLIEN	
NATURE DU POINT D'EAU	Sondage	Résurgence	Résurgence	Egout	10. M2 106
N° DU LABORATOIRE	2697	2698	2709	2710	2711
CA EN MG/L	114	108	186	146	170
MG EN MG/L	37	26	36	48	46
MA EN MG/L	100	90	193	110	162
K EN MG/L	10	6	8	13	7
CL EN MG/L	138	130	200	163	205
SO ₄ EN MG/L	184	160	388	273	345
CO ₃ EN MG/L					
CO ₃ H EN MG/L	305	293	201	299	360
NO ₃ EN MG/L	52	0	50	73	0
CONDUCTIVITE EN 1/10 A 25°C	12	11	17	16	17
RESIDU SEC A 110°C EN MG/L	838	795	1269	1120	1213
PH EN 1/10	75	76	73	75	74
FER EN 1/10	0	0	2	10	10
SI O ₂ EN MG/L	5	6	5	6	6
POLLUTION MO MILIEU ACIDE 1/100 MG/L	115	40	310	150	510
MO MILIEU BASIQUE 1/100 MG/L	51	21	117	87	186

NATURE ... DU ... LIEU	MW 1(2 flacons)	MN 4	MN 3	MN GAG	II M2
NATURE DU POINT D'EAU	Cuvette galerie	ID	Cuvette galerie	ID	Sondage
N° DU LABORATOIRE	2692	2693	2694	2695	2696
CA EN MG/L	114	116	164	144	100
MG EN MG/L	44	49	26	22	24
NA EN MG/L	108	160	120	135	85
K EN MG/L	0	0	0	8	5
CL EN MG/L	170	254	188	293	130
SO ₄ EN MG/L	143	196	182	207	154
CO ₃ EN MG/L					
CO ₃ H EN MG/L	244	238	250	116	220
NO ₃ EN MG/L	160	150	170	35	37
CONDUCTIVITE EN 1/10 MMBOS A 25°C	13	3	15	15	10
RESIDU SEC A 110°C EN MG/L	952	1040	1073	1028	686
PH EN 1/10	73	74	76	78	77
FER EN 1/100 MG/L	0	0	0	0	0
SI:O ₂ EN MG/L	3	5	6	5	6
POLLUTION MO MILIEU ACIDE 1/100 MG/L	25	45	20	40	20
MO MILIEU BASIQUE 1/100 MG/L	9	9	9	15	14

NOM DU LIEU	FOND DE GALERIE	PUITS FERMIER
NATURE DU POINT D'EAU		
N° DU LABORATOIRE	2719	2720
CA EN MG/L	106	124
MG EN MG/L	35	34
NA EN MG/L	90	113
K EN MG/L	5	5
CL EN MG/L	105	160
SO ₄ EN MG/L	162	154
CO ₃ EN MG/L		
CO ₃ H. EN MG/L	287	287
NO ₃ EN MG/L	48	85
CONDUCTIVITE EN 1/10 MMHOS A 25°C	12	14
RESIDU SEC A 110°C EN MG/L	864	1002
PH EN 1/10	72	74
FER EN 1/10	2	2
SI O ₂ EN MG/L	6	6
POLLUTION MO MILIEU ACIDE 1/100 MG/L	25	15
MO MILIEU BASIQUE 1/100 MG/L	15	06

RESULTATS DES ANALYSES GRANULOMETRIQUES
(avec tableau récapitulatif)

Tableau récapitulatif des analyses
granulométrique

Sondage n°	Profondeur ou échantillon	Type du sol	Sondage n°	Profondeur ou échantillon	Type du sol
1	3,00 à 3,50 m	AP	3	1	AP
1	7,00 à 7,30 m	AP	3	3	AP
1	8,70 à 9,00 m	AP	3	4	AT
1	11,50 à 11,70 m	AT	3	5	AP
1	13,20 à 13,40 m	AT	3	6	AT
1	14,20 à 14,40 m	AP	6	1	SA
1	16,70 à 17,00 m	AP	6	2	AT
1	17,30 à 17,60 m	AP	6	3	AT
1	18,30 à 18,60 m	AP	15	1	SA
1	21,60 à 21,80 m	AP	15	2	AT
1	22,50 à 22,70 m	AP	15	4	SA
1	24,30 à 24,50 m	AT	15	10	AP
2	7,40 à 7,75 m	AP	15	11	AT
2	10,64 à 11,10 m	AP	15	21	AP
2	13,00 à 13,64 m	AP	15	27	AT
2	15,00 à 16,00 m	AP	32	1	AT
2	20,00 à 20,65 m	AT	32	4	AT
2	24,00 à 24,60 m	AP	32	5	AT
2	26,00 à 26,37 m	AP			
2	29,87 à 30,60 m				

16.AP - 4.AT

5.AP - 10.AT - 3.SA.

Désignation des symboles: AP: Argile peu plastique
AT: Argile très plastique
SA: Sable argileux.

L. T. P. C.

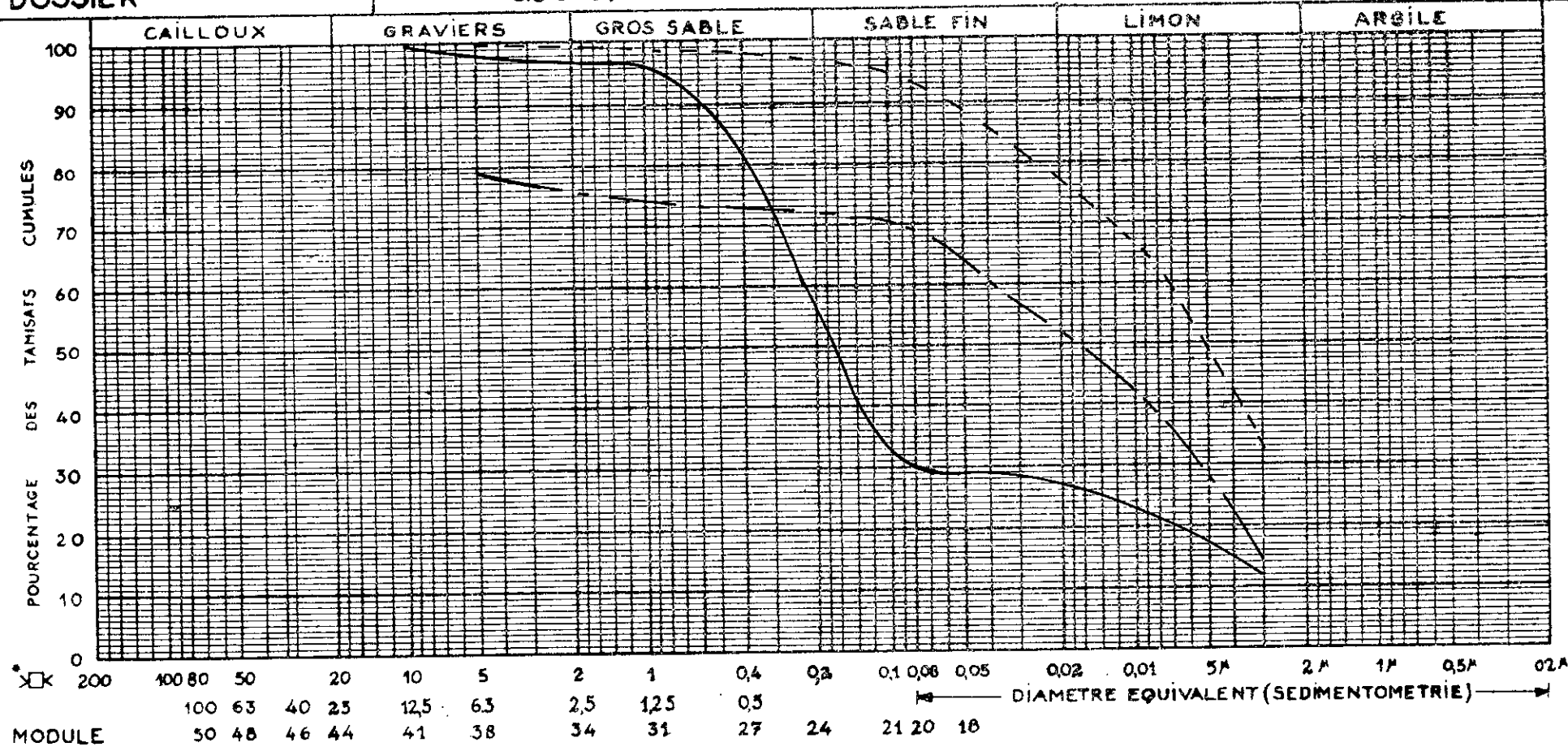
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR -

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	Sge N°1	Prof. 3,00 - 3,50m.
		Sge N°1	Prof. 7,00 - 7,50m.
		Sge N°1	Prof. 8,70 - 9,00m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

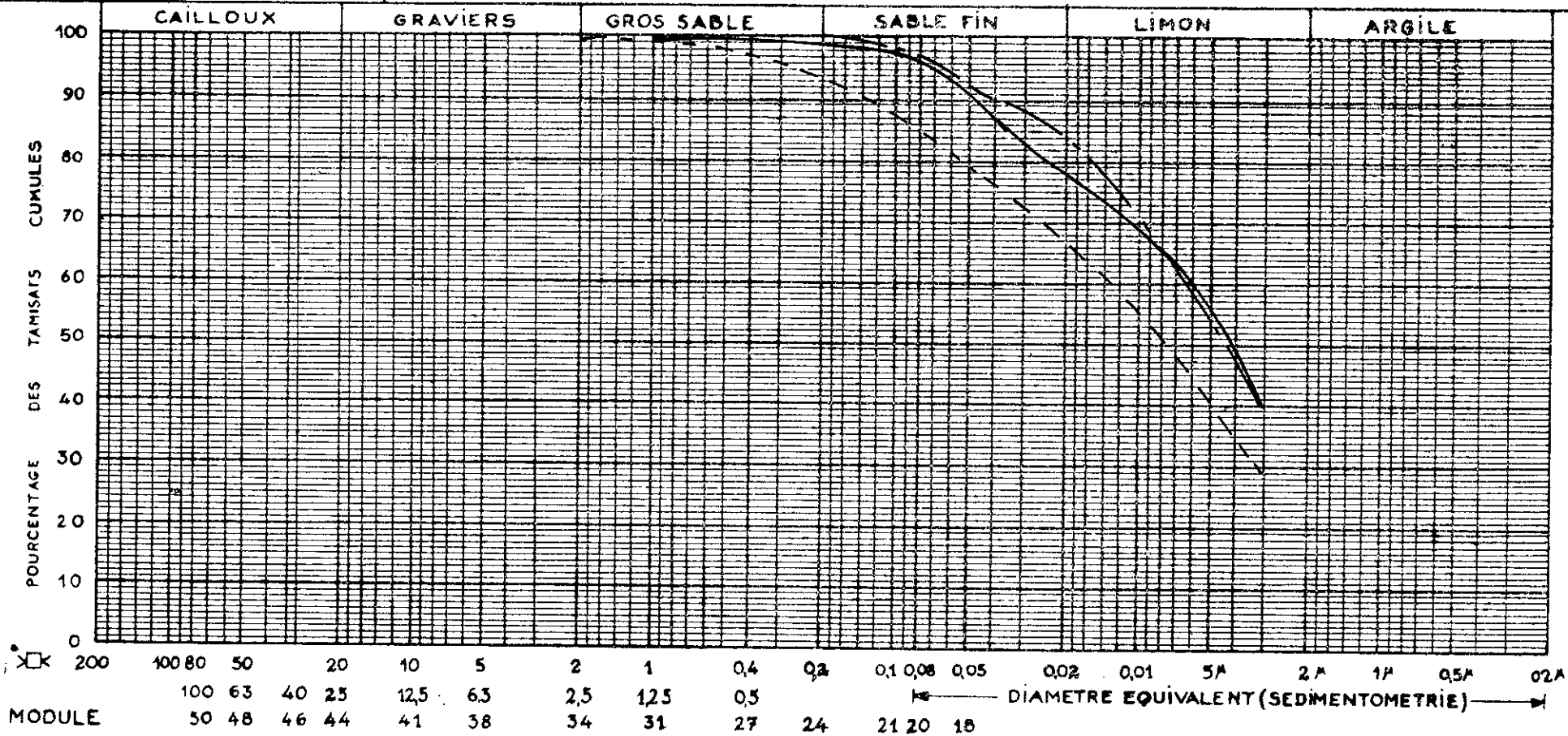
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'FL BIAR-

DÉSIGNATION	N°	Sgc	N° 1	Prof	11.50 - 11.70 m.
DES	N°	Sgc	N° 1	Prof	13.20 - 13.40 m.
ECHANTILLONS	N°	Sgc	N° 1		14.20 - 14.40 m.

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

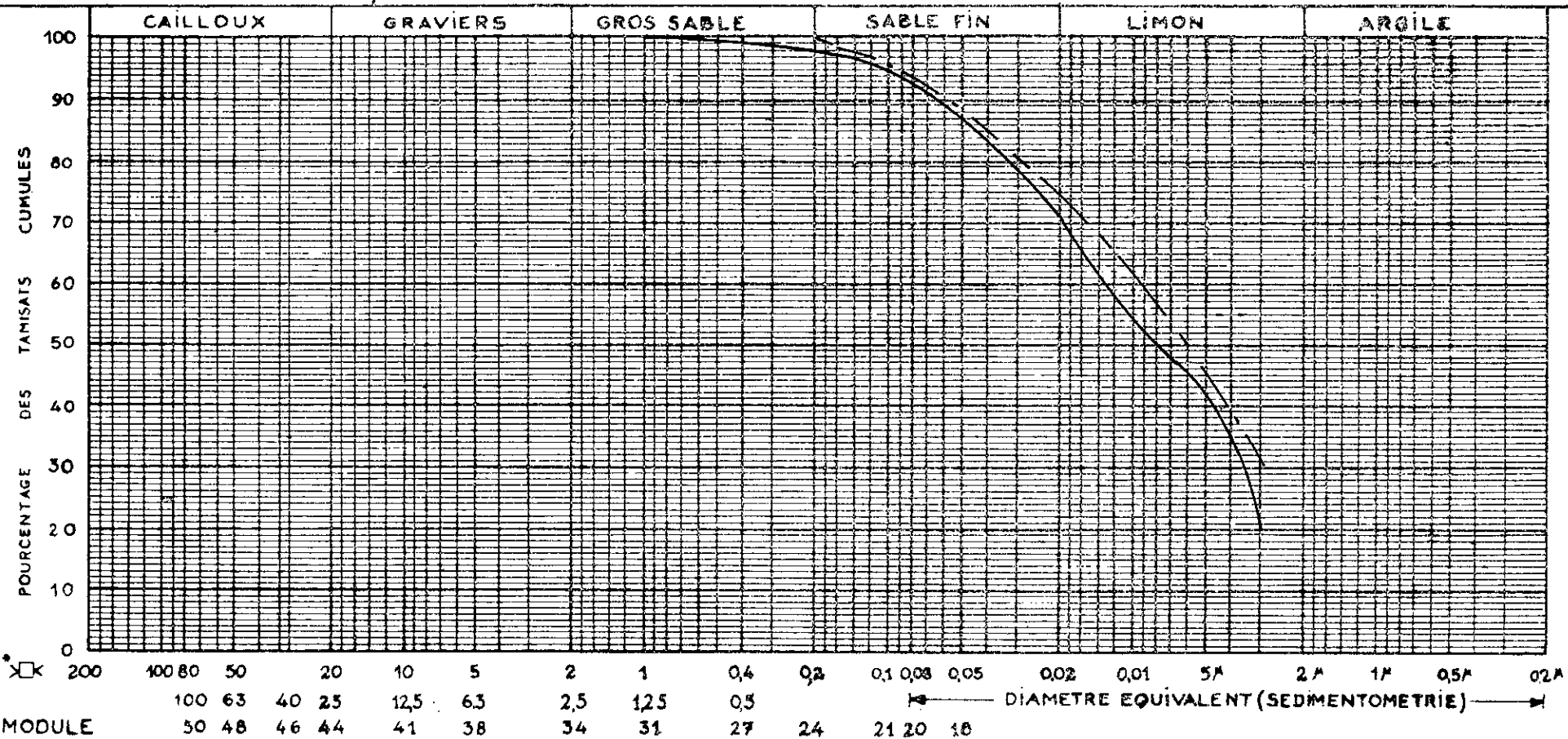
GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N° Sgc N° 1 Prof 16.70 - 17.00 M.
 N° Sgc N° 1 Prof 17.30 - 17.60 M.
 N°

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

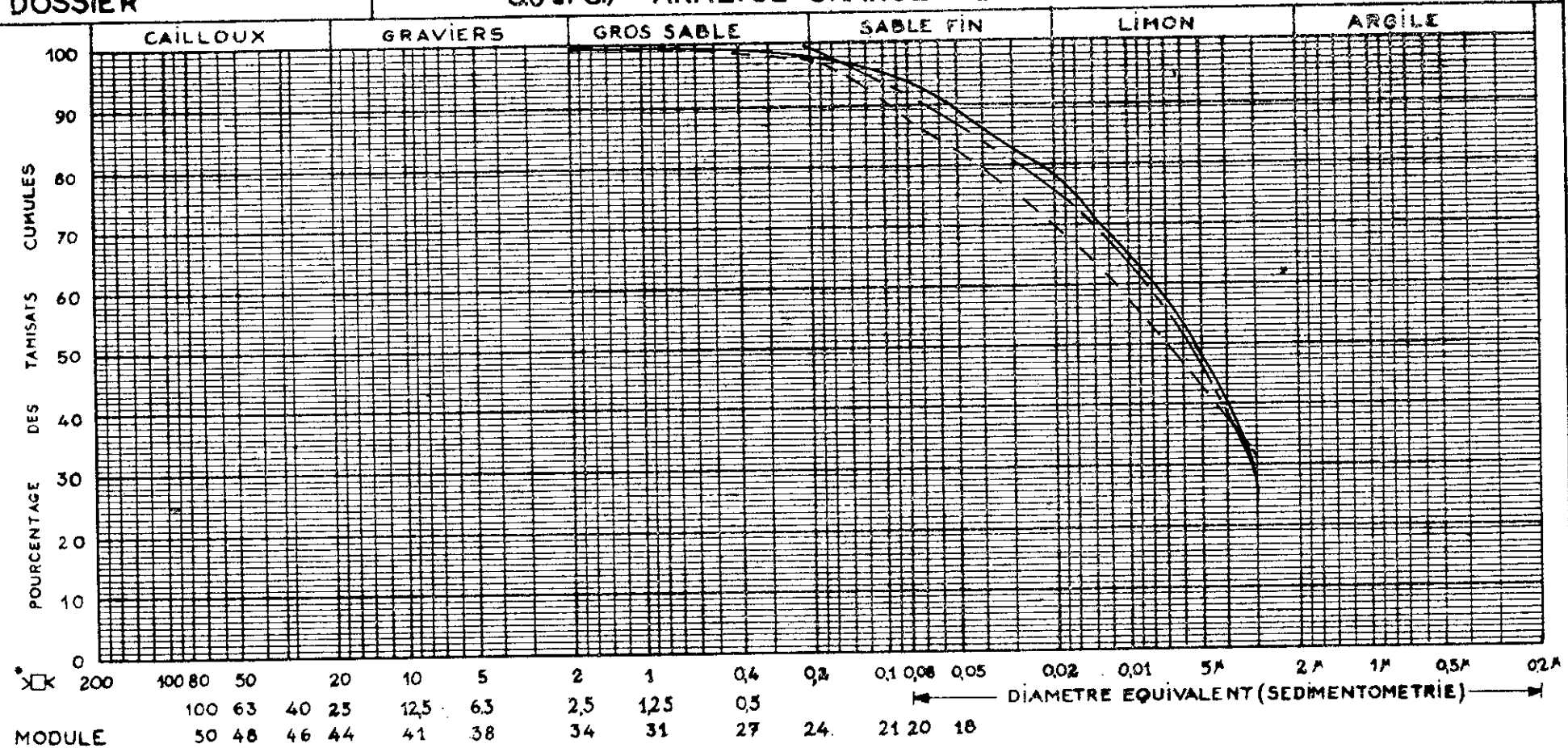
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	sge N° 1	Prof	18,30 - 18,60 m.
	N°	sge N° 1	Prof	21,60 - 21,80 m.
	N°	sge N° 1	Prof.	22,50 - 22,70 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	% < 80 ^μ	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____					
Ech. _____					
Ech. _____					

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL. BIAR.

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

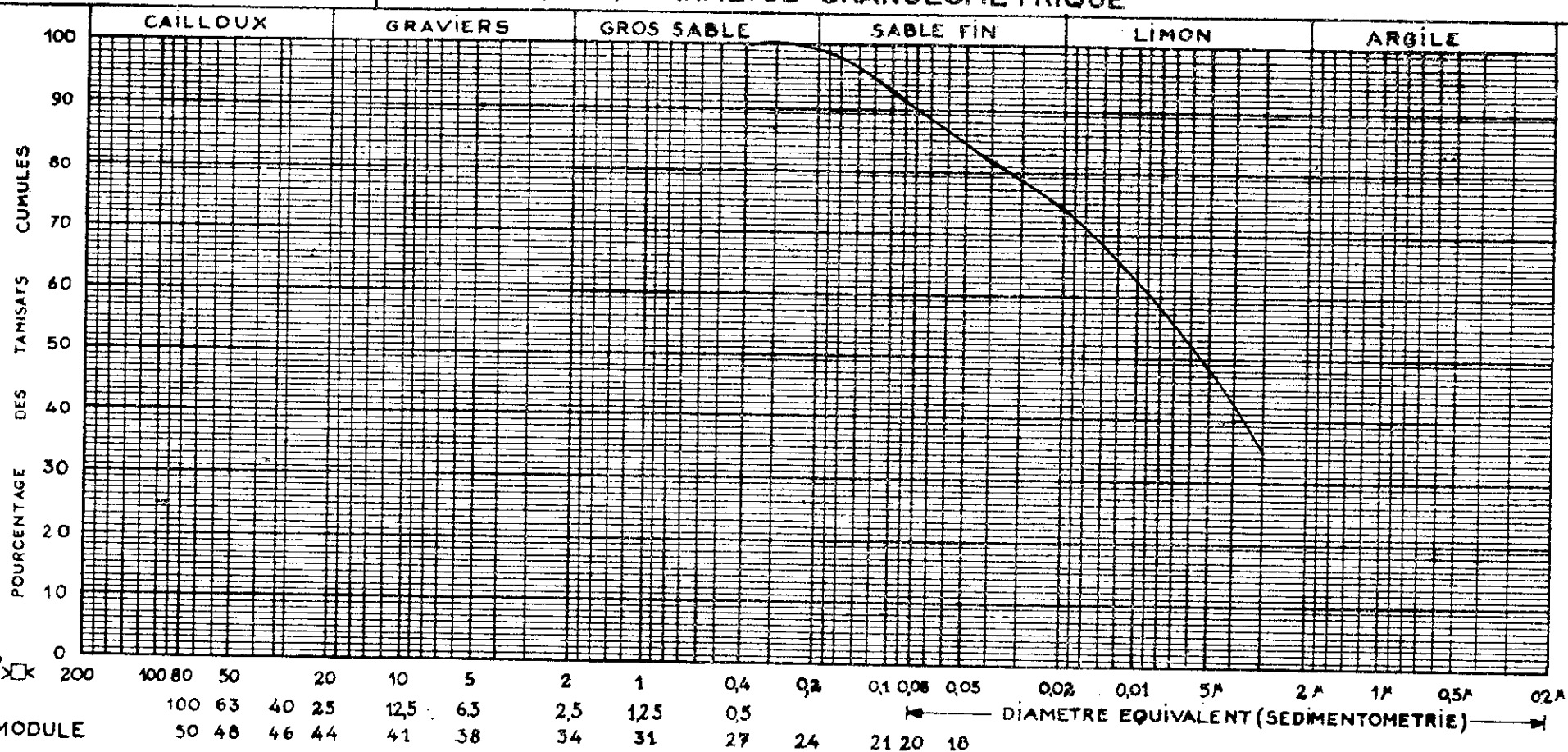
— N°
- - N°
- - - N°

Sge N°1

Prof 24.20 - 24.50 m.

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

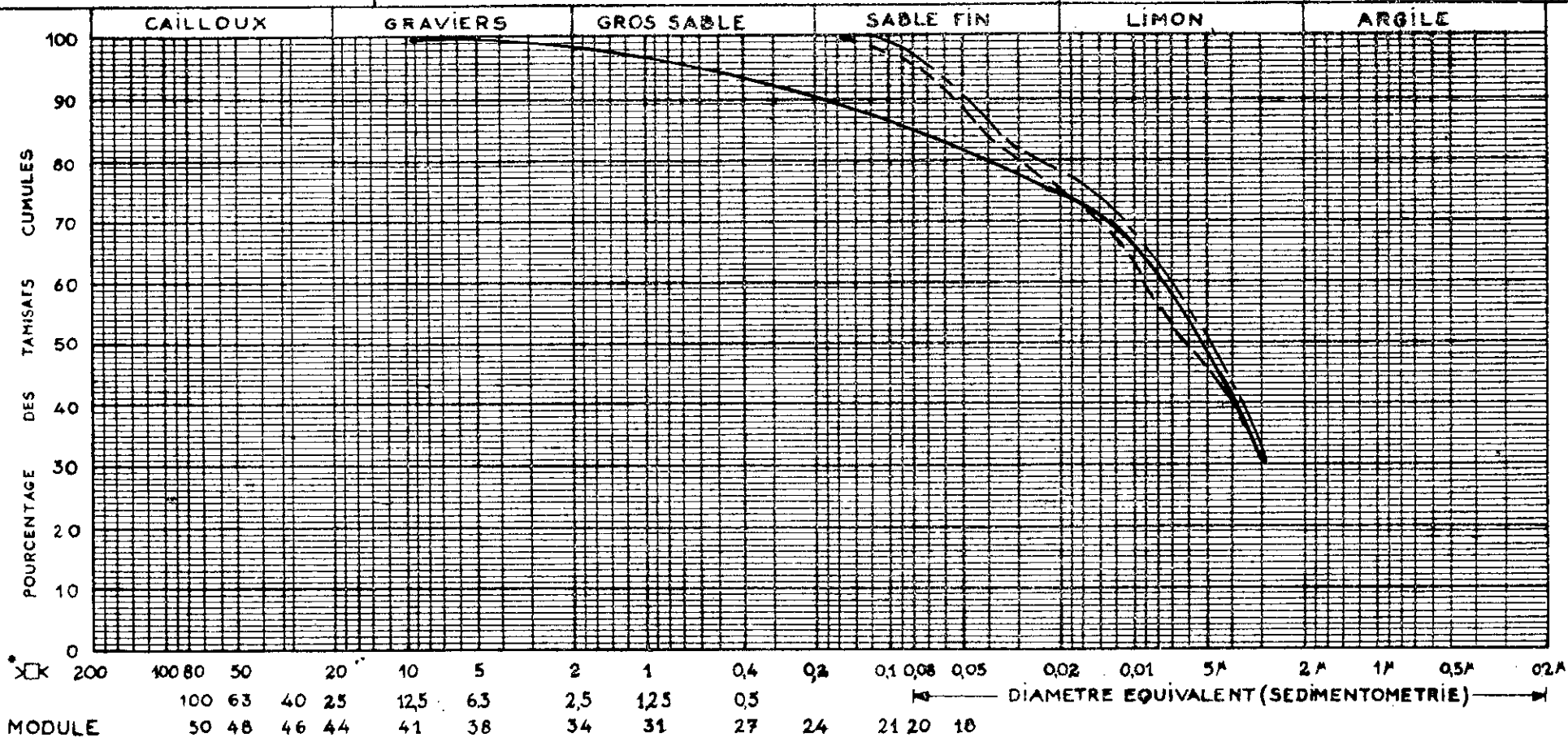
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL - BIAR -

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	Sgc N°2	Prof	7,40 - 7,75 m.
	N°	Sgc N°2	Prof	10,64 - 11,10 m.
	N°	Sgc N°2	Prof	13,00 - 13,64 m.

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

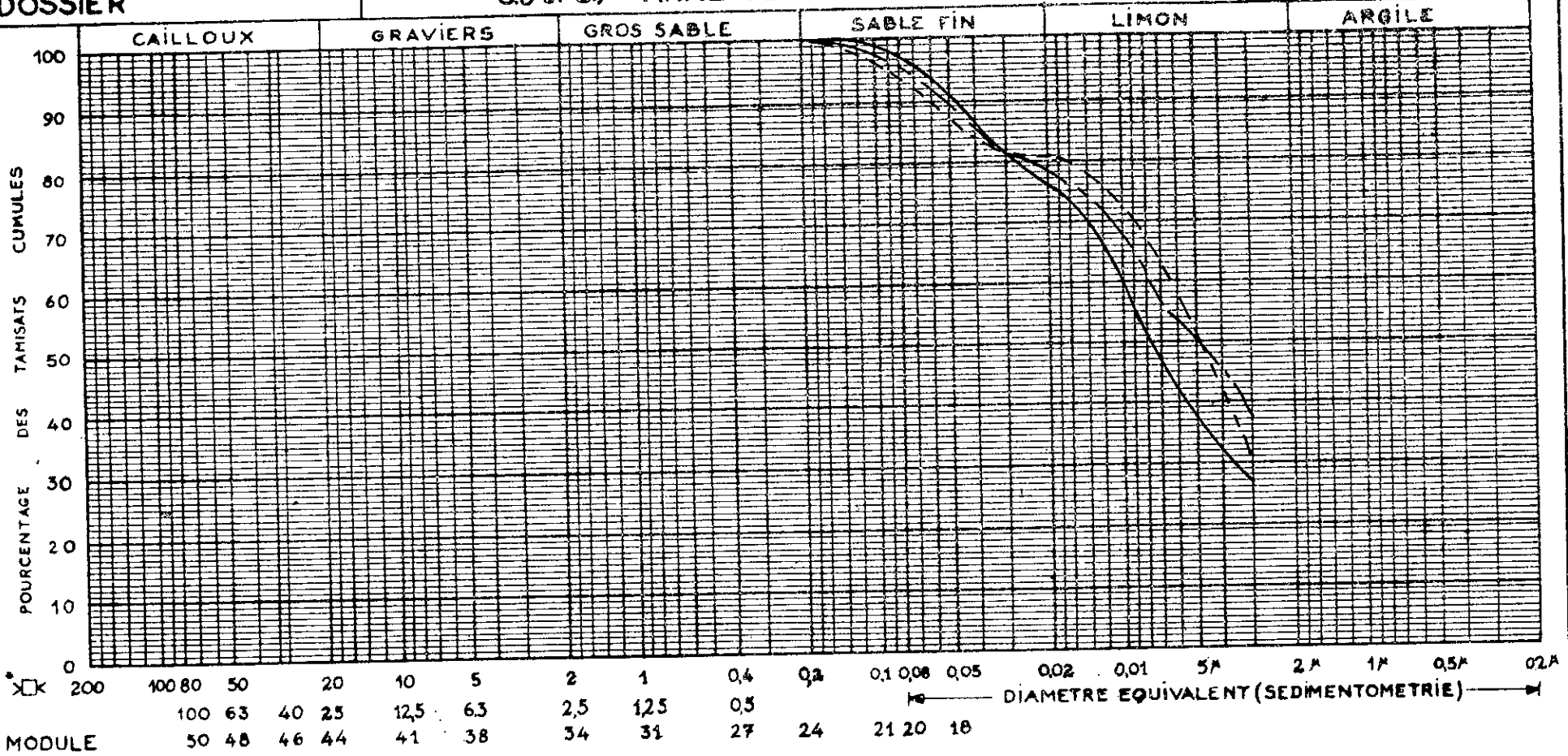
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	Sge N° 2	Prof 15,00 - 16,00 m.
	N°	Sce N° 2	Prof 20,00 - 20,65 m.
	N°	Sge N° 2	Prof 24,00 - 24,60 m.

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

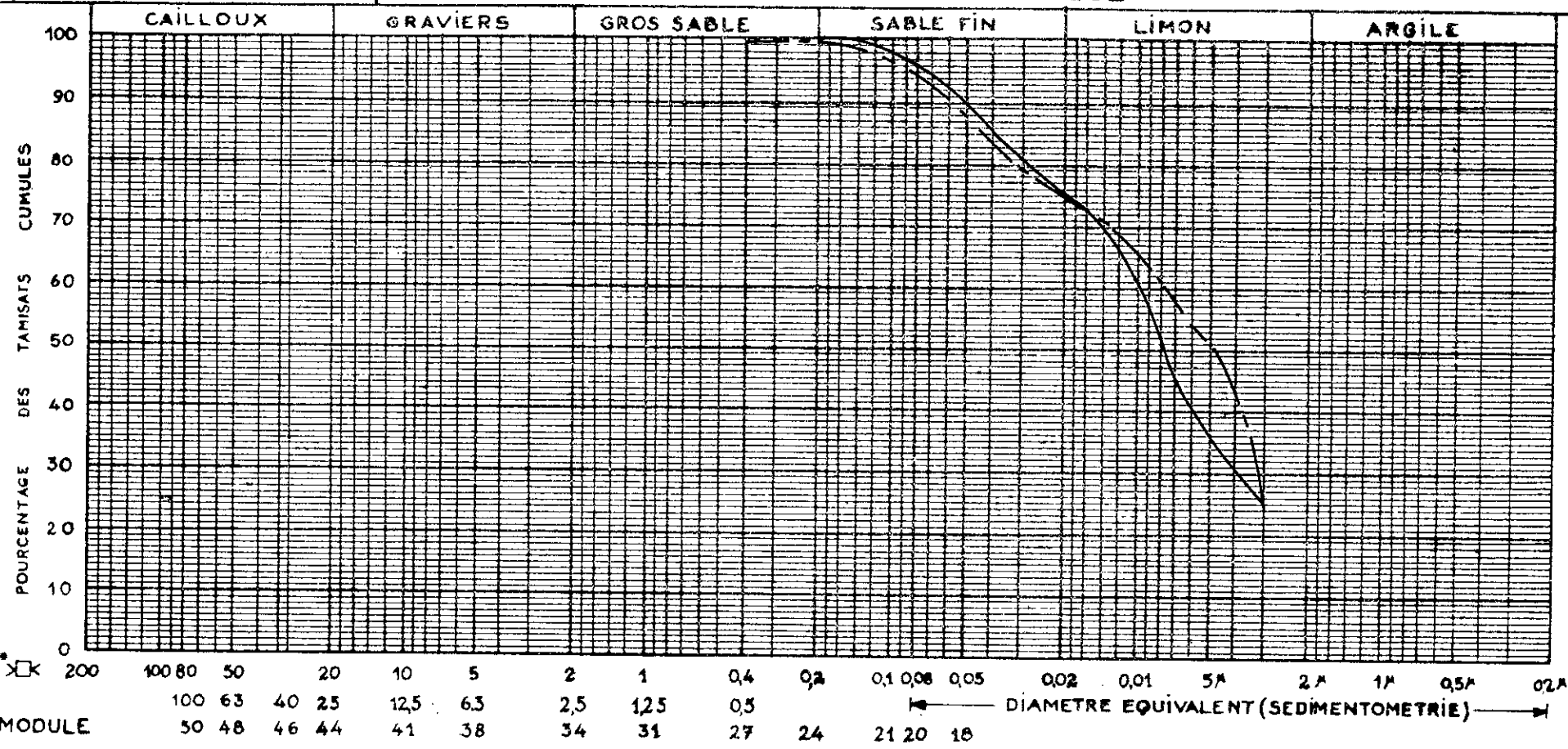
GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N° Sge N° 2 Prof 26,00 - 26,37 m.
 N° Sge N° 2 Prof 29,87 - 30,60 m.
 N°

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

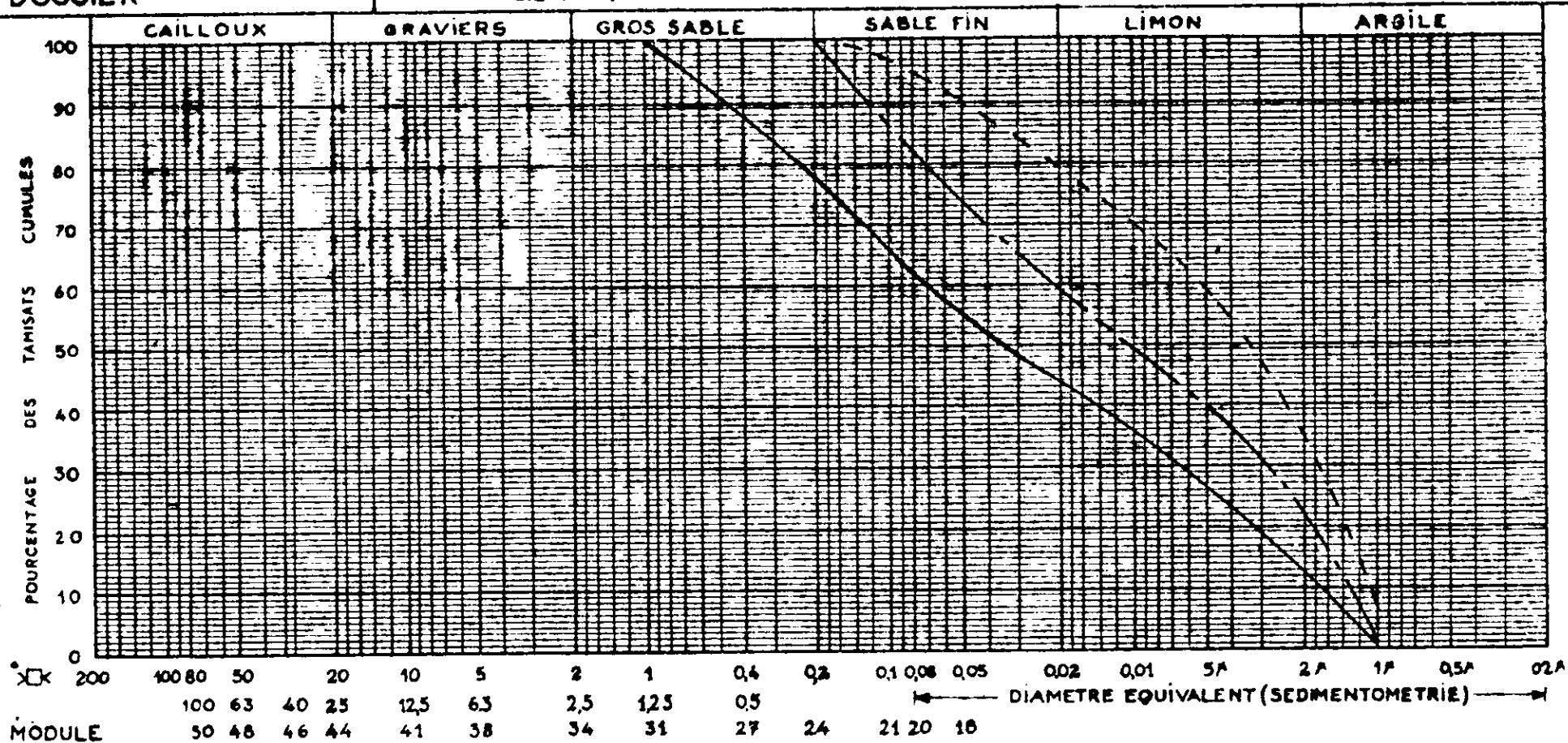
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR.

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS { N° Sgc N° 3 ech 1
 N° Sgc N° 3 ech 3
 N° Sgc N° 3 ech 4

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

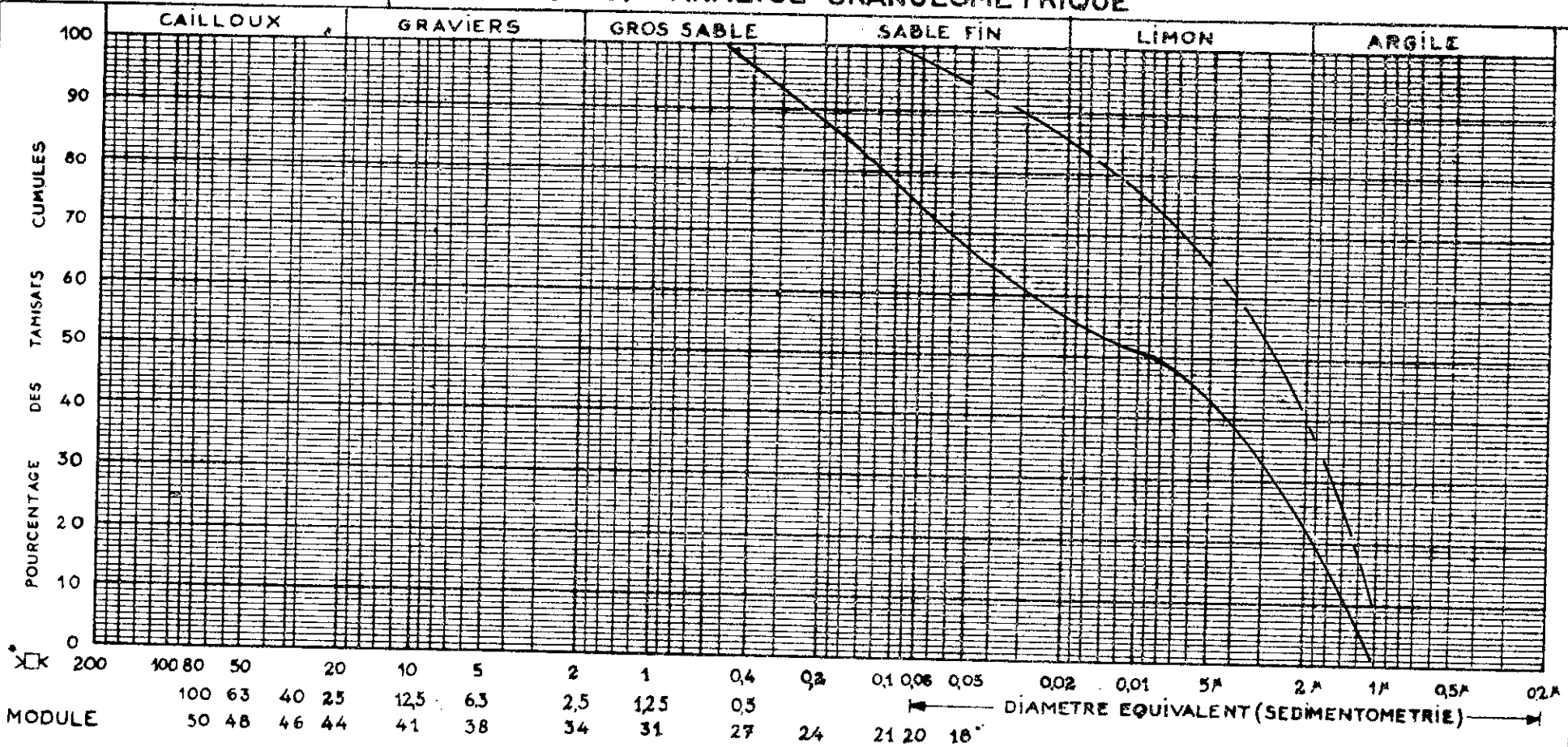
GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

——— N° sge n° 3 ech 5
 - - - N° sge n° 3 ech 6
 - - - N°

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Module	200	100	80	50	20	10	5	2	1	0.4	0.2	0.1	0.075	0.05	0.02	0.01	5µ	2µ	1µ	0.5µ	0.2µ	
Module	50	48	46	44	41	38	34	31	27	24	21	20	18									

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

L. T. P. C.

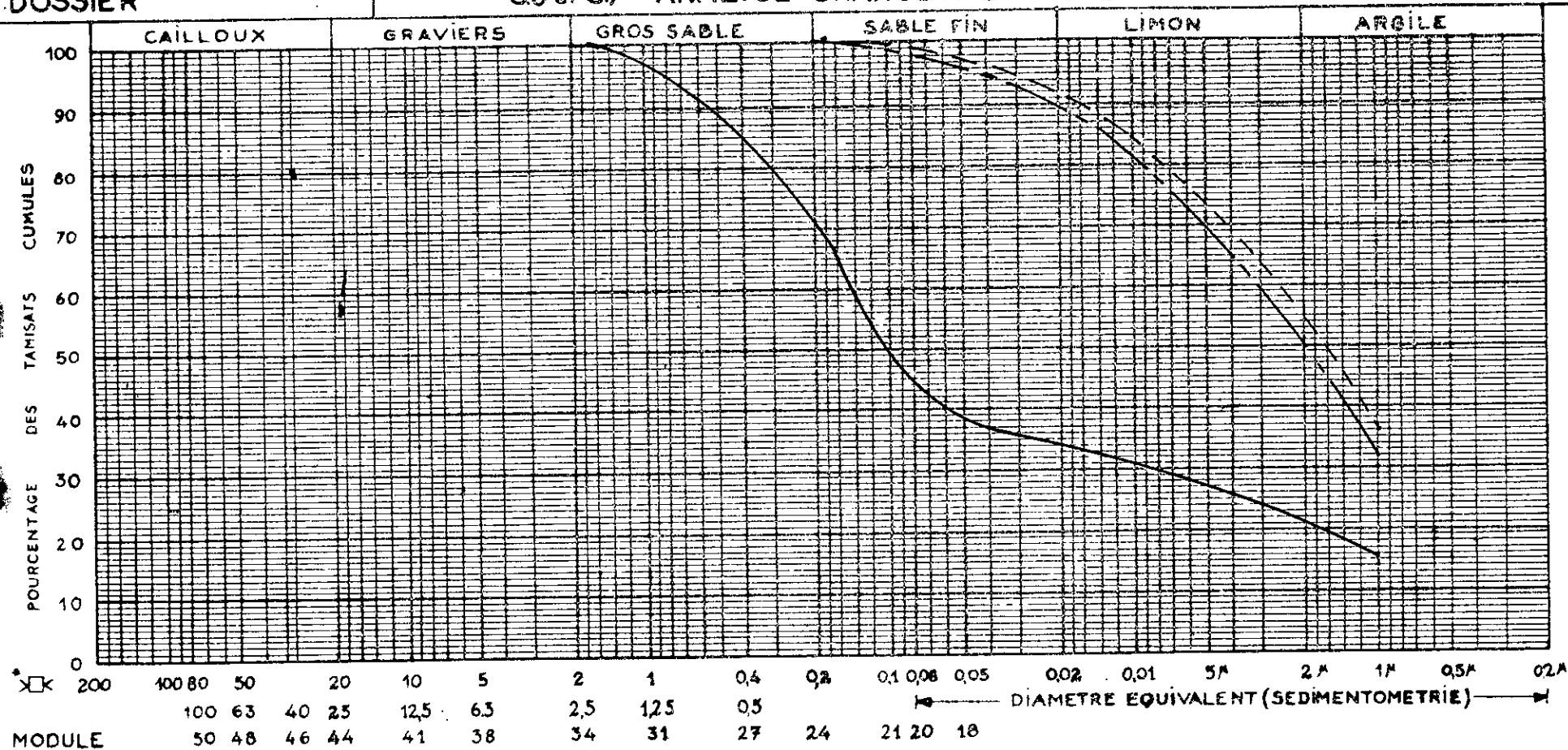
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	Sge N° 6	ech	1
	N°	Sge N° 6	ech	2
	N°	Sge N° 6	ech	3

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

L. T. P. C.

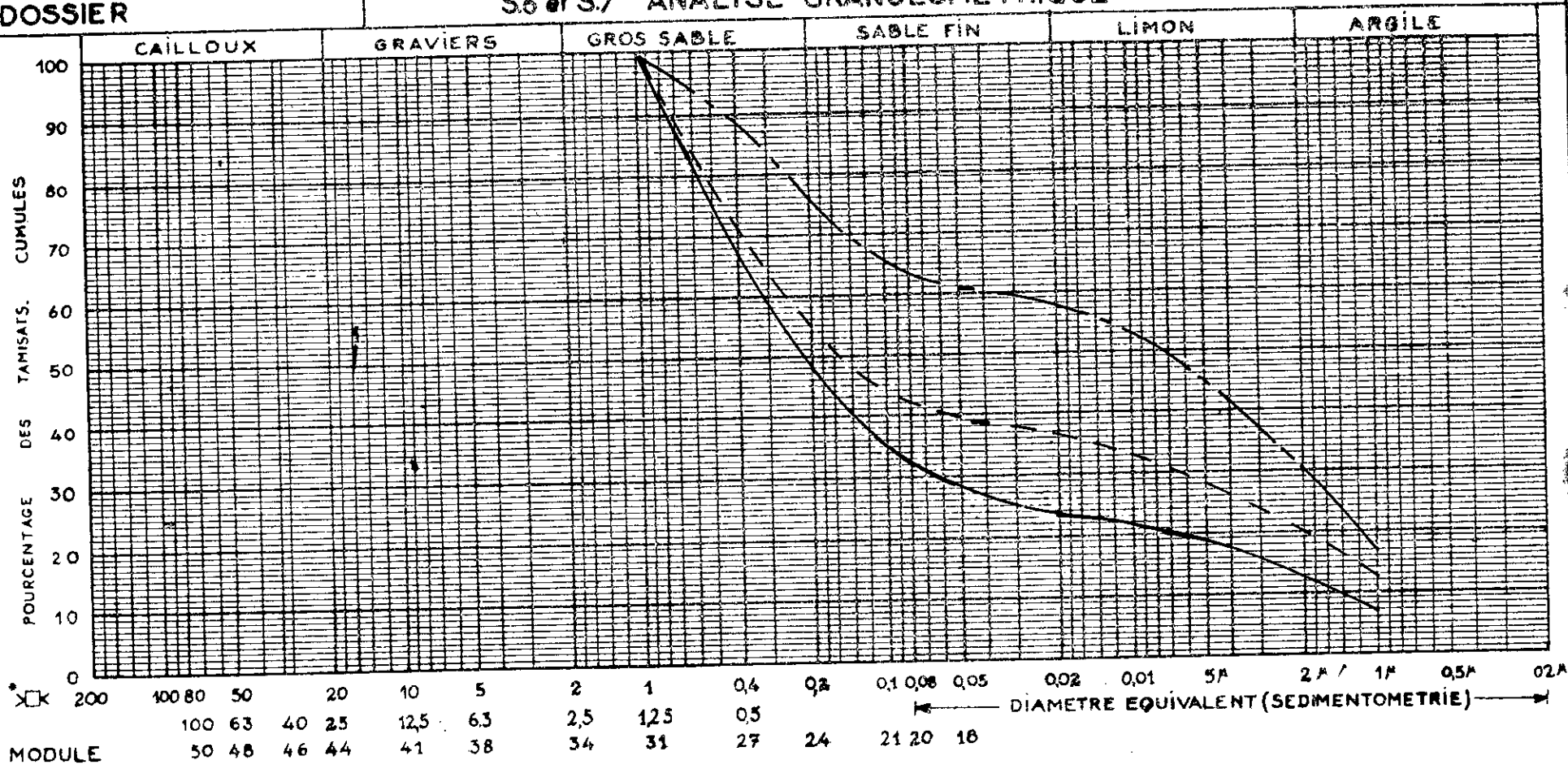
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR

DESIGNATION DES ECHANTILLONS { N° sge N° 15 ech 1
 N° sge N° 15 ech 2
 N° sge N° 15 ech 4

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L. (< 80μ)	W.P.	W.R.	
Ech. _____					
Ech. _____					
Ech. _____					

L. I. P. C.

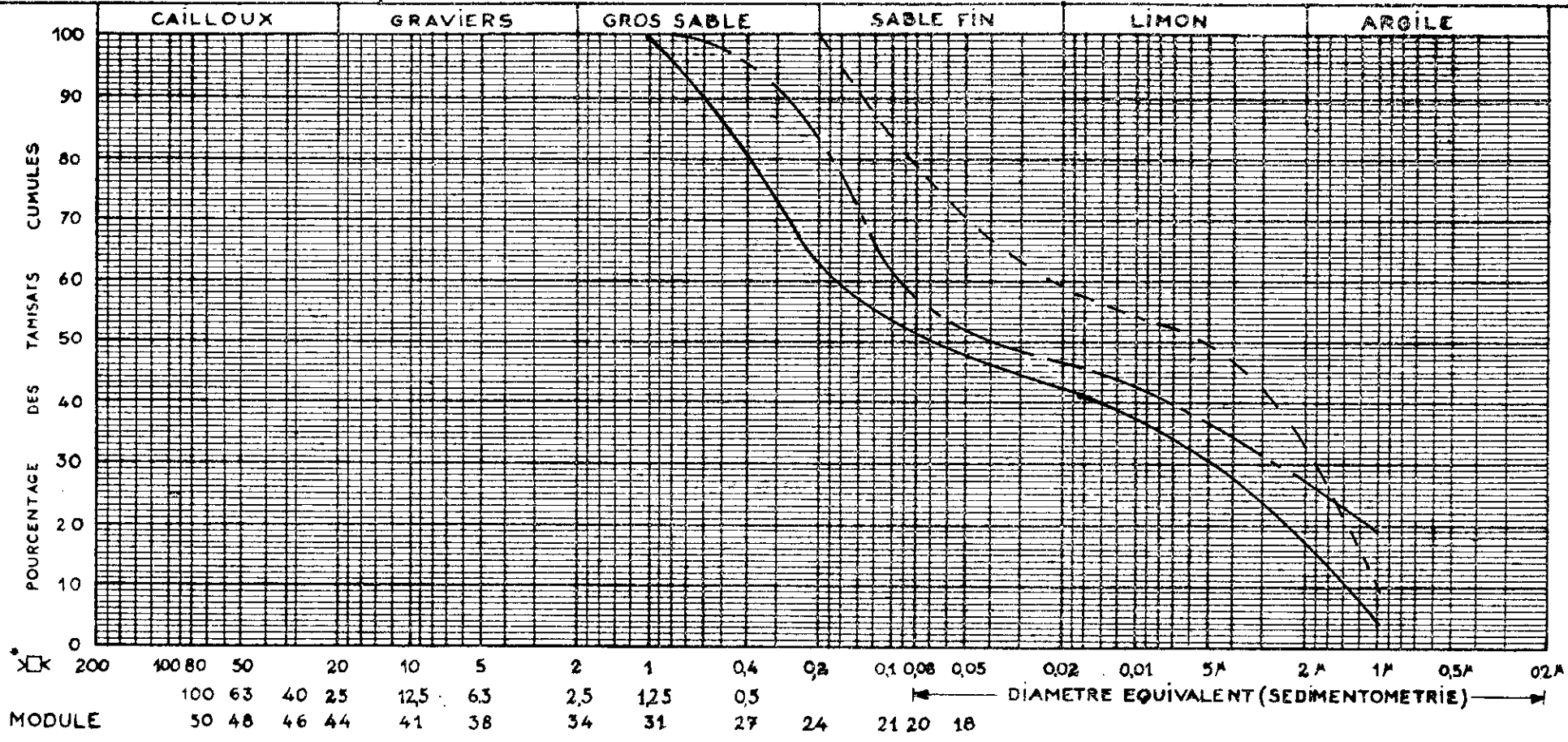
GLISSEMENT D'EL BIAR

HUSSEIN-DEY ALGER

DÉSIGNATION	N°	Sge N° 15	ech 10
DES	N°	Sge N° 15	ech 11
ÉCHANTILLONS	N°	Sge N° 15	ech 21

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.6 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____					
Ech. _____					
Ech. _____					

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR-

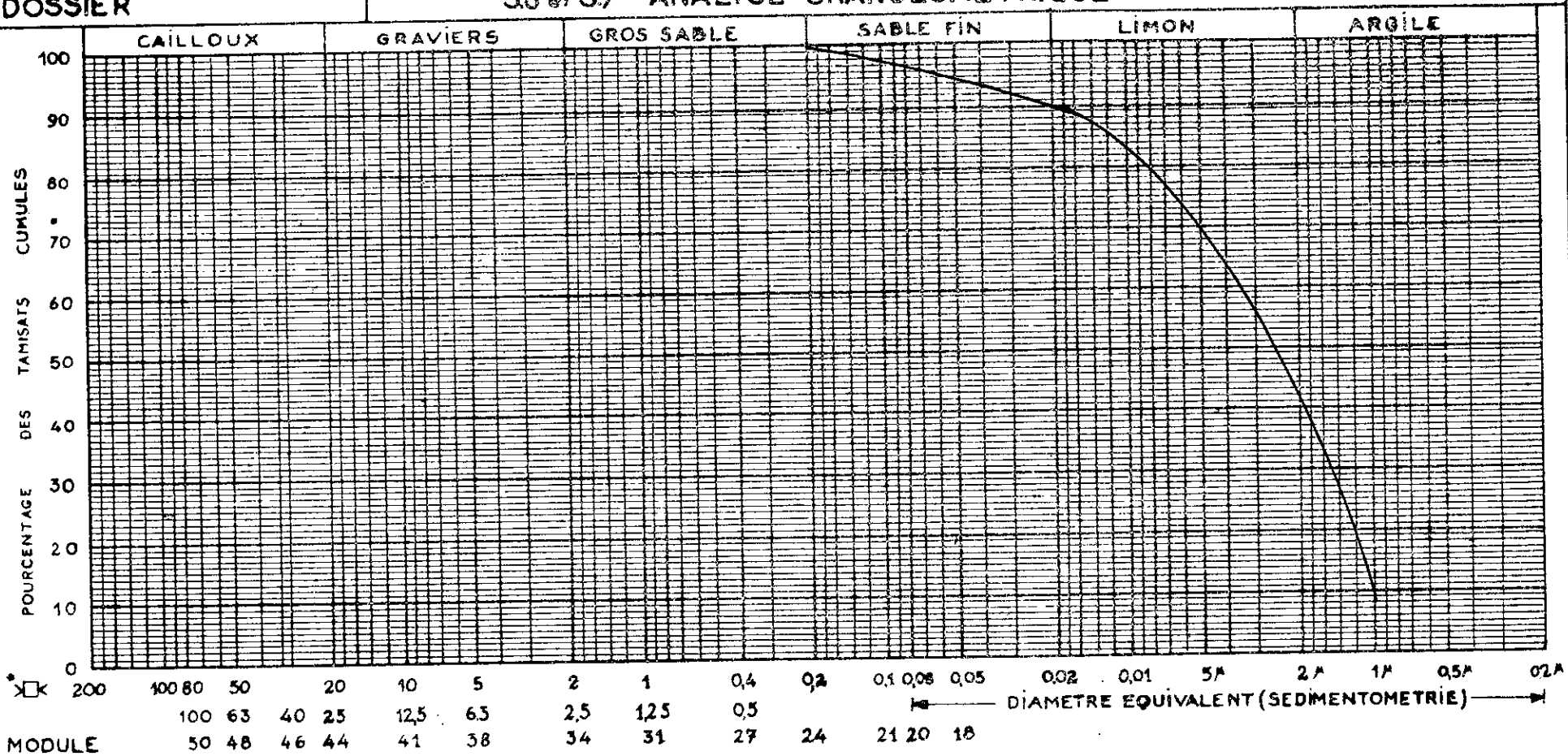
DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N°
N°
N°

Sge n° 15 ech 27

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____	< 80%				
Ech. _____					
Ech. _____					

L. T. P. C.

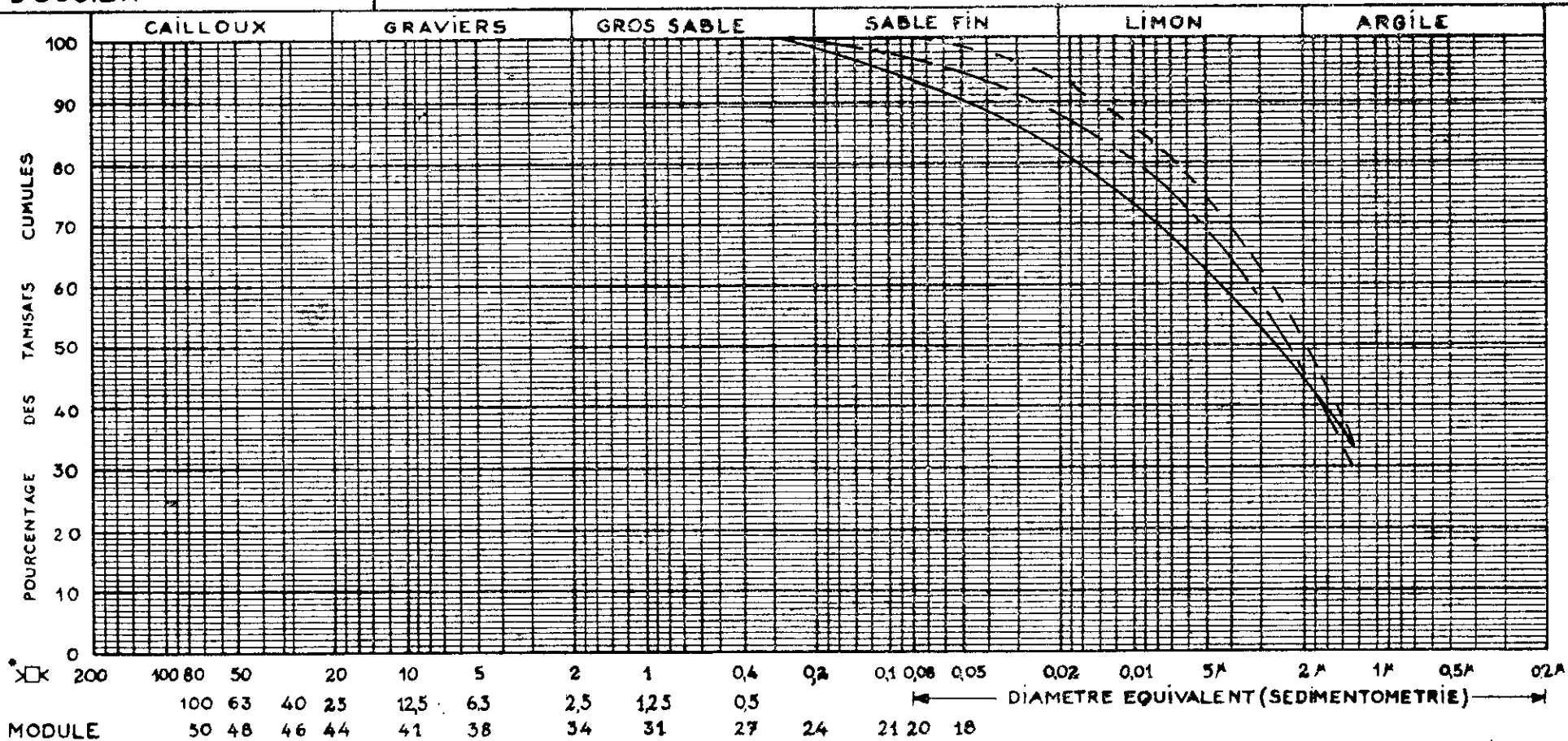
HUSSEIN-DEY ALGER

GLISSEMENT D'EL BIAR.

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS { N° sge N° 32 ech 1
 N° sge N° 32 ech 4
 N° sge N° 82 ech 5

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

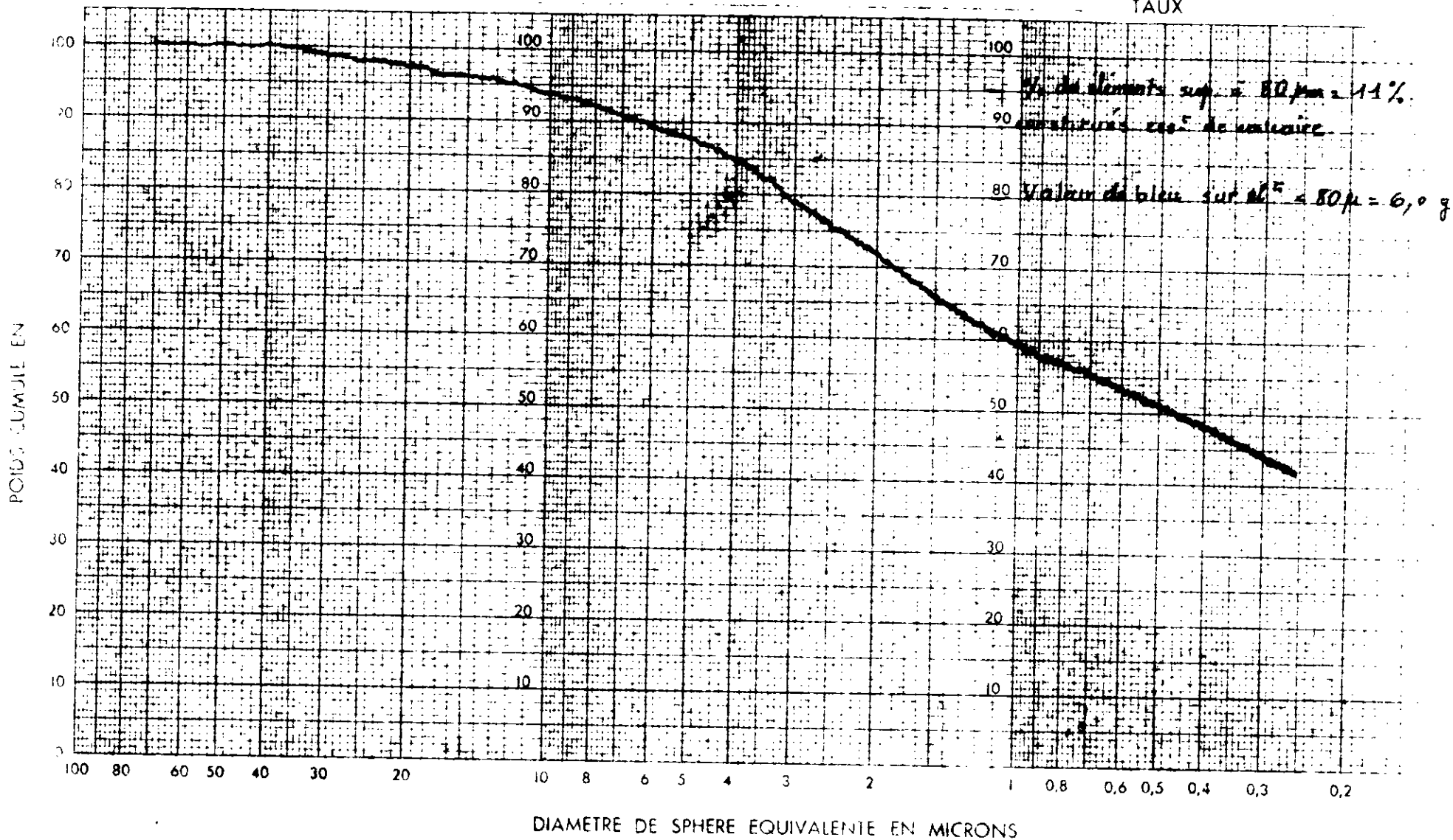


	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____	< 80 μ				
Ech. _____					
Ech. _____					

Préparation

TEMPERATURE

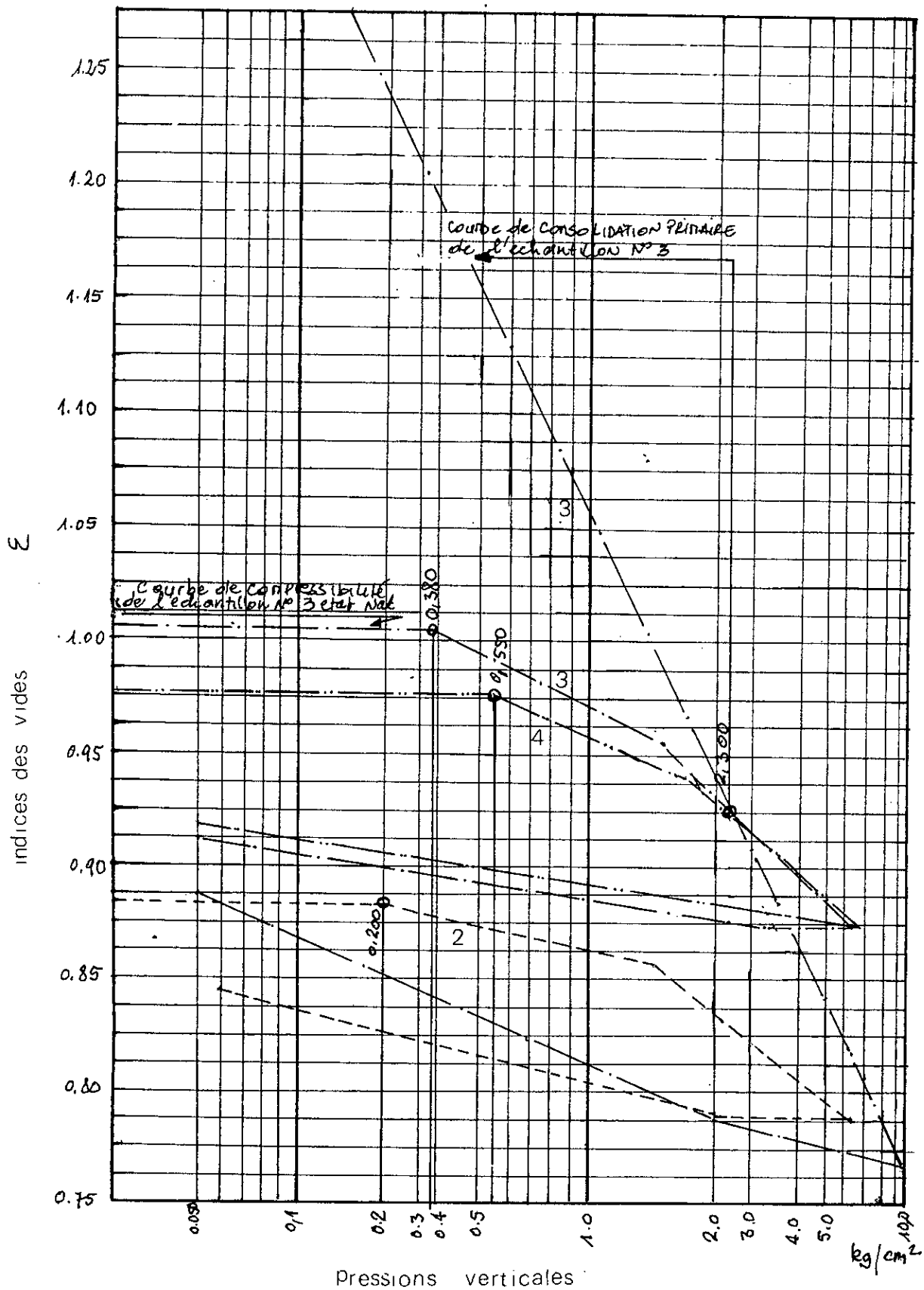
TAUX



COULTRONICS FRANCE S.A

15, rue de la République
95120 MARGENCY

RESULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSIBILITE



Compressibilités des échantillons 2, 3 et 4 sondage 4.

L.N.T.P.B.

Dossier n°

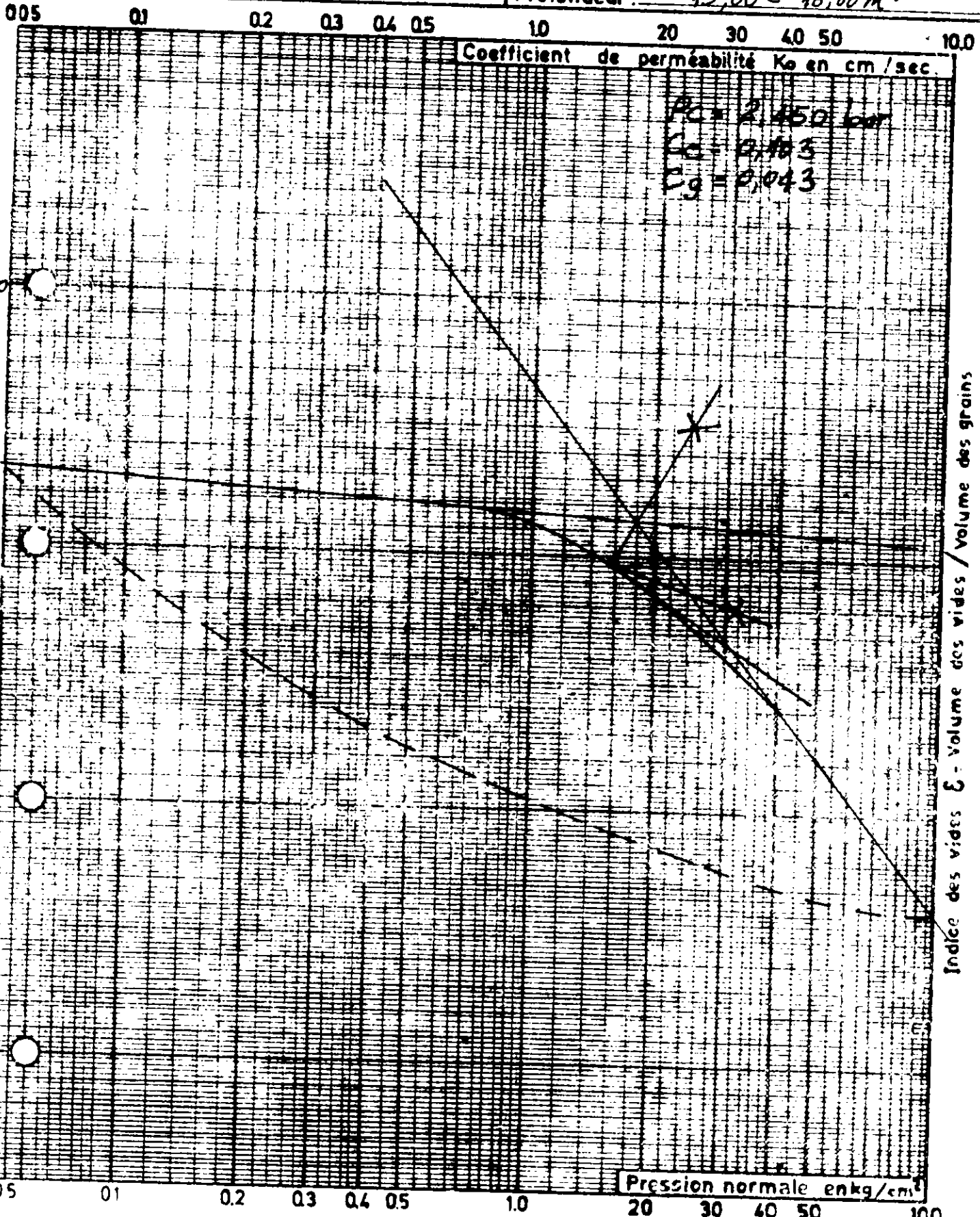
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

TELEMLY

Sondage: N° 2

Echantillon: IV Marne grise

Profondeur: 15,00 - 16,00 m.



1000
1000
1000

1000
1000
1000

1000
1000
1000

1000

1000

1000

1000
1000
1000

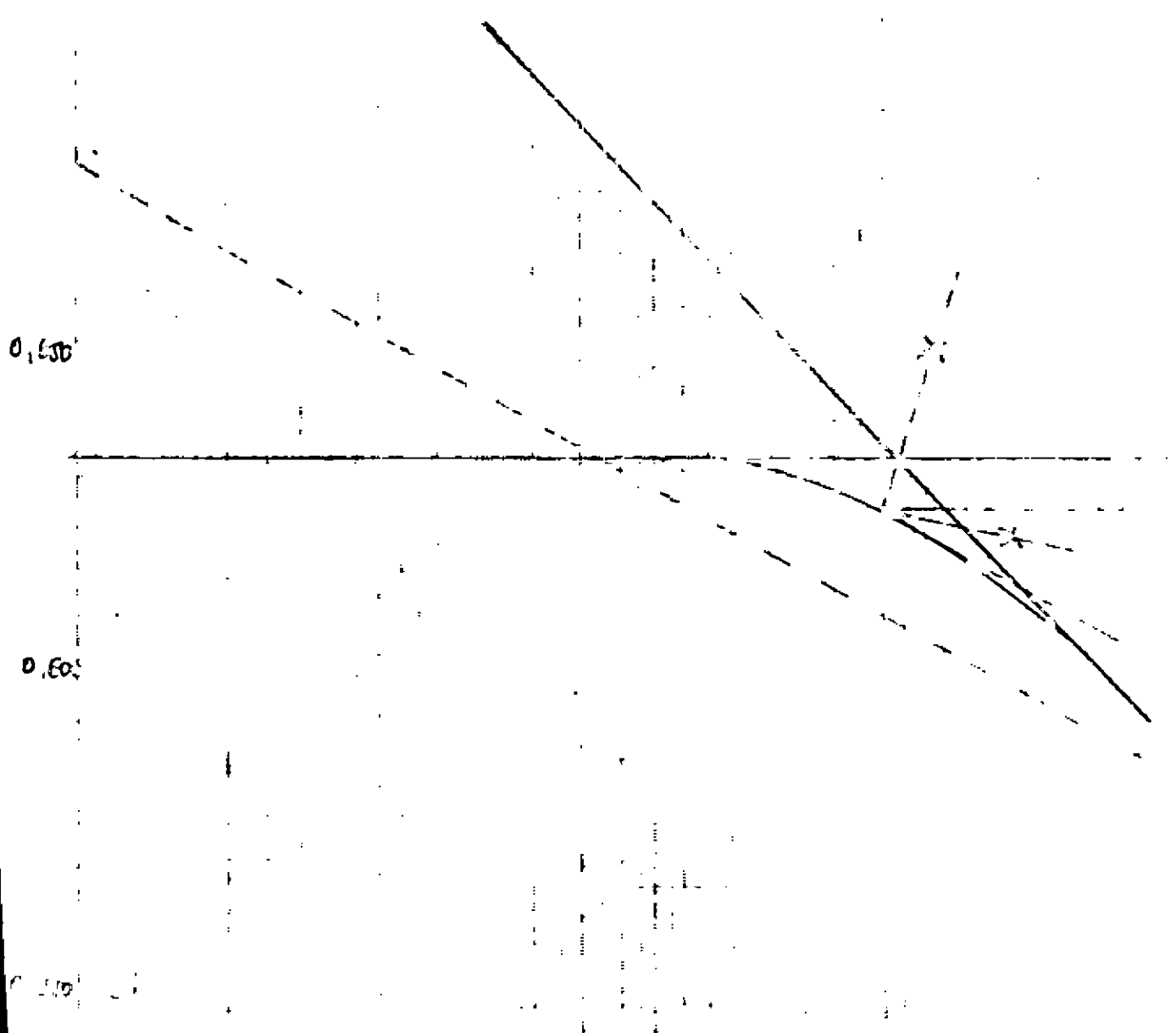
25
26
27



28
29
30

12. 11. 1952
 1. 11. 1952
 1. 11. 1952
 1. 11. 1952
 1. 11. 1952

$F_c = 2,200 \text{ m}$
 $C_c = 0,02$
 $C_g = 0,010$



RESULTATS DES RELEVES TOPOGRAPHIQUES

Note : Les relevés ont consisté à poursuivre en ΔX , ΔY et ΔZ les mesures effectuées antérieurement.

Piezo D4

Point situé à l'Ouest de
la Rue Laperlier à 137 m
du P D5 sur la pente, et à
16 m du ravin.

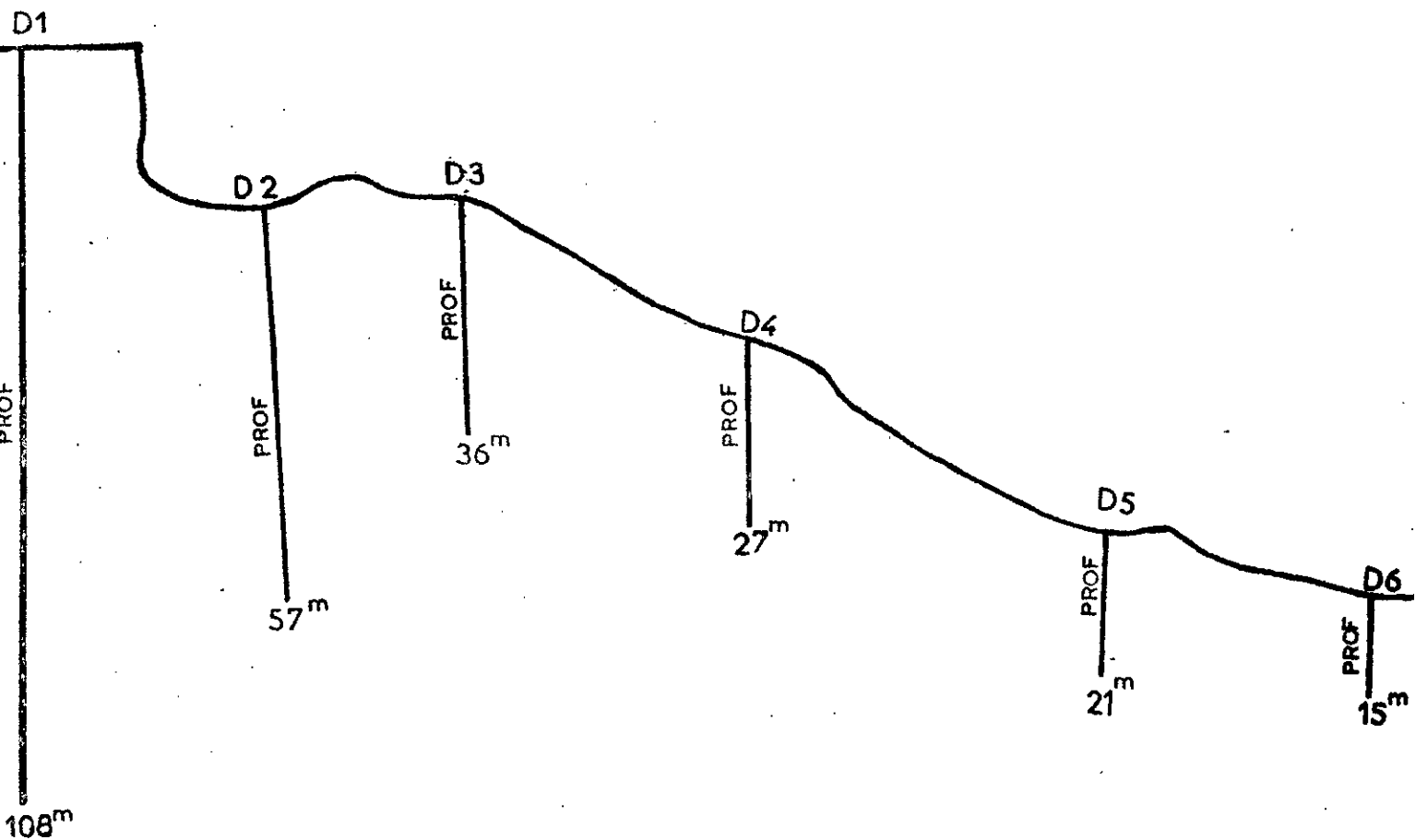
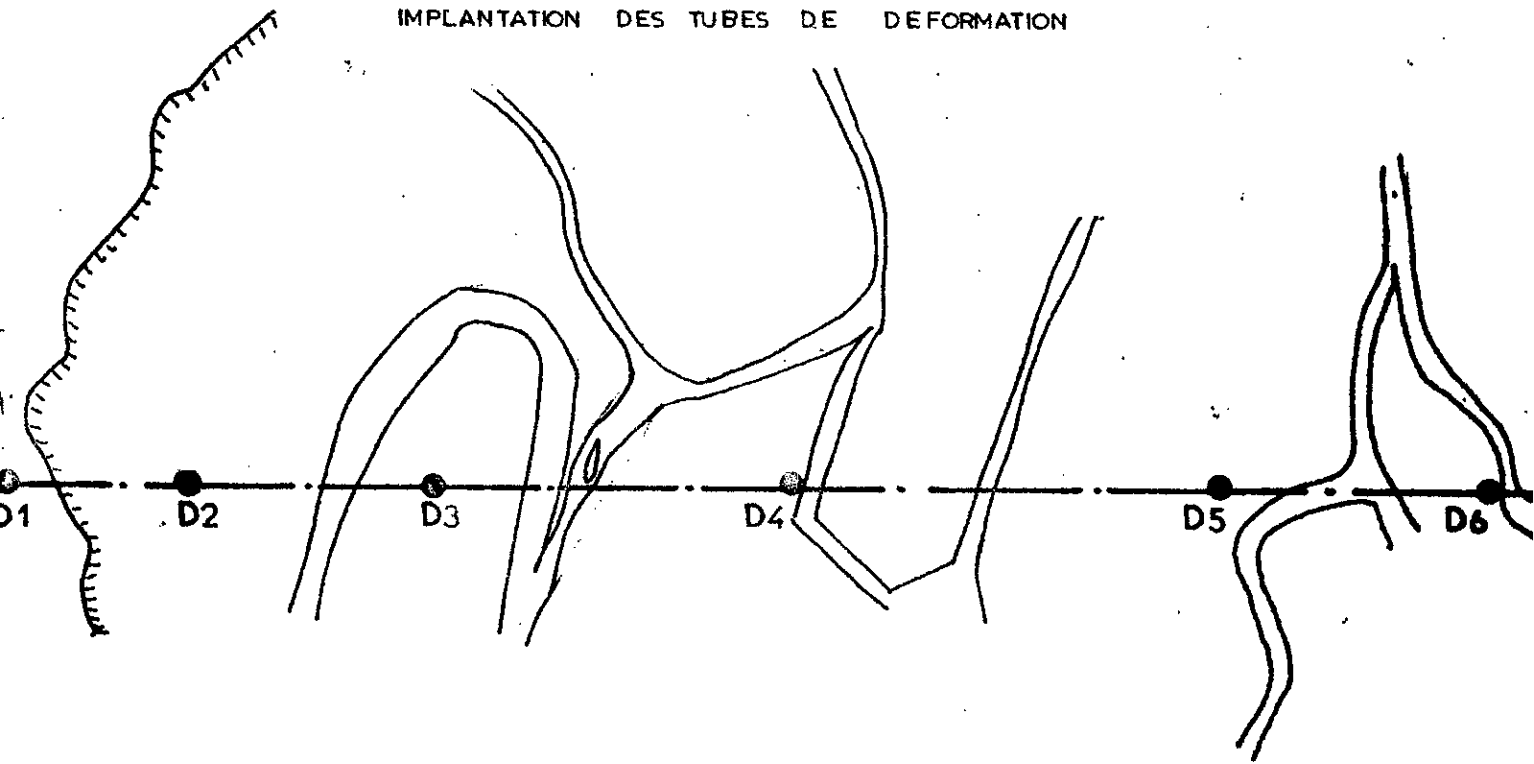
OBSERVATIONS	DEPLACEMENTS						DEPLACEMENT-LINE- X.Y X AIRF
	Coord. X	D.X	Coord. Y	D.Y	Côte. Z	D.Z	

OBSERVATIONS

Stes	X	D.X	Y	D.Y	Z	D.Z	Dates	X	D.X	Y	D.Y	Z	D.Z
1 6.80	17.546,56		7 787,82				9						
		+ 7		- 6									
2 0.80	17.546,63		7 787,76		131.469		10						
		+ 8		- 9		-199							
3 3.81	17.546,71		7 787,76		131.270		11						
		+13		-11		-50							
4 1.81	17.546,84		7 787,56		131.220		12						
		48		-32		-458							
5 0.83	17547,82		7787,24		130,762		13						
		24		-17									
6 .84	17547,56		7788,07				14						
							15						
							16						

RESULTATS DES MESURES INCLINOMETRIQUES 27
(avec implantation des inclinomètres)

IMPLANTATION DES TUBES DE DEFORMATION



ALGER GLISSEMENT ST RAPHAEL TELEMLY

INCLINOMETRE N°D3

Profondeur
en metres

EST (mm) +40 +30 +20 +10 0 -10 -20 -30 -40 -50 -60 -70 (mm) OUEST

17/06/80

1/09/80

22/10/80

5

10

15

20

25

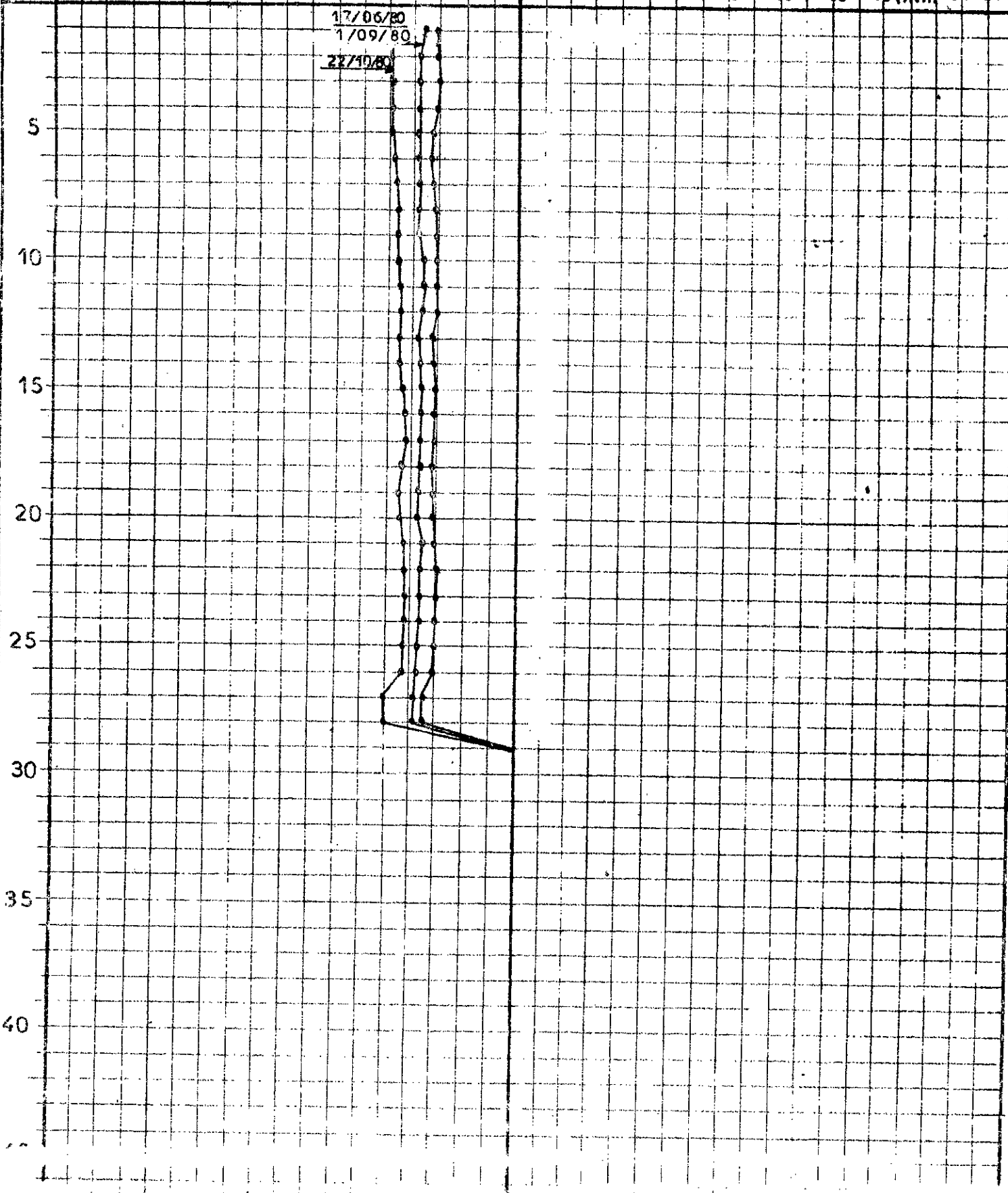
30

35

40

45

50



ALGER GLISSEMENT ST RAPHAEL-TELEMLY

INCLINOMETRE N° D 4

Profondeur
en metres

SUD (mm) -30 -20 -10 0 +10 +20 +30 (mm) NORD

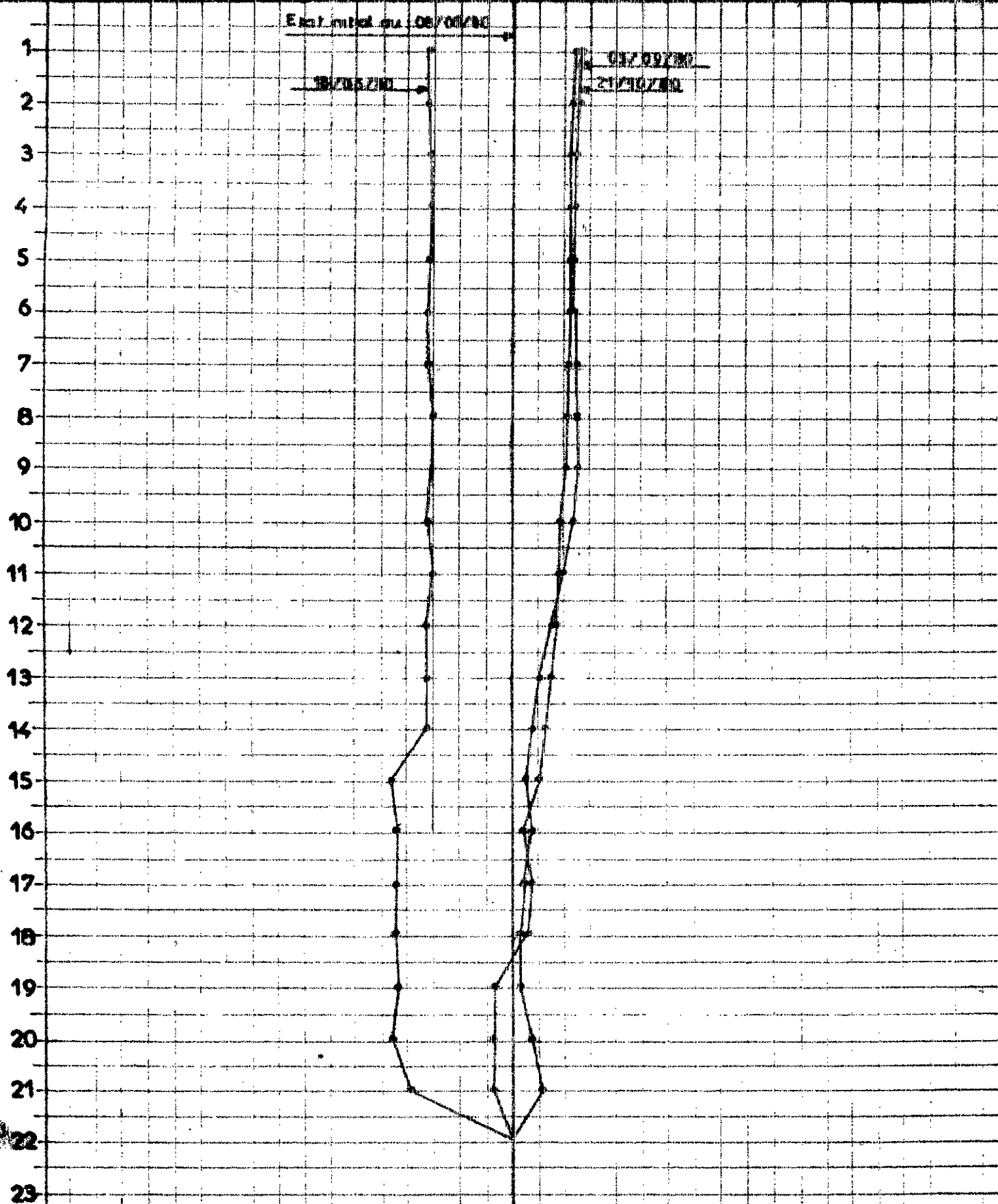


ALGER GLISSEMENT ST RAPHAEL-TELEMELY

INCLINOMETRE N° D 4

Profondeur
en mètres

EST (mm) +30 +20 +10 0 -10 -20 -30 (mm) OUEST



Profondeur
en mètre

ALGER GLISSEMENT ST RAPHAEL TELEMLY

INCLINOMETRE N° DS

EST (mm) +30 +20 +10 0 -10 -20 -30 (mm) OUEST

Etat initial de l'inclinaison

18/05/80

(LE 03/09/80 mesures E/W non réalisables)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23



Profondeur
en metres

ALGER GLISSEMENT ST RAPHAEL TELEMLY

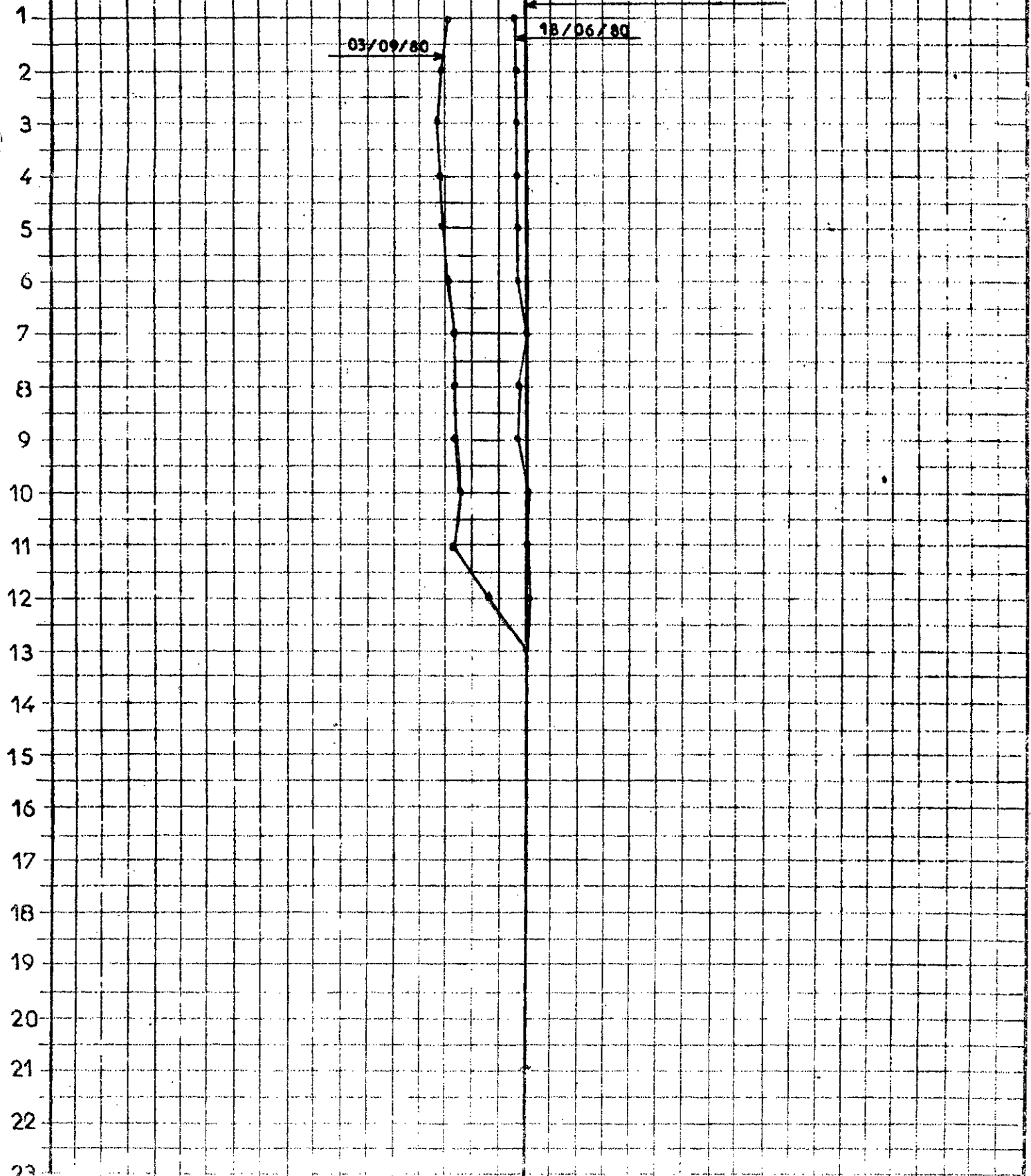
INCLINOMETRE N° D 5

SUD (mm) -30 -20 -10 0 +10 +20 +30 (mm) NORD

Etat initial au 06/06/80

03/09/80

18/06/80



Profondeur
en mètres

ALGER GLISSEMENT D'EL BIAR

INCLINOMETRE N° D6

SUD -40 -30 -20 -10 0 +10 +20 +30 +40 NORD

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23

21/06/80

06/06/80



B I B L I O G R A P H I E

B I B L I O G R A P H I E

1. AGARD M., Les glissements et éboulements des quartiers St-Raphaël et Télémly à Alger, Annales des Ponts et Chaussées 1948, p.465-480
2. AMAR S., GAUDIN B., LEGRAND J., Franchissement des zones instables par des voies autoroutières. Bulletin L.P.C. n° 75 - 1975, p.126-136
3. AMAR S., BLONDEAU F., FOLLACI J.P., SCHLOSSER F., Menaces d'effondrement d'un remblai en zone montagneuse. Bulletin L.P.C. n° 75 - 1975, p. 137-140
4. ANTOINE P., FABRE D., Géologie appliquée au génie civil, Masson, 1980
5. BEN ACHOUR R., AHMED MERDOUKH A., La coulée de solifluxion de Bougara, Mémoire de fin d'études, Université d'Alger, Institut de Géographie, Juin 1978, p. 32
6. Comité Français de Mécanique des Sols, le comportement des sols avant la rupture. Bulletin de liaison laboratoire Ponts et Chaussées, numéro spécial 1972, p. 58-65
7. DIAREZ J., Table ronde sur les correlations de paramètres en mécanique des sols, Ecole Centrale des Arts et Métiers, 1972
8. BLONDEAU F., JOSSEAUME H., Mesures de la résistance au cisaillement résiduelle au laboratoire, Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Spécial Mars 1976, p. 90-106
9. BUSTAMANTE F., Les tirants d'ancrage injectés précontraints. Note technique du Département Sols et Fondations - L.C.P.C. 1979

10. CAMBEFORT H., Géotechnique de l'ingénieur, Moniteur, 1972, p. 230-234
11. CARTIER G., Guide pour les études et les confortements de glissement de terrain, Programme des Nations Unies pour le développement Varsovie, Décembre 1981
12. CARTIER G., Recherches et études sur les glissements de terrain, Bulletin de liaison L.P.C. n° 115, 1981, p.15-24
13. CARTIER G., DELMAS Ph., Les mécanismes de mouvements de terrain, Bulletin technique L.P.C. 1984
14. CASSAN M., Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 1, Réalisation et interprétation, Tome 2, Application et méthodes de calcul, Eyrolles, 1978
15. COLAS R., PAYANI F., BLONDEAU F., Etudes du glissement de terrain survenu dans la commune de Beausset (Var), Bulletin de liaison L.P.C. n° 89, Juin 1977, p. 7-16
16. DERVIEUX F., Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie, ITBTP, Sols et Fondations n° 3, 1948, p.51-58
17. FILLIAT G et al., Pratique des sols et fondations, Moniteur, 1981, p. 571-573
18. GAUTIER H., DROUHIN R., DERVIEUX H., Stabilité et déformation du sol, Travaux 1948, p.327-332
19. LE DOUSSAL., Analyse granulométrique par SEDIGRAPH 5.000.D. Industrie Céramique n° 674, Juin 1974, p. 449-453

20. LE ROUX A., Minéralogie des argiles, Publication L.C.P.C.
Février 1970 - 21 p
21. LE ROUX A., Caractéristiques mécaniques des roches argileuses
en relation avec leur texture. Bulletin liaison Laboratoires
Ponts et Chaussées n° 61, 1972, p.155-178
22. MADEJ J., Metody sprawdzania statecznosci zboczy, WKIL,
Warszawa, 1981, (en polonais), polycopie en français - Méthode
de détermination de la stabilité des pentes, Cours dans le cadre
de la Postgraduation à l'E.N.P., Alger, 1982/83
23. MARCHAL J., Etudes d'un glissement de terrain en Savoie,
Bulletin de liaison L.P.C. n° 31, 1971, p. 113-130
24. MENEROUD J.P., Relations entre la pluviosité et le déclenchement
des mouvements de terrain, Bulletin de liaison L.P.C. n° 124,
Avril 1983, p.89-100
25. ODIN G.S., Recherches sur la glauconie à l'aide di microscope
électronique à balayage, Revue de Géographie, Physique et de
Géologie dynamique, Volume XIII, 1971
26. PILOT G.; Stabilité des talus routiers, Bulletins de liaison
L.P.C., 1970, p. 163-179
27. PILOT G., AMAR S., LE ROUX A., Relations entre la composition
minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques
sols argileux, Colloque de géotechnique, Toulouse, Mars 1969
28. Programme PETAL - Calcul glissements - notice d'utilisation,
exemples d'utilisation, L.C.P.C, version 1984

29. RAULIN F., ROUQUES G., TOUBOL A., Calcul de la stabilité des pentes en ruptures non circulaires, Rapport de recherches n° 36, L.P.C., Juin 1974
30. SCHLOSSER F., Eléments de mécanique des sols, E.N.P.C., 1983
31. SCHULTZ S., Passage de l'autoroute de NANCY-METZ "Chateau sous Clevant", Bulletin de liaison L.P.C, 1970, p.180-198
32. Sol Expert International, rapport reconnaissance 1971, p.10
33. Sol Expert International, rapport reconnaissance 1971-1972, p. 10
34. Sol Expert International - mission 1 - bilan des phénomènes depuis 1973, p.20, 1978
35. Sol Expert International - rapport final Mars 1978, G. EVERS, P. PFISTER., 2.02.1981, 37 p
36. Stabilité des talus, Tome 1 et 2 numéro spécial II - L.C.P.C., Mars 1976
37. TAILHAN L., Les travaux de drainage de la colline de St-Raphaël-Terres et eaux n°3, Juin 1948, p. 41-48
38. THIEL K., Mechanika skal w inzynierii wodnej, PMN, Warszawa, 1980, (en polonais), polycopie en français - Mécanique des roches appliquée au génie civil, Cours dans le cadre de la Postgraduation à l'E.N.P., Alger, 1982/83
39. ZARUBA Q., MENCL V., Landslides and their control, Elsevier, Praga, 1969