

6/79

Universite des Sciences et de la Technologie d'ALGER

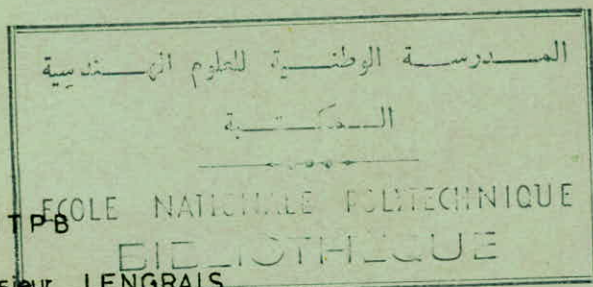
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

1ex

PROJET de FIN D'ETUDES

ETUDES PRELIMINAIRES DE SOLS A  
CAP - DJINET



PROPOSE PAR / LNT P.B.

SUIVI PAR / Monsieur LENGRAIS

ETUDIE PAR /

S. CHERMOUTI

1979

PROMOTION . B. HOUARI



## REMERCIEMENTS:

Dans l'intention d'écrire mon mémoire de fin d'études, j'ai cherché à réunir le plus possible de documentation et je me suis trouvé en face d'une montagne de documents. J'ai été étonné en faisant l'analyse de ces ouvrages, de voir combien l'INGÉNIEUR est ignorant de ce qui s'est fait. J'ai pensé qu'il était de mon devoir d'exploiter cette documentation au maximum. Puisqu'il s'agit de faire une comparaison entre les résultats théoriques et pratiques.

\* Le premier chapitre est consacré aux historiques et aux théories classiques de la Mécanique des sols. Il décrit les différents paramètres, et caractéristiques de sols, les méthodes de calcul.

\* Le second chapitre sera consacré aux applications sur différents sites.

\* Enfin, le chapitre trois: Conclusion

La réalisation de mon projet a été facilitée par l'aide de M<sup>E</sup> BONNEVILLE (Chef de Département de Génie-Civil à l'E.N.P.A.), que je tiens à remercier.

Par ailleurs, je tiens également à remercier le L.N.T. P.B., qui m'a bien aidé dans une tâche aussi lourde que possible.

Je remercie en Outre, MM: LENGRAIS (promoteur), DESCHAMPS (professeur de GÉOLOGIE) et GUERRAK (Assistant de GÉOLOGIE), qui ont contribué à ma formation, ainsi que tous mes professeurs de l'E.N.P.A.

Je prie les lecteurs de bien vouloir m'y aider en m'indiquant les  
erreurs qu'ils auront pu déceler.

Je les remercie par avance.

CHACO.

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'CHACO' with a stylized flourish.

# PLAN

	Pages
<u>INTRODUCTION</u>	1
10) Stage pratique au L.N.T.P.B	
20) Etudes de Sols	
30) Reconnaissances de Sols	
<u>CHAPITRE I</u>	
I) Historiques et Généralités	4
II) Propriétés physiques du Sol	4
10) Granulométrie	6
20) Limites d'ATTERBERG	8
III) Propriétés Mécaniques des Sols	10
- Essai consolidé drainé (ED)	11
- Essai consolidé non drainé (CU)	12
- Essai non consolidé non drainé (UU)	11
- Essai à l'œdomètre	12
IV) Essais In Situ	15
10) Sondages	15
20) Forilles	17
30) Pénétromètre dynamique	18
40) Standard Penetration test (SPT)	18
50) Pressiomètre	19
60) Pénétromètre statique	21
70) Essais d'eau	22

	Pages
80) piézomètres	23
Ⅰ) Notion de CONTRAINTE	24
10) Définition du vecteur contrainte	24
20) tenseur des contraintes	25
30) Equations d'équilibre	26
40) Détermination des contraintes	
sur une facette arbitrairement orientée	28
50) Etat plan des contraintes	30
A) Cercle de MOHR	31
B) Courbe intrinsèque	35

## CHAPITRE II

### A) CAP-DJINET :

I) Description de l'ouvrage	39
II) Topographie	40
III) GÉOLOGIE	40
IV) Hydrogéologie	45
V) Essais in-situ	49
VI) Essais de Laboratoire	53
VII) Fondation de l'ouvrage	58

### B) ROUIBA ( Sites I et II )

I) Description de l'ouvrage	64
II) Topographie	65
III) GÉOLOGIE	65
IV) Hydrogéologie	67

a) <u>Site I</u>	Pages
I <sub>1</sub> ) Essais in - Situ	68
II <sub>1</sub> ) Essais de laboratoire	71
III <sub>1</sub> ) Fondation de l'ouvrage	73
b) <u>Site II</u>	
I <sub>2</sub> ) Essais in - Situ	76
II <sub>2</sub> ) Essais de laboratoire	78
III <sub>2</sub> ) Fondation de l'ouvrage	80
c) <u>DAARIA :</u>	
I) Description de l'ouvrage	88
II) Topographie	88
III) Géologie	88
III') Hydrogéologie	89
IV) Essais in - Situ	90
V) Essais de Laboratoire	91
VI) Fondation de l'ouvrage	97
<u>CHAPITRE III</u>	
Conclusion	101

## INTRODUCTION :

### 1°) Stage pratique au L.N.T.P.B :

Le Laboratoire National des Travaux Pratiques et du Bâtiment (L.N.T.P.B), créé par ordonnance du 3 juin 1968, est un établissement public, sous tutelle du ministère des Travaux Publics.

Le L.N.T.P.B se compose de différents départements :

- département géotechnique
- département physico chimie des matériaux
- centre de Calcul en informatique
- départements sols et Fondations

En effet, le L.N.T.P.B procède à toutes les recherches, études et analyses, à tous les essais et contrôles relatifs aux matériaux utilisés dans les Travaux Publics et le Bâtiment (Stabilité, fondation).

La durée de stage de formation que j'ai effectuée au L.N.T.P.B est de cinq mois (Début Février jusqu'à Mi-Juin).

Elle se répartit ainsi :

a) Deux (2) mois au niveau des départements :

- Géotechnique
- physico - chimie
- centre de Calcul et informatique

b) Deux (2) mois au niveau de :

- Département sols et Fondations
- Salle de documentation.



- contact avec les ingénieurs
- c) le reste sur terrain

20) Etudes de Sols:

Les études de sols qui m'ont été confiées pour la préparation de mon diplôme de fin d'études durant mon stage au L.N.T.P.B. Sont au nombre de quatre (4).

- Etudes préliminaires de sols à CAP-DJINET pour l'implantation d'une centrale électrique.
- SALLE de GYMNASE à ROUIBA
- GROUPE SCOLAIRE à Aïn KAHLA (ROUIBA)
- SALLE de CINÉMA à DRARIA

30) Reconnaissances de Sols:

Les études de sols demandées pour les différentes implantations se sont déroulées en trois phases.

1<sup>ère</sup> phase:

Des visites de sites ont été effectuées pour nous rendre compte de l'aspect général du terrain à prospecter, et pour l'implantation des différents essais (essais de pénétration, ~~sondages~~ sondages, puis selon la nature du terrain et également l'importance de l'ouvrage.

2<sup>ème</sup> phase:

Sur les échantillons intacts (paraffinés de préférence) ou remaniés prélevés lors des campagnes d'investigation géotechnique in situ, on a effectué les essais classiques au laboratoire

- essais physiques
- essais mécaniques

3<sup>eme</sup> phase:

Dans cette dernière phase, on interprète les résultats obtenus dans les deux phases précédentes en vue de déduire les conditions de fondations les plus appropriées aux sols rencontrés.

# CHAPITRE I

RAPPELS DE M. D. S

## I) GÉNÉRALITÉS ET HISTORIQUES :

Plusieurs raisons qui ont rendu nécessaire la mécanique des sols telles que

- le dimensionnement des ouvrages est de plus en plus important (tours de grande hauteur, ports pétroliers, ponts etc...)
- l'urbanisation
- modification des conditions d'écoulements des nappes
- les accidents qui sont dus soient :
  - \* à une mauvaise reconnaissance du sol
  - \* à des coefficients de sécurité insuffisants

La mécanique des sols est l'application des lois de la mécanique et de l'hydrologique aux problèmes techniques concernant les sédiments formés de particules solides.

Les problèmes de la mécanique des sols peuvent être classés en deux groupes :

- \* stabilité (équilibre plastique)
- \* élasticité (déformation)

## II) PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DU SOL :

Les sols sont des mélanges d'éléments solides, de liquide (eau en général) et de gaz (air,  $CO_2$ , ...).

Les proportions de mélanges peuvent être définies par :

- teneur en eau

$$w = \frac{P_w}{P_s}$$

$P_w$  : poids de l'eau

$P_s$  : poids des grains secs

La teneur en eau est déterminée au laboratoire par pesée d'échantillons avant et après étuvage (  $50^\circ\text{C}$  ,  $100^\circ\text{C}$  selon la teneur en matières organiques ).

- Indice des vides

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1$$

$V_v$  : volume des vides

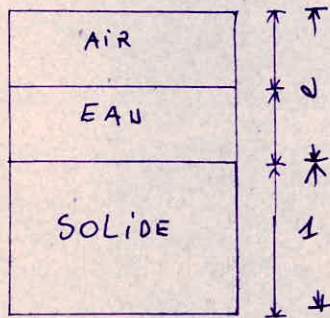
$V_s$  : volume des grains solides

- Porosité

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V}$$

$V$  : volume total ( vides + solides )

Soit pour un volume unité de solide, il y a un volume total  $e$  des vides, ce volume est occupé soit par l'eau, soit par l'air, soit les deux en même temps.



on a la relation suivante :

$$n = \frac{e}{1+e} ; e = \frac{n}{1-n}$$

si le volume des vides est occupé par l'eau, on dit qu'il y a satu-

- ration.

- densité sèche ( poids spécifique apparent )

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

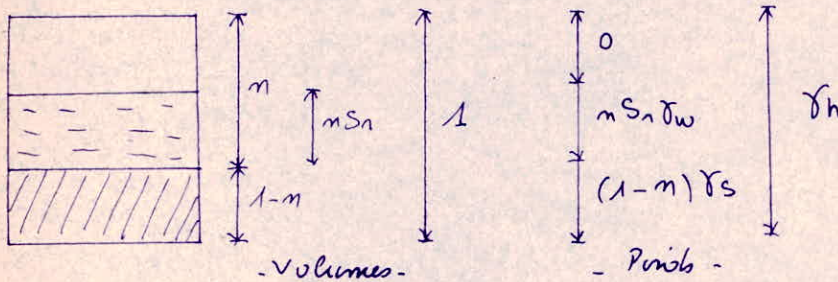
$P_s$  : poids du solide contenu dans un volume d'échantillon  $V$ .

$V$  : ~~Le~~ Volume total de l'échantillon

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}$$

$\gamma_h$  : densité humide du solide

relation de  $\gamma_h$  avec les paramètres  $e, m, S_n, \gamma_w, \gamma_s$



$$\gamma_h = 0 + m S_n \gamma_w + (1-m) \gamma_s$$

$$\gamma_h = \gamma_s (1-m) + m S_n \gamma_w$$

$S_n$  : degré de saturation

Poids volumique saturé :  $\gamma_{sat}$

$$S_n = 1$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_s (1-m) + m \gamma_w$$

Ces caractéristiques physiques définies ci-dessus, sont nécessaires dans les méthodes de calcul (fondations des ouvrages)

### 10) GRANULOMETRIE :

L'étude de la granulométrie a pour objet la recherche de la distribution des dimensions des particules séparables. C'est une étude qui est basée sur l'emploi des tamis ou passoirs.

Les passoirs et tamis à mailles coniques sont définis par la norme Française

AFNOR

Suit  $d$  : diamètre d'une passoire

a : ouverture des mailles de tamis

$$d = \sqrt[10]{10} a \approx 1,25 a$$

$\sqrt[10]{10}$  : raison d'une progression géométrique de Renard.

Les résultats de l'analyse granulométrique sont représentés graphiquement.

A savoir en abscisse les diamètres des grains (échelle logarithmique)

chaque diamètre des grains correspond aussi à un module (défini

par la norme AFNOR : module =  $10 \log D(p) + 1$ ) : D diamètre

en micron, en ordonnée les proportions en % du tamisat (passing).

Suite à des travaux effectués par HAZEN, il a introduit un coefficient

qui qualifie la granulométrie, ce coefficient est souvent appelé

coefficient d'uniformité ou coefficient de HAZEN noté  $C_u$

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$d_{60}$  : diamètre déterminant à 60% de tamisat

$d_{10}$  : diamètre déterminant à 10% de tamisat

si  $C_u < 2$  granulométrie uniforme

si  $C_u > 2$  granulométrie variée

On peut également définir un coefficient qui qualifie aussi la granulométrie (coefficient de courbure  $C_c$ )

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

ATTERBERG avait proposé la classification suivante :

2000 à 200 mm : blocs

200 à 20 mm : cailloux

20 à 2 mm : graviers

2 à 0,2 mm : sable grossier

0,2 à 0,02 mm : sable fin

0,02 à 0,002 mm : limon

au-dessous de 0,002 mm : argile

Il faut noter que l'analyse granulométrique est insuffisante pour trancher tous les cas. D'où la nécessité d'une analyse minéralogique ou chimique.

Il serait intéressant de connaître le % du tamisat à 80µ, car c'est à partir de là qu'on différencie les sols grenus des sols fins.

% du tamisat à 80µ est < 50% → sols grenus

% du tamisat à 80µ est > 50% → sols fins

Au-dessous de 80µ, le classement des grains par passage aux tamis s'opère difficilement. Il faut alors les classer dans un milieu dispersant (sédimentométrie).

La sédimentométrie est basée sur l'application de la loi de STOKES  
cette loi s'écrit :

$$v = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) d^2 g}{1800 \mu}$$

v : vitesse de décaantation en cm/s

$\gamma_s$  : poids spécifique du grain

$\gamma_w$  : " " de l'eau

d : diamètre de la sphère en centimètres (grain)

$\mu$  : viscosité du liquide en poises

2°) LIMITES d'ATTERBERG:

Cette méthode consiste à définir en général la plasticité d'un sol, car celle-ci dépend plus particulièrement des éléments fins (passing à 0,4 mm).

La détermination des limites d'Atterberg permet de préciser les teneurs



avec le coefficient de compressibilité  $c_c$ .

- argiles remaniées

$$c_c = 0,007 (W_L - 10)$$

- Sols limoneux remaniés

$$c_c = 0,105 + 0,0085 W_L \quad \text{pour} \quad 0 < I_p \leq 5$$

$$c_c = 0,085 + 0,0077 W_L \quad \text{pour} \quad 5 < I_p \leq 15$$

- Sols argileux non remaniés

$$c_c = 0,009 (W_L - 10)$$

### III) PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES SOLS :

Les sols sont caractérisés par l'angle de frottement interne noté  $\varphi$  et la cohésion  $c$ . Ces derniers peuvent être mesurés en laboratoire sur échantillons intacts (de préférence paraffinés afin qu'ils puissent conserver leur teneur en eau), ou remaniés.

Les essais les plus utilisés sont :

- l'essai de cisaillement à la boîte
- essai de compression triaxiale

Quant à la déformation du matériau, on la détermine également au laboratoire à l'œdomètre.

Par ailleurs, les essais de laboratoire sont en général longs et coûteux. Ainsi, même pour des études importantes, on s'efforce d'éliminer quelques uns (limiter le nombre).

Les facteurs  $c$  et  $\varphi$  jouent un grand rôle dans la résistance au cisaillement des sols. Coulomb a montré que lorsque le sol est au point de se rompre par glissement, la contrainte tangentielle à la rupture est définie par la relation suivante.

en eau limites pour lesquelles un sol passe d'un état à un autre (liquide, solide)

$$I_p = W_L - W_p$$

$W_L$  : limite de liquidité

$W_p$  : limite de plasticité

$I_p$  : indice de plasticité

Si  $I_p > 20$  sols très argileux (plastiques)

On peut caractériser l'état d'un sol par son indice de consistance

$I_c$ , défini de la manière suivante :

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$$

$W$  : teneur en eau

$0 < I_c < 0,25$  sol pâteux

$0,25 < I_c < 0,5$  sol mou

$0,5 < I_c < 0,75$  sol ferme

$0,75 < I_c < 1$  sol mi-dur

$I_c > 1$  sol dur

L'indice de plasticité est aussi une mesure de la cohésion non drainée d'un sol.

$$\frac{c_u}{p_c} = 0,11 + 0,0037 I_p$$

cette relation (SKEMPTON) est valable pour le cas d'un sol argileux normalement consolidé.

$p_c$  : pression de consolidation

$c_u$  : cohésion non drainée

D'après les travaux de TERZAGHI en se basant sur une étude SKEMPTON, ils montrent qu'on peut lier  $W_L$  (limite de liquidité)

$$\tau = c + \sigma_m \tan \varphi$$

$\sigma_m$  : contrainte normale de compression

Cette dernière relation qui n'est tout autre que l'équation de la courbe intrinsèque (enveloppe des cercles de Mohr à la rupture).

La notion de la courbe intrinsèque et les cercles de Mohr sera approfondie dans le chapitre qui suit (notion de contrainte)

L'allure du phénomène ( $\tau = c + \sigma_m \tan \varphi$ ) dépend de plusieurs variables, notamment la perméabilité du sol.

$c, \varphi$  dépendent de la nature du sol et du mode d'application des contraintes, de la perméabilité et de la hauteur de l'échantillon

Exemple :

argile  $\varphi \leq 20^\circ$

sable  $30^\circ \leq \varphi \leq 50^\circ$

C'est pourquoi ces essais ont été normalisés.

#### - ESSAI DRAINE' CONSOLIDÉ (C.D) :

L'opération s'effectue de façon à éviter l'apparition de la pression interstitielle. L'échantillon est consolidé, ensuite cisailé. On détermine dans cet essai les caractéristiques  $c', \varphi'$ , qui seront utiles dans le calcul de stabilité à long terme. On définit également le module drainé  $E'$ , fut utile pour le calcul du tassement total d'un ouvrage. Cet essai est recommandé pour tous les matériaux perméables (sables, graviers). Il est à noter que cet essai est très lent, il ne faut pas hésiter de faire cet essai dans le cas des sols cohérents, s'il s'agit d'un grand ouvrage.

#### - ESSAI NON CONSOLIDÉ NON DRAINE' (U.U) :

Pos de dissipation de la pression intersticielle. Cet essai est généralement destiné aux matériaux cohérents remaniés ou non. Lorsque l'essai s'effectue sans mesure de la pression intersticielle, il est réservé aux échantillons saturés. Il est connu par sa rapidité, il permet la détermination de la cohésion apparente (cu), utilisable dans le calcul de la capacité portante à court terme. Il permet également la connaissance du module non drainé (E) qui sert au calcul de tassement.

- ESSAI CONSOLIDÉ NON DRAINÉ (CU) :

Le plus souvent cet essai est effectué avec mesure de la pression intersticielle. On consolide le matériaux sous une pression sphérique jusqu'à dissipation de la pression intersticielle, ensuite on cisaille l'échantillon. Il permet également la détermination des caractéristiques c'et à des sols saturés sans avoir recours à l'essai CD (effectuer un essai CU+u). On calcule les contraintes effectives à la rupture

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

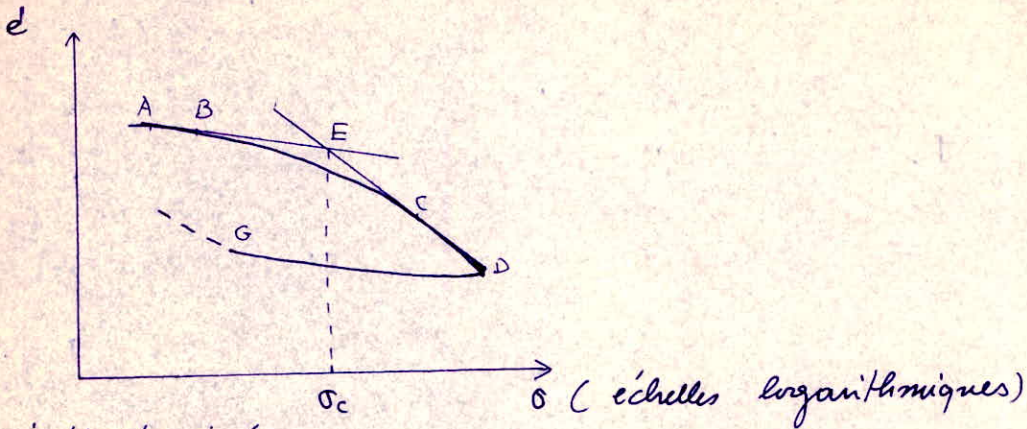
Ces essais ainsi définis seront effectués sur la cellule triaxiale ou sur la boîte de cisaillement appelé souvent boîte de CASAGRANDE.

OEDOMÈTRE :

La consolidation et la perméabilité des terrains remaniés ou non sous charge sont étudiées avec l'œdomètre. L'essai œdométrique permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains. Il se compose essentiellement d'une boîte étanche recevant l'échantillon, d'un bati de chargement à poids et d'un perméamètre à veine.

ETAPES DE CALCUL :

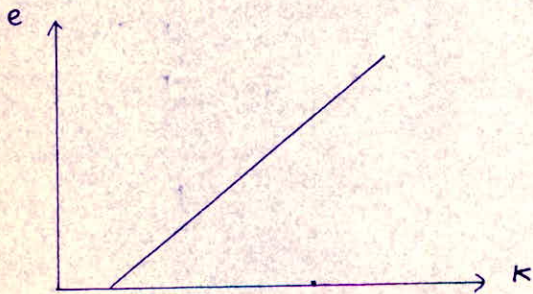
10) Curve de compressibilité :



$e$  : indice des vides

$\sigma_c$  : pression de consolidation

20) Curve de perméabilité :



$K$  : coefficient de perméabilité

$$K = 2,3 \frac{\Delta}{S} \frac{H}{t_1 - t_0} \log \frac{z_0}{z_1}$$

$\Delta$  : section du tube de perméabilité

$S$  : section de l'éprouvette

$t$  : temps

$H$  : hauteur de l'éprouvette

Indice de compressibilité  $c_c$

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

tassement de consolidation :

$$\Delta H_c = \frac{H \Delta c_c}{1 + e_0}$$

on définit également le coefficient de gonflement  $c_g$  qui est la pente de la courbe de déchargement DG.

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

quelques exemples :

- Sable  $0,01 \leq c_c \leq 0,1$
- Argile raide (Kaolinite, illite)  $0,1 < c_c \leq 0,25$
- Argile molle (Montmorillonite)  $c_c \geq 0,5$

$\sigma_c$  : pression de consolidation

$c_c$  : coefficient de compression ou coefficient de tassement (pente de la courbe de chargement)

$c_g$  : coefficient de gonflement (pente de la courbe de déchargement).

#### IV) ESSAIS IN SITU:

Les méthodes de reconnaissance sont nombreuses, mais il est rare qu'on les utilise toutes sur un même chantier. Donc devant un problème il s'agit de faire un choix. A savoir

- la géologie du terrain
- la topographie
- le mode de construction

Parmi les méthodes de reconnaissance des sols, citons les plus importantes.

##### 1) SONDAGES:

Ils ont pour but de déterminer la nature, l'épaisseur et l'état des terrains sous jacents, en vue de trouver le sol susceptible de porter l'ouvrage.

Les procédés les plus économiques et les plus rapides pour l'exécution du forage sont :

- forage à percussion
- forage à rotation

La percussion utilise les outils simples appelés trépan. Par contre la rotation utilise une grande variété selon le cas du terrain.

Généralement les appareils utilisés se composent de :

- un jeu de tubages
- un monton pour enfoncer le tubage dans le sol
- une chèvre (châtiment) pour manœuvrer le monton
- tiges de curages creuses (pleines de forages)
- trépan

a) Profondeurs :

Le sondage doit atteindre au minimum, toutes les couches du terrain qui sont influencées par le poids de l'ouvrage. Pour cela il faut connaître la répartition des pressions dans le sol.

On tire d'après la théorie de Boussinesq, une conclusion permettant d'investiguer les profondeurs ~~minimum~~ minimales.

- Semelles isolées 1,5 B
- Semelles filantes 1,5 B
- radier 1,5 B

B : côté d'une semelle carrée.

b) Espacement entre sondages :

Le nombre de sondages dépend de l'homogénéité du sol, l'espacement dépend de plusieurs facteurs, citons quelques exemples pour se fixer les idées.

- routes 100 à 300 m
- Barrages en terre 30 m
- Bâtiment 12 à 15 m
- USINE 20 à 30 m

Si les sols sont réguliers et homogènes, les valeurs ci-dessus peuvent être triplées, et même plus.

c) Prélèvement des échantillons :

Les échantillons doivent être prélevés avec le plus grand soin, pour ne pas altérer leur état naturel. Doivent être repérés :

- profondeur dans le sondage
- Haut et bas de l'échantillon



- lieu du sondage

Les échantillons prélevés intacts sont de préférence paraffinés afin qu'ils gardent leur teneur en eau naturelle, ceux-ci sont destinés au laboratoire.

Les techniques de prélèvement sont nombreuses, citons les plus utilisées:

- Carottage des sols cohérents

\* carottier à parois minces

\* Carottier de Mohr

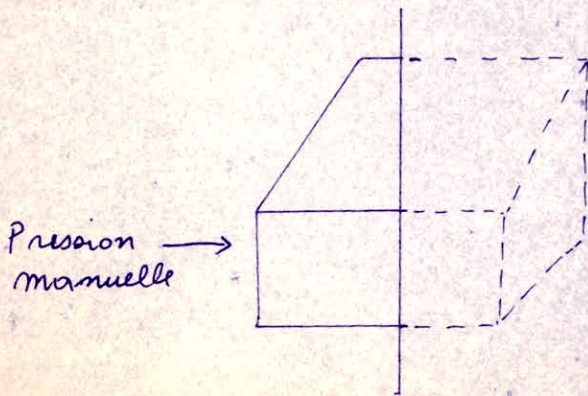
- carottage des sols pulvérulents

\* carottier de Bishop (carottier ouvert à parois minces placé à l'intérieur d'un tube rempli d'air comprimé)

2) Fouilles:

Le creusement des fouilles se fait soit à la main, soit avec des pelles mécaniques (Poclair).

La profondeur maximum atteintes ne dépasse guère 5 m. Le prélèvement d'échantillons intacts s'effectue à l'aide d'une boîte cubique en tôle ouverte sur une face.



### 30) PÉNÉTROMÈTRES DYNAMIQUES :

Principe :

Battage dans le sol par enfouissement à l'aide d'un mouton d'un train de tiges dont la base est munie d'une pointe conique. On mesure la résistance dynamique  $Q_d$  qui est d'après la formule des hollandais :

$$Q_d = \frac{M^2 \cdot H}{e(P+M)} \text{ en bars}$$

$e$  : refus par un coup de mouton : en cm

$H$  : hauteur de chute du mouton : en cm

$Q_d$  : résistance dynamique : en bars

$M$  : masse du mouton

$P$  : masse des tiges

Pour évaluer le taux admissible du sol, on divise par un coefficient  $K$  ( $10 \leq K \leq 30$ , selon le type de fondation) la résistance dynamique.

$$q_d = \frac{Q_d}{K}$$

Les pénétromètres dynamiques ont été conçus pour obtenir des renseignements qualitatifs sur la résistance des sols et plus précisément la compacité des sols sans cohésion (prélèvement d'échantillons intacts d'une manière impossible).

### 40) STANDARD PENÉTRATION TEST (S.P.T) :

Cas particulier du dynamique, utilisé dans les sols pulvérulents.

L'essai consiste à enfoncer par battage au fond d'un trou de forage bien métré, un carottier spécial (dénommé carottier fendu). Après avoir enfoncé ce carottier, on compte le nombre de coups de mouton

nécessaires pour un enfoncement supplémentaire (30 cm).

L'avantage qu'il présente, c'est de prélever des échantillons remaniés des couches rencontrées, donne des renseignements sur la position de la nappe phréatique. Cet essai est utilisé aussi dans les argiles molles. Il donne la valeur de la résistance que sur une profondeur bien déterminée, par contre le dynamique donne un enregistrement continu ou presque de la résistance à la pénétration.

### 5°) PRESSIOMÈTRE :

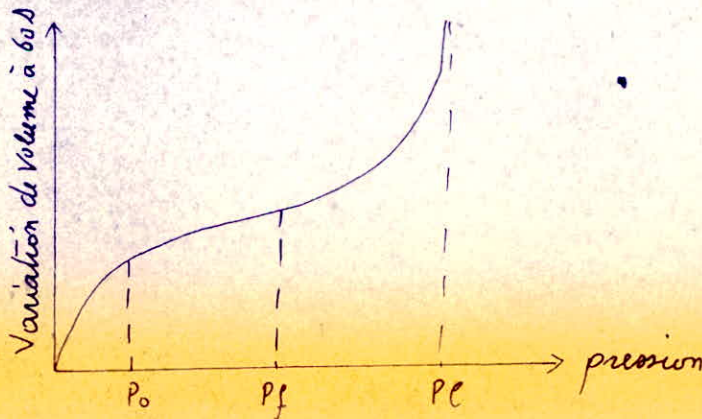
utilisé pour les différents types de fondation (semelles, radier, pieux)

L'essai pressiométrique tend à solliciter le sol comme le ferait la fondation. C'est à dire sous une fondation chargée, le sol travaille dans trois domaines :

- domaine élastique
- domaine pseudo-élastique : tout autour et à proximité des cellules
- domaine plastique "grands glissements"

Avantage : Permet le calcul des fondations (force portante, tassement) d'après les formules semi-empiriques sans passer par l'intermédiaire des caractéristiques des sols ( $c, \phi$ ).

### Interprétation des résultats :



Le pressiomètre de Ménard est constitué de deux parties

a) la sonde pressiométrique qui se compose de :

- cellule de mesure centrale

- deux cellules secondaires placées de part et d'autre de la première

(cellule de mesure). Ces dernières ont pour but de créer un champ cylindrique au niveau de la cellule de mesure.

b) le contrôleur de pression et de volume qui reste en surface.

Au cours de l'essai on introduit la sonde pressiométrique dans le trou de forage.

Dans la phase limite (déformations très grandes), on définit le module pressiométrique par :

$$E = K \frac{dP}{dV} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$K = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m)$$

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu = 0,33$ )

$V_0$  : Volume de la cellule à vide

$V_m$  : Volume d'eau injecté à la pression  $p_m$  ( $\text{cm}^3$ )

La pression limite correspond à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Elle est souvent difficile à déterminer. Pratiquement elle est souvent égale à deux fois la pression de fluage.

La pression de fluage correspond à l'apparition des surfaces de rupture à partir du trou de forage, elle correspond à un coude très net dans la courbe pressiométrique.

L'essai pressiométrique est conseillé pour les sols peu compressibles, mal adaptés aux turbes, vaseux et des argiles molles.

Pression admissible :

$$q_{(bar)} = q_0 + \frac{k}{3} (p_l - p_0)$$

$p_l$  : pression limite

$p_0$  : pression au repos du terrain au niveau de l'essai (pression horizontale)

$q_0$  : " " " " au niveau de la semelle (pression verticale)

$k$  : facteur de portance variant de 0,8 à 9 selon l'enlèvement, la forme de fondation et la nature du terrain.

Tassement (s) :

$$s = \frac{2(1-\nu)}{3E} \alpha \cdot p \cdot R \cdot \lambda_3 + \frac{1+\nu}{3E} \cdot p \cdot R_0 \cdot \left( \lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha$$

$p$  : augmentation de pression due à la fondation

$R$  : demi-longueur de la fondation

$R_0$  : rayon de référence pris égal à 30 cm

$\lambda_2, \lambda_3$  : coefficients de forme de fondation

$\alpha$  : coefficient de structure du sol tiré des abaques

$\nu$  : coefficient de poisson du sol ( $\nu \approx 0,33$ )

$E$  : module pressiométrique

60) PÉNÉTROMÈTRE STATIQUE :

C'est un appareil qui permet d'enfoncer à vitesse lente et constante ( $C$  de l'ordre de 2 cm/s), des tiges à l'aide d'un vérin. Il est conçu pour mesurer séparément la réaction des couches traversées sous la pointe et le frottement latéral sur les tubes extérieurs.

Description : Pénétromètre hollandais possède un cône module ayant un angle au sommet de  $60^\circ$  (section de  $10 \text{ cm}^2$ ). L'ancrage au sol est réalisé à l'aide des vis.

Les tiges situées à l'intérieur du tube extérieur transmettent les pressions aux appareils de mesure composés de têtes hydrauliques ou de manomètres.

Les diagrammes du pénétromètre statique représentent en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges pourvue d'une pointe :

- d'une part la résistance à la rupture  $R_p$
- d'autre part le frottement latéral cumulé le long des tubes extérieurs, ou mesuré tous les 25 ou 50 cm sur un manchon spécial placé au - dessous de la pointe.



← manchon pour mesure du frottement latéral

← manchon de pointe

On détermine également la cohésion non drainée ( $c_u$ )

- Pénétromètre hollandais

$$c_u = \frac{R_p}{15}$$

- Pénétromètre Anclina

$$c_u = \frac{R_p}{10}$$

Nota: L'expérience a montré dans le cas des fondations profondes la résistance du pieu à la rupture est  $R_p$ .

### 70) ESSAIS D'EAU :

Le complément d'information pour définir l'état réel du terrain dans le cas sol pulvérulent, roche très fissurée est fourni par les essais d'eau. Ces essais doivent donc être faits dans un sondage de reconnaissance. Ils permettent de définir le coefficient de perméabilité.

Il faut éviter les sondages à la barre qui obturent les pores et les petites fissures du terrain. La perforation à l'eau claire est indispensable à l'exécution d'essais d'eau.

Deux genres d'essais sont utilisés :

- Essai LeFRANC, dans les terrains pulvérulents
- Essai Lugeon dans les roches tenaces

Principe :

Injecter de l'eau dans le terrain à travers une portion connue du forage appelé passe ou poche.

Remarque : L'expérience montre qu'il vaut mieux, extraire l'eau par pompage.

80) PIÉZOMÈTRES :

Dispositifs servant à la mesure de la pression de l'eau en un point donné du sous-sol. Ils sont réalisés en disposant un tube métallique dans un forage. Sont disposés dans tout sondage de reconnaissance après achèvement.

Le tube étant perforé à sa partie inférieure à une profondeur connue.

Il suffit de mesurer le niveau d'eau pour connaître la pression au point considéré.

V) NOTION DE CONTRAINTE:

10) Définition du vecteur contrainte:

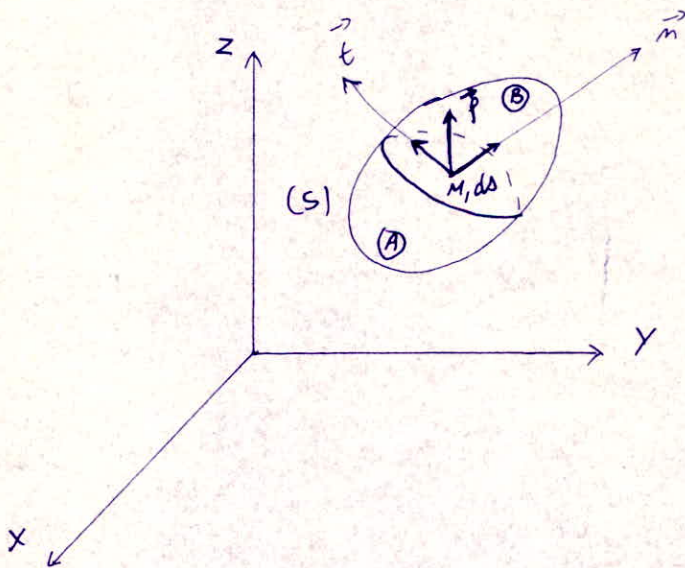
Soit un solide en équilibre sous l'action d'un système de forces extérieures.

Ces forces sont de deux types:

- forces de masse  $\vec{F} dm$ ,  $\vec{F}$  appliquées à l'unité de masse (forces de pesanteur, forces d'inertie)
- forces de surface  $\vec{F}' ds$ ,  $\vec{F}'$  appliquées à la surface (pression d'un liquide, poussée des terres, surcharges)

Solide étant en équilibre, nous avons:

$$\vec{F} dm + \vec{F}' ds = 0$$



Soit un point M de (s); "(s) solide" s'appuyant sur ds (élément de surface), on note par définition le vecteur:  $\vec{\sigma} = \lim_{ds \rightarrow 0} \frac{\vec{F}}{ds}$

$\vec{\sigma}$ : appelé vecteur contrainte

$\vec{\sigma}$  se décompose suivant les deux directions ( $\vec{n}$ ,  $\vec{t}$ )

$$\vec{\sigma} = \begin{cases} \sigma_n \\ \tau \end{cases}$$



La contrainte normale  $\sigma$  est reprise par le complexe des trois phases du sol (grains, eau et air).

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{relation de TERZAGHI}$$

$u$  : pression interstitielle

$\sigma'$  : contrainte effective

La contrainte tangentielle ( $\tau$ ), quand à elle ne peut exister que dans la phase solide (grains), puisque dans les fluides  $\tau_0 = 0$  d'où :

$$\tau = \tau'$$

Dans tous les problèmes concernant l'étude d'équilibre (plastique en général) on considère toujours la phase solide (grains) et les contraintes correspondantes :

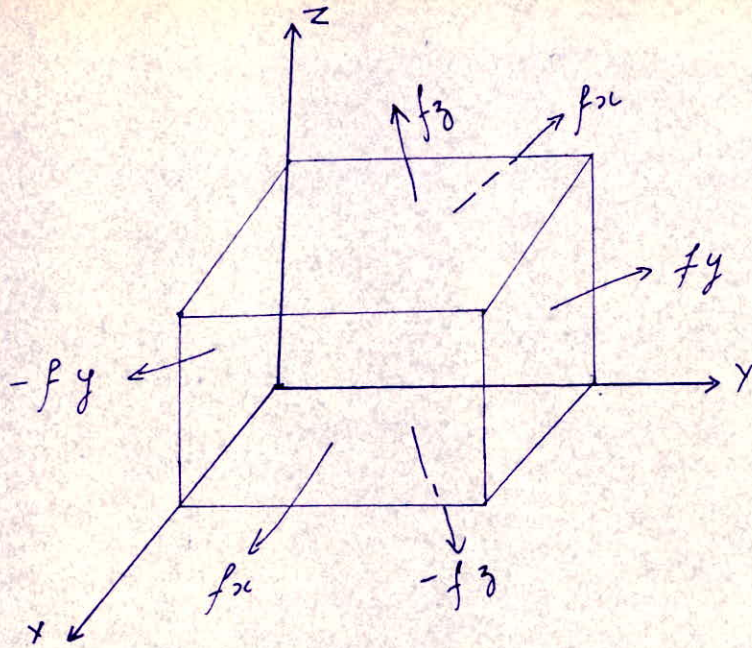
$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\tau' = \tau$$

## 2) Tenseur des contraintes :

Le tenseur des contraintes est défini par la connaissance de trois contraintes ( $f_x, f_y, f_z$ ) ou par leurs composantes.

Décomposons au voisinage du point M, un volume élémentaire de forme parallélépipédique de côté  $a$ , infiniment petit de sorte que si  $a$  tend vers zéro, on peut dire que toutes les faces du parallélépipède passent par le point considéré M et que les contraintes agissant sur des faces sont égales mais de sens opposé.



La décomposition des contraintes  $f_x, f_y, f_z$  donne :

$$\vec{f}_x = \sigma_x \cdot \vec{i} + \tau_{xy} \cdot \vec{j} + \tau_{xz} \cdot \vec{k}$$

$$\vec{f}_y = \tau_{yx} \cdot \vec{i} + \sigma_y \cdot \vec{j} + \tau_{yz} \cdot \vec{k}$$

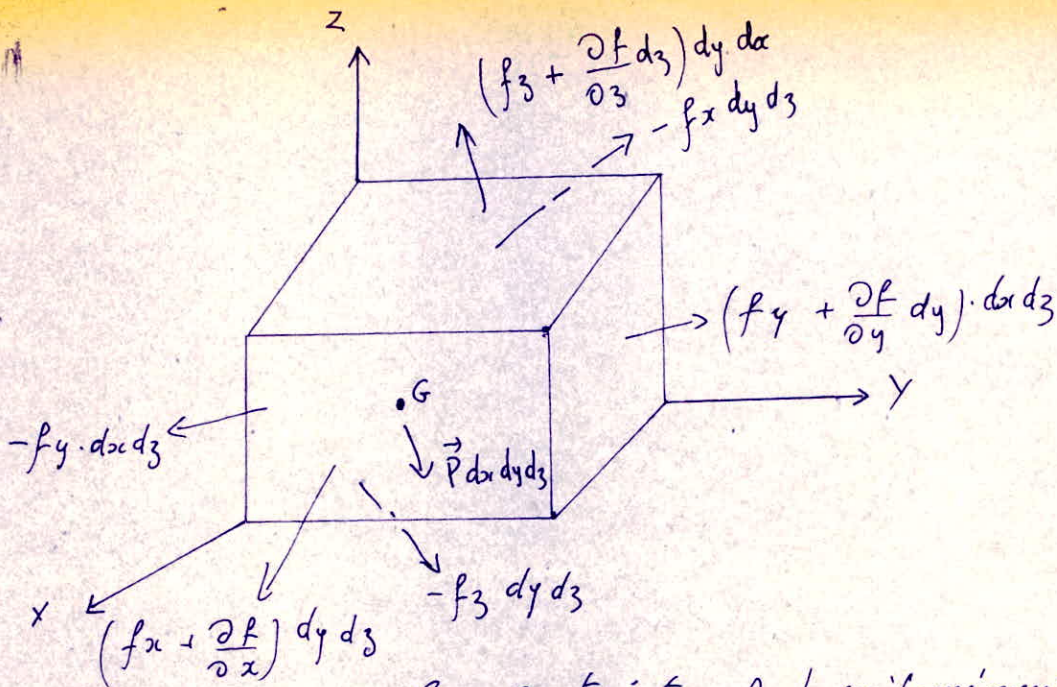
$$\vec{f}_z = \tau_{zx} \cdot \vec{i} + \tau_{zy} \cdot \vec{j} + \sigma_z \cdot \vec{k}$$

$\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$  : vecteurs unitaires

L'état des contraintes autour du point M est donc défini par les composantes de  $(f_x, f_y, f_z)$ . Ces composantes peuvent être écrites sous forme de tableau et constituent ce qu'on appelle « matrice des contraintes » on trouve des contraintes (A)

$$A = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}$$

30) Equations d'équilibre :



on suppose que les contraintes sont uniformément réparties, la grandeur des facettes étant infiniment petite. On suppose que la force volumique  $P$  est appliquée au centre de gravité  $G$  du volume.

L'étude mécanique (équilibre) du volume se traduit par :

- a)  $\Sigma$  forces appliquées = 0
- b)  $\Sigma$  Moments des forces = 0

La relation (a) donne :

$$\begin{aligned}
 & -\vec{f}_x dy dz + (\vec{f}_x + \frac{\partial \vec{f}_x}{\partial x} dx) dy dz - \vec{f}_y dx dz + (\vec{f}_y + \frac{\partial \vec{f}_y}{\partial y} dy) dx dz \\
 & -\vec{f}_z dx dy + (\vec{f}_z + \frac{\partial \vec{f}_z}{\partial z} dz) dx dy + \vec{P} dx dy dz = 0 \\
 & \frac{\partial \vec{f}_x}{\partial x} + \frac{\partial \vec{f}_y}{\partial y} + \frac{\partial \vec{f}_z}{\partial z} + \vec{P} = 0
 \end{aligned}$$

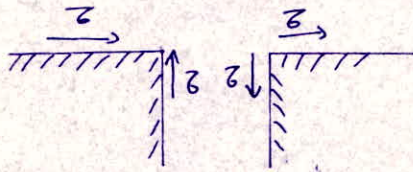
$$\vec{P} \begin{cases} x \\ y \\ z \end{cases}$$

$$\textcircled{1} \begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} - X = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} - Y = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - Z = 0 \end{cases}$$

La relation (b) donne en supposant que les moments des forces de volume sont négligés (4<sup>ème</sup> ordre) :

$$\textcircled{2} \begin{cases} \tau_{xy} = \tau_{yx} \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} \\ \tau_{zx} = \tau_{xz} \end{cases}$$

L'expression (2) est souvent appelée loi de réciprocité des contraintes tangentielles.

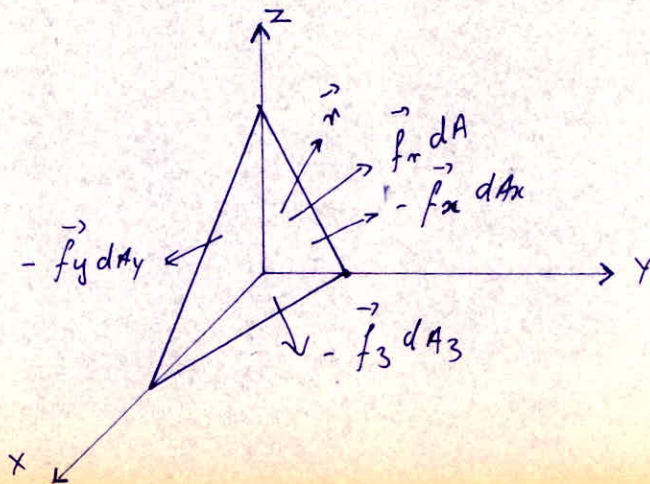


40) Détermination des contraintes sur une facette arbitrairement orientée :

Nous nous plaçons en un point M. On a vu que la contrainte  $\vec{\sigma}$  s'applique sur un élément de surface de bien déterminé appelé "facette". A chaque orientation de  $ds$ , correspond un vecteur contrainte. Pour définir la variation de la contrainte en fonction de la normale, on découpe un volume élémentaire de forme tétraédrique.

$n$  : vecteur normale à la facette ABC

$$n = (\alpha, \beta, \gamma)$$



$dA$ : aine de  $ABC$  (infimiment petit)

Considérons l'équilibre du tétraèdre

Hypothèses: - tensions continues

- forces massiques négligées (3<sup>ème</sup> ordre)

$$\vec{f}_m dA = \vec{f}_y dA_y + \vec{f}_x dA_x + \vec{f}_z dA_z$$

$$dA_y = dA \cos(\eta, y) = \beta dA$$

$$dA_x = dA \cos(\eta, x) = \alpha dA$$

$$dA_z = dA \cos(\eta, z) = \gamma dA$$

$$\vec{f}_m dA = \vec{f}_x \cdot \alpha \cdot dA + \vec{f}_y \cdot \beta \cdot dA + \vec{f}_z \cdot \gamma \cdot dA$$

$$\vec{f}_m = \vec{f}_x \cdot \alpha + \vec{f}_y \cdot \beta + \vec{f}_z \cdot \gamma$$

Décomposons  $\vec{f}_m$  en trois composantes, et en utilisant les expressions trouvées précédemment (composantes du tenseur contraintes), il vient:

$$f_x = \sigma_x \cdot \alpha + \tau_{xy} \cdot \beta + \tau_{xz} \cdot \gamma$$

$$f_y = \tau_{yx} \cdot \alpha + \sigma_y \cdot \beta + \tau_{yz} \cdot \gamma$$

$$f_z = \tau_{zx} \cdot \alpha + \tau_{zy} \cdot \beta + \sigma_z \cdot \gamma$$

$$\begin{vmatrix} f_x \\ f_y \\ f_z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{vmatrix}$$

Triaxe principal:

Comme la matrice formée des neuf composantes est carrée et symétrique, elle est diagonalisable.

$$A = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \xrightarrow{\text{rotation}} A' = \begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix}$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  contraintes principales.

$ds$  : aire de la facette BC

$ds_x = ds \cos \alpha$  : aire de la facette AB

$ds_y = ds \sin \alpha$  : aire de la facette AC

Ecrivons que le prisme est en équilibre de translation suivant les directions de  $\sigma_x, \tau_x$ , il vient :

$$\sigma_x ds - \sigma_x ds \cos^2 \alpha - \sigma_y ds \sin^2 \alpha - \tau_{xy} ds \sin \alpha \cos \alpha - \tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha = 0$$

$$\tau_x ds + \sigma_x \sin \alpha \cos \alpha - \sigma_y ds \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} ds \sin^2 \alpha - \tau_{xy} ds \cos^2 \alpha = 0$$

après simplification par  $ds$  et l'utilisation des formules trigonométriques de transformation, il vient :

$$\sigma_x = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$$

$$\tau_x = - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$$

Contraintes principales:

Pour quelle facette la contrainte normale  $\sigma_x$  devient maximum.

$$\frac{d\sigma_x}{d\alpha} = 0 \Rightarrow \tan 2\alpha = - \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$$

$$\tau = - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

### A) CERCLE DE MOHR :

a) Représentation plane du tenseur contrainte :

Cette représentation a beaucoup d'importance. Car il est plus intéressant d'étudier la situation du vecteur ~~contrainte~~ contrainte par rapport à un trièdre lié à l'élément sur lequel agit la contrainte.

Sont  $o_1$  et  $o_2$  axes du trièdre.

une direction principale correspond à une contrainte tangentielle nulle.  
 Les contraintes principales sont normales aux directions principales.

Ellipsoïde des contraintes :

$$f_x = \sigma_1 \alpha$$

$$f_y = \sigma_2 \beta$$

$$f_z = \sigma_3 \gamma$$

$$\alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 = 1$$

Après élimination de  $\alpha, \beta, \gamma \implies \frac{f_x^2}{\sigma_1^2} + \frac{f_y^2}{\sigma_2^2} + \frac{f_z^2}{\sigma_3^2} = 1$

$$f_x = X ; f_y = Y ; f_z = Z$$

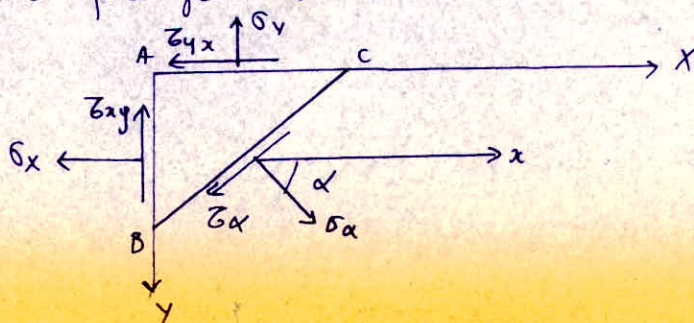
il vient :

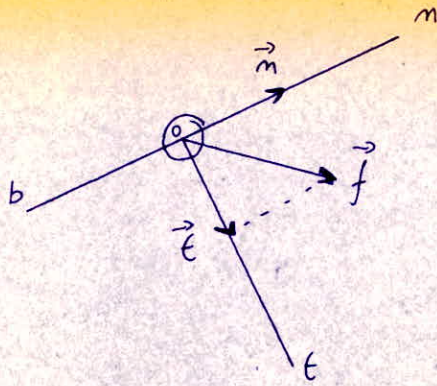
$$\frac{X^2}{\sigma_1^2} + \frac{Y^2}{\sigma_2^2} + \frac{Z^2}{\sigma_3^2} = 1$$

cette dernière relation est appelée ellipsoïde des contraintes.

50) ETAT PLAN des CONTRAINTES :

Les contraintes  $(\sigma, \tau)$  définies au paragraphe précédent varient généralement lorsque l'orientation de la facette sur laquelle elles s'appliquent varie. Pour cela il suffit d'étudier comment varient les contraintes sur les facettes normales au plan de contraintes, parce que c'est parmi elles que se trouvent les facettes les plus sollicitées. Supposons connues les contraintes  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}$  sur deux facettes. Cherchons les contraintes  $\sigma_\alpha, \tau_\alpha$  sur une facette constante, définie par l'angle  $\alpha$  que fait l'axe des  $x$  avec sa normale (facette) positive.





Les projections du vecteur contrainte  $f$  sur un élément orienté de normale  $n(\alpha, \beta, \gamma)$  suivant les axes principaux sont :

$$f_1 = \sigma_1 \alpha$$

$$f_2 = \sigma_2 \beta$$

$$f_3 = \sigma_3 \gamma$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : contraintes principales

on suppose que :  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

**b) Construction du Cercle de Mohr :**

On suppose toujours que :  $\sigma_1 > \sigma_2$  avec  $\sigma_3 = 0$

Pour conserver les notations vues précédemment :

$$\cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \quad ; \quad \sin^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

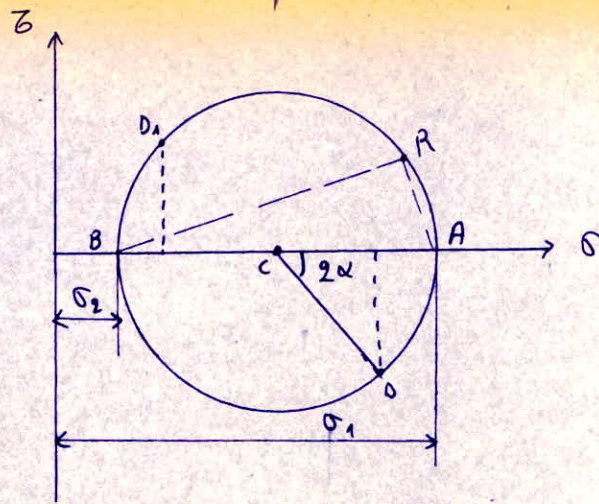
Posons :  $a = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$        $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$

on trouve :

$$\textcircled{1} \quad (\sigma_\alpha - a)^2 + \tau_\alpha^2 = r^2$$

la relation  $\textcircled{1}$  est l'équation cartésienne d'un cercle ...





Pour obtenir le point D correspondant à la facette d'angle  $\alpha$ , on trace le rayon CD faisant avec l'axe  $\sigma$  l'angle  $2\alpha$  (positif dans le sens des aiguilles d'une montre).

$$\vec{OF} = \vec{OC} + \vec{CF} = a + r \cos 2\alpha$$

$$\vec{FD} = -r \sin 2\alpha$$

$$\vec{FD} = \tau$$

$D_1, D$  : correspondent à deux facettes orthogonales

$$\vec{OF} + \vec{OF}_1 = 2\vec{OC}$$

Remarque : Pour obtenir les contraintes sur la facette orthogonale à BC qui est définie par  $\alpha + \pi/2$ , il suffit de remplacer :

$\sin \alpha$  par  $\cos \alpha$ , et  $\cos \alpha$  par  $-\sin \alpha$

$$\tau(\alpha + \pi/2) = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha$$

Conclusion : La somme des contraintes normales sur deux facettes perpendiculaires reste constante quand  $\alpha$  varie, et égale à la somme des tensions principales.

$$\sigma_\alpha + \sigma(\alpha + \pi/2) = \sigma_1 + \sigma_2$$

La construction de Mohr permet de trouver aisément la direction de la facette correspondant au point  $D(\sigma_x, \tau_{xy})$ , en effet traçons par le point  $A(\sigma_1)$  la parallèle à la facette principale sur laquelle agit  $\sigma_1$ , et par le point  $B$  la parallèle à la facette principale sur laquelle agit  $\sigma_2$ . Ces deux droites se coupent en  $R$  (point fixe): appelé "Pôle". La facette sur laquelle agissent  $(\sigma_x, \tau_{xy})$  est parallèle à  $RD$ .  $A\hat{C}D = 2\alpha \Rightarrow A\hat{R}D = \alpha$  (ce qu'il fallait démontrer)

### Pratique:

C'est le problème inverse qui se pose. Connaissant les points  $D$  et  $D_1$ : diamétralement opposés. Cherchons les contraintes et les directions principales.

- Construction du cercle de Mohr.

$$\overline{OF} = \sigma_x \quad \overline{OF_1} = \sigma_y \quad D(\sigma_x, \tau_{xy})$$

$$\overline{FD} = \tau_{xy} \quad \overline{FD_1} = -\tau_{xy} \quad D_1(\sigma_y, \tau_{yx} = -\tau_{xy})$$

On joint  $DD_1$ , ce qui donne le centre du cercle. On trace le cercle de rayon  $CD$ , le cercle coupe l'axe des  $\sigma$  en  $A$  et  $B$ .

$$\overline{OA} = \sigma_1$$

$$\overline{OB} = \sigma_2$$

\* contraintes principales:

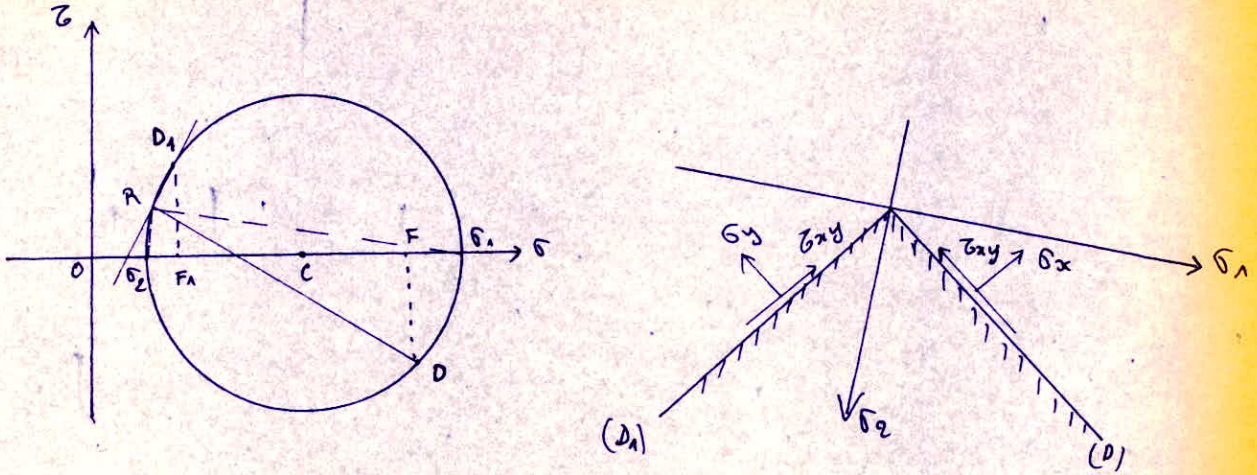
$$\sigma_{1,2} = \overline{OC} + \overline{CD} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

\* directions principales:

$$\tan 2\alpha = \frac{\overline{DF}}{\overline{CF}} = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Nota: Direction principale correspond d'une contrainte tangentielle nulle.

EXEMPLE :



On trace de D la parallèle à la facette (D)  
 On trace de D<sub>1</sub> la parallèle à la facette (D<sub>1</sub>)  
 $\} \Rightarrow R = (D) \cap (D_1)$

B) COURBE INTRINSÈQUE :

a) Définition :

Le problème des critères de la résistance d'une matière solide consiste à établir les relations auxquelles doivent satisfaire les éléments qui définissent l'état de contrainte en un point, pour qu'en ce point la matière ne dépasse pas certaines conditions limites au-delà desquelles par exemple la ~~ma~~ sécurité serait compromise.

b) critère de Mohr :

On considère une facette dans un massif de sol soumis à un champ de contraintes uniforme croissant lentement. A certain accroissement de la contrainte agissant sur cette facette, il apparaît un glissement suivant la facette. On peut lier à celle-ci un domaine orienté dans lequel doit se trouver la contrainte pour qu'aucun glissement ne se produise. Ce domaine est limité par une surface intrinsèque.

c) Hypothèses de Caquot:

Lorsque le milieu est isotrope, homogène, la surface intrinsèque est de révolution autour de la normale à la facette et son enveloppe s'appelle "Courbe intrinsèque".

d) Courbe intrinsèque:

Elle correspond à l'enveloppe des cercles de rupture dans la représentation de Mohr. Pour les massifs de terre, l'expérience montre que l'on dépasse un état d'équilibre interne par un phénomène de glissement provoquant des déformations permanentes ou des ruptures. Ceci s'exprime par la relation suivante :

$$\sigma = F(\tau)$$

la relation ① définit le critère de Mohr

Conclusion: La rupture se produira donc par glissement, pour lequel la contrainte tangentielle dépend à la fois de la contrainte normale et des caractéristiques du massif de terre considéré.

e) Exemples:

M. Caquot a montré que la courbe intrinsèque pourrait être représentée d'une façon assez exacte pour la plupart des matériaux par l'équation suivante :

$$a\sigma + b = \pm \tau^{3/2}$$

$$b = \pm \tau_0^{3/2}$$

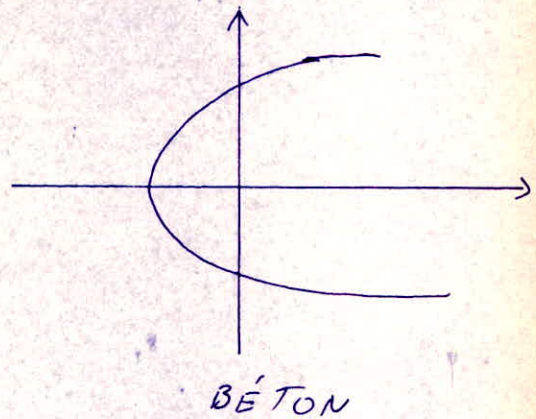
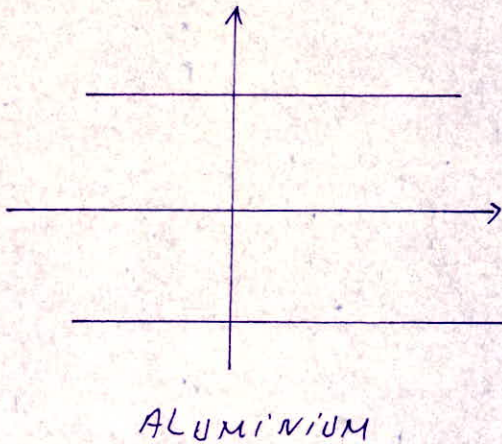
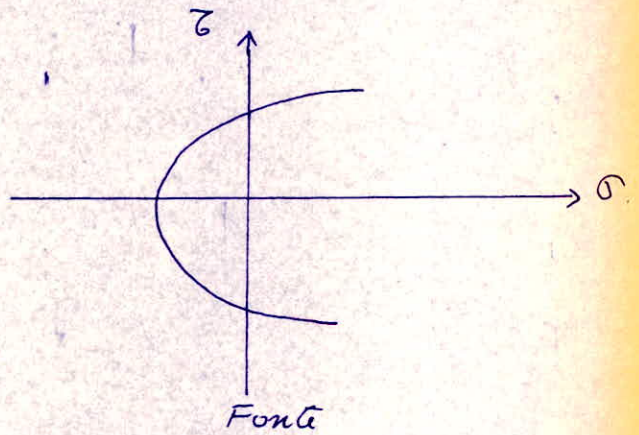
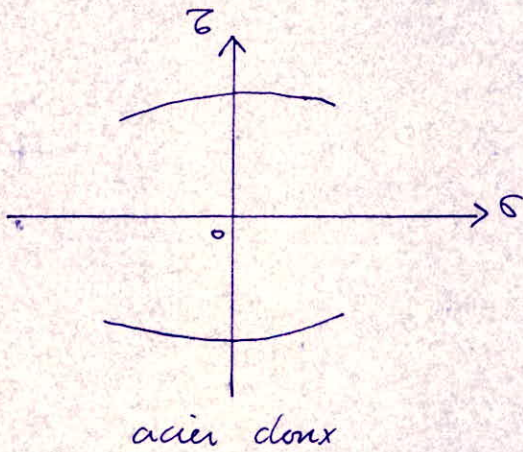
$\tau_0$ : ordonnée où la courbe intrinsèque coupe  $O\tau$

$m_0 = -\frac{b}{a}$  abscisse du sommet de la courbe  
(résistance à la traction hydrostatique)

\* critère de Coulomb :

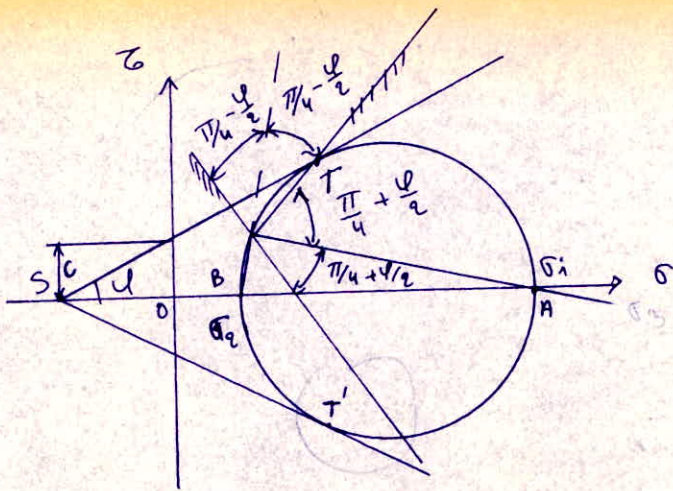
Les essais de laboratoire montrent, que la Courbe de Mohr des terres peut souvent être confondue avec une droite faisant un angle ( $\varphi$ ) avec l'axe des contraintes normales ( $\sigma$ ) et coupant l'axe des contraintes  $\tau$  à une ordonnée ( $c$ ) : " $c, \varphi$ " caractéristiques du massif de terres. Elle s'écrit de la manière suivante :

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



f) Représentation de la Courbe intrinsèque

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



P : pôle

PT et PT' : facettes de glissement sur lesquelles la condition de Coulomb est vérifiée. Ces deux facettes font entre elles un angle constant :  $\frac{\pi}{2} - \varphi$ . Les enveloppes de ces deux facettes constituent deux familles de lignes de glissement le long desquelles la condition de Coulomb est vérifiée.

$P\sigma_1$ ,  $P\sigma_2$  : directions principales

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  : contraintes principales.

## CHAPITRE II

A) CAP - DJINET :

I) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

Suite à la demande de Sonelgaz (lettre de commande du 12-09-78) portant études préliminaires des sols situés entre BOUDOUAOU EL BAHRI et CAP - DJINET (DAÏRA de BORDJ-MENAÏEL, WILAYA de TIZI-OUZOU). Afin de choisir le site optimum.

La Sonelgaz envisage de mettre en service une centrale électrique en 1985 composée de 4 x 300 Kw extensible et de 8 x 300 Kw.

No de site	SITUATION
I	Entre Boudouaou el BAHRI et l'oued Beroulouaou
II	Entre CAP BLANC et COURBET MARINE
III	Entre OUED MALEK et OUED AMARA

L'ordre de service pour démarrer les travaux est le suivant

- 1) site III
- 2) site II
- 3) site I

L'idée de cet ouvrage résulte de la constatation faite par la Sonelgaz de la présence simultanée de facteurs favorables qui sont :

- environnement : forêts, fumées, bruit, tourisme
- Agriculture
- Aménagement du territoire
- courants d'eau de mer



- géographie
- matériaux de construction (carières)
- eau pour la préparation du Béton
- Topographie

La présente étude conduit donc à la faisabilité de l'ouvrage et en fournit les principales caractéristiques pour le dimensionnement optimum et économique.

### II) TOPOGRAPHIE:

Le cadre du présent travail est constitué par des régions littorales situées à l'EST d'ALGER. Limitées au Nord par la méditerranée.

Les pentes des sites sont très faibles (pente allant de 2 à 3%)

Les coordonnées Lambert du site III (site de CAP DJINET)

$$S\ 301 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 589,20\text{ Km} \\ y = 395,20\text{ Km} \\ z = 2\text{ m} \end{array} \right.$$

$$S\ 302 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 589,3\text{ Km} \\ y = 395\text{ Km} \\ z = 3\text{ m} \end{array} \right.$$

### III) GÉOLOGIE:

#### a) Division des temps géologiques:

Les fossiles sont les débris et les empreintes ou traces d'animaux ou de végétaux enfouis dans les couches de roches sédimentaires à l'époque de leur formation. Les fossiles découvertes dans les couches permettent d'établir la classification des sédiments et de leur donner leur âge respectif.

Les temps géologiques se subdivisent en quatre ères

- Ère quaternaire
- Ère tertiaire
- Ère secondaire
- Ère primaire

Les ères sont subdivisées en périodes et chaque période en étages.

ERES	PÉRIODES	ETAGES et ROCHEs CARACTÉRISTIQUES	
IV	HOLOCÈNE	ACTUEL	
	PLEISTOCÈNE	MAGDALÉNIEN	
III	NÉOÈNE	PLIOCÈNE	CALABRIEN : Conglomérats de Calabre (ITALIE) ASTIEN : SABLES Jaunes d'ASTI (ITALIE) PLAISANCIEN : Marnes bleues de Plaisance (ITALIE)
		MIOCÈNE	TORTONIEN : Marnes bleues de TORTONA (ITALIE) HELVETIEN : Molasse d'HELVETIE (Suisse) BURDIGALIEN : FALUNS de BORDEAUX
		OLIGOCÈNE	
	PALÉOÈNE	EOCÈNE	

### 2) Géologie des Sites 10

Les régions ( Boudouaou et BATHRI, Zemmouri et BATHRI, EAP-DJINET ) n'intègrent dans le domaine nord atlantique.

On détermine la carte géologique, je me suis seulement basé de la carte géologique de Témis (ex Memville) : échelle 1/50.000 établie par FICHEUR en 1895.

La classification géologique montre qu'on a deux types de terrains :

- Terrain sédimentaire : d'origine continentale (terrasses fluviales d'origine marine (Vieux Mousmeas du Miocène).
- Terrain éruptif : d'origine magmatique, de type de basalte (roches épanchées à la surface formée).

Terrain sédimentaire :

alluvions actuelles (A) : dépôt limoneux des grandes crues (avec graviers) . Soit des plages s'étendant sur tout le territoire, sauf à la façade du CAP-BLANC et au CAP-DI-CLUSE (A1) : dans développés sur tout le littoral, principalement entre CAP-Blanc et l'Iser, où elle atteignent un épaisseur de 10 m (maximum) avec une largeur de 1,5 km.

alluvions récentes (A2) :

Dépôt limoneux des vallées, largement étendus sur les rives de l'Iser (2 à 3 km), ainsi que dans les affluents, plus particulièrement l'ouest de la vallée de l'Isère et de la Bourne excellentes terres de cultures.

alluvions anciennes (A3)

A l'ouest de la vallée de l'Iser, on trouve des dépôts de 10 à 20 m d'épaisseur, principalement calcaires formés la direction des vallées, je

35 à 40 m (Isserville), anciens dépôts tourmentés des flancs du Massif de Méneville (Zaïtra) profondément entaillés par les ravins.

alluvions anciennes (q'') niveau moyen :

Dépôts colluvieux et limoneux de 20 à 30 m en dehors des vallées actuelles ; développés sur le plateau d'Isserbourg.

Plages émergées (q'm) niveau inf :

Plages quaternaires ; sables et grès, épaisseur 10 à 20 m au-dessous du rivage (Mura DJINET)

Plages émergées (q'm)

Dépôts marins plus anciens, indépendants des précédents ; poudingues à grains de quartz ; avec débris de coquilles. Lambeau au-dessus de la falaise du CAP-BLANC (épaisseur jusqu'à 50 m).

alluvions anciennes (P1b) :

Dépôts colluvieux démantelés occupant les sommets les plus élevés des collines d'Isserbourg.

Pléistocène supérieur (P1)

(classification de POMEL). Sables rouges anguleux, parfois très fortement colorés, formant une zone continue sur tout le littoral ; intercalations irrégulières de lits colluvieux, de poudingues quartzeux, de grès grossiers, de sables concrétionnés provenant de dunes consolidées (tranchées du Corso).

Épaisseur maxima : 50 m, fossiles rares. Couches faiblement inclinées vers le rivage. Dans les rivages ces sables se sont oxydés et passent du rouge au gris.

Sables grossiers (P1a):

Dépôts littoraux, cônes de déjection sur le versant au Nord de Hénerville  
Empruntés aux roches éruptives (granite, liparite) passent  
latéralement aux sables rouges.

Marnes bleues Sahéliennes (mu):

Équivalent de Miocène supérieur de l'Europe occidentale.

Puissance assez qui occupe la majeure partie de la surface de la  
feuille (carte géologique de Thénia); épaisseur maximum 150 m.

Ces marnes forment à l'ouest le substratum de P1, constituent  
les collines des Imes de Badj-Ménaiel. Fossiles rares.

Marnes Cattenmies (Mac):

(Équivalent de Miocène inférieur de l'Europe occidentale)

Marnes dures conchoïdes, pénétrées de nombreux filons de calcite  
fibreuse; quelques intercalations de grès ou de calcaires en  
plaquettes, fossiles rares. Ces marnes sont modifiées et  
durcies par la labradorite (roche d'origine volcanique:

Massif de CAP - DJINET)

Tenais éruptifs:

Andésites (8)

Roches gris verdâtres, plusieurs pointements à travers l'Helvétien  
(Miocène moyen de Pomel) de RAÏCHA (Badj-Ménaiel) dont  
les marnes sont modifiées au contact.

Labradorites (7):

Pointements rocheux du CAP - DJINET, structure prismatique en  
épanchantail, modifiant les marnes Cattenmies, dont elles

englobent des gr. fragments.

### Andésites et Labradorites ( $\alpha$ - $\lambda$ )

Roches généralement altérées à la surface. Les premières nappes sont interstratifiées dans les poudingues (m<sup>3</sup>a). A cha - RAHMANE ces roches constituent tout le massif depuis cette arête jusqu'au Djebel Djennad. Tufs gris foncé ou verdâtres.

### Roches Andésites ( $\alpha$ - $\lambda$ )m

Formés de fragments empâtés dans un tuf grisâtre, nettement stratifié autour du village de Djennad.

### Nota:

Une étude faite par M<sup>me</sup> DE GIOVANNI concernant les formations Volcaniques du Massif de CAP - DJINET. Pour ailleurs les études micropaléontologiques sur les échantillons marneux montrent qu'il y a des conlés de roches éruptives. La séquence Volcanique est composée d'une alternance de conlés et de tufs d'intercalant dans les terrains sédimentaires.

J. Curie et G. FLAMAND (1889) ont décrit ces roches éruptives et les classent dans le groupe des Labradorites et des Andésites. Ces roches Volcaniques datant de 15 millions d'années.

### IV) Hydrogéologie:

Le régime des cours d'eau est fonction du climat. En Algérie, de tous les éléments du climat, le plus variable est la pluie; c'est celui qui conditionne directement le régime de nos cours d'eau. La variabilité de la pluie est grande d'une année à l'autre.

Trois oueds principaux drainent la région de CAP - DJINET

Oued AMARA

Oued MALEK

Oued ISSER

Les oueds AMARA et Malek, quant à eux ils ont un débit faible même en hiver, l'été les cours d'eau se réduisent à un mince filet d'eau. Quelquefois ces oueds se dessèchent.

Pendant la période hivernale les précipitations se traduisent par des crues importantes sur l'oued ISSER.

La nappe d'eau rencontrée dans les deux sondages (S301, S302) à des profondeurs successives de : 2,0 m et 2,5 m. Ceci montre que l'écoulement des eaux se fait probablement du Sud vers le Nord (vers le rivage), car le sondage S301 se trouve à 100 m du rivage (voir schéma).

La région de CAP - DJINET qui est une partie intégrante du littoral Algérois, est humide, les précipitations varient de 600 mm à 800 mm par an. Dans les collines à sommets peu importants (400 m au Djebel Djennad) se développe une végétation typique du littoral : bruyères sur les sols marno-calcaires, vignobles sur les terrains sableux, petits bois sur les formations volcaniques.

NOTA:

Ces roches volcaniques sont de deux séries :

\* Série inférieure basaltique:

Cette série est caractérisée par :

- des basaltes doléritiques
- des basaltes porphyriques et fins

Ces roches sont constituées de : Plagioclases basiques, Calcite etc...

\* Série supérieure d'aulérites basiques

Ces roches sont constituées de : Olivine, biotite.

Résultats des Lames Minces:

Les grains moins espacés rendent difficile la détermination des minéraux.

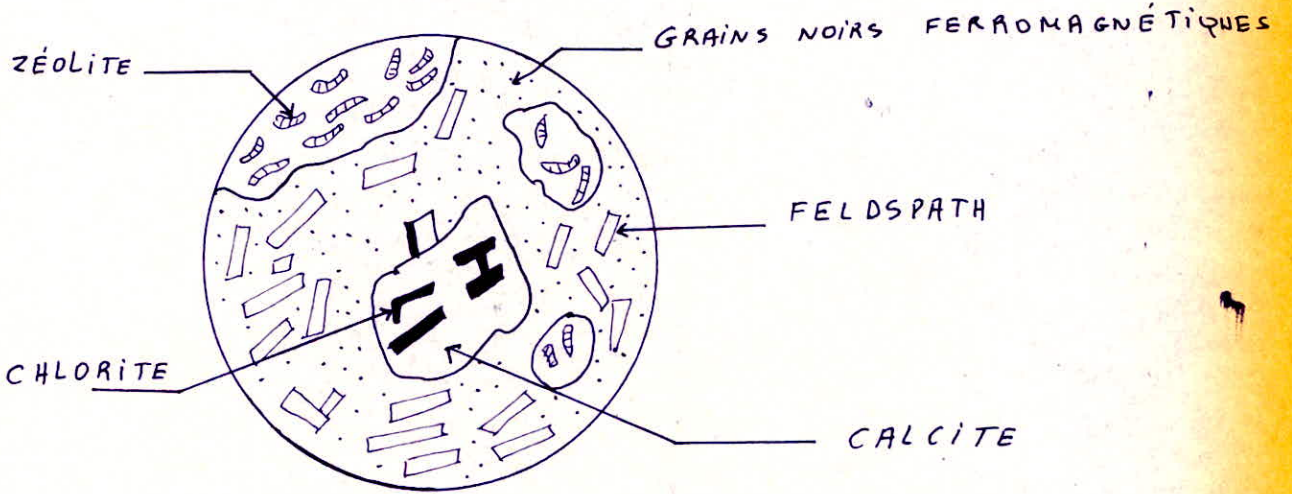
Les minéraux du type olivine sont altérés en calcite et chlorites.

La roche étudiée est fissurée, altérée ce qui rend difficile la classification. Les structures sont fluidales (laves).

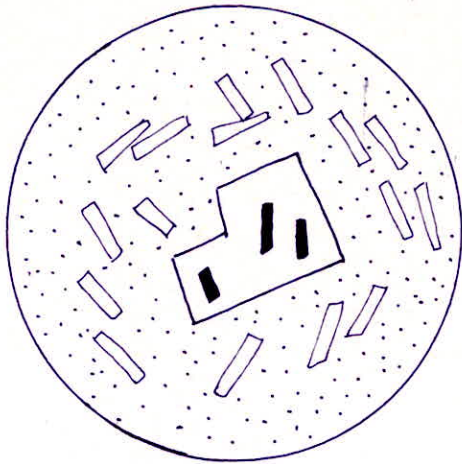


LAMES MINCES (( CAP- DJ'INET ))

S 202 profondeur : 11,2 m



S 202 profondeur : 14,50 m



V) ESSAIS IN SITU:

Une première campagne de reconnaissance de sols a été réalisée en 1973 pour constituer le dossier d'avant projet sommaire d'une raffinerie à CAP-DJINET. Elle comportait 60 sondages carottés sur une superficie de 1,5 Km x 0,8 Km.

La deuxième campagne de reconnaissance de sol effectuée en Mars 1979 a comporté l'exécution de deux essais de pénétration statique poussés jusqu'au refus, deux essais pressiométriques pour apprécier l'homogénéité du terrain, et également deux sondages carottés (S 301 et S 302) de profondeurs respectives 50 m et 30 m ces deux sondages sont équipés de piézomètres.

On rencontre à partir de la surface les couches suivantes:

S 301:

- 0 — 9,5 m différentes couches de sables (Voir coupe du sondage)
- 9,5 — 10 m passage de galets
- 10 — 50 m Marnes grises compactes
- Nappe d'eau de surface à 2 m (1<sup>er</sup> AVRIL 1979)

S 302:

- 0 — 9,45 m différentes couches de sables (Voir coupe de sondage)
- 9,45 — 14 m roche éruptive (BASALTE)
- 14 — 16 m roche microlitique
- 16 — 17,5 m Marnes grises
- 17,5 — 18,5 m Roche éruptive fissurée
- 18,5 m — 30 m Marnes grises compactes
- Nappe d'eau de surface à 2,5 m (1<sup>er</sup> AVRIL 1979)





CHANTIER: CAP DJINET

date: CENTRALE ÉLECTRIQUE

Réf. dossier: 24 79 0009

appareil:

Sondage N° 5 3 0 2

PRECISION: ±  $\begin{matrix} 10\text{ m} \\ 100\text{ m} \\ 1000\text{ m} \end{matrix}$

X = 15 8 1 9 1 3 1 0 1 0  
Y = 13 1 9 1 5 1 0 1 0 1 0  
Z = 1 1 1 1 3 m

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I. intact P. paraffiné) %		niveau eau perte	coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	tubage rotat.	Batt.	0	25					
								Sable marron clair fin légèrement graveleux		
								Sable moyen gris clair faiblement consolidé		S.P.T } 12 3-3,45m } 10 } 11
								SABLE grossier grisâtre		S.P.T } 44 6,45-6,90 } 25 } 41
								gravier, cailloux quartz en quantité		
								Roche Éruptive traversée par des veines de calcite (1mm-3cm d'épaisseur)		
								Roche microlitique pâte cristallisation très fine.		
								Maître grise compacte à début horizontal		
								Roche éruptive fissurée		
								Maître grise compacte à schisteuse diachloée		





CHANTIER: CAP-DJINET  
 date: CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° 5 0 3 1

Réf. dossier: 21-79-0009

PRECISION: ±

10 m  
 100 m  
 1000 m

X = 5 8 1 9 , 1 5 1 5  
 Y = 3 1 9 4 , 1 3 1 6  
 Z = 1 1 1 9 m

appareil:

Echelle en m.		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélèvement (I intact P paraffine) % 25 50 75 100	niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	Subagenrotal Batt.						
						SABLE MOYEN GRIS BEIGE Coquilles, rares GALETS		
	5					SABLE FIN GRIS		
						SABLE GRAVELEUX Peu CALCAIRE		
	10					MARNE GRISE		
						CALCAIRE GRIS ARGILEUX		
	15					MARNE GRISES FISSURÉE		
	20							



CHANTIER: CAP-DJINET  
CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° 5 0 2 9

date: 21. 79. 0009

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

X = 51819,3210 Z = 11181 m  
Y = 131914,71910

appareil:

INCL:

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélevement (I: intact P: paraffiné) %		niveau eau perte	coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	rotat	Batt.	0	25					
								SABLE MOYEN à FIN GRIS		
	5							SABLE GROSSIER à peu GROSSIER GRIS		
								DEPOTS DE GALETS		
	10						P	MARNE peu ARGILEUSE COMPACTE		
							P			
							P			
							P			
	15						P			
							P			
							P			
	20						P			



CHANTIER: CAP-DJINET  
 CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° S 0 3 2

Ref. dossier: 21.79.00.09

PRECISION: ±

10 m  
 100 m  
 1000 m

X = 51819,375

Z = 114 m

Y = 3915,135

Appareil:

Echelle en m.		Ø et type d'outilage	Carottage nature prélevement (I intact P paraffiné) %	niveau eau	perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Prof (m)		Kubagenrotal Balt.	0 25 50 75 100						
							SABLE MOYEN GRIS, peu consolidé, rares Coquilles		
							SABLE MOYEN, avec quelques petits GALETS		
							SABLE TRÈS GROSSIER très GRAVELEUX		
5							Petits GALETS φ: 1 à 3 cm		
							GALETS MOYENS		
					P		MARNE GRISE peu FRIABLE		
					P				
10					P				
					P				
					P				
					P				
15					P				
					P				
					P				
20					P				

CHANTIER: CAP-DJINET  
 date: CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° S 0 3 6

Réf. dossier: 21.79.0009

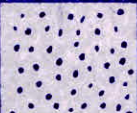
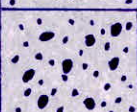
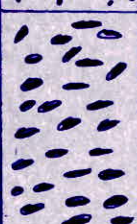
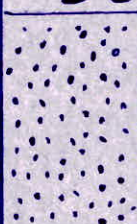

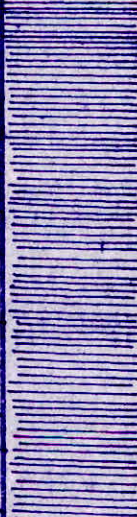
PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

  
 INCL:

X = 588,930  
 Y = 39,485  
 Z = 112 m

appareil:

Echelle en m.		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélevement (I. intact P. paraffine) %	niveau eau perte	COUPE	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)							
			0 25 50 75 100					
						SABLE FIN à MOYEN GRIS		
						SABLE FIN à MOYEN GRIS, peu GRAVELEUX		
	5					SABLE GROSSIER avec petits GALETS		
						SABLE FIN à MOYEN GRIS		
						GALETS		
	10					MARNE GRISE FRIABLE		
				P				
				P				
	15			P				
				P				
				P				
	20			P				

CHANTIER: CAP-DJINET  
date: CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° S 0, 2, 6


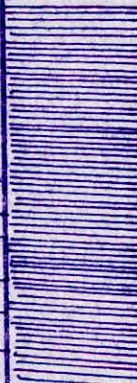
Réf. dossier: 21-79-0009  
appareil:

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

  
INCL:

X = 589,1115 Z = 1118 m  
Y = 39,4650

Echelle en m.		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélèvement (I.intact P.paraffine) %	niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	Tubage rotat	Batt.	0 25 50 75 100				
0	0					SABLE FIN à MOYEN GRIS BEIGE		
5								
10						PASSAGE de GALETS		
15						MARNE GRISE Peu FISSURÉE		
20					P P P			



CHANTIER: CAP-DJINET  
CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° 5 0 3 7

Date: Réf. dossier: 21.79.0009

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

  
INCL:

X = 5,8,8,9,110  
Y = 3,9,4,9,610  
Z = 1114 m

Appareil:

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I: intact, P: paraffiné)		niveau eau	perte	COURB	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
note (m)	Prof (m)	Kubagenrotat	Batt.	%	0 25 50 75 100						
									SABLE FIN non cimenté		
									SABLE GROSSIER non cimenté		
									GRAVES ALLUVIALES φ: 5 à 10 cm		
									SABLE FIN + éléments Marneux		
							P		MARNE BLEUE		
							P		COMPACTE		
									se débitant en plaquettes		

CHANTIER: CAP-DJINET  
 Date: CENTRALE ELECTRIQUE

Sondage N° 5 0 3 5

Réf. dossier: 21-79-00 09

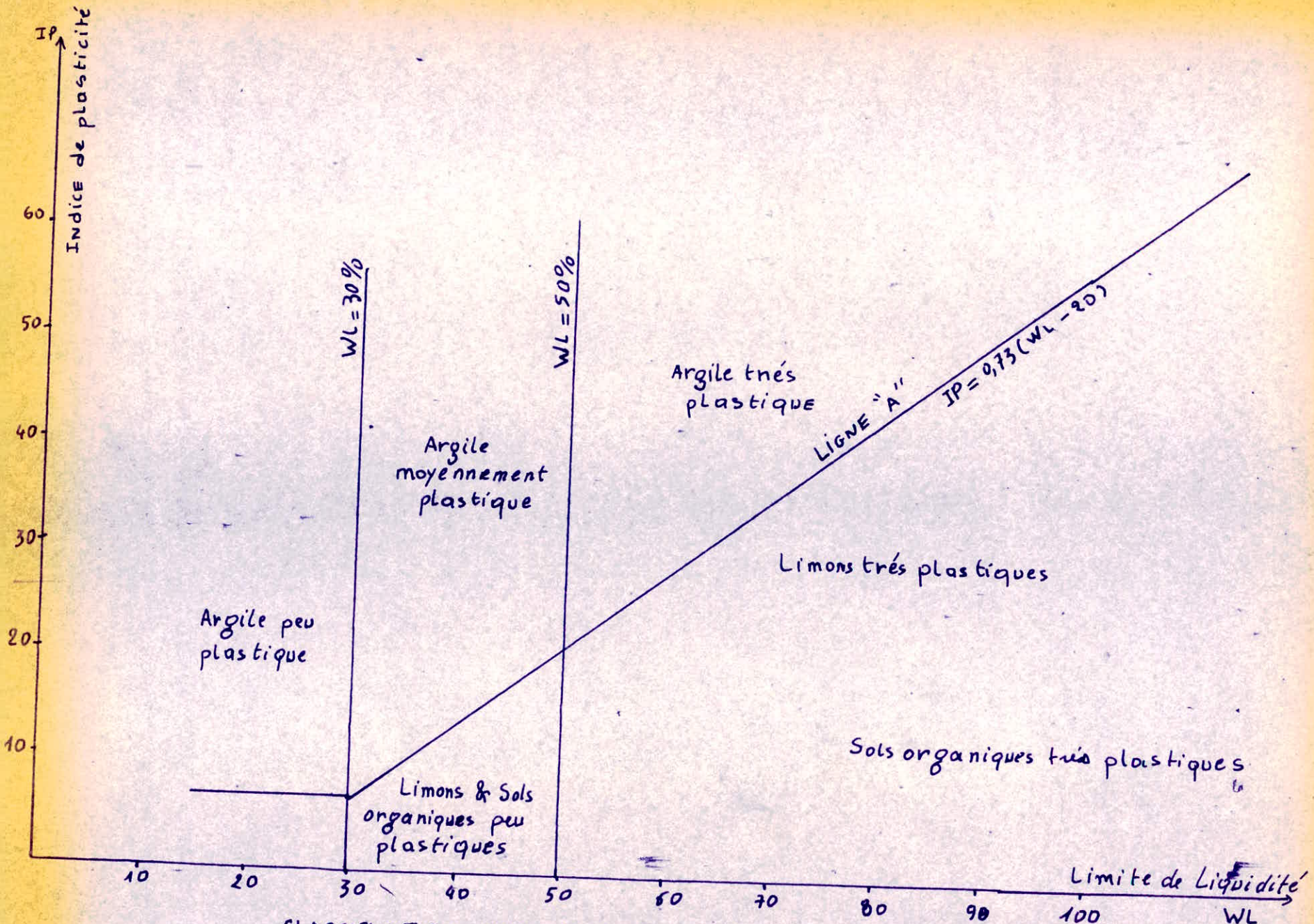
PRECISION: ± 10 m  
100 m  
1000 m  
 INCL:

X = 5,89,1,010 Z = 1112 m  
 Y = 3,9,5,1,010

Appareil:

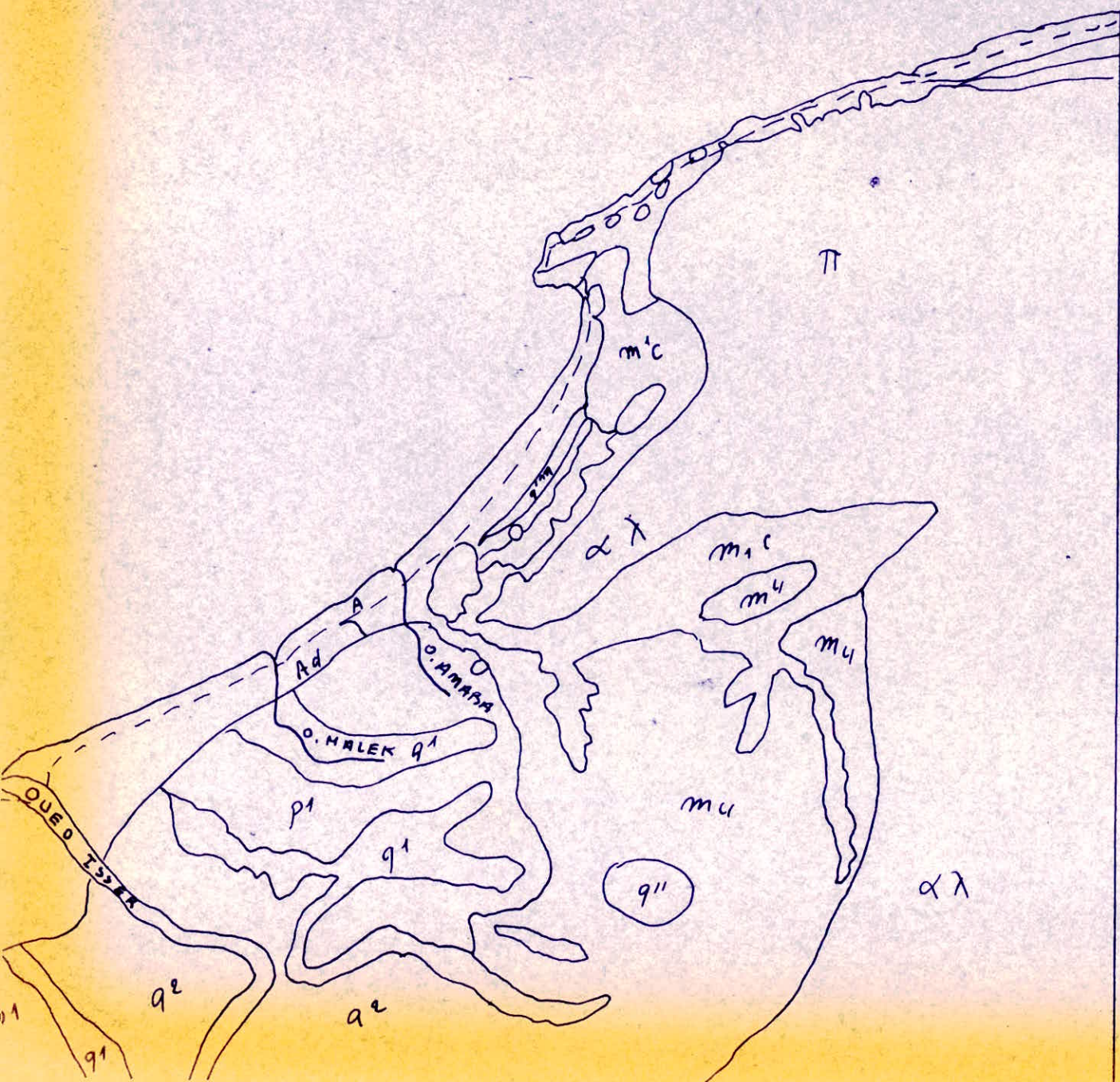
Profondeur en m.	Ø et type d'outilage	Carottage nature prélevement (I intact P paraffiné) %	niveau eau	perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 40%;"> <p>0 25 50 75 100</p> </div> <div style="width: 40%;"> <p>0 5 10 15 20 25 30</p> </div> </div>					(coupe)	<p>SABLE Fin, grossier à la base avec passage argileux</p> <p>GRAVIERS FORMÉS de DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS</p> <p>GRAVES ALLUVIALES φ: 5 à 10 cm</p> <p>SABLE MOYEN avec petits GALETS</p> <p>MARNE BLEUE COMPACTE</p>		





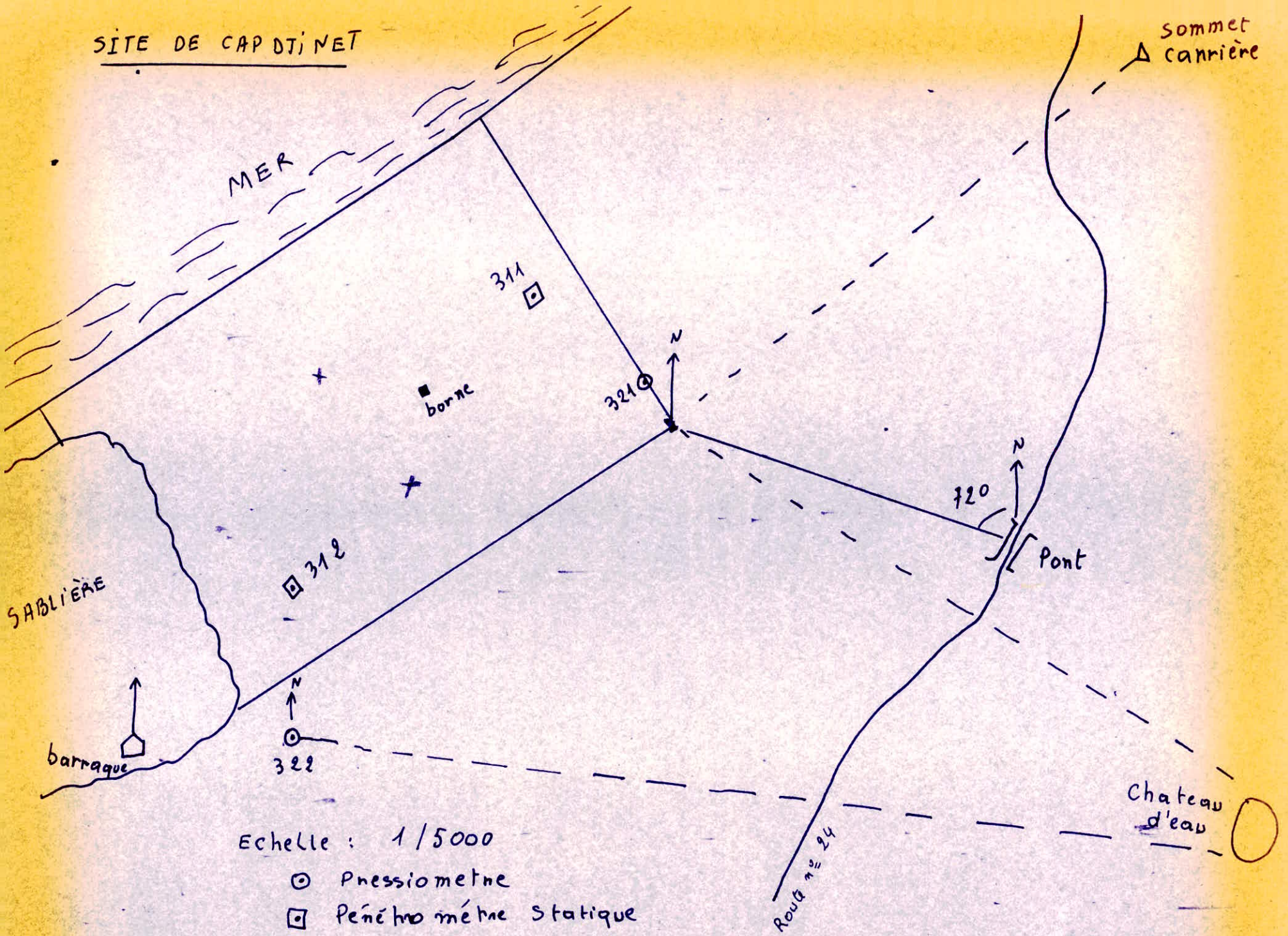
CLASSIFICATION DES SOLS FINS (plus de 50% des éléments < 80 μ)  
DIAGRAMME DE PLASTICITE

LÉGENDE



- TERRAIS SEDIMENTAIRES
- ↑ [ A ] alluvium actuelles. Plage
  - [ Ad ] Dunes
  - [ a<sup>2</sup> ] alluvium récentes
  - [ q<sup>1</sup> ] Alluvium anciennes des Vallées actuelles (inf)
  - [ q<sup>11</sup> ] Alluvium anciennes ( N. moyens )
  - [ q<sup>1m</sup> ] Plages émergées ( N. élevés )
  - [ q<sup>1m</sup> ] Plages émergées ( N. inf )
  - [ p<sup>1</sup> ] Sables rouges Pliocène sup
  - [ m<sub>4</sub> ] Marnes bleues Sahéliennes
  - ↓ [ m'c ] Marnes du Cretacien
  - [ λ ] Labradolites miocènes
  - [ α-λ ] Andésites et Labradolite miocènes
- ERUPTIFS →

SITE DE CAP DJINET



Echelle : 1/5000

- ⊙ Pnssiometne
- ⊠ Pénétrométre Statique

(EXTRAIT : FICHE DE M<sup>re</sup> DEBIDRANI)  
 TAVITQ P C QP DZIMET  
 HZSIE VOZAMIPUS QP C H P DZIMET

HERVETIEN  
 BAMBULIEN

CHATELAINIEN

Basalte für zu

Basalte absteigend

Basalte für zu

Basalte absteigend

VOZAMIPUS

Basalte für zu

Basalte absteigend



Y=396

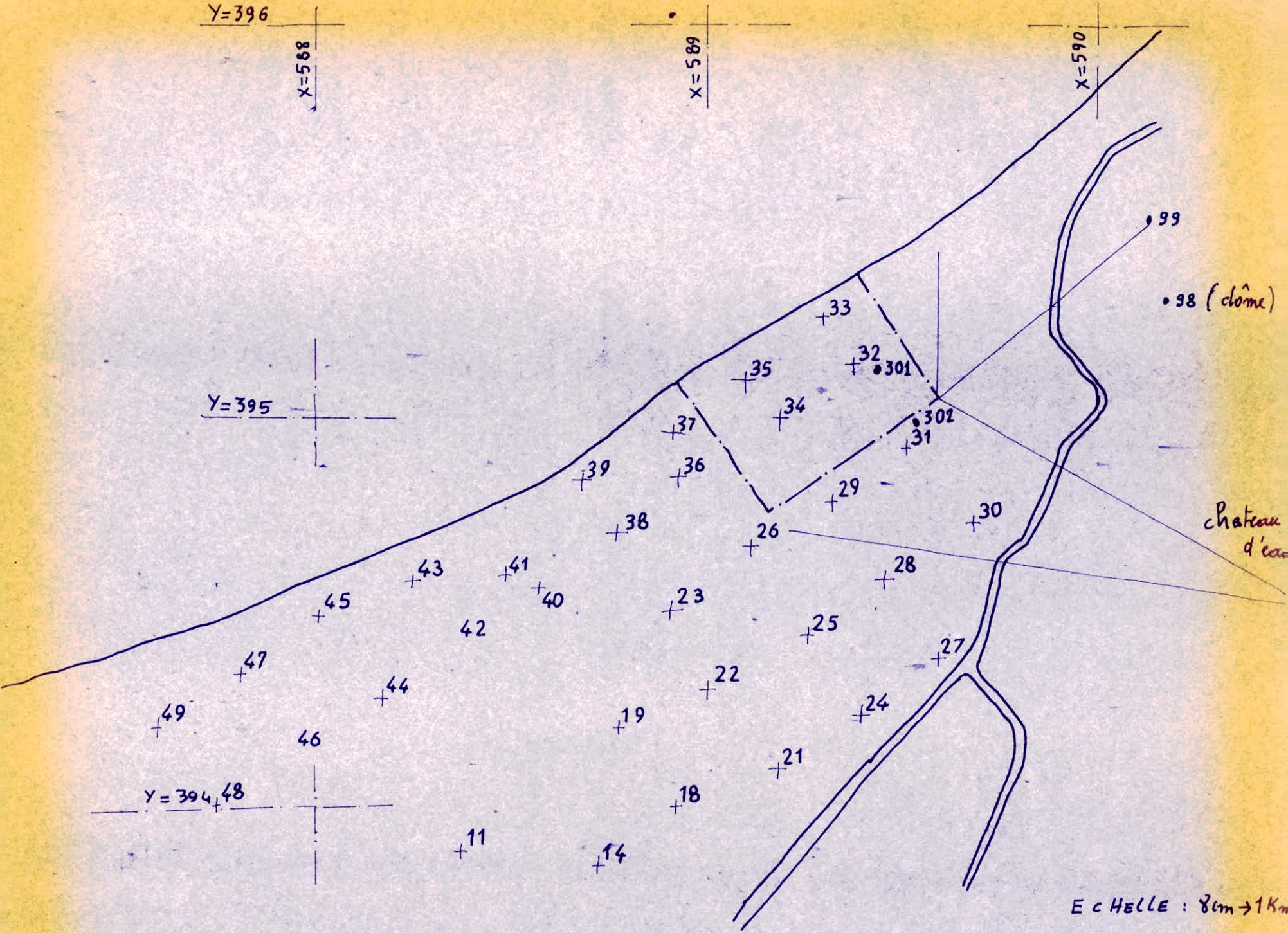
X=588

X=589

X=590

Y=395

Y=394,48



Château d'eau

98 (clôme)

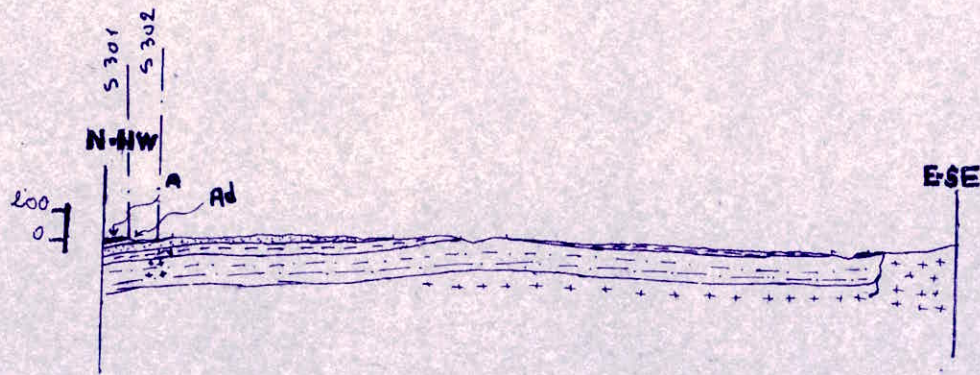
99

Echelle: 8cm -> 1km

# COUPE GÉOLOGIQUE

## RÉGION DE CAP-DJINET

$$\text{ech} = \frac{1}{50.000} \text{ e}$$



### Legende



P<sub>1</sub>



m<sup>4</sup>



m<sup>1c</sup>



a<sub>2</sub>

Corrélation des essais pneumométriques et statiques :

Les résistances de pointe mesurées à partir des essais statiques sont :

S 3 1 1 :

$$8 < R_p < 400 \text{ bars}$$

à la profondeur 3 - 4 m  $R_p \approx 8 \text{ bars}$

S 3 1 2 :

$$36 < R_p < 200 \text{ bars}$$

à la profondeur 3 - 4 m  $R_p = 52 \text{ bars}$

Les faibles valeurs de résistances de pointe correspondent à des sables grossiers lâches ( peu compact ) : voir coupe de sondage.

On remarque que les graphes présentent le même faciès.

La forme des courbes pneumométriques, les valeurs des pressions limites et de fluage, celles des modules donnent des indications précises sur la nature même des couches traversées.

Echelle des valeurs de E' et PL

Sols	E (bars)	PL (bars)
Vases et tourbes	2 à 10	0,2 à 1,5
argiles molles	5 à 30	0,5 à 3
Argiles plastiques	30 à 80	3 à 8
argiles raides	80 à 400	6 à 20
Marnes	50 à 600	6 à 40
limons	20 à 100	2 à 15
Sables vaseux	5 à 20	1 à 5
Sables et GRAVIERs	80 à 400	12 à 50
Sables sédimentaires	75 à 400	10 à 50

E : module pressiométrique

pe : pression limite

$\frac{E}{pe}$  : Varié de 12 à 30 pour les sols non consolidés

$\frac{E}{pe}$  : Varié de 5 à 8 pour les terrains alluvionnaires (sables  
graviers, sables limoneux sous l'eau)

Les deux essais pressiométriques (S 321, S 322) montrent qu'il y a présence de sables-graviers (sables très grossiers peu compacts : voir coupe de Sondage) à la profondeur 3-4m, car les valeurs du rapport  $\frac{E}{pe}$  sont de l'ordre de 11 ( $\frac{E}{pe} < 12$ )

Les côtes de refus indiquent donc le toit de la marne grise du pliocène.

Les essais pressiométriques et statiques donnent des résultats cohérents

Remarque: Connaissant le module pressiométrique d'une couche, on peut déterminer sa résistance de pointe.

$$E_p = f(R_p)$$

\* c'est une fonction presque linéaire dans certains endroits : c'est à dire dans le cas où les valeurs de  $E_p$  croissent avec la profondeur.

$$E_p = \alpha \cdot R_p$$

$\alpha > 1$ , il peut aller jusqu'à 1,5 (sol très compact)

\* c'est une fonction complexe dans les autres cas.

ESSAIS S.P.T :

L'essai S.P.T permet de connaître la compacité in-situ des sols pulvérulents. Le S.P.T est un carottier qu'on l'enfonce dans un



On mesure le nombre de coups N nécessaires pour faire entrer le couteau de 30 cm dans le sol. On pose les résultats sur un graphique.

$N \rightarrow P_0$  : densité relative  $\leftarrow \psi$  : angle de frottement interne.

Profondeur	Nature du sol	Profondeur	N
0,2 - 0,25 m	Sable grossier grain de quartz	0,2 - 0,25 m	28
0,25 - 0,3 m	" "	0,25 - 0,3 m	20
0,3 - 0,35 m	" "	0,3 - 0,35 m	18
0,35 - 0,4 m	ZABE MOYEN GRIS	0,35 - 0,4 m	31
0,4 - 0,45 m	ZABE GROSSIER gris	0,4 - 0,45 m	22

Calculs :

Deux corrections sont à apporter à la valeur N du nombre de coups  
 \* une première correction qui correspond au terme de profondeur

$$N' = N \cdot \left[ \frac{30}{p_0 + 30} \right]$$

\* une deuxième correction qui tient compte de la largeur des spatiales  
 $p_0$  : contrainte effective des terres rem - jactées en t/m<sup>2</sup>

$$N'' = \frac{1}{5} N' + F \cdot 2$$

Exemple :

2.9.2 : 0,35 - 0,4 m

- correction de pression :

$$N' = N \left[ \frac{35}{p'_0 + 7} \right]$$

$$N = 21$$

nappe à 2,2 m

$$p'_0 = \gamma D - \gamma_w \cdot D' = 2 \cdot 3,3 - 1 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ t/m}^2$$

$$N' = 21 \left[ \frac{35}{5,5 + 7} \right] = 58,8$$

- correction d'eau

$$N_1 = \frac{1}{2} N' + 7,5 = \frac{58,8}{2} + 7,5 = 36,9$$

$$N_1 = 37$$

$$N_1 = 37 \xrightarrow{\text{ABACQUE}} R_D \approx 0,8 \longrightarrow \varphi \approx 35^\circ \text{ (TERZAGHI)}$$

conclusion: Le sable a une forte compacité

#### VI) ESSAIS de LABORATOIRE:

Une classification géotechnique des sols a pour but de ranger les sols par catégories présentant les mêmes caractéristiques géotechniques. Les américains vont jusqu'à donner pour chaque type de sol de la classification, une appréciation sur : ses possibilités de tassement et de gonflement, la fourchette moyenne des densités sèches etc... Les systèmes de classification sont nombreux. Nous indiquons simplement qu'il en existe plusieurs qui utilisent à la fois la granulométrie et la plasticité des matériaux. Parmi ces derniers, le système de classification le plus utilisé est : U.S.C.S (Unified Soil Classification System). Il est basé sur les caractéristiques granulométriques pour les sols contenant un pourcentage de fines suffisamment faible.

Il est basé aussi sur des caractéristiques de plasticité pour les sols dans lesquels les fines jouent un rôle prépondérant.

En conclusion, la classification utilisera.

- le pourcentage de tamisat à 0,08 mm
- le pourcentage de tamisat à 2 mm
- le coefficient d'uniformité (ou de HAZEN)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

$D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$  : représentent les diamètres des grains à 10, 30 et 60% de tamisat.

- Le diagramme de plasticité établi par A. CASAGRANDE

« Les sols argileux se trouvent au-dessous de la droite "A" d'équation  $I_p = 0,73 (W_L - 20)$ , les sols contenant des matières organiques au-dessus ».

Sur les échantillons remaniés de sable et intacts de marnes prélevés lors de la deuxième campagne de reconnaissance de sol.

Nous avons effectué les essais suivants:

#### 10) Essais Physiques:

- granulométries sur les sables et la marne grise à différentes profondeurs.

- mesures de densités sèches ( $\gamma_d$ ) pour apprécier la compacité du sol.

- mesures de limites d'Atterberg sur les marnes, celles-ci permettent d'apprécier l'état de gonflement de sol.

- mesures de la teneur en eau.

- Analyse chimique sommaire sur la marne.

## 20) Essais Mécaniques:

- 7 oedomètres : pour apprécier l'état de compressibilité et de perméabilité de la marne prise du pléistocène.

Dont un avec mesure de cv pour estimer le temps de tassement.

- 2 compressions simples saturées à l'appareil triaxial : pour apprécier la résistance au cisaillement à court terme, et pour déterminer le module d'élasticité non drainé du sol (E).

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{F \cdot \frac{\Delta H}{H}}$$

(bars)

F : coefficient de sécurité pris généralement égal à 3.

- 2 essais de cisaillement UU saturés à la boîte de CASAGRANDI : pour apprécier la résistance au cisaillement à court terme.

### Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus d'après les courbes granulométriques montrent que les sables sont bien gradués, plus ou moins propres.

$$C_u \text{ moy} > 6$$

$$C_c \text{ moy} > 1$$

Les courbes granulométriques des marnes sont identiques, le pourcentage des fines passant au diamètre 0,08 mm est de l'ordre de 90%

-

ce qui explique qu'on a affaire à un sol fin.

Les caractéristiques moyennes suivantes de la marne :

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

$$q = 370$$

$$c = 3 \text{ bars}$$

obtenus dans un cisaillement UU saturé.

$$R_c = 17,35 \text{ bars (d'après une compression simple saturée)}$$

$$S_n \approx 97\% \text{ avec } W = 9\%$$

$$2,9 < p_c < 10 : \text{bars}$$

$$0,028 < c_t < 0,07$$

$$0,01 < c_g < 0,025$$

Montrent que la marne (du pléistocène) est très compacte (dense) saturée, dure, surconsolidée<sup>(1)</sup>, non tassante, non gonflante

(sauf à la profondeur 28,0 / 28,4 m où on a  $p_c = 3,4 \text{ bars}$

$c_t = 0,158$ ,  $c_g = 0,066$  qui montrent qu'il y a

passage argileux Voir coupe de sondage S301)

$$(1) p_c > \sum \gamma_i D_i \Rightarrow \text{sol surconsolidé}$$

$\gamma_i$  : densités des terres (unites)

$D_i$  : profondeurs des couches.

SABLE	$\gamma_1, h_1$
MARNE	$\gamma_2, h_2$
<input type="checkbox"/> E.P	

E.P: échantillon paraffiné prélevé à la profondeur  $h_2$ .

si  $p_c > \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2$  on dit que le sol est surconsolidé

$p_c$ : pression de consolidation.

On peut dire que cette compacité est due à la présence des coulées Volcaniques (BASALTE) au contact des marmes « thèse de M<sup>me</sup> DE GIOVANNI ».

D'après la courbe contrainte - déformation de l'essai de cisaillement  $WU$  :  $c = 3 \text{ bars}$ ,  $\varphi = 37^\circ$ . On peut classer la marme parmi les roches (schisteuses par exemple).

D'ailleurs les résultats oedométriques  $0,03 \leq C_t \leq 0,05$   
 $0,01 \leq C_g \leq 0,03$  caractérisent une roche.

Les courbes de déchargement obtenues, sont identiques à celles de chargement à une résonance près (voir courbes oedométriques). Ceci explique que la marme possède quelques propriétés d'un matériau élastique.

L'analyse chimique montre qu'il y a des traces de sels chlorures, sulfates, chlorures. On constate que les sols ne risquent pas de contenir de particules de gypse.

En conclusion, la marme étudiée est un matériau presque homogène, fin. Possédant les caractéristiques géotechniques d'une roche dure.

1111

301	"	"	"	"
10,5/10,8	13,8/14,4	16,0/16,1	16,4/16,6	21,2/21,3
MARNE GRISE	MARNE GRISE	MARNE GRISE	MARNE GRISE	MARNE GRISE

2,22      2,27      2,18      2,16      2,17

9,15      9,4      9,58      9,57      9,42

94,6      100      100      98      100

2,82      2,7      2,74      2,74      2,73

100      99      100           99

99      97      97           94

70      60      59           62

22      18      14           22

39      41,5      40,3           38,5

16,8      20,2      20,0           15,9

2,9           3,4           4,3

0,059           0,070           0,048

0,016           0,025           0,013

9,4-10,2

3,0

372





SONDAGE n°	S 34	S 26	S 32	S 36	S 29	S 35
Profondeurs (m)	Prof: 13,5 m	Prof: 10,6 m	Prof: 11,2 m	Prof: 9,8 m	Prof: 10,7 m	Prof: 15 m
Nature apparente des sols échantillonnés	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE
Densité sèche : d T/m <sup>3</sup>	2,15	2,23	2,13	2,2	2,26	2,22
Teneur en eau naturelle : W %						
Degré de saturation Sr. %						
Poids spécifique T/m <sup>3</sup>						
Granulo- métrie : % ge passant à :	2 mm.	100	98	100	100	100
	0,1 mm.	99	96	99	98	97
	20 $\mu$	76	68	76	74	68
	3 $\mu$	42	38	37	31	33
Limites d'Atter- berg	W <sub>L</sub> %	43	42	41	37	38
	I <sub>P</sub> %	24	20	19	16	15
Indice de consistance C						
Caracté- ristiques oedomé- triques	P <sub>c</sub> (Kg/ cm <sup>2</sup> )	2,6	2,9	3,5	5,2	2,4
	C <sub>t</sub>	0,04	0,03	0,10	0,045	0,07
	C <sub>g</sub>	0,015	0,01	0,03	0,01	0,03
Coefficient de consolidation C <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /s						
Compression simple : Re (Kg/cm <sup>2</sup> )	3,1	21,2	10	17,8	15,7	26,9
Cisaillement rectiligne ou triaxial	W %					
	C (Kg/cm <sup>2</sup> )					
	$\phi$ degré					

CHANTIER :

~~XXXXXXXXXX~~

Dossier :

~~XXXXXXXXXX~~

SONDAGE n°		S 32	S 33	S 31	S 37		
Profondeurs (m)		prof: 12,5 m	prof: 11 m	prof: 15,7	prof: 18,7 m		
Nature apparente des sols échantillonnés		MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE	MARNE GRAISE		
Densité sèche : d T/m <sup>3</sup>		2,13	2,25	2,22	2,28		
Teneur en eau naturelle : W %							
Degré de saturation Sr %							
Poids spécifique T/m <sup>3</sup>							
Granulo- métrie % ge passant à :	2 mm.	100	100	100	100		
	0,1 mm.	93	95	98	98		
	20 μ	65	47	68	71		
	3 μ	32	20	27	31		
Limites d'Atter- berg	W <sub>L</sub> %	37	38	41	38		
	I <sub>P</sub> %	18	17	19	18		
Indice de consistance C							
Caracté- ristiques oedomé- triques	P <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	3,5	1,9	2,0	9,0		
	C <sub>t</sub>	0,01	0,04	0,03	0,03		
	C <sub>g</sub>	0,03	0,02	0,01	0,01		
Coefficient de consolidation c <sub>v</sub> / s							
Compression simple : R <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )		18	38,8	17,5	35,7		
Cisaillement rectiligne ou triaxial	W %						
	C (Kg/cm <sup>2</sup> )						
	degré						

## VII) FONDATION DE L'OUVRAGE:

### 10) Fondations superficielles:

$$\frac{B}{D_f} \approx 4$$

B : largeur de la semelle

$D_f$  : profondeur d'ancrage

En l'imputance de l'ouvrage, ainsi que les phénomènes de vibrations que provoquent les turbo-alternateurs dans les sables (ce ces vibrations causent des dommages aux constructions).

Il n'est pas nécessaire d'envisager le cas des fondations superficielles ou profondes dans les sables (Epaisseur des sables de 6 - 10 m).

### 20) Fondations profondes (pieux):

Quelquefois il est indispensable, de fonder l'ouvrage sur le substratum dans le cas où les anches ~~prof~~ superficielles du terrain sont compressibles, on bien pour éviter certains dégâts (phénomènes de vibrations, présence d'eau).

Le rôle du pieu est de repater la charge sur le sol environnant par l'intermédiaire: du frottement latéral, ou sa pointe.

Pour cela ils sont rangés en 2 catégories

- pieux flottants:

Ces pieux repatent la charge au sol par l'intermédiaire du frottement latéral (sol à gros grains, très perméable)

- pieux chargés en pointe

Ces pieux repatent la charge sur une couche résistante.

Il s'agit de calculer une fiche telle que la charge nominale soit inférieure ou égale à la charge intrinsèque.

$$Q_N = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_F}{2}$$

$Q_P$ : résistance de pointe

$Q_F$ : résistance de frottement

$Q_N$ : charge nominale ou admissible

$$Q_N \leq Q_E$$

$Q_E$ : charge intrinsèque

$$Q_E = S \cdot \bar{\sigma}_{b0}$$

$S$ : section du pieu

$\bar{\sigma}_{b0}$ : contrainte admissible du béton de pieu en compression simple

Les pieux seront fondés dans la même grise (Marnes bleues héliolaires) de caractéristiques moyennes.

$$c = 3 \text{ bars}$$

$$\varphi = 37^\circ$$

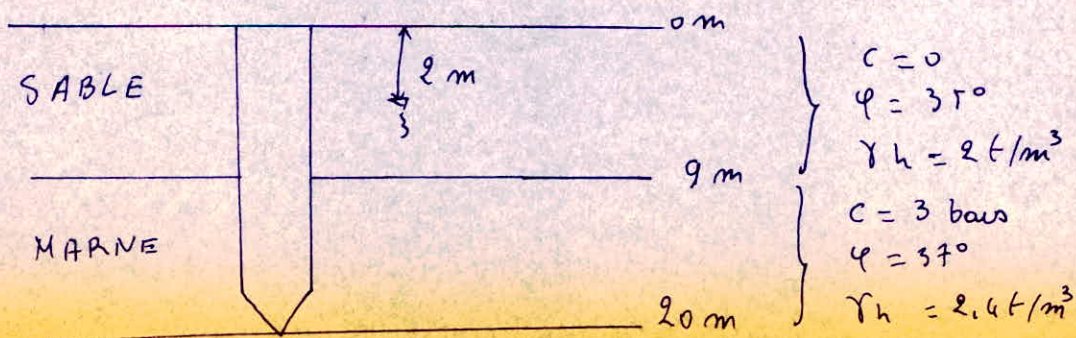
$$\gamma_d = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = \gamma_d (1+w) = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$c_{u \text{ moy}} = 8 \text{ bars}$$

Cas du Pieu isolé:

$$D_f = 20 \text{ m}, \quad B = 0,9 \text{ m} \quad (\text{diamètre du pieu})$$



Encastrement critique Dc:

$\varphi = 370 \xrightarrow{\text{AB494E}} \frac{Dc}{\varphi} = 17 \Rightarrow Dc = 15,3 \text{ m}$

$Df > Dc \Rightarrow$  on prend  $Df = Dc$  pour le calcul de la résistance de pointe.

Considérons la maigre comme un matériau cohésif, il vient alors à un terme :

$\varphi = 0$

$Cu \text{ moy} = 8 \text{ bars}$  (moyenne des résultats de compressions simples ainsi que les cisaillements UU).

$\varphi_N = \frac{\varphi_P}{3} + \frac{\varphi_F}{2}$

Calcul de  $\varphi_P$ :

$\bar{\varphi}_P = \frac{\varphi_P}{3} = \frac{\pi B^2}{4} (q_0 + 3cu)$

$q_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i$

$\gamma_i = \gamma_{hi}$

$q_0 = \gamma_1 D_1 + \gamma_2 D_2 + \gamma_3 D_3 = 2.2 + 1.7 + 6.3.1.4 = 19,82 \text{ t/m}$

$\bar{\varphi}_P = \frac{3,14 \cdot (0,9)^2}{4} (19,82 + 3.80) = 165,20 \text{ t}$

Calcul de  $\varphi_F$ :

$\bar{\varphi}_F = \frac{\varphi_F}{2} = \frac{\tau_f}{2} \cdot S_{lat}$

$S_{lat}$  : surface latérale.

$\tau_f$  : frottement unitaire (cohésion à rupture)

$\tau_f$  est estimé d'après l'abaque :  $\tau_f = f(cu)$

$\tau_f = 0,3 \text{ bars} = 3 \text{ t/m}^2$  pour le sable

$\tau_f = 0,9 \text{ bars} = 9 \text{ t/m}^2$  pour la maigre

$\bar{\varphi}_F = \frac{\pi \cdot 0,9}{2} (3.9 + 11.9) = 178,04 \text{ t}$

$$\varphi_N = \bar{\varphi}_P + \bar{\varphi}_F$$

$$\varphi_N = 165,20 + 178,04 = 343,24 \text{ t}$$

Vérifions que  $\varphi_N \leq \varphi_E$

$$\varphi_E = \frac{\pi B^2}{4} \cdot \bar{\sigma}'_{50}, \quad \bar{\sigma}'_{50} = 50 \text{ bars.}$$

$$\varphi_E = \frac{3,14 \cdot (0,9)^2}{4} \cdot 500 = 318 \text{ t} \Rightarrow \varphi_N > \varphi_E$$

Mais ne pouvons donc, avec une telle fiche, faire travailler le pieu à une charge supérieure à la charge intrinsèque.

En conclusion, soit modifier le diamètre, soit la profondeur.

Cas d'1 pieu isolé :

$$D_f = 18 \text{ m}, \quad B = \phi = 1 \text{ m}$$

$$\bar{\varphi}_P = \frac{\varphi_P}{3} = \frac{3,14 \cdot (1)^2}{4} (2 \cdot 2 + 1 \cdot 7 + 6 \cdot 3 \cdot 1,4 + 3 \cdot 80) = 203,9 \text{ t}$$

$$\bar{\varphi}_F = \frac{\varphi_F}{2} = \frac{3,14 \cdot 1}{2} (3 \cdot 9 + 9 \cdot 9) = 169,56 \text{ t}$$

$$\varphi_N = \bar{\varphi}_P + \bar{\varphi}_F = 203,9 + 169,56 = 373,46 \text{ t}$$

$$\varphi_E = \frac{3,14 \cdot 1^2}{4} \cdot 500 = 392,5 \text{ t}$$

$$\boxed{\varphi_N < \varphi_E}$$

Nombre de pieux :

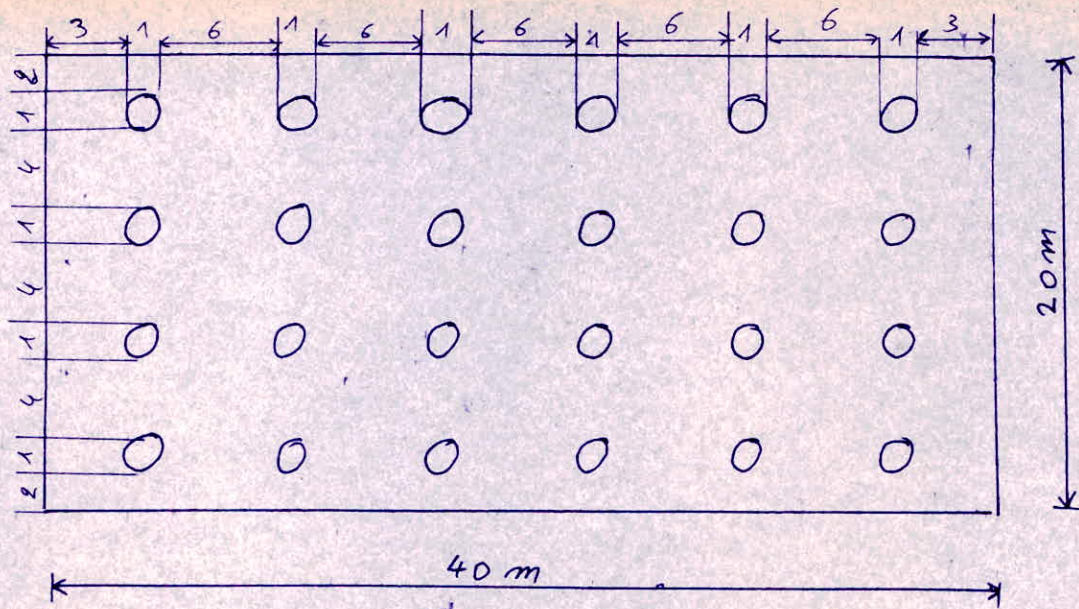
Soit une surface d'impact supportant la structure :  $20 \times 40 \text{ m}^2$

$$n = \frac{Q}{\varphi_N}$$

$Q \approx 9000$  tonnes (charge totale de la centrale)

$$n = \frac{9000}{373,46} = 24,09$$

Prendons  $n = 26$



### 3°) Tassement :

Les essais de laboratoire ne permettent pas d'accéder avec une bonne approximation au tassement d'un pieu isolé.

Les essais oedométriques exécutés sur des échantillons de même argile compacte ( $\gamma_{ol} = 2,2 \text{ t/m}^3$ ) montre qu'elle est très peu compressible ( $C_c : 0,03 \div 0,05$ ), surconsolidée ( $p_c > \geq \gamma_i \cdot D_i$ ). aussi les tassements de consolidation seront négligeables. D'autre part l'essai de compression simple ( $R_c = 17,35 \text{ bars}$ ), montre que la masse a un module d'élasticité élevé. D'où les tassements immédiats seront faibles.

A.N :

Soit une couche de masse de  $\phi 10 \text{ m}$ , calculons le tassement de 8 m de cette couche tassante ( $\nu = 0,3$  ;  $E = 25 \text{ bars}$ ), d'après les abaques de PIGEAUD.

$$\frac{r}{H} = \frac{8}{10} = 0,8$$

$$\frac{z}{H} \rightarrow z_H = 0,565$$

$$w = \frac{N}{2\pi \cdot H \cdot E} \cdot z_H$$

w: tassement

N: charge du pieu

H: profondeur de la couche tassante

$$w = \frac{346,17 \cdot 9810 \cdot 0,565}{25 \cdot 10^5 \cdot 27 \cdot 10^9} = 0,022 \text{ m}$$

$w = 2,2 \text{ cm}$

ESTIMATION DU Temps de tassement:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

H: épaisseur de la couche tassante

$T_v$ : degré de consolidation

$C_v$ : coefficient de consolidation

A.N:  $T_v = 90\%$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$C_v = 5 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$t = 50 \text{ ans}$



## CHAPITRE II

B) ROUIBA (sites I et II) :

I) DESCRIPTION DES OUVRAGES :

L'entreprise communale de travaux publics et du bâtiment ainsi que l'assemblée populaire communale (A.P.C) de ROUIBA ont demandé par lettres datées du 08 janvier 1979 respectivement 10 Février 1979, au laboratoire National des travaux publics et du Bâtiment (L.N.T.P.B) d'effectuer des études de sols devant recevoir les constructions suivantes :

- Groupe scolaire à Aïn KAHLA (5 Km au Nord de ROUIBA) sur la route Aïn-TAYA BOUMERDAS) . Composé de :

- A : Bâtiment de Fonction R+2
- B : Bâtiment de Classes R+1
- C : " Administratif R.C
- D : Logement de GARDIEN R.C
- E : Préau sanitaire R.C

La construction est en Béton Armé (B.A)

- SALLE de GYMNASE à ROUIBA

La construction est en charpente métallique du type léger. Les descentes de charges communiquées par le bureau d'études CAPEMÈSE (chargé de l'étude Architecturale) sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} V = 20t \\ H = 6t \\ M = 5tm \end{array} \right\} \text{ par poteau}$$

Remarque: Appelant Site I : site Aïn KAHLA  
Site II : site de ROUIBA

## II) TOPOGRAPHIE :

La région de ROUIBA est située à 20 Km à l'Est d'Alger, limitée au Nord par la commune de Aïn-TAYA. Son altitude maximum n'accède qu'à 30 m. Aucune déclivité n'est à signaler (tenacis plats).

Remarque : Dans le cas du site I, les terrassements ont été faits avant les campagnes d'investigation géotechniques effectuées par le L.N.T.P.B. Le site n'est pas repéré sur la carte topographique d'ALGER. (aucune coordonnée Lambert).

Les coordonnées Lambert du site II sont d'après la carte géologique détaillée d'Alger feuille n° 21, échelle 1/50.000.

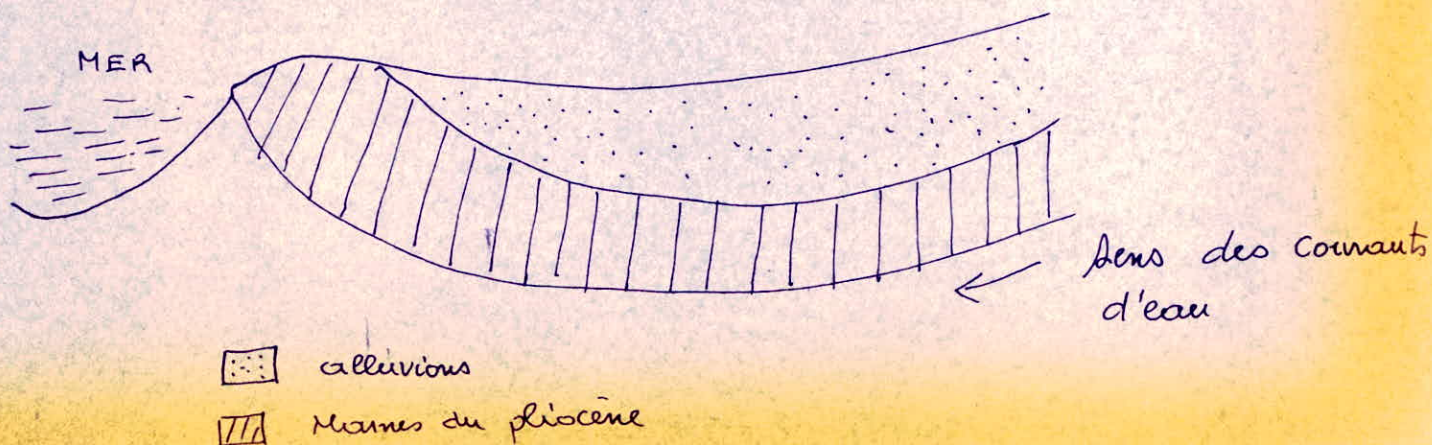
$$X = 552 \text{ Km}$$

$$Y = 382 \text{ Km}$$

$$Z = 20 \text{ m}$$

## III) GÉOLOGIE :

La région de ROUIBA y compris Aïn KAHLA, fait partie de la Mitidja orientale. Cette dernière est un synclinal à grand rayon de courbure.



remblayé par des alluvions du quaternaire. Les marnes pliocènes apparaissent dans les Vallées de l'ouest BOUDOUAOU.

La succession des terrains est la suivante :

- de Haut en bas.

Quaternaire récent :

Ces alluvions forment le dernier comblement de la Mtidjâ, ils correspondent au RHARBIEN (Flandrien marin) épaisseur de 5 m.

Ce sont des limons gris, limons argileux, argiles noires ou bleues qui passent à des limons sableux dans d'autres endroits.

Près des oueds : c'est des limons caillouteux.

Quaternaire moyen :

Épaisseur 15 - 30 m : Zensiftien (équivalent Zyrhénien I de l'Europe) : alluvions fluviales. Ce sont des cailloutis siltés.

Quaternaire ancien :

Ces dernières sont mal représentées, on les rattache au SALETIEN et à l'AMINIEN (équivalent Sicilien I et II des plages marines). Épaisseur de 50 + 100 m, ce sont des cailloutis dans les oueds.

Villafraanchien Supérieur :

Ce sont des graviers siliceux et des graviers de grès cristallins mélangés à une argile rougeâtre. Épaisseur de 100 - 300 m.

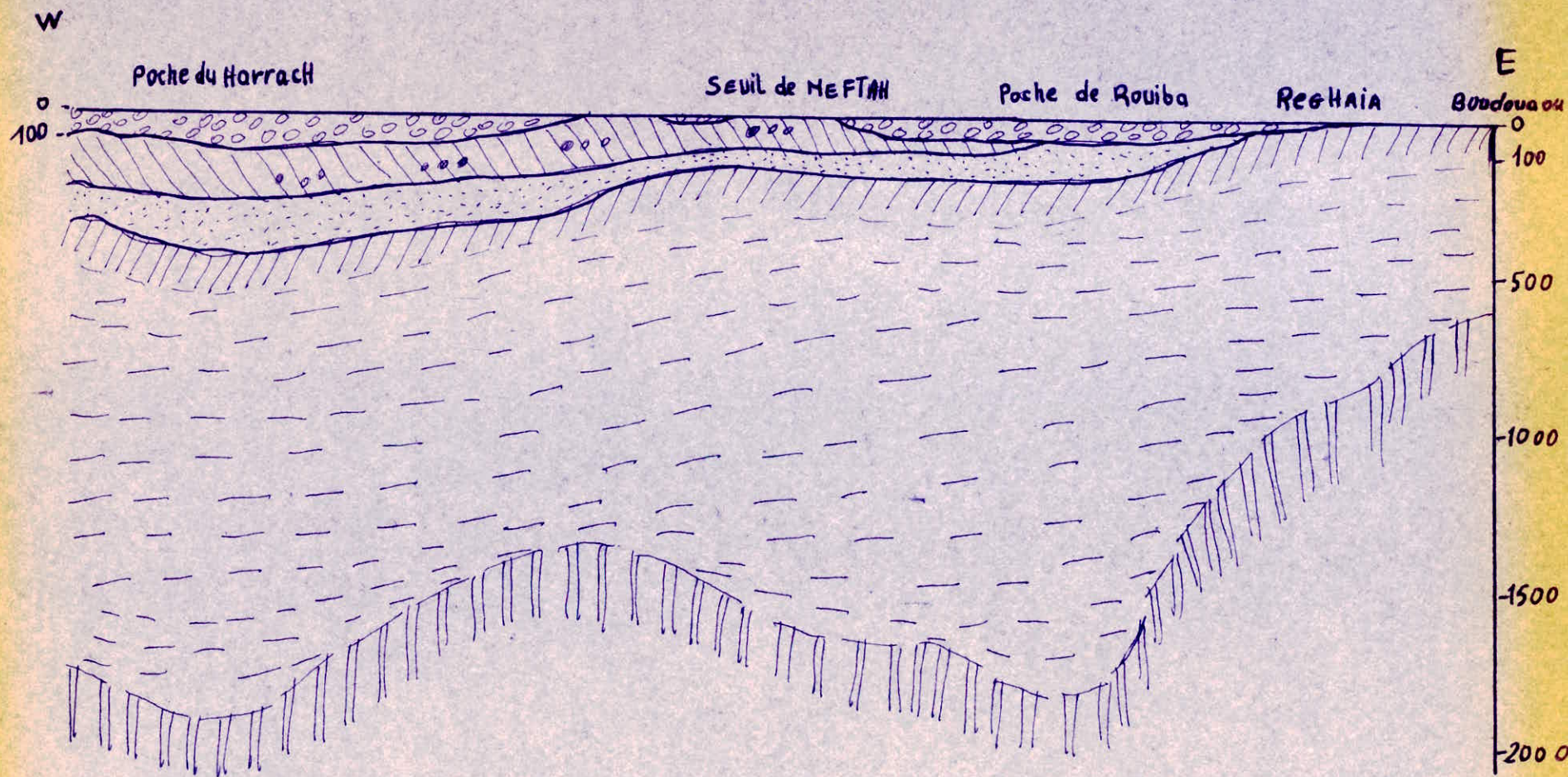
ASTIEN :

Marnes jaunes, Faciès gréseux, Faciès calcaires, Molasse.

Épaisseur 80 - 130 m


Pliocène continental :


# COUPE DE LA MITIDJA ORIENTALE




 RHABIEN SALETIEN

 MARNES de MAISON CARREE

 ASTIEN

 MORNES du TERTIAIRE (mio-plaisancien)

 SUBSTRATUM INCONNU FAILLE

C'est une alternance d'argiles et de marnes jaunes, argiles graveleuses, de quelques lits de graviers gris et de sables. Epaisseur variable de 170 - 350 m suivant les régions.

#### IV) HYDROGÉOLOGIE:

Trois oueds principaux drainent la Mitidja Orientale

L' HARRACH

Le HAMIZ

L'OUED REGHAÏA

Les eaux de la nappe pluviale sont drainées par l'oued REGHAÏA. Les eaux des nappes profondes qui se constituent dans les alluvions anciennes vont, suivant la pente des conches alimentaires, la région de ROUIBA.

#### NAPPES ASTIENNES:

Les niveaux aquifères les plus anciens sont les conches gréseuses de l'ASTIEN qui affleurent au Nord dans le SAHEL. Les débits les plus importants ont été obtenus dans la région de GUE' de CONSTANTINE. Les nappes se situent d'une part dans les grès et dans les "sables et grès rouges de BIRKADEM au SAHEL >>.

#### NAPPES des alluvions:

Les nappes mitidjiennes sont superposées dans les dépôts alluvionnaires. La circulation des eaux se fait du Sud au Nord. Les nappes sont ascendantes dans la région de ROUIBA (voir schéma).

Nota: Dans le site II, la nappe se situe à 2,2 m. Signalons toutefois que la ville de Rouiba est une zone inondable (Mars de FÉVRIER).

Les hauteurs annuelles moyennes des pluies dans la Mitidja varient suivant les points : de 550 mm à 950 mm. Blida avec 960 mm est la ville la plus arrosée de la Mitidja et du SAHEL. Sur les côtes de l'Atlas Tellien la hauteur des pluies dépasse 1400 mm. En saison des pluies (HIVER) les débordements des oueds sont fréquents.

Dans la Mitidja, le centre de la grande culture est BOUFARIE, avec ses vignobles, ses orangeries, ses pépinières. On rencontre également cette culture à ROWIBA, ainsi que les cultures maraîchères, le blé etc...

#### A) SITE I :

##### I) ESSAIS IN SITU :

Vu la nature de l'ouvrage (bâtiment de fonction R+2, bâtiment de classes R+1). La campagne de reconnaissance de sol comporte l'exécution de :

- Sept (7) puits d'une profondeur allant jusqu'à 4 m.

Les couches rencontrées sont les suivantes :

- \* couche de sable rouge peu limoneux : épaisseur variable suivant les puits (0,3 — 1,3 m)

- \* couche de grès beige compact avec sable moyen jaunâtre

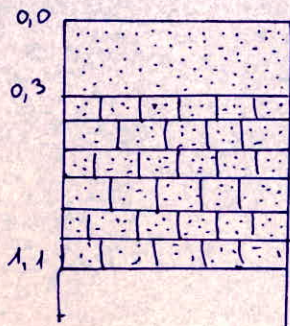
Remarque : Sauf exception dans les puits 6 et 3, on rencontre au-dessous de la couche de sable rouge, une couche de remblai de 60 cm d'épaisseur.

Note : la couche de sable rouge peu limoneux correspond au

SITE I (Groupe Océane)

COUPES des puits

Puits N° 1

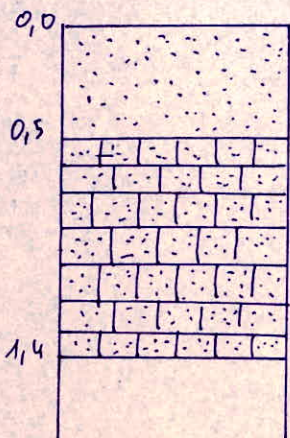


SABLE ROUGE MOYEN LIMONEUX

GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT AVEC

SABLE MOYEN JAUNE OCRE

Puits N° 2

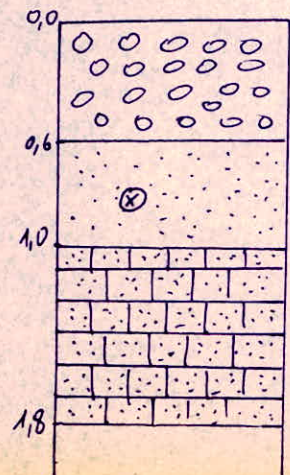


SABLE ROUGE MOYEN LIMONEUX

GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT AVEC

SABLE MOYEN JAUNE OCRE

Puits N° 6 :



REMBLAIS

SABLE FIN MARRON FONCÉ LIMONEUX

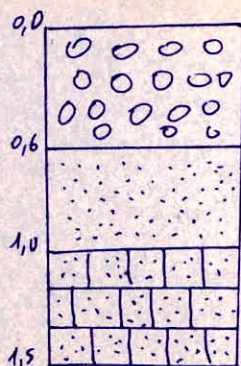
GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT AVEC

SABLE MOYEN JAUNE OCRE

(X) ECHANTILLON



Puits n° 3:



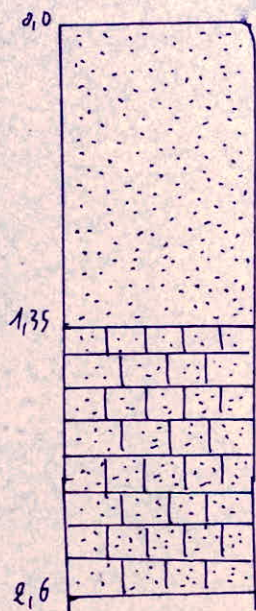
REMBLAIS

SABLE FIN JAUNE OCRE

GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT AVEC

SABLE MOYEN JAUNE OCRE

Puits n° 4

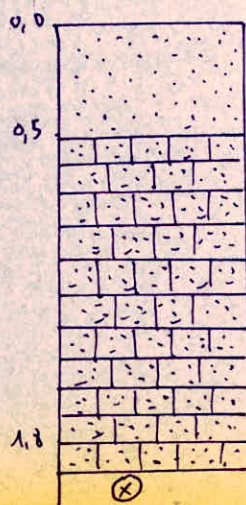


SABLE FIN MARRON FONCÉ LIMONEUX

GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT AVEC

SABLE MOYEN JAUNE OCRE

Puits n° 5



SABLE FIN MARRON FONCÉ LIMONEUX

GRÈS BEIGE CALCAIRE COMPACT

AVEC SABLE JAUNE OCRE

⊗ ECHANTILLON

quaternaire récent. Par contre la couche de grés correspond au Villafranchien supérieur. On remarque qu'il y a un manque de couches (érosion par exemple).

- Sept (7) essais de pénétration dynamique pour apprécier l'homogénéité du terrain.

Les résistances de pointe mesurées sont :

$R_p > 100$  bars au-delà d'une profondeur de 2 m. Correspond au sable compact.

Nota: Les refus étant obtenus entre 0,65 m et 3,5 m.

Correspondent à des grés très consolidés.

## II) ESSAIS DE LABORATOIRE:

Les puits effectués nous ont permis le prélèvement d'échantillons remaniés (sable). Sur ceux nous avons effectué :

- Analyses granulométriques sur les sables (puits : 5, 6)
- un essai à l'oedomètre pour apprécier la compressibilité et l'état de consolidation des sols du site.
- un essai de compression simple sur les grés (compacité des grés : densité).

Remarque: On a pas effectué des essais triaxiaux ni à la boîte de cisaillement sur les grés, car le taillage des éprouvettes est presque impossible.

### Interprétation des résultats :

Coefficient de tassement  $C_t > 5\%$  correspond au sable

Coefficient de gonflement  $C_g = 1\%$  (pour le sable :  
 $0,01 < C_g < 0,1$ )

pression de consolidation  $P_c = 1,4$  bars (échantillon du puits 6  
prof : 0,65 m - 0,95 m)

Quelques résultats concernant le coefficient de compression ( $c_c$ ) ou  
coefficient de tassement noté  $C_t$  :

Sable  $0,01 < C_t < 0,1$

Argile raide  $0,1 < C_t < 0,25$

Argile moyenne  $0,25 < C_t < 0,8$

Argile molle  $0,8 < C_t < 2,5$

Le tassement différentiel est lié aux caractéristiques du sol et à  
l'homogénéité.

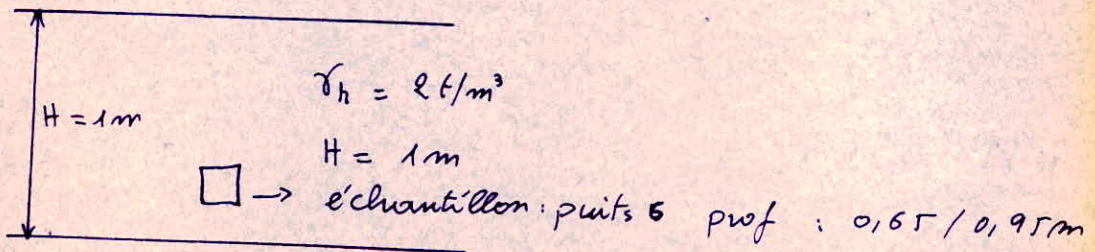
Pression de Consolidation:

$P_c > \gamma D$  : sol non consolidé

$P_c \approx \gamma D$  : sol normalement consolidé

$P_c < \gamma D$  : sol sur consolidé

$P_c = 1,4$  bar correspond à un sol non consolidé



$$\gamma_h D = 2 \cdot 1 = 2\text{ t/m}^2 = 0,2\text{ bar}$$

$P_c = 1,4 > 0,2 \implies$  sol non consolidé

La compression simple sur les grès donne une  $R_c = 29$  bars.  
Les courbes granulométriques sont très penchées, elles s'étendent sur  
l'intervalle ( $\Phi_1 = 0,4\text{ mm}$  et  $\Phi_2 = 0,1\text{ mm}$ ): correspondent à des  
sables grossiers et sables fins.

on n'a pas fait les essais mécaniques (à la bite, Triaxial) sur les sables, car l'angle de frottement pour les sables varie de :  
 $30^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$  selon la compacité. De plus les sables sont presque dépourvus de cohésion.

### III) FONDATION DE L'OUVRAGE

#### 1) Essais pénétrométriques:

La capacité portante admissible déduite à partir des résultats pénétrométriques est égale à :

$$q_{adm} = \frac{R_p(\text{min})}{20^{\alpha}}$$

$$(1) \quad q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

$$10 < \alpha < 30$$

$$\alpha = 20 \quad \text{pour les sables}$$

$$\alpha = 30 \quad \text{pour les argiles}$$

$$q_{adm} = \frac{R_p(\text{min})}{20}$$

$R_p \text{ min} > 100$  bars pour une profondeur de 2 m,

$$q_{adm} = \frac{100}{20} = 5 \text{ bars}$$

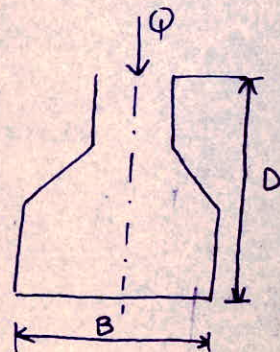
#### 2) Essais de laboratoire:

- fondations superficielles

$$\frac{P}{B} < 4$$

D : profondeur d'ancrage

B : largeur minimale de la semelle



la capacité portante admissible est calculée à partir des formules de TERZAGHI relatives aux fondations superficielles (semelles filantes, isolées, radiers).

Semelle carée :

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{F} \left[ 0,8 \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c \cdot N_c \right]$$

Semelle filante :

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{F} \left[ \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma N_{\gamma} \frac{B}{2} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) c \cdot N_c \right]$$

Ces formules supposent que les charges sont centrées, verticales et s'exercent dans l'axe de la semelle.

F : coefficient de sécurité ( F = 3 cas général )

$N_{\gamma}$  : terme de surface

$N_q$  : terme de profondeur

$N_c$  : terme de cohésion

$N_q, N_{\gamma}, N_c$  : dépendent de  $\varphi$  (angle de frottement interne)

c : cohésion

B : largeur de la semelle

$\gamma$  : densité du terrain

Application :

Remarque : Sols très perméables (sable et graviers), l'eau peut s'échapper du sol de manière presque instantanée et il n'est pas nécessaire de faire le calcul de la stabilité à long terme

Semelle carée :

$$B = 1,5 \text{ m} \quad , \quad D = 1,5 \text{ m} \quad , \quad F = 3$$

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

Pour les grès (sables cimentés) on a la cohésion qui est très faible

$$35^\circ \leq \varphi < 50^\circ$$

Preons comme exemple  $\varphi = 35^\circ$

$$N_q = 33 \quad ; \quad N_{\gamma} = 49 \quad ; \quad N_c = 46$$

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[ 0,8 N_r \cdot \frac{B}{2} + \gamma D (N_q - 1) \right]$$

$$q_{adm} = 0,2 \cdot 1,5 + \frac{1}{3} \left[ 0,8 \cdot 49 \cdot \frac{1,5}{2} + 0,2 \cdot 1,5 \cdot 32 \right]$$

$$q_{adm} = 0,3 + \frac{1}{3} [29,4 + 9,6]$$

$$q_{adm} = 13,3 \text{ bars}$$

### 3) Conclusion :

Pour le bloc A situé à proximité des essais pénétrométriques (5,6,7) où la résistance en pointe dépasse 100 bars (profondeur 2 m). Il est conseillé d'ancrer les fondations à 1 m de profondeur. Car la capacité portante admissible sera importante, ainsi que les tassements seront négligés.

Pour les autres blocs B, C, D, E, vu que la couche de grès débute en général à partir de 1 m. Nous conseillons d'ancrer les fondations à 1,5 m. Une capacité de 2 à 2,5 bars n'entraînerait aucun risque de tassement.

## B) SITE II

### I) ESSAIS IN SITU :

Il est prévu de fonder l'ouvrage sur semelles (isolées ou filantes).  
Aussi la campagne de reconnaissance de sol effectuée en Février 1979 a comporté l'exécution de 10 puits d'une profondeur allant jusqu'à 3 m et de 10 essais de pénétration dynamique descendus jusqu'au refus.

### Interprétations :

Ces puits ont permis des ampes de terrain en place et le prélèvement des échantillons intacts paraaffinés afin de procéder aux essais de laboratoire. Pour chaque puits on a relevé la profondeur de la nappe (2,2 m à 2,4 m), sauf dans les puits 7, 8, 9 (puits effondrés).

La succession des couches est la suivante

- terre végétale : Epaisseur 50 - 60 cm
- Argile grise limoneuse graveleuse : Epaisseur maximum 1 m.
- Argiles jaunes plastiques avec concrétions de calcaires

Les résistances de pointe mesurées sont les suivantes :  
de 1 m à 2,5 m

$R_p > 50$  bars pour les essais 1, 2, 3

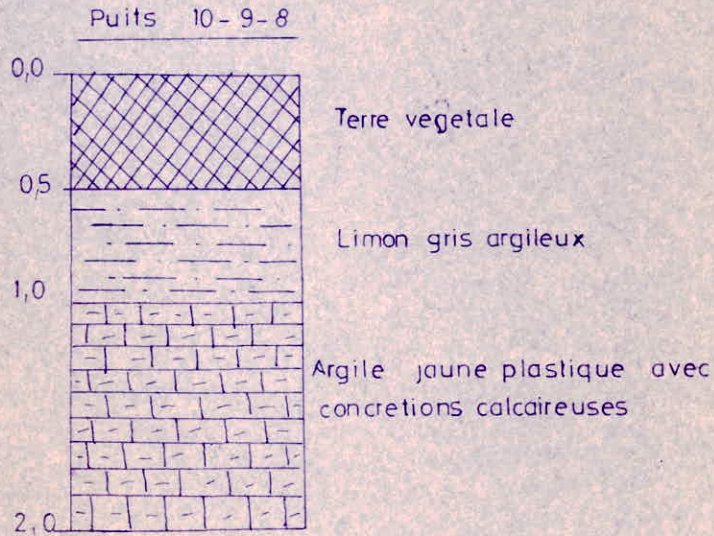
$R_p \geq 18$  bars pour les essais 4, 5, 6

$25 \leq R_p \leq 30$  bars pour les essais 7, 8, 9, 10

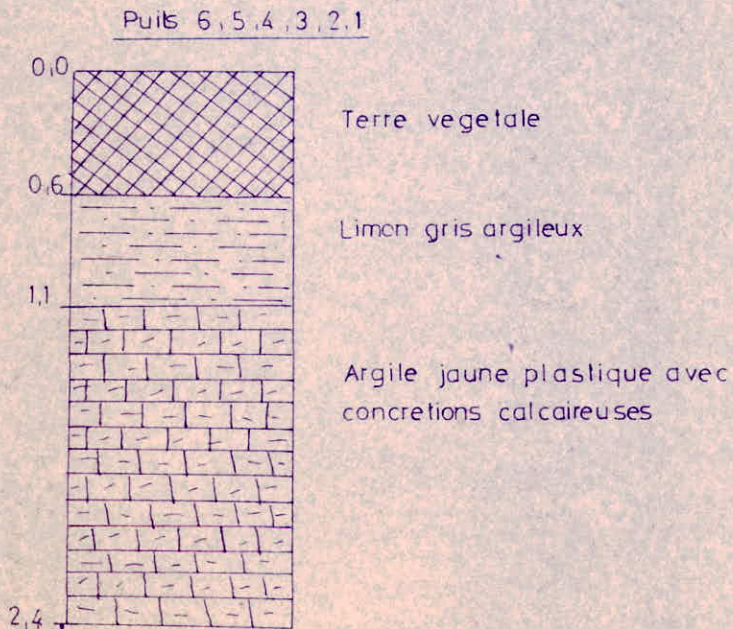
Les essais pénétrométriques indiquent une mauvaise résistance de la couche de terrain (Argile jaune avec concrétions de calcaires)

SITE II (SALLE DE GYMNASE ROUIBA)

COUPE DES PUIITS



NOTA / Nappe à 2,00 (puits 10) puits effondrés 9-8-7



NOTA / Nappe à 2,4 m (puits 6-5-4-3-2-1)



Car une résistance de pointe  $R_p < 70$  bars correspond bien à une couche argileuse.

$$q_{adm} = \frac{R_p(\text{min})}{\alpha}$$

$\alpha = 30$  pour les argiles

$R_p \text{ min} = 25$  bars pour une profondeur de 1,5 m

$$q_{adm} = 0,83 \text{ bar}$$

## II<sub>2</sub>) ESSAIS DE LABORATOIRE :

Les essais réalisés ne concernent que les deux couches d'argiles (Argile brune, Argile jaune), car au-delà de ces couches le prélèvement d'échantillons s'avère impossible (présence d'eau, profondeur des puits n'accède qu'à 3 m). En effet les fondations seront creusées dans la couche d'argile jaune. Sur les échantillons intacts paraffinés prélevés des puits 4, 5, etc

Nous avons effectué :

- des mesures de la teneur en eau naturelle
- " " de la densité sèche
- détermination des limites d'ATTERBERG
- ANALYSES granulométriques et sédimentométriques
- 4 compressions simples naturelles pour apprécier le comportement du sol à court terme et aussi pour déterminer le module d'élasticité non drainé  $E$  des sols (pour déterminer le tassement immédiat).
- 5 essais œdométriques pour estimer l'état de consolidation du sol.

1,1111	4	4	5	5	10
	0,5/1,0m	1,5/2,0m	0,5/1,0m	1,0/2,0 <sup>m</sup>	1,5/2,0 <sup>m</sup>
	Argile brune avec concoctions calcaireuses	Argile jaune avec concoctions calcaireuses	Argile brune avec concoctions calcaireuses	Argile jaune avec concoctions calcaireuses	Argile jaune avec concoctions calcaireuses
	1,69	1,80	1,70	1,79	1,82
	18,4	18,4	17,6	15,1	16,7
	83,7	73,7	72,2	80,7	93,8
	89	86	94	87	88
	72	64	83	79	77
	56	46,5	68,5	60,5	66
	40	30	46	38	39,5
	56	49	55,5	51	52
	32,4	27	30,7	27,2	28,3
	1,18	1,13	1,1	1,32	1,25
	3,3	3,7	2,65	2,7	2,5
	0,103	0,114	0,161	0,08	0,125
	0,034	0,035	0,03	0,03	0,035
	0,87	0,9	0,61	0,68	
		WI = 13,9 WF = 17,7 1,15 q = 30			WI = 15,3 WF = 17,7 0,9 q = 230

- 2 essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE : UU

Interprétations :

Les courbes granulométriques sont étalées, elles ont la même allure. Car elles montrent l'homogénéité du terrain.

Le sol analysé est un sol fin (passing à 80 $\mu$  est supérieur à 50%), c'est un sol dense :  $\delta d$  variant de 1,7 t/m<sup>3</sup> à 1,82 t/m<sup>3</sup>. C'est un sol légèrement humide, proche de la saturation, consistant. C'est un sol argileux plastique d'après la classification de CASAGRANDE ( $I_p = 29\%$ ,  $W_L = 53\%$ ), d'ailleurs le pourcentage de passing à 3 $\mu$  supérieur à 30% caractérise bien une argile. (passing à 3 $\mu$  : 38%).

- teneur en eau moyenne :  $W = 17,97\%$
- degré de saturation moyen :  $S_r = 80\%$
- Indice de consistance moyen :  $I_c = 1,2 \Rightarrow$  sol dense

L'argile analysé à l'œdomètre est peu à moyennement compressible, non gonflante ( $c_g < \frac{c_f}{2}$ ), surconsolidée ( $P_c > \sum_{i=1}^n \gamma_i D_i$ )

	Puits 4 prof: 0,5/1,0m	Puits 4 prof: 1,5/2,0m	Puits 5 prof: 0,5/1,0m	Puits 5 prof: 1,0/2,0m	puits 10 prof: 1,5/2,0m
$P_c$	3,3 bars	3,7 bars	2,65 bars	2,7 bars	2,54 bars
$c_f$	0,103	0,117	0,161	0,108	0,125
$c_g$	0,034	0,035	0,036	0,036	0,035

Cette surconsolidation s'explique par le fait qu'il y a eu érosion d'importantes couches de sables et grès autrefois sur-jacentes (Voir carte géologique d'ALGER)

III<sub>2</sub>) FONDATION DE L'OUVRAGE :

La couche d'argile jaune plastique à concrétions calcaireuses a les

caractéristiques géotechniques moyennes ( $c, \varphi$ ). De plus on n'a pas reconnu à une profondeur de couche rigide et incompressible qui rendrait avantageuses les fondations. Pour limiter les tassements différentiels, on choisira le type de fondations qui seront compatibles à ceux-ci.

Les caractéristiques retenues pour le calcul de la capacité portante admissible à court terme sont les suivantes :

$$c_u = 0,4 \text{ bar}^{(1)}$$

$$\varphi = 0^\circ$$

Niveau de la nappe à 2,2 m

$$\gamma_h = 2,08 \text{ t/m}^3$$

(1)  $c_u$  : cohésion moyenne déduite des essais UU et des essais de compression simple Naturel.

Formules de TERZAGHI Valables pour les fondations superficielles.

$$q_{adm} = \gamma_h D_f + \frac{1}{3} \left[ (1 - 0,2 \frac{B}{L}) \gamma N_\gamma \frac{B}{2} + \gamma D (N_q - 1) + (1 + 0,2 \frac{B}{L}) c_u N_c \right]$$

$B, L$  : dimensions de la semelle.

$$\varphi = 0, \quad N_q = 1, \quad N_c = 5,14, \quad N_\gamma = 0$$

$$q_{adm} = \gamma_h D_f + \frac{5,14}{3} c_u (1 + 0,2 \frac{B}{L})$$

Semelle cané : ( $B=L$ )

$$q_{adm} = \gamma_h D_f + \frac{5,14 \cdot 1,9 c_u}{3}$$

Semelle filante :  $\frac{B}{L} \rightarrow 0$  ( $B \ll L$ )

$$q_{adm} = \gamma_h D_f + \frac{5,14}{3} \cdot c_u$$

Semelles	$q_{adm}$ (bar)	$D_f = 1,6 \text{ m}$ (profondeur d'ancrage)
filante	$0,2 D_f + 0,68$	1,00 bar
cané	$0,2 D_f + 0,82$	1,14 bar

Calcul du Tassement :

$$\Delta H_f = \Delta H_{im} + \Delta H_c$$

$\Delta H_{im}$  : tassement immédiat

$\Delta H_c$  : tassement de consolidation

$\Delta H_f$  : tassement final

a) Tassement immédiat :

Lorsqu'on procède au chargement d'un milieu saturé. On observe une déformation rapide d'ensemble du massif avant toute consolidation, on admet que la déformation s'opère à volume constant, car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Ce phénomène s'appelle tassement immédiat (tassement élastique).

Hypothèses : Sol considéré comme corps élastique, parfait, semi-indéformé.

La formule de Boussinesq s'écrit alors.

$$\Delta H_{im} = q \frac{B (1-\nu)}{E} \cdot c_f$$

$\nu$  : coefficient de poisson du sol, pris égal à 0,5 dans le cas d'un sol saturé (déformation à volume constant).

$E$  : module d'élasticité du sol (deduit des courbes contraintes-déformation de compressions simples saturées)

$q$  : charge de la semelle —

$B$  : largeur de la semelle

$c_f$  : Coefficient de forme

$$c_f = 2,1 \quad \text{semelle filante}$$

$$c_f = 1,1 \quad \text{semelle carrée}$$

A.N.:

Semelle carrée :  $1,9 \times 1,9 \text{ m}^2$ 

$$\Delta H_{im} = q \frac{B}{E} \frac{(1 - \nu^2)}{2} c_f$$

$$E_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^m E_i}{m} \quad m = 4$$

( Voir courbes contrainte - déformation des compressions simples )

$$E_{moy} = 75 \text{ bars}$$

$$\Delta H_{im} = \frac{(1,14 - \gamma_{hd}) \cdot 1,9 (1 - \nu^2) \cdot 1,1}{75} = \frac{(1,14 - 0,33) \cdot 1,9 \cdot 0,77 \cdot 1,1}{75}$$

$$\Delta H_{im} = 17 \text{ mm}$$

$$q = q_{adm} - \gamma_{hd}$$

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + w)$$

 $\gamma_d, w$  : valeurs moyennesSemelle fibante :  $B = 1 \text{ m}$ 

$$\Delta H_{im} = \frac{(1 - 0,33) \cdot 1 (1 - 0,27) \cdot 2,1}{75} = 14 \text{ mm}$$

$$\Delta H_{im} = 14 \text{ mm}$$

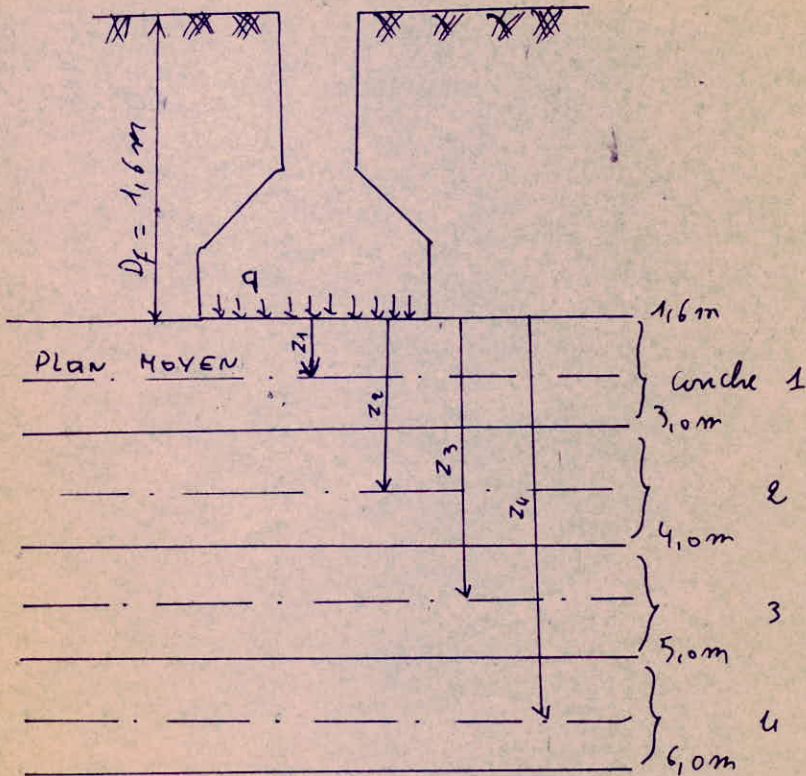
b) Tassement de consolidation :

$$\Delta H_c = \frac{H \cdot \Delta e}{1 + e_0}$$

H : hauteur de la couche tassante

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

 $e_0$  : indice des vides initial $e_f$  : indice des vides final



Le principe de calcul consiste à subdiviser le terrain sous fondation en couches horizontales superposées. Le tassement final, c'est la somme des tassements de chaque couche.

Domaine de validité :

Cette méthode suppose que le tassement se produit au niveau du plan moyen de la couche considérée.

Dans notre cas, on suppose que la couche d'argile jaune à concrétions calcaireuses (couche de fondation) est homogène, de plus on suppose qu'elle a une épaisseur de  $5\text{ m}$ , car le refus dans les essais pénétrométriques est à  $6 - 7\text{ m}$  selon les essais.

L'essai oedométrique du puits 10 donne les résultats suivants

\* Semelle filante :

$$B = 1 \text{ m} , q = 1 \text{ bar}^{(1)} , \Delta \sigma = q \cdot I$$

(1) : En principe  $q = q_{adm} - \gamma_h D_f$

mais comme la contrainte est faible  $q_{adm} = 1 \text{ bar}$ , on a pris la valeur 1 bar au lieu de :  $1 - \gamma_h D_f = 0,7 \text{ bar}$

I : coefficient d'influence dépendant du rapport  $\frac{z}{B}$  et de la forme de la semelle.

Couche	$\gamma D$ (bars)	$e_0$	I	$\Delta \sigma$ (bars)	$\sigma_f = \Delta \sigma + \gamma D$ (bars)	$e_f$	$\Delta e$	$\Delta H$ (mm)
1	0,29	0,504	0,7	0,7	0,99	0,499	0,005	3,4
2	0,5	0,503	0,32	0,320	0,82	0,501	0,002	1,4
3	0,7	0,502	0,23	0,23	0,93	0,500	0,002	1,4
4	0,91	0,500	0,1	0,1	1,1	0,499	0,001	0,7

$\Delta$  : profondeur de la couche tassée

$$\Delta H_c = \sum_{i=1}^4 \Delta H_{c(i)} = 3,4 + 1,4 + 1,4 + 0,7 = 6,9 \text{ mm}$$

$$\Delta H_f = \Delta H_{in} + \Delta H_c = 14 + 6,9 = 20,9 \text{ mm}$$

$$\Delta H_f = 2,1 \text{ cm}$$

\* Semelle conée :

$$B = 1,9 \text{ m} \quad q = 0,81 \text{ bar} , \quad \Delta \sigma = q I$$

$$q = q_{adm} - \gamma_h D_f$$



Couches	$\sigma_D$ (bars)	$e_0$	$I$	$\Delta \sigma$ (bars)	$\sigma_f = \sigma_D + \sigma_0$ (bars)	$e_f$	$\Delta e$	$\Delta H$ (mm)
1	0,29	0,504	0,8	0,91	1,2	0,496	0,008	5,4
2	0,50	0,503	0,3	0,34	0,84	0,500	0,003	2
3	0,70	0,102	0,18	0,20	0,9	0,500	0,002	1,4
4	0,91	0,500	0,1	0,114	1,024	0,499	0,001	0,7

$$\Delta H_c = \sum_1^4 \Delta H_{c(i)} = 5,4 + 2 + 1,4 + 0,7 = 9,5 \text{ mm}$$

$$\Delta H_f = \Delta H_{im} + \Delta H_c = 26,5 \text{ mm}$$

$$\Delta H_f = 2,7 \text{ cm}$$

En conclusion pour éviter tout descente de superstructure, nous conseillons un taux de travail admissible limité à 0,8 bar quelque soit la semelle adoptée (isolée : 1,9 x 1,9 m<sup>2</sup> ou filante, B = 1 m) creusé à 1,6 m de profondeur supportant une charge maximum de 25 t par poteau. (espacement entre poteaux L = 5,6 m). Les tassements seront faibles et n'excéderont que 3 cm. Nous signalons qu'au delà de cette charge limite, le choix de la semelle jouera un rôle important. Vu la contrainte du sol :  $q_{adm} = 0,8 \text{ bar}$ , nous insistons à ce que les poteaux soient articulés à la base.

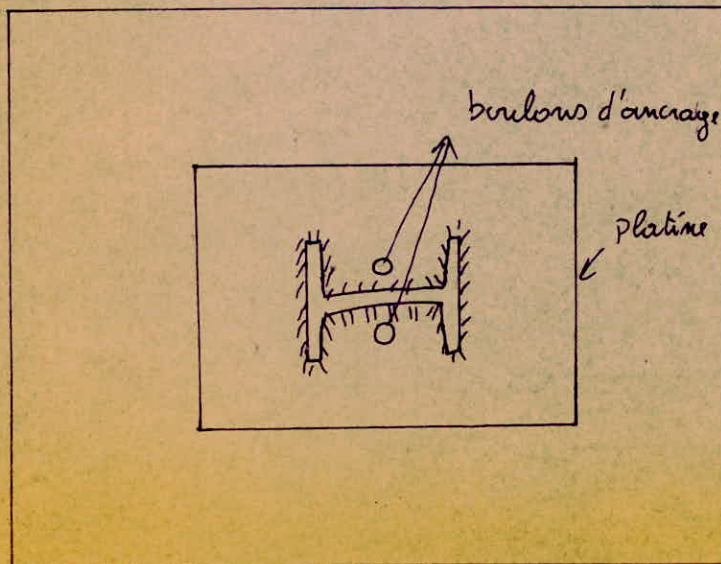
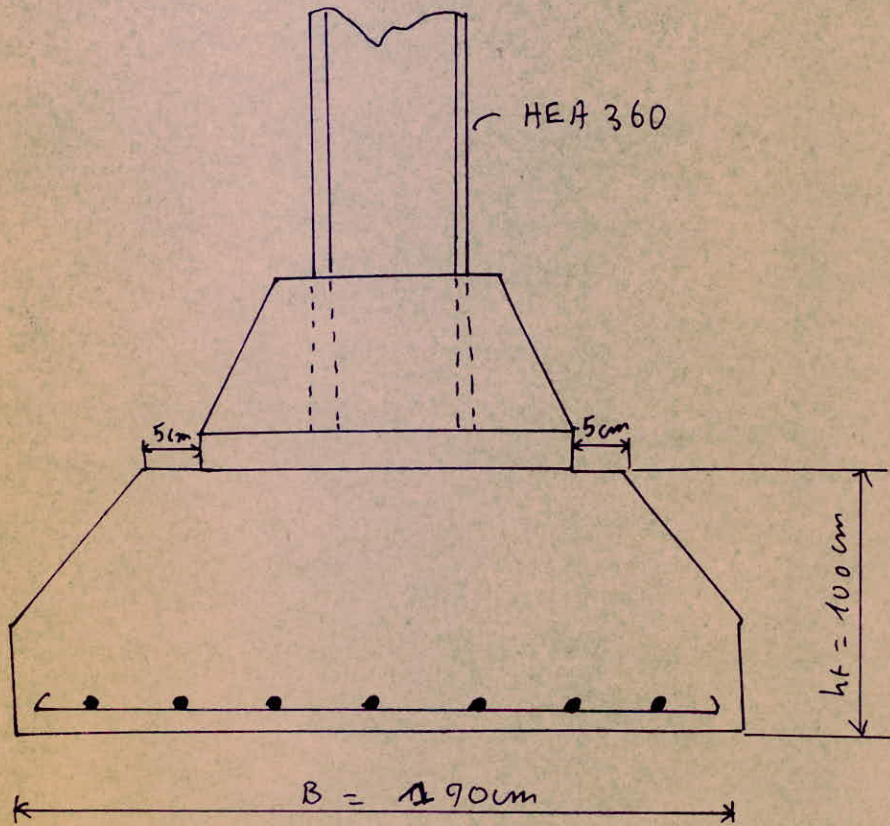
Les caractéristiques de la couche de fondation sont moyennes.

$$C_{\text{moy}} \approx 0,4 \text{ bar}$$

$$\varphi = 27^\circ$$

$$\gamma_d = 1,77 \text{ t/m}^3$$

$$w = 17\%$$



2 boulons d'ancrages  
suffisent pour assurer  
l'articulation.

CHAPITRE II

C1 DRARIA :

### I) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

L'assemblée populaire communale (A.P.C) de Draria, daïra de CHEAAGA a demandé par lettre datée du 10-02-79 au laboratoire National des travaux publics et du Bâtiment (L.N.T.P.B) d'effectuer une étude de sols devant recevoir la construction d'une salle de cinéma. Les descentes de charges sont de l'ordre de 50t par poteau. La construction est réalisée en Béton Armé (B.A)

Architecte : M<sup>l</sup> MOGZANT

### II) TOPOGRAPHIE:

La ville de DRARIA est située à  
- 10 km du SWD - Ouest d'Alger

Le terrain destiné à la construction de la salle de cinéma est plat, il présente une faible déclivité (pente presque nulle).  
Coordonnées Lambert d'après la carte géologique détaillée d'Alger feuille n° 20. Echelle 1/50.000

$$X = 526,6 \text{ Km}$$

$$Y = 379,3 \text{ Km}$$

$$Z = 110 \text{ m}$$

### III) GÉOLOGIE:

La région de DRARIA est une partie intégrante du SAHEL Algérien. Quant à ce dernier il présente un anticlinal (pli convexe)

#### FORMATION DU SAHEL:

Les alluvions recouvrent le SAHEL et constituent une vaste plaine

que les oueds traversaient directement pour se rendre à la mer.

\* Division du pliocène d'après ~~POHLE~~ POMEL

- Pliocène supérieur :

Poudingues, dépôts graveleux. Conglomérats constituant la partie supérieure de l'étage (Sables rouges et grès de BIRKADOU)

- Pliocène moyen :

Molasse (Sable consolidé) calcaire dite de Mustapha

- Pliocène inférieur :

Argiles plus ou moins sableuses, souvent bleues (Argiles sahéliennes)

FISCHEUR considérée comme pliocène inférieur des couches présentant plusieurs faciès.

- Faciès récifal (Molasse de Mustapha)

- Faciès Marno-sableux

- Faciès sableux avec grès et poudingues

- Faciès marno-calcaire

\* Classification du Miocène

- Miocène supérieur (Helvétien de POMEL) :

appelé SAHÉLIEN constitué de marnes bleues (marnes sahéliennes).

- Miocène inférieur (Cantennien)

Constitué par des grès et de poudingues. Ce miocène est équivalent au Burdigalien de FRANCE et d'AUTRICHE.

□) HYDROGÉOLOGIE :

Dans le SAHEL, les réseaux aquifères s'établissent nettement au-dessus de l'assise argileuse sahélienne. Les marnes bleues plaisanciennes peuvent également arrêter l'infiltration.

La faible épaisseur des pliocènes, ne permet l'existence que de nappes peu importantes. Toute la partie centrale du SAHEL est pauvre en eau. Pendant les campagnes d'investigation géotechnique in situ, la nappe d'eau n'a pas été rencontrée.

Nota: Creusement des puits a été fait au mois de FÉVRIER, la profondeur maximum atteinte est de l'ordre de 4 m.

Les précipitations sont variables de l'ordre de 600 mm à 950 mm par an.

Les terres pliocènes, la molasse, les sables et les plateaux caillouteux, sont les terrains privilégiés de la culture de la vigne. On rencontre également des broussailles qui dominent en majeure partie sur le versant Sud du SAHEL, et également quelques cultures maraîchères. Au Nord s'étalent quelques forêts de chênes.

#### IV) ESSAIS IN SITU:

Les reconnaissances de sol ont comporté essentiellement:

- 6 essais de pénétration STATIQUE réalisés à l'aide du pénétromètre statique FOUDA. Pour apprécier l'homogénéité du terrain.

- 6 puits d'une profondeur allant jusqu'à 4 m.

On rencontre les couches suivantes.

- terre végétale : épaisseur  $\approx$  60 cm

- limon sableux fin jaune ocre. Epaisseur variable de 3 à 3,5 m selon les puits (1, 2, 3)

- argile sableuse jaune : épaisseur  $\approx$  1,5 m

Dans les puits 5 et 6 on rencontre :

- terre végétale Epaisseur  $\approx$  60 cm
- Argile sableuse jaune vert ocre : Epaisseur  $\approx$  1,5 m
- limon sableux fin jaune : Epaisseur = 2 m

Pour le détail voir coupes des puits.

Aucune présence d'eau n'a été décelée.

### Interprétation des essais de Pénétration :

D'après les graphes déduits des essais de pénétration statique, nous pouvons en conclure qu'il y a homogénéité du terrain (courbes présentant presque le même faciès).

Les courbes descendant verticalement (courbes de la résistance de pointe) montrent la présence des limons et d'argiles, car les résistances à la pointe sont faibles.

Les pics saillants indiquent une forte proportion dominante d'argile par rapport à celle du sable (graphes 5 et 6) : d'où la corrélation avec les coupes des puits.

Les pics saillants montrent la présence de sable peu ou moins limoneux.

En conclusion, la couche de limon sableux représente l'ASTIEN ou pliocène supérieur : sables et grès à galets rouges de BIRKADEM.

### II) ESSAIS DE LABORATOIRE :

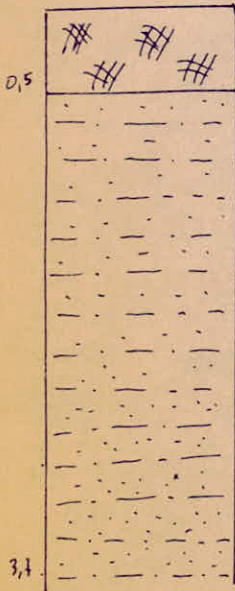
Sur les échantillons intacts paraffinés prélevés dans les puits de reconnaissance, nous avons effectué les essais suivants :

- mesures de la teneur en eau
- détermination des limites d'ATERBERG.

SITE DE BRARIA:

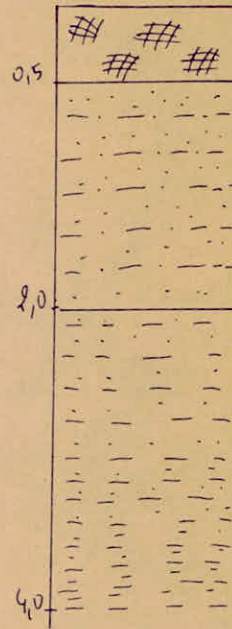
COUPES DES PUIITS:

Puits 1



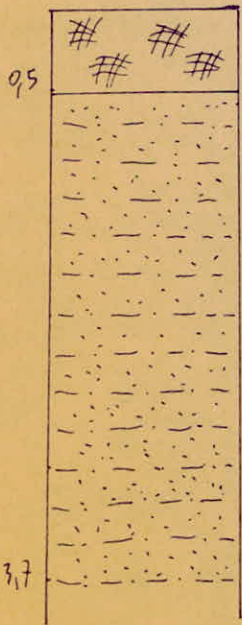
TERRE VÉGÉTALE  
LIMON SABLEUX  
FIN JAUNE OCRE

Puits 3



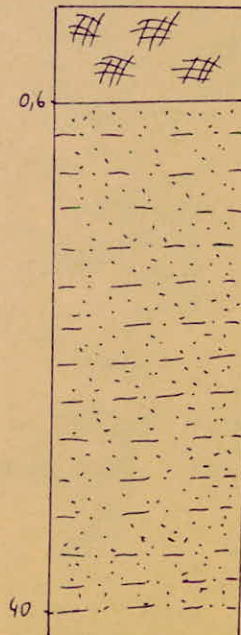
TERRE VÉGÉTALE  
LIMON SABLEUX  
FIN JAUNE OCRE  
ARGILE SABLEUSE  
jaune

Puits 2



TERRE VÉGÉTALE  
LIMON SABLEUX  
FIN JAUNE OCRE

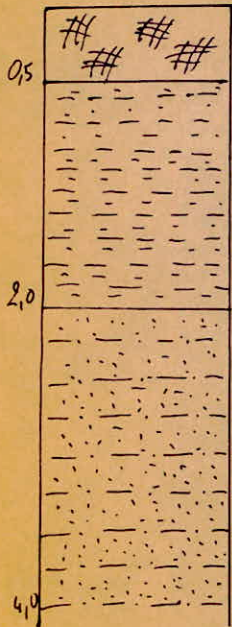
Puits 4



TERRE VÉGÉTALE  
LIMON SABLEUX FIN  
jaune ocre  
légèrement coagulé à la base.



Puits 5

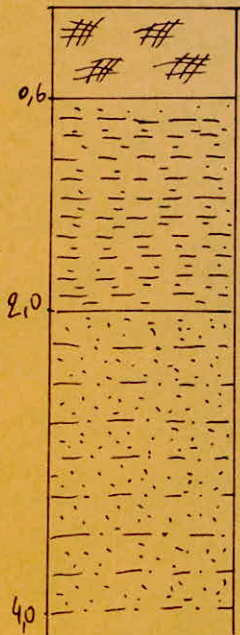


TERRE VÉGÉTALE

ARGILE SABLEUSE JAUNE vert OCRE

LIMON SABLEUX FIN JAUNE

Puits 6



TERRE VÉGÉTALE

ARGILE SABLEUSE JAUNE vert OCRE

LIMON SABLEUX JAUNE vert OCRE

- mesures des densités sèches ( $\gamma_d$ )
- Analyses granulométriques
- 5 essais de cisaillement non drainé, non consolidé; non saturé
- 2 essais à l'œdomètre.

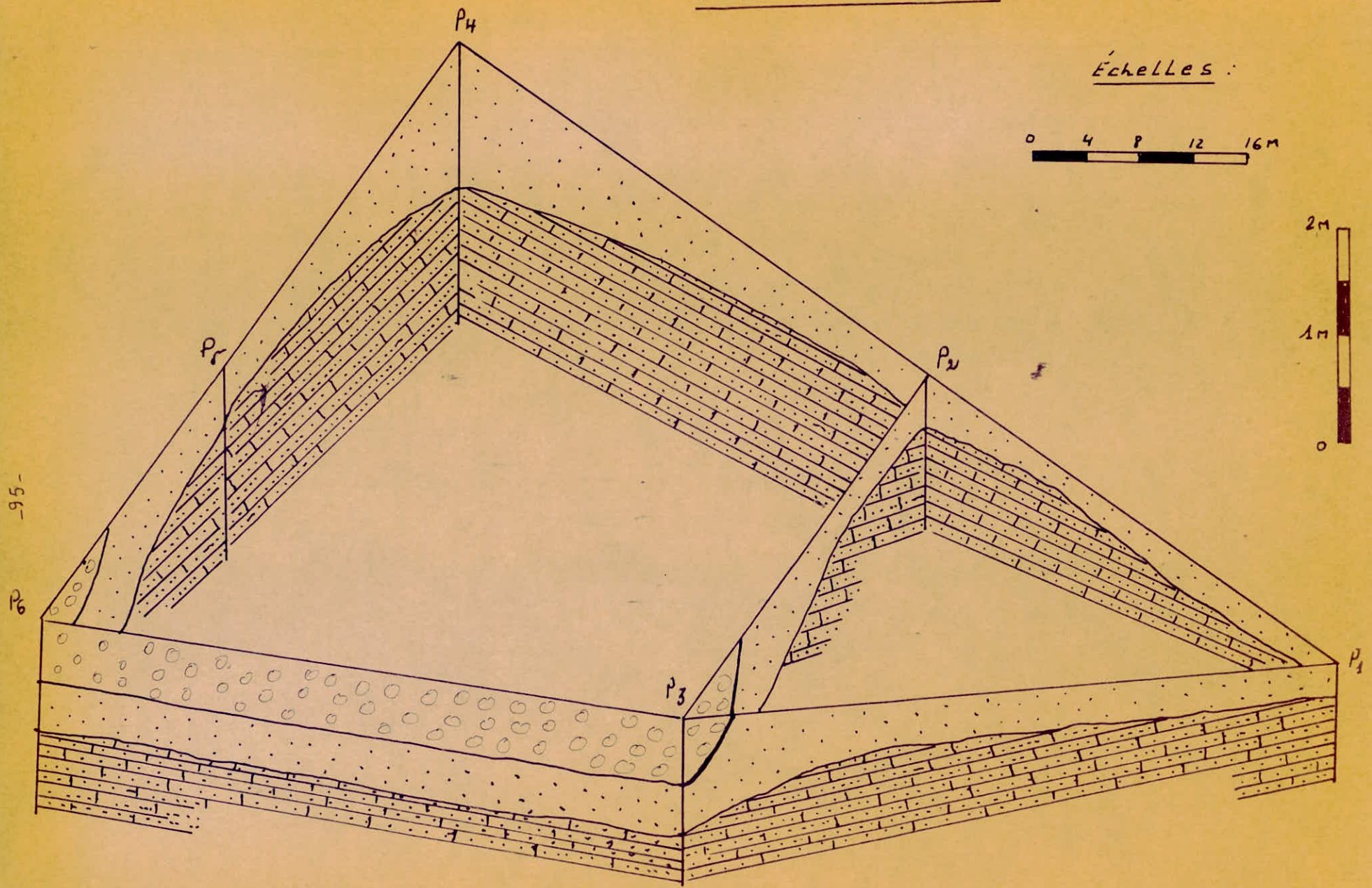
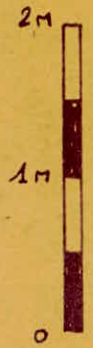
Interprétation des résultats :

Les densités sèches mesurées sont de l'ordre de :  $\gamma_d = 1,7 \text{ t/m}^3$  correspondant à un degré de maturation variant entre 67 et 79% ( $67\% \leq S_n \leq 79\%$ ), ce qui explique que les matériaux sont proches de la saturation. Par contre l'échantillon du puits 5 donne les résultats suivants :  $\gamma_d = 1,88 \text{ t/m}^3$  et  $S_n = 87\%$ . Les matériaux en majeure partie sont deuses ( $\gamma_d > 1,7 \text{ t/m}^3$ ) Les courbes granulométriques sont presque identiques, elles montrent que les échantillons présentent tous une forte proportion de graviers et sables grossiers (puits 4, 6, 5, 2, 1). Le passage à 80 $\mu$  est inférieur à 50%, explique qu'on a affaire à un sol grossier. Les limites d'ATTERBERG pour l'échantillon du puits 5 sont :  $w_L = 40,5\%$  ;  $I_p = 26,5\%$ , ce qui correspond à une argile peu plastique d'après la classification de M $\equiv$  CASAGRANDE.

Les équivalents de sable effectués sur l'échantillon des puits 6, 4 montrent que le matériau est sable-limoneux à argileux (puits 4 : prof 1,4 / 1,8 m  $ES = 13,1$  ; puits 6 : prof 3,3 / 4,0 m  $ES = 20,1$ ). Les essais de cisaillement  $\sigma_H$  non saturé à la bête de CASAGRANDE donnent un angle de frottement  $\varphi$  variant de 20° à 37° ( $\varphi = 37^\circ$  caractérise un sable).

BLOC diagramme

Échelles :



95-

P6

P4

P5

P2

P3

P1

CHANTIER: DRARIA

Dossier 21790014.

SONDAGE - Puits		1	2	4	5	6
Profondeur (m)		3.0-3.5	2.3-2.7	1.4-1.8	1.3-1.7	3.3-4.0
Nature Apparente des sols Echantillonnés						
Densité sèche $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>		1.70	1.71	1.74	1.88	1.70
Densité humide $\gamma$ t/m <sup>3</sup>						
Teneur en eau naturelle w %		16.1	14.7	16.22	14.17	16.3
Degré de saturation Sr %		73.8	67.5	79.0	87.0	74.7
Teneur en eau à saturation: W <sub>s</sub> %						
Poids spécifique des grains G t/m <sup>3</sup>						
Granulométrie pourcentage passant à:	2 mm	100	100	99	99	100
	0.1 mm	77	60	62	70	46
	60 $\mu$					
	20 $\mu$	32	36	34	45	30
	3 $\mu$	15	22	20	23	14
Limites d'Atterberg	W <sub>L</sub> %				40.5	
	I <sub>p</sub> %				25.6	
L'ÉQUIVALENT DE SABLE: E <sub>S</sub>				13.1		20.1
Limite de retrait WR %						
Indice de consistance I <sub>c</sub> w <sub>s</sub>						
Caractéristiques Oedométriques	P <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )			12.6	1.9	
	C <sub>c</sub>			0.114	0.127	
	C <sub>g</sub>			0.075	0.047	
	E <sub>oed</sub> Kg/cm <sup>2</sup>					
	P <sub>c/60</sub>					
Perméabilité K cm/s						
Tassement dans le temps cv						
Compression Simple	R <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>					
	E Kg/cm <sup>2</sup>					
	Sr W %					
Cisaillement	type de l'essai					
	C Kg/cm <sup>2</sup>	0.9		0.380	0.9	0.5
	$\varphi^\circ$	27		34	20	23
	W % I F	18.4 17.5		14.3 12.8	16.5 16	17.4 17
E Kg/cm <sup>2</sup>						

Les résultats des essais oedométriques sont :

Puits	$P_{wf}$	$P_c$ (bars)	$C_t$	$C_g$
4	1,4 / 1,80 m	2,6	0,114	0,026
5	1,3 / 1,7 m	1,9	0,123	0,05

$n_i P_c > \sum \gamma_i D_i \Rightarrow$  sol surconsolidé :

$$\gamma_i = \gamma_h = \gamma_d (1+w) = 1,97 \text{ t/m}^3$$

$$h_i = 1,7 \text{ m}$$

$$P_c = 1,9 \text{ bar} > 1,7 \cdot 0,2 = 0,34 \text{ bars}$$

$C_t = 11\%$  caractérise un sable limoneux.

Risque de gonflement ( $C_g = 5\% < 6\%$ )

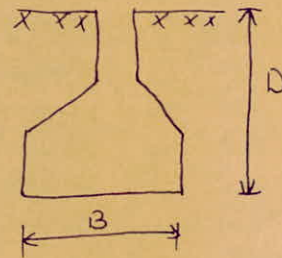
## VI) FONDATION DE L'OUVRAGE :

1) Fondations superficielles :

$$\frac{D}{B} < 4$$

D : profondeur d'ancrage

B : largeur de la semelle



Vu les caractéristiques du terrain ainsi que les décrites de charges (50t par poteau). On préconisera des fondations superficielles ancrées dans la couche sable limoneux.

La vérification de la stabilité à court terme se fera à partir des caractéristiques minimales suivantes :

$$\gamma_d = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = 1,97 \text{ t/m}^3$$

$$C_{uu} = 0,6 \text{ bar}$$

$$\psi_{uu} = 27\%$$

Les formules de TERZAGHI utilisées dans le calcul des capacités portantes admissibles pour un sol cohérent saturé sont :

$$q_{adm} = \gamma_h D + \left( \frac{\pi + 2}{3} \right) cu \quad (\text{semelle carrée})$$

$$q_{adm} = \gamma_h D + \left( \frac{\pi + 2}{3} \right) cu \quad (\text{semelle filante})$$

A.N: Soit un ancrage  $D = 1,5 \text{ m}$  dans du limon sableux

$$q_{adm} = 1,53 \text{ bars} \quad (\text{semelle carrée } 1,9 \times 1,9)^{(1)}$$

$$q_{adm} = 1,32 \text{ bars} \quad (\text{semelle filante})$$

(1) En tenant compte de :  $q \leq q_{adm}$

$$q = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I} \leq q_{adm}$$

Les essais oedométriques donnent un coefficient de tassement  $c_t$  de l'ordre de 12% ( $c_t \approx 12\%$ ). D'où il y a risque de tassement. Dans ce cas il faut choisir une pression admissible de sorte qu'elle soit compatible avec un tassement admissible.

Les courbes des essais pénétrométriques font apparaître des lentilles de faible résistance qui correspondent à des argiles peu compressibles. La pression admissible à partir de ces courbes est :

$$q_{adm} = \frac{R_p(\text{min})}{\alpha}$$

$$R_p(\text{min}) = 18 \text{ bars}$$

$$\alpha = 10$$

$$\boxed{q_{adm} = 1,8 \text{ bars}}$$

On remarque qu'il y a compatibilité avec les résultats des essais de pénétration statique et les essais oedométriques, car un coefficient de tassement  $c_t = 12\%$  correspond à une argile peu compressible.

20) Calcul de Tassement de Consolidation:

$$\Delta H_{c_i} = \frac{H_i \cdot \Delta e}{1 + e_0}$$

$H_i$ : profondeur de la couche  $i$

$e_0$ : indice des vides initial

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

$e_f$ : indice des vides final

$\Delta H_{c_i}$ : tassement de la couche ( $i$ ).

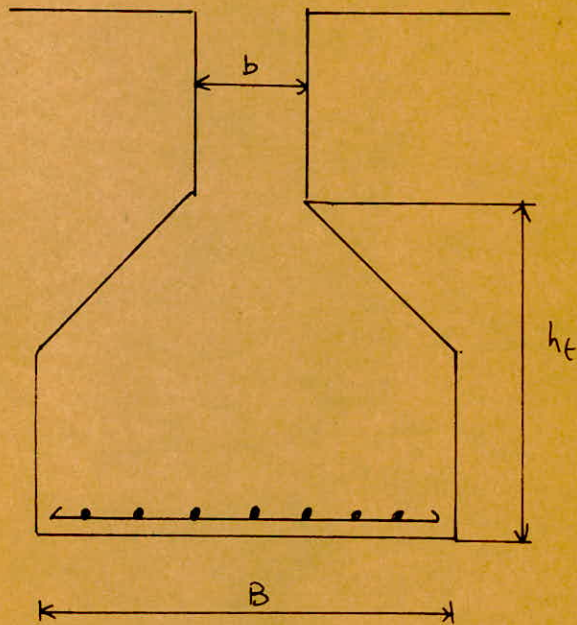
COUCHES	$\gamma_{hd}$ (bars)	$e_0$	$I$	$\Delta \sigma$ (bars)	$\sigma = \Delta \sigma + \sigma_0$ (bars)	$e_f$	$\Delta e$	$\Delta H_c$ (mm)
1	0,12	0,502	0,95	1,12	1,24	0,479	0,023	8
2	0,321	0,501	0,75	0,885	1,2	0,481	0,02	13
3	0,54	0,495	0,28	0,33	0,87	0,487	0,008	6
4	0,75	0,490	0,1	0,12	0,87	0,477	0,003	2

$$\Delta H_c = \sum_{i=1}^4 \Delta H_{c_i} = 8 + 13 + 6 + 2 = 29 \text{ mm}$$

$$\Delta H_c = 2,9 \text{ cm}$$

Nota: Le calcul de  $\Delta H_c$  a été fait pour une semelle carrée  $1,9 \times 1,9$ .  
 La présente étude permet de conclure à la possibilité de fonder superficiellement la salle de cinéma, avec une profondeur d'ancrage  $D = 1,5 \text{ m}$  dans du limon sableux fin jaune (puits 1, 2, 3, 4) et également dans l'argile sableuse jaune vert ocre (puits 5, 6). Les tassements différentiels seront négligeables:  $c_t = 12\%$  puits 5,  $c_t = 11\%$  puits 4. Le taux de travail sera limité à 1,5 bars. Les tassements absolus seront de l'ordre de 3 cm ( $q_{adm} = 1,5 \text{ bars}$ ).

Aucun risque d'instabilité n'est à craindre, ni de gonflement.



$$\frac{b}{B} = \pi$$

$$h_t > \frac{B-b}{4}$$



CHAPITRE III

Conclusion:

## CONCLUSION:

Les théories classiques de la Mécanique des sols s'appliquent à des sols idéaux dont les paramètres sont déterminés au laboratoire. Ces sols vérifient aisément les hypothèses suivantes :

- ISOTROPIE
- HOMOGENÉITÉ
- CONTINUITÉ, etc...

Pour ailleurs, les sols réels ont des caractéristiques mécaniques et physiques comprises entre celles de ces sols idéaux (argile plastique, sable propre...).

Les essais en place constituent une branche de plus en plus importante de la Mécanique des sols. Leurs développements étaient dus à leur simplicité et leur coût relativement plus faible que celui des essais au laboratoire.

L'expérience a montré que la comparaison directe entre les essais en place et le comportement des fondations a été développée surtout en ce qui concerne le pénétromètre (pieux) et le pressiomètre (fondations). Les résultats in situ concordent presque avec ceux obtenus au laboratoire. Néanmoins, il y a toujours une anomalie. L'exemple de l'essai à l'edomètre montre bien que le sol n'est pas élastique, non homogène etc...

### A) CAP-DJINET:

L'étude géotechnique a permis de donner une première idée quant aux propriétés des sols de fondations pour la conception d'une

centrale électrique. Mais on doit noter qu'au stade de l'avant projet définitif une nouvelle campagne de reconnaissance sera nécessaire. Elle aura comme but de préciser les résultats des essais déjà réalisés, de déterminer l'épaisseur des coulées Volcaniques, ~~aussi~~ ainsi que leur orientation, et de déterminer les caractéristiques géotechniques qui serviront à la conception définitive de la centrale électrique.

B) ROUIBA (Site II) :

Lors des récentes pluies abondantes tombées sur la région, l'écoulement de l'eau se fait très difficilement et celui-ci de ce fait inondable. Il faut veiller à ce problème et établir un système de drainage pour éviter les détériorations des ouvrages.

Des analyses Harmoniques différentielles (H.T.D) ont été faites sur des échantillons d'argiles des puits 10, 4 et 5, dont les résultats suivants :

- puits : 10 - type Illite
- puits : 4 et 5 - type Montmorillonite

## BIBLIOGRAPHIE


- ANNALES : de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics : "Série : Sols et Fondations"
- CAMBEFORT : FORAGES et Sondages
- M. CASSAN : Les essais In-situ en Mécanique des Sols
- COSTET et SANGLERAT : Cours pratique de Mécanique des sols - Tome I et II
- COURBON : Résistance des Matériaux
- CAQUOT et KÉRISSEL : Traité de Mécanique des Sols
- P. GERMAIN : Mécanique des Milieux continus
- LÉONARDS : Les Fondations
- LÉONARDS : FOUNDATION ENGINEERING
- C. MASSONNET : Résistance des Matériaux
- TERZAGHI : Mécanique Théorique des Sols
- TERZAGHI et PECK : Mécanique des sols appliquée
- VERDEYEN : Mécanique des sols
- M<sup>me</sup> DEGIOVANNI : thèse de doctorat - Option GÉOLOGIE



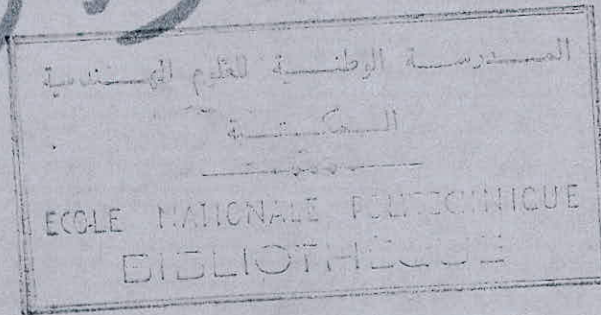
المخبر الوطني للأشغال العمومية و البناء  
Laboratoire National des Travaux Publics et Bâtiments

U. S. T. A.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
THESE DE FIN D'ETUDES

 N N E X E S

1979



UNITE D'ALGER  
Rue Kaddour Rahim - Hussein-Dey  
Tél. 77.27.60 - 77.25.11

S. CHERMOUTI



U. S. T. A.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
THESE DE FIN D'ETUDES

**F** N N E X E S

S. CHERMOUTI

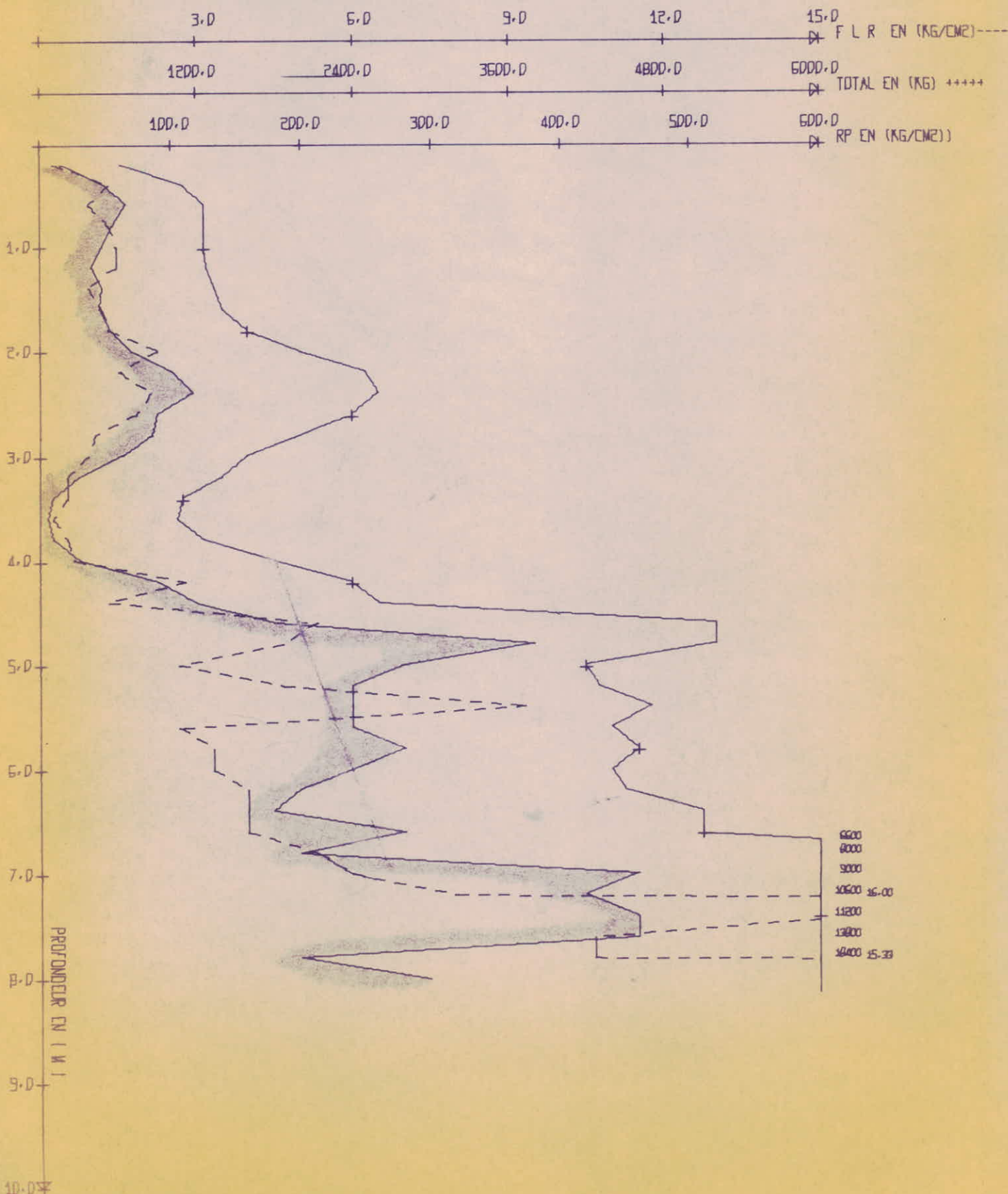
CAP DJINET



# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

TITRE DE L AFFAIRE SONELGAZ  
 LIEU DE L AFFAIRE CAP DJINET  
 DOSSIER NO 21 79 0009  
 DATE 27 02 79  
 TYPE CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

1

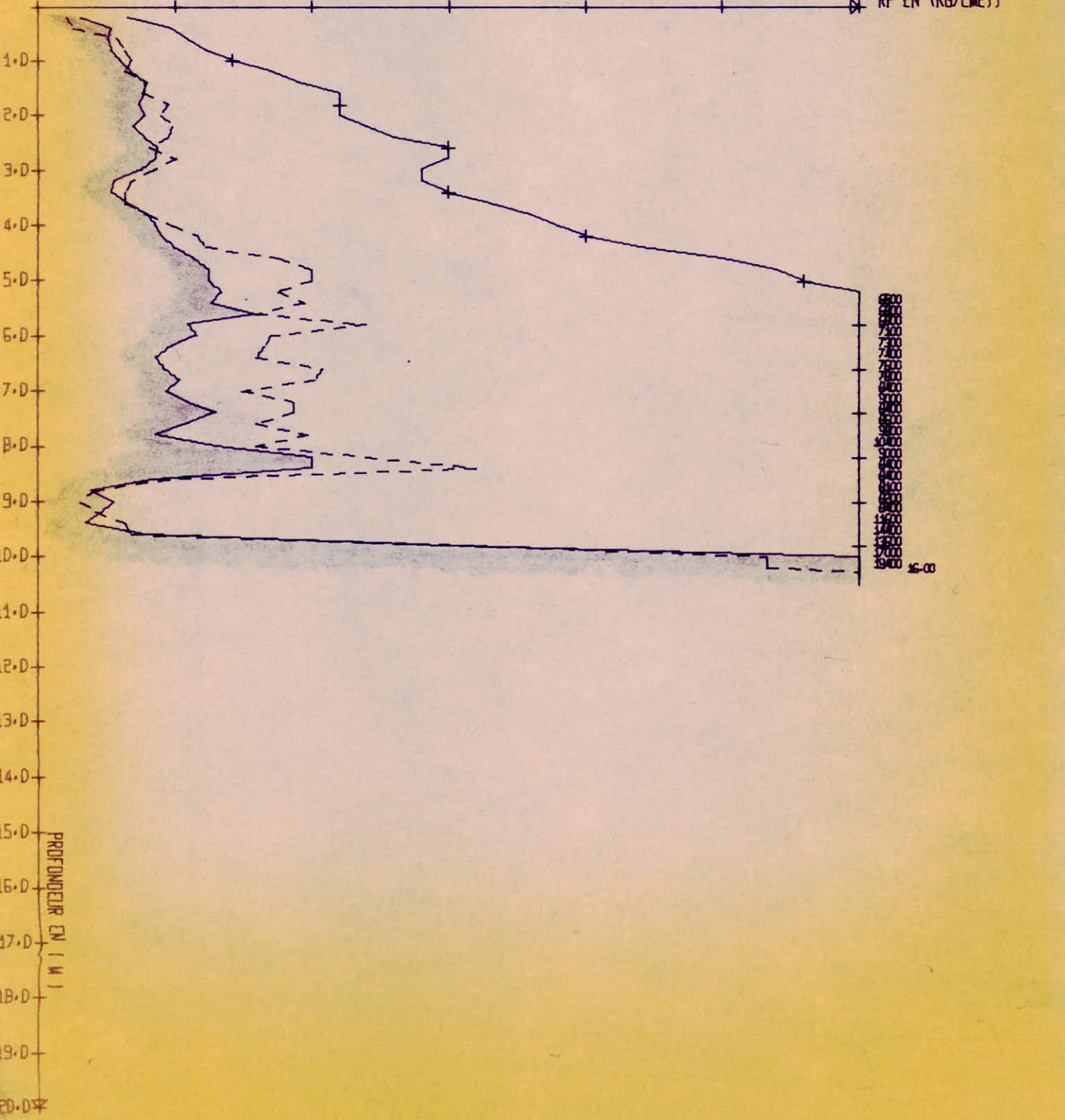
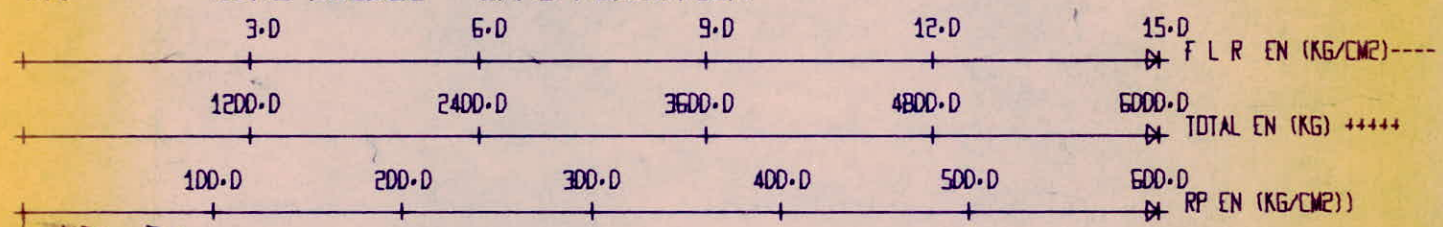


# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

TITRE DE L AFFAIRE SONELGAZ  
LIEU DE L AFFAIRE CAP DJINET  
DOSSIER NO 21790009  
DATE 27 02 79

2

TYPE  $\rightarrow$  CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

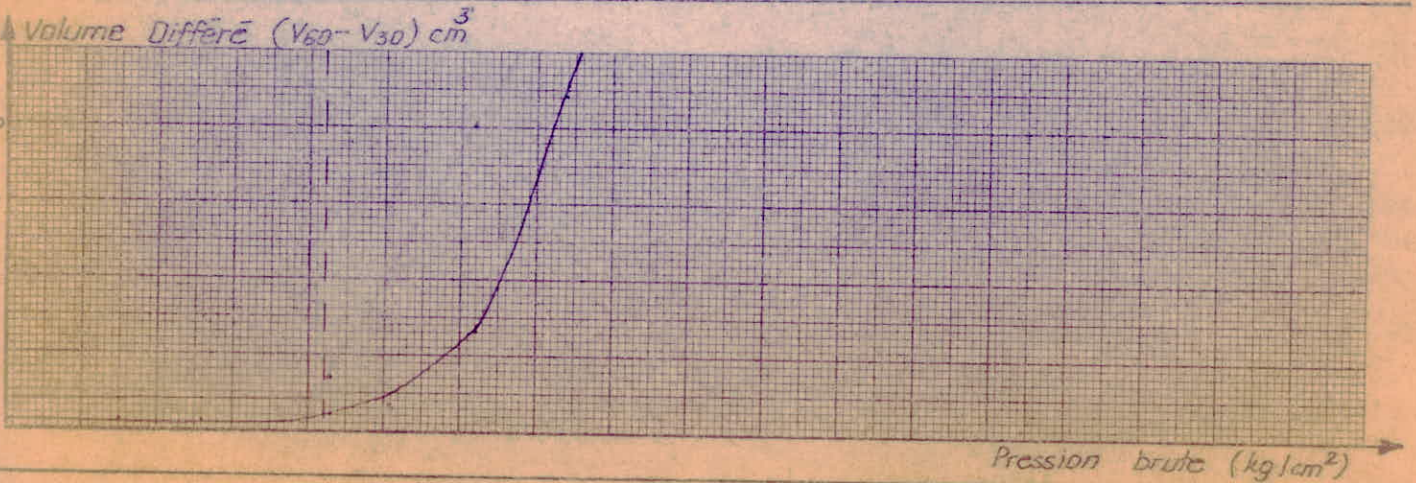
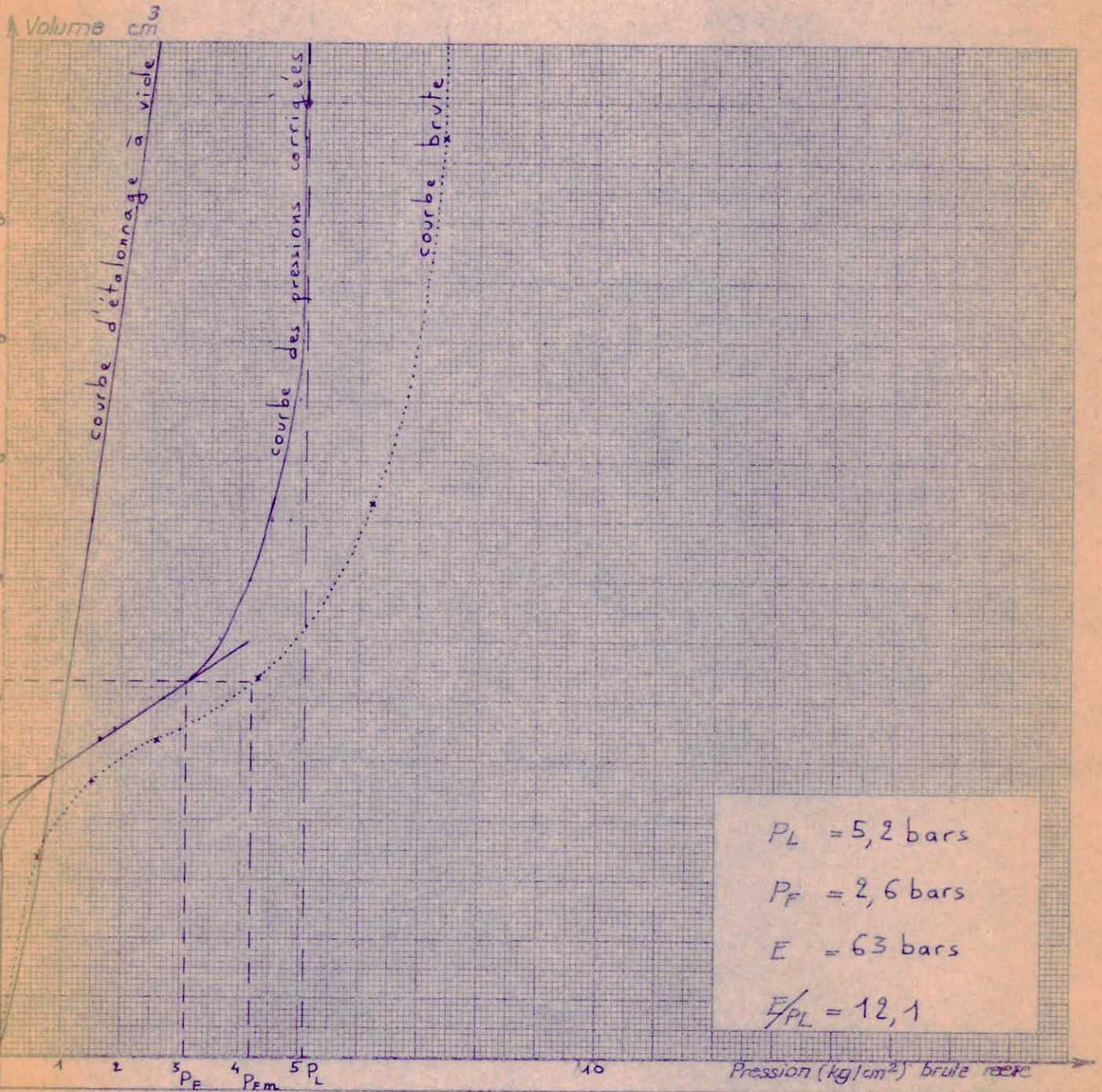


ESSAI  
PRESSIOMETRIQUE

CAP DJINET  
21 79 0009

Type: forage, Press 1  
pressio: GA  $\phi 44$  TF

Prof: Amm Dat: 5/3/79  
Correction de press:  $0,1 \text{ kg/cm}^2$



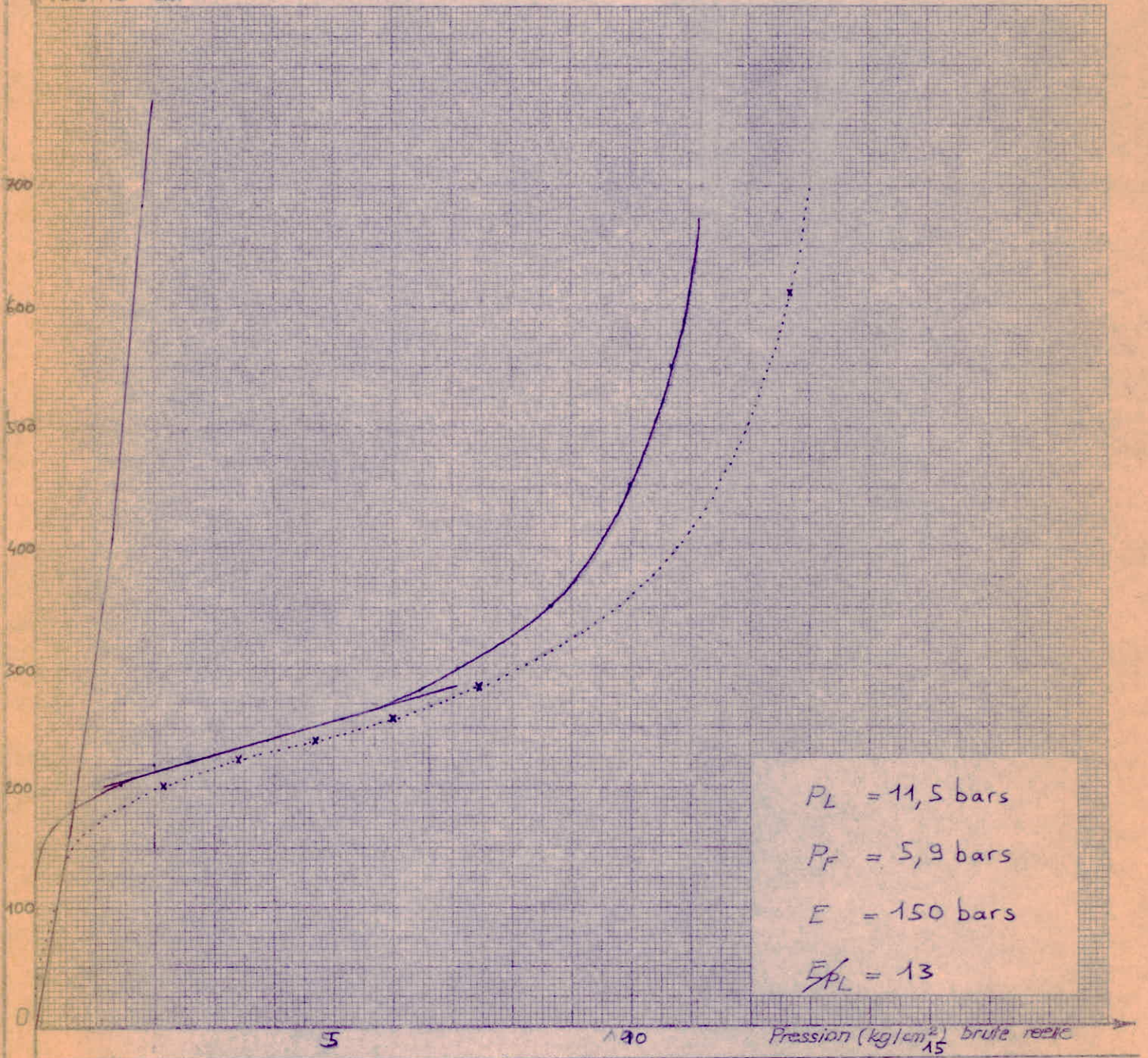
ESSAI  
 PRESSIOMETRIQUE  
 CAP DJINET  
 21 79 0009

Type: forage Press 2  
 pressio:  $\phi 44$  T.F.

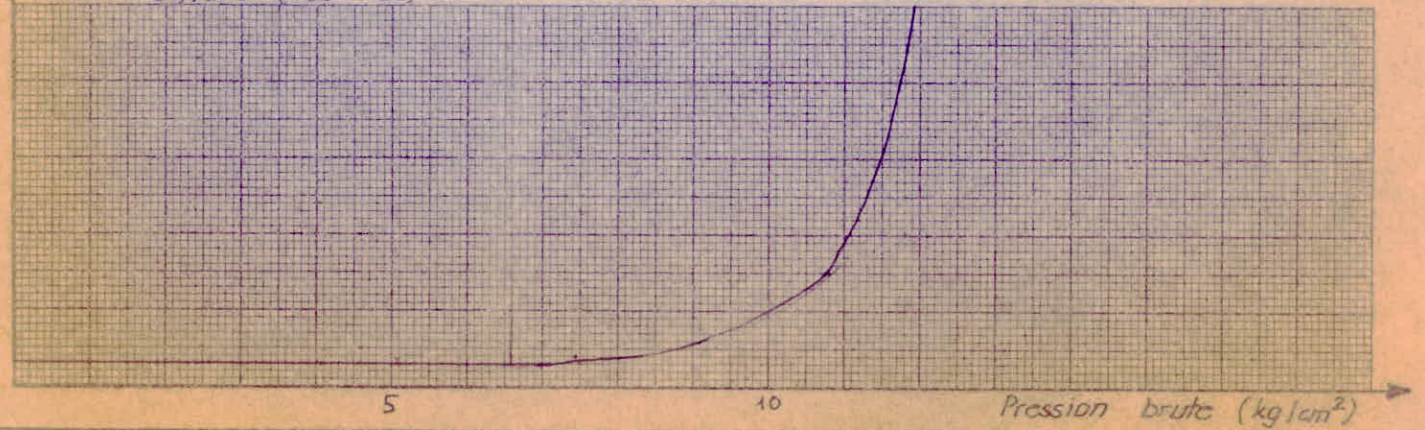
Prof: 2 m Dat: 6/2/79

Correction de press: 0,2 kg/cm<sup>2</sup>

Volume cm<sup>3</sup>



Volume Différé (V60 - V30) cm<sup>3</sup>



ESSAI  
PRESSIOMETRIQUE

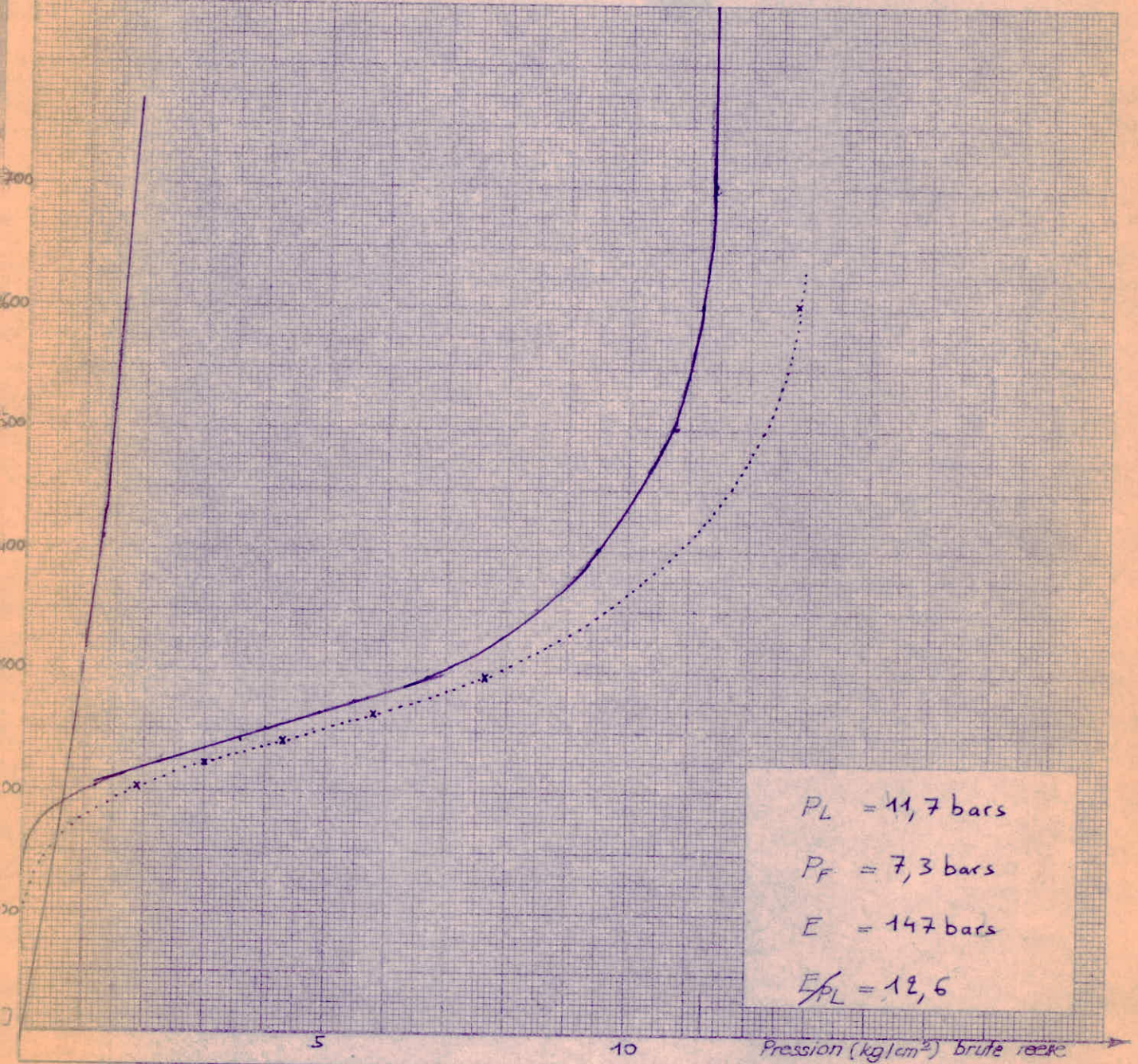
CAP DJINET  
21 79 0009

Type: forage Press 2  
pressio:

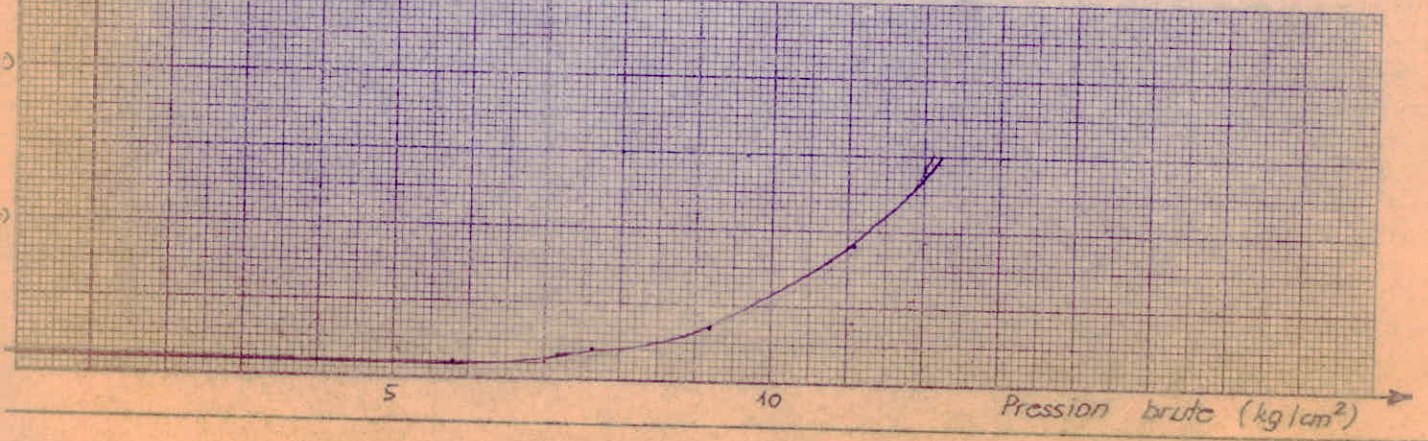
Prof: 3m Dat: 6/3/79

Correction de press: 9,3 kg/cm<sup>2</sup>

Volume cm<sup>3</sup>



Volume Différé (V60 - V30) cm<sup>3</sup>



GR 4-0-1



LABORATOIRE - GEOTECHNIQUE

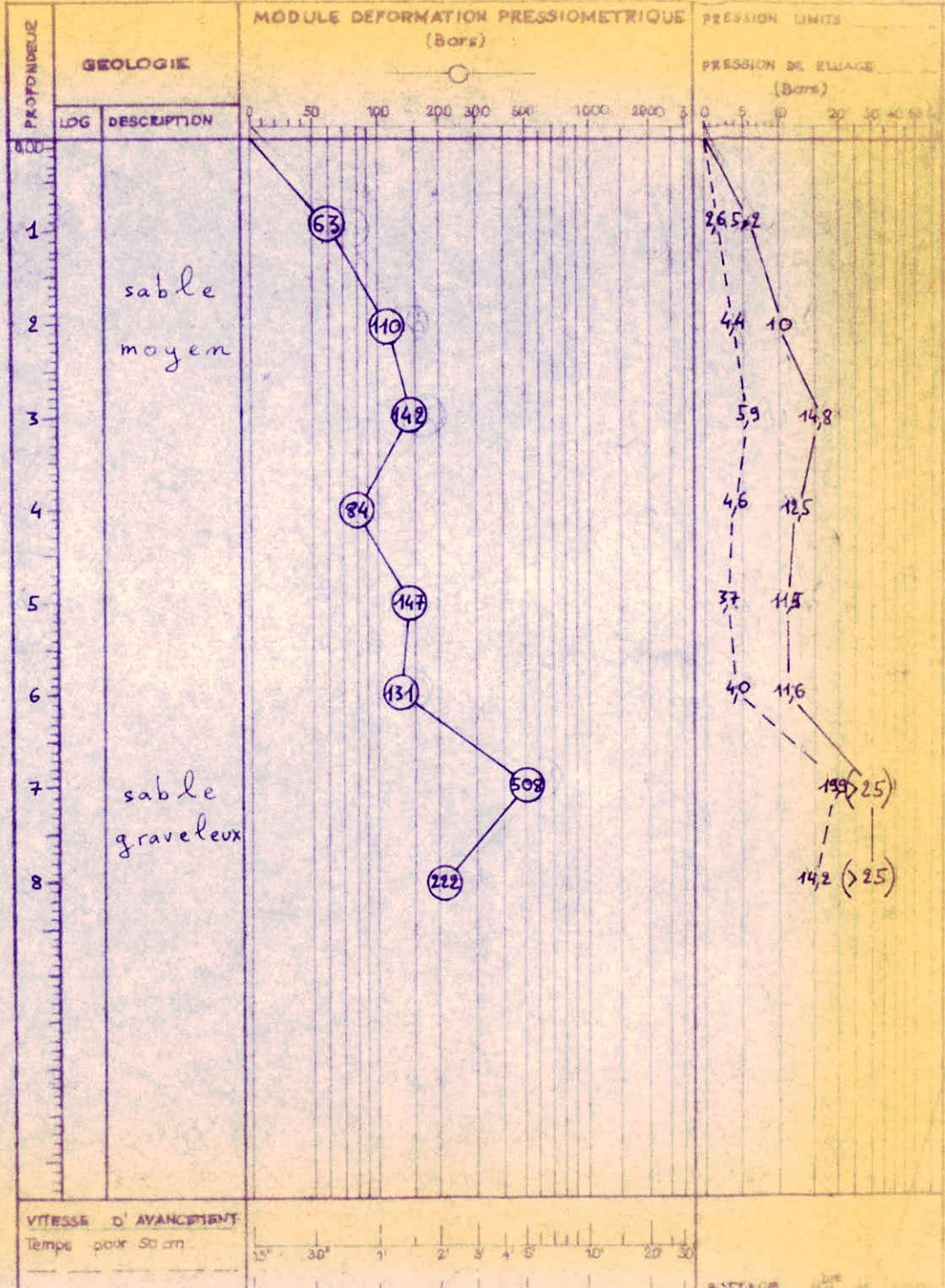
# ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: 21 79 0009  
 DESIGNATION DU PROJET: SONELGAZ  
 CAP DJINET  
 OUVRAGE: centrale électrique  
 DATE: 5-6/3/79

N° SONDAGE: Press 1  
 CHEF SONDEUR: Bachir  
 ENGIN DE FORAGE: D 9000  
 OUTIL DIAMETRE: Battage et tarière  
 NIVEAU PIEZOMETRIQUE:

COORDONNEES  
 X \_\_\_\_\_  
 Y \_\_\_\_\_  
 T \_\_\_\_\_

PLAN D'IMPLANTATION.



VITESSE D'AVANCEMENT  
 Temps pour 50 cm

15° 30° 1' 2' 3' 4' 5' 10' 20' 30'



GR 2 - 1

L. N. T. P. B.

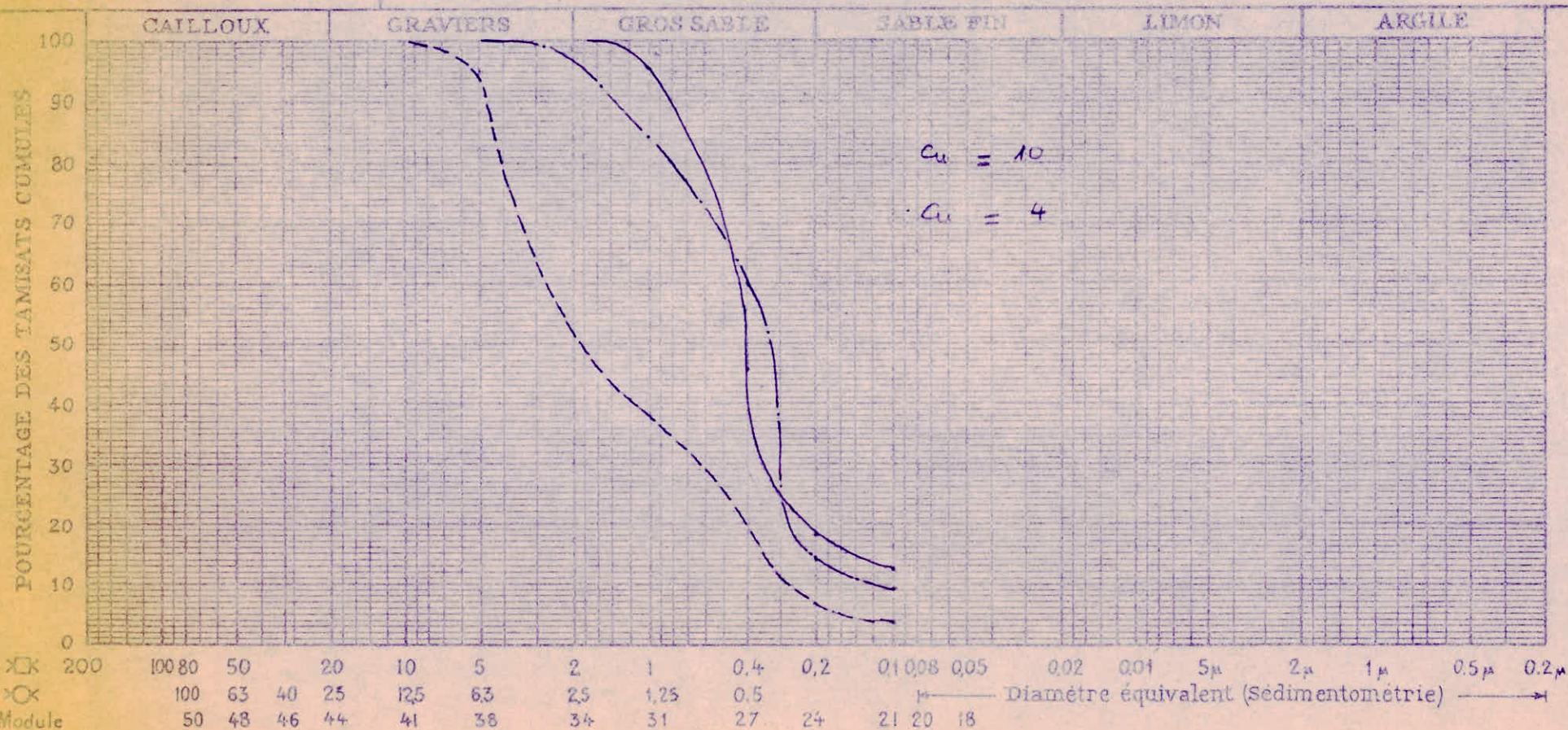
CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE -

21 79 0009

Désignation des échantillons	N° Press 1	(3m)
	N° Press 1	(6m)
	N° Press 1	(7m)

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech.	%	S. 6 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
	< 80 $\mu$				



GR 2-2

**L. N. T. P. B.**

CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE -

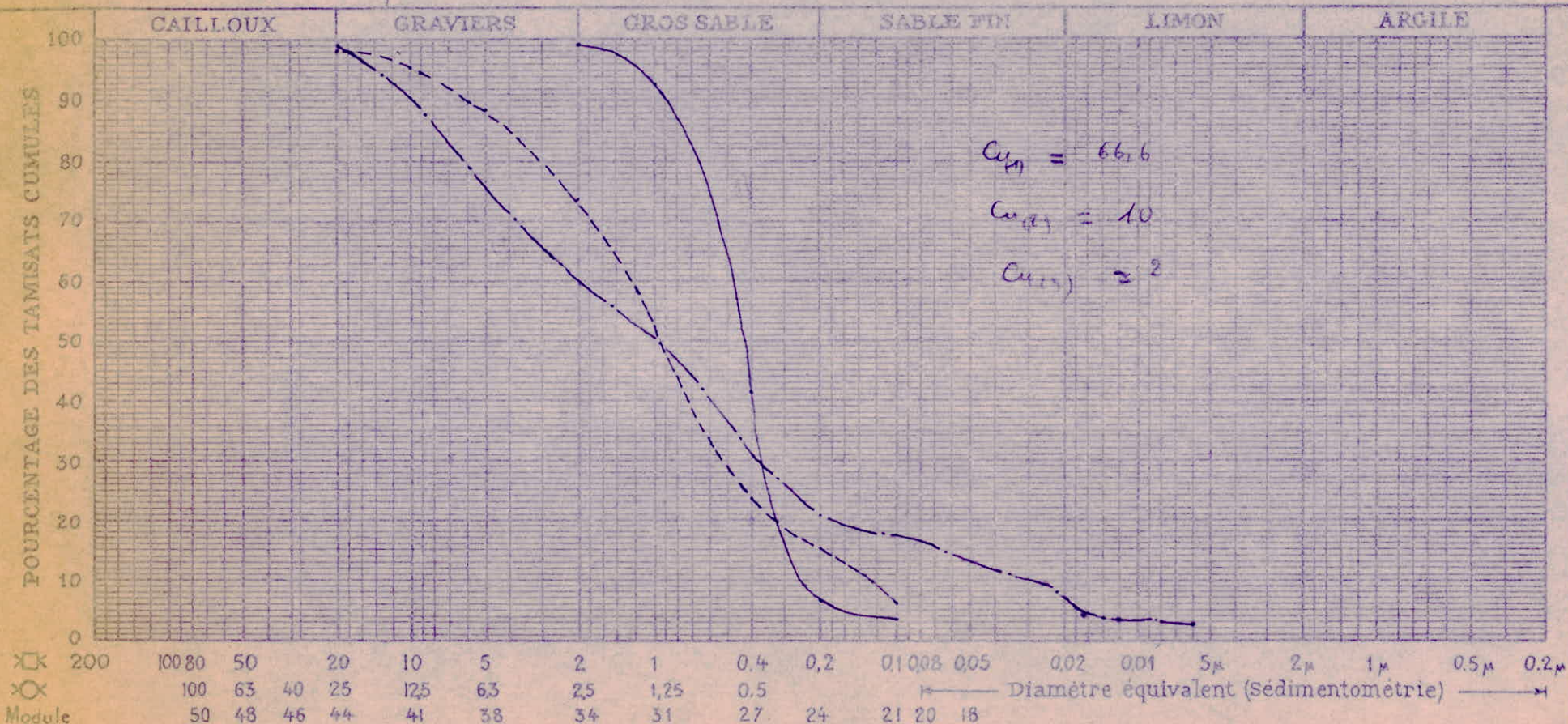
21 79 0009

Désignation  
des  
échantillons

N° S 301 0,0 / 2,0 m  
 N° S 301 4,0 / 8,0 m  
 N° S 301 8,0 / 9,45 m

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8			S. 20
		LIMITES D'ATTERBERG			
	< 80 $\mu$	L.L.	I.P.	L.R.	E.S.
Ech.					
Ech.					

GR 2-3

**L. N. T. P. B.**

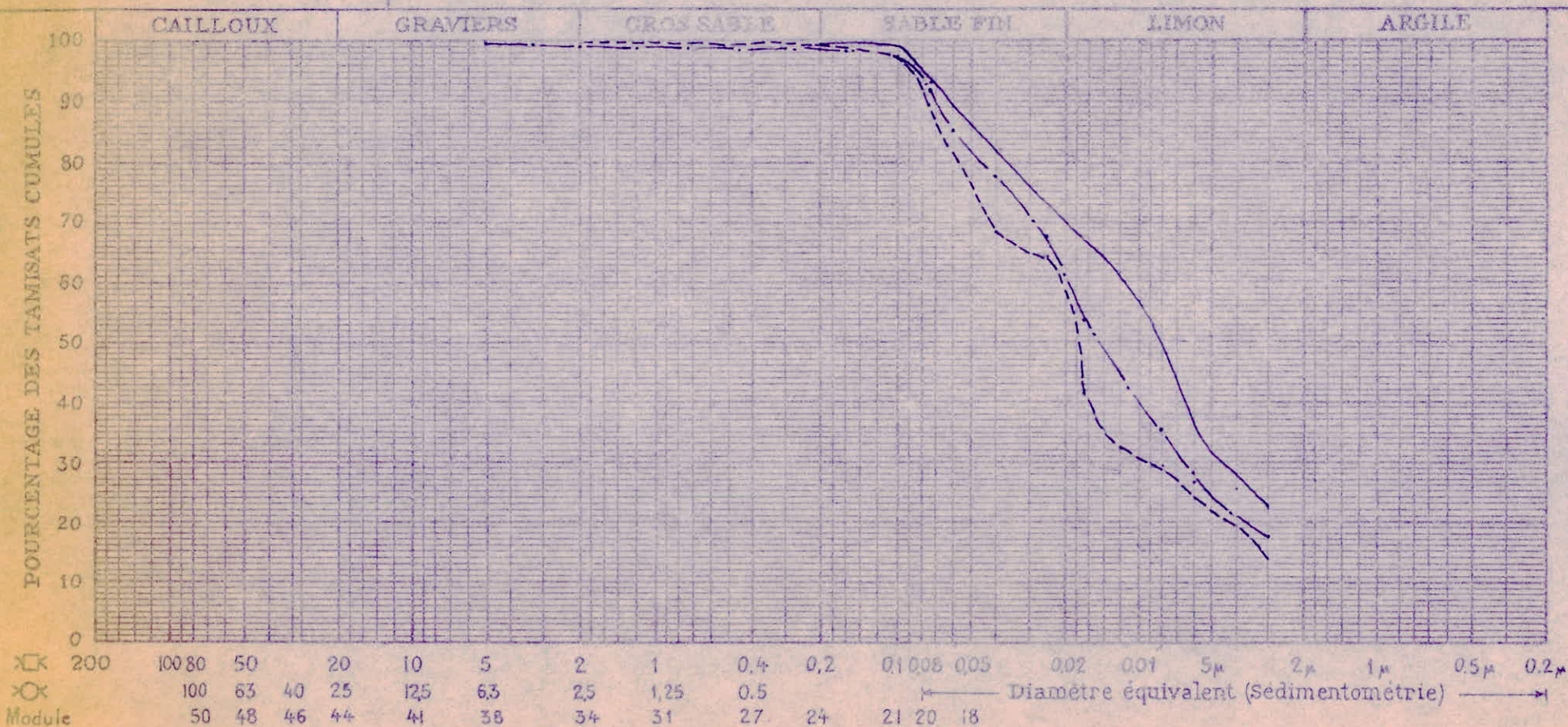
CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE

21 79 0009

Désignation des échantillons	}	N° S 301	10,5/10,8
		N° S 301	13,8/14,4
		N° S 301	16,0/16,1

DOSSIER:

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech.	%	S. 6 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	L. P.	L. R.	
Ech.	< 50 $\mu$				
Ech.					

GR 2-4

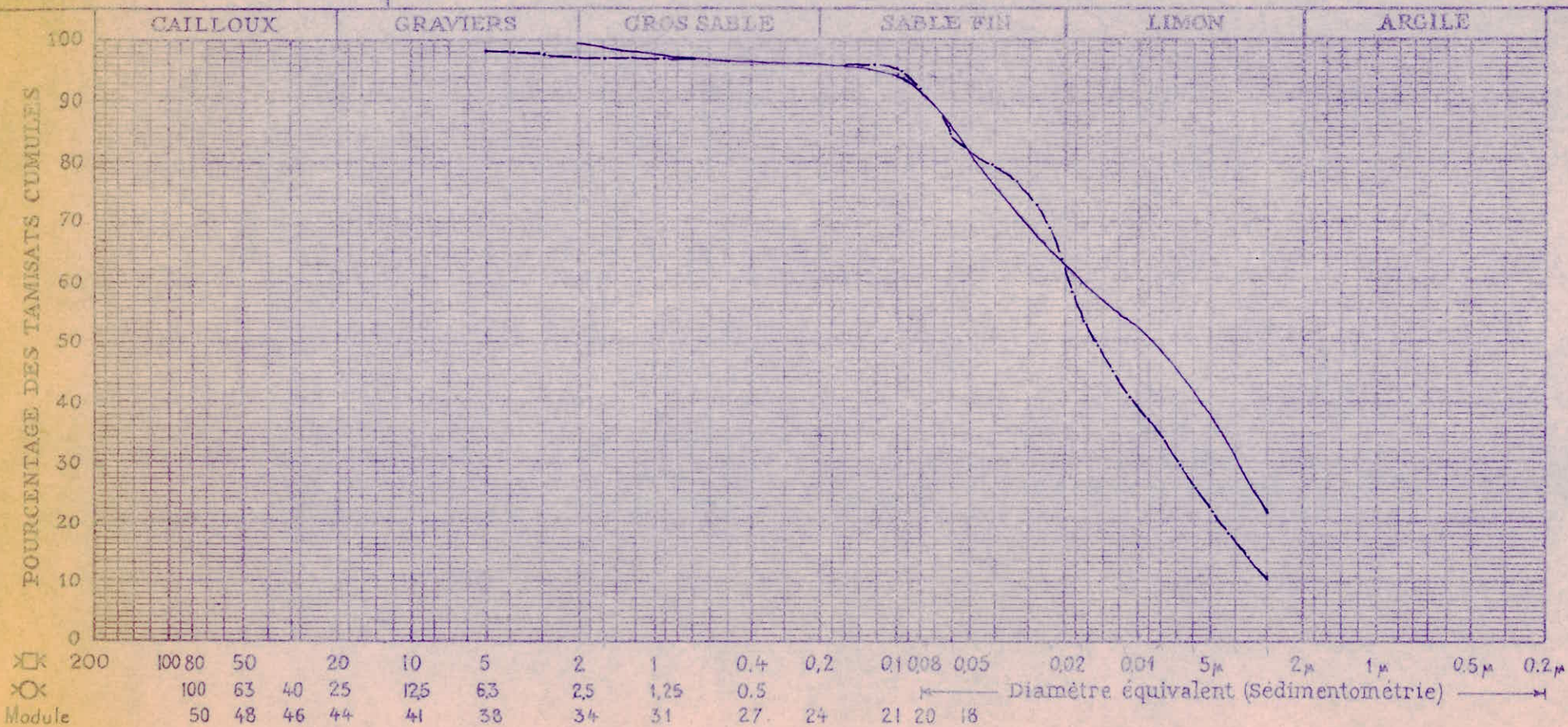
**L. N. T. P. B.**

CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE - 21 79 0009

Désignation des échantillons {  
 N° S 301 21,2/21,3  
 N° S 301 24,2/24,4  
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech.	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
Ech.	< 80 $\mu$				
Ech.					

GR 2-5

L. N. T. P. B.

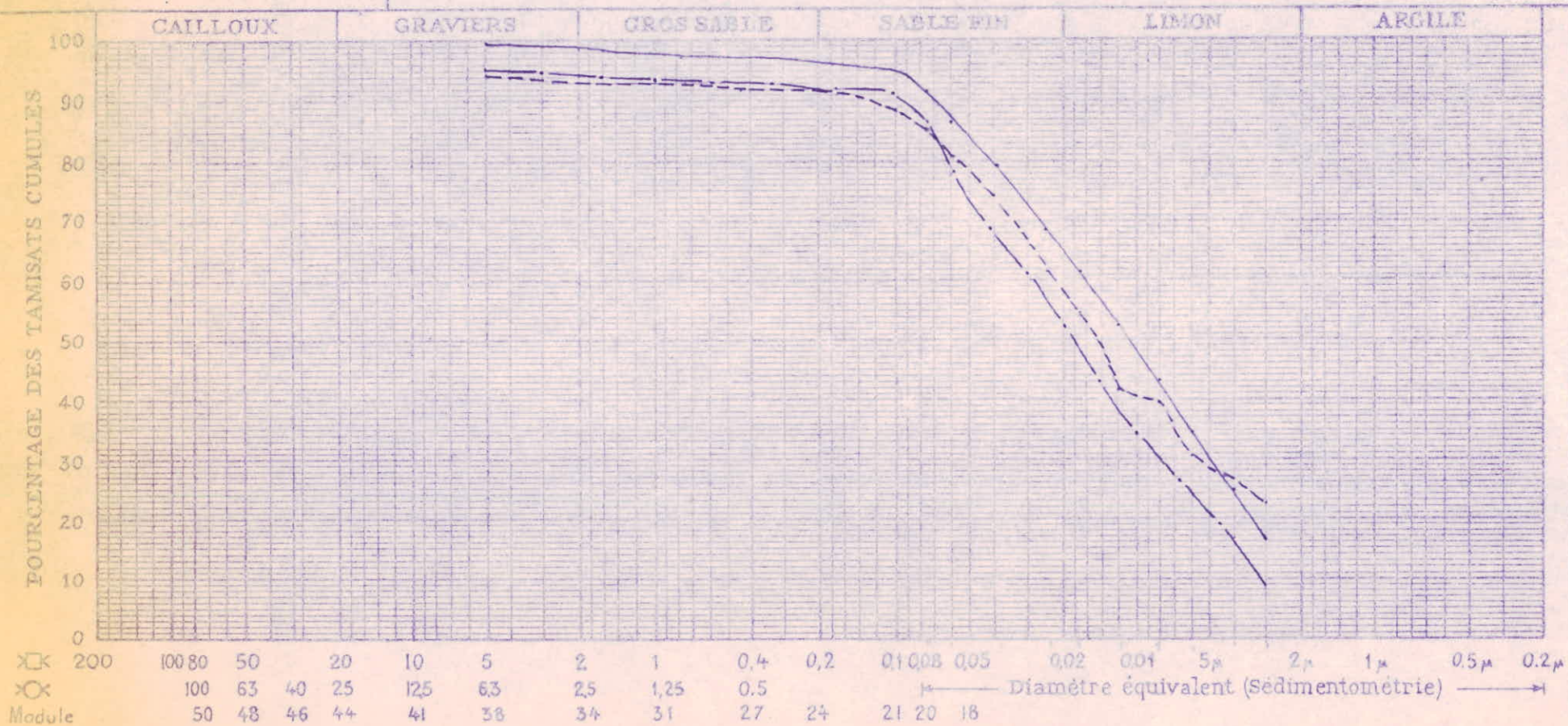
CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE -

21 79 0009

Désignation des échantillons	— N° S 301	28,0 / 28,4
	- - - N° S 301	35,2 / 35,4
	- - - N° S 301	39,3 / 39,4

DOSSIER:

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech.	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
	< 80 $\mu$				

GR 2-6

L. N. T. P. B.

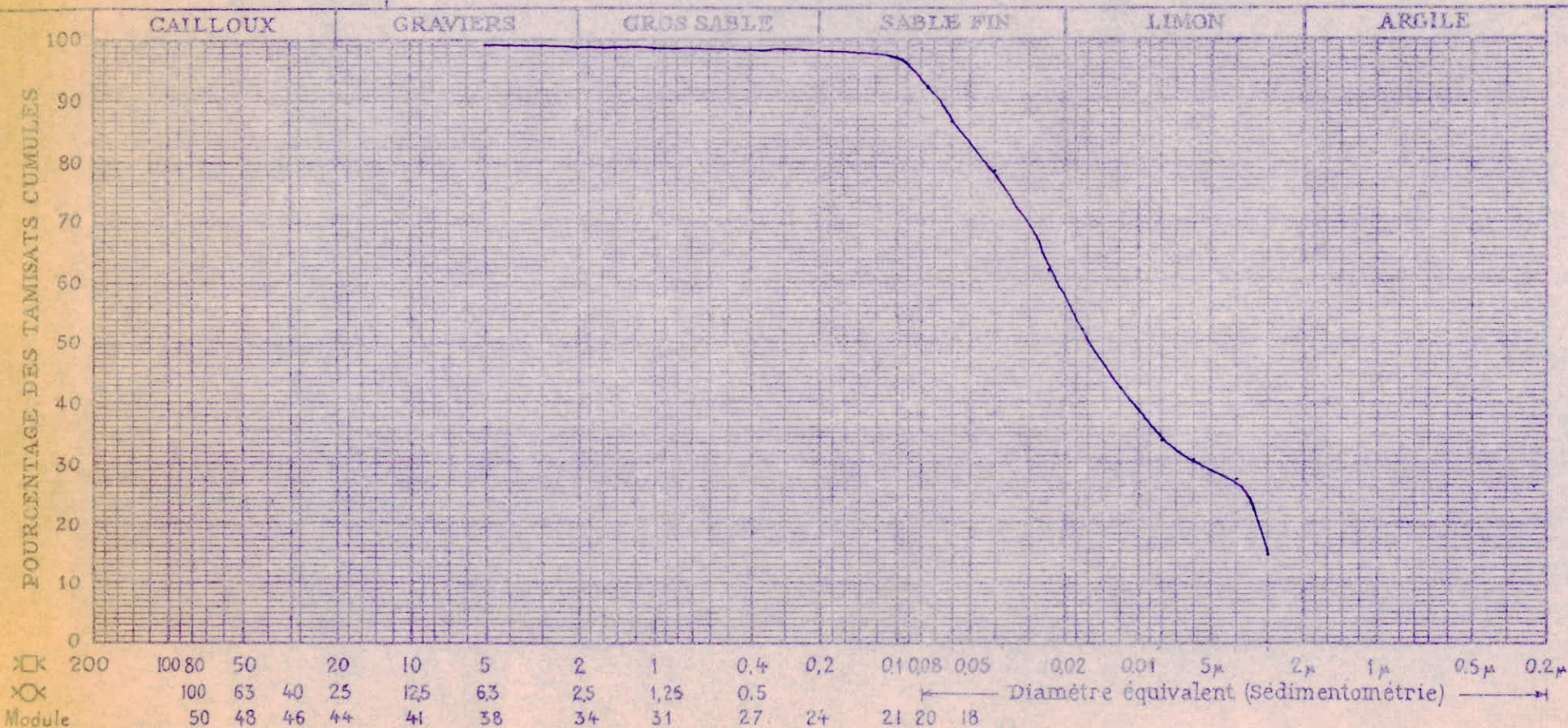
CAP DJINET - CENTRALE ELECTRIQUE

21 79 0009

Désignation des échantillons { N° S 301 48,2/48,7  
 N°  
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8			S. 20
		LIMITES D'ATTERBERG			
	< 80 $\mu$	L. L.	I. P.	L. R.	E. S.
Ech.					
Ech.					

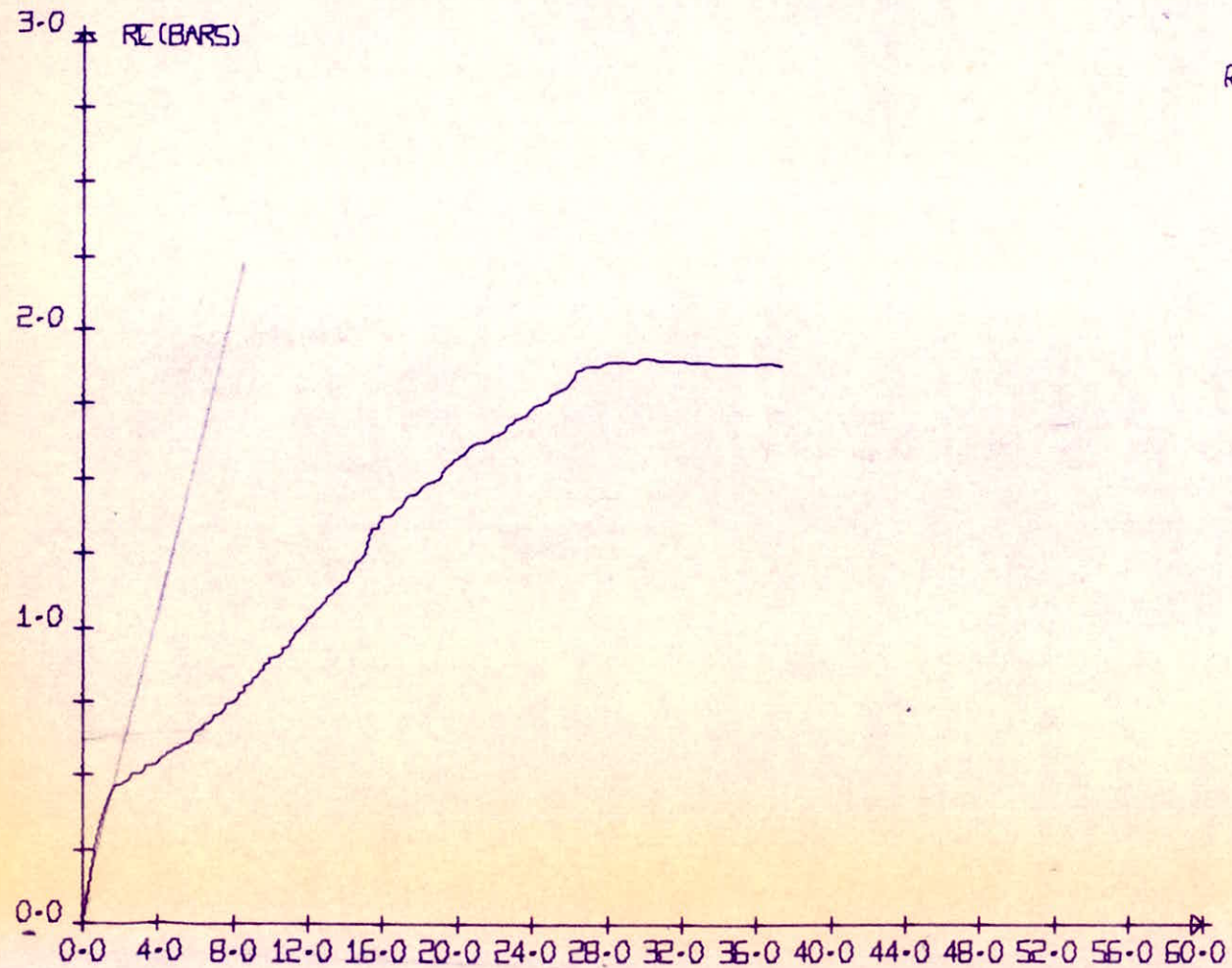
# COMPRESSION SIMPLE SATURÉE

ETUDE = CAP DJINET CENTRALE ELECTRIQUE 21-74-0009

NO SONDAGE DU PUITS = 5 301

PROFONDEUR DE PRELEVEMENT = 28-0/28-4M

NATURE DE L'ECHANTILLON = ARGILE GRISE TRÈS COMPACTE



$R_c = 1,9 \text{ bars}$

CAR - DJINET (Centrale Electrique)

S-301, Prof. 16,4 / 16,6 m

ESSAI non CONS, non drainé

Saturé

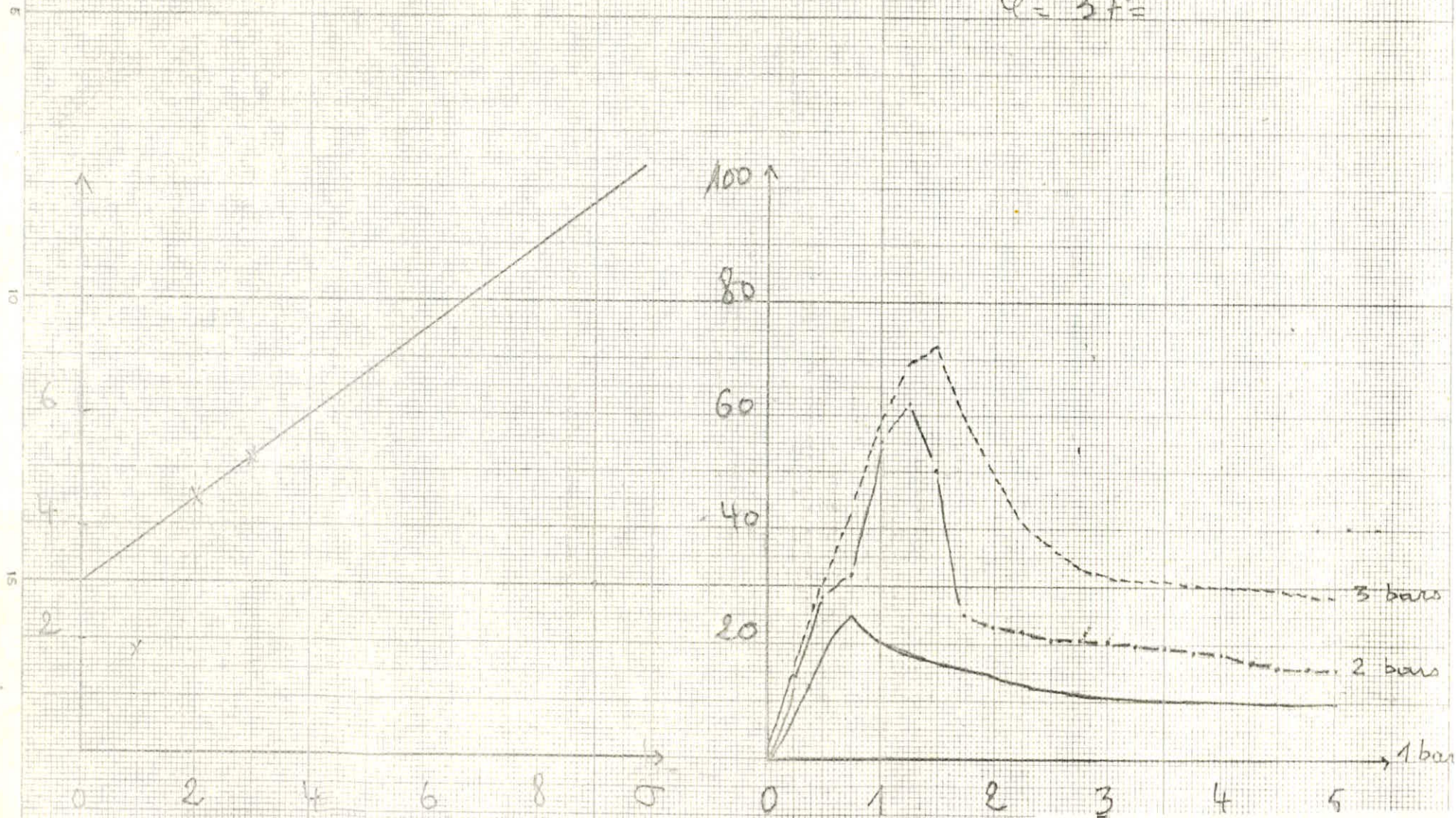
CISAILLEMENT UU

WI = 9,4%

WF = 10,1%

c = 3,00 bars

$\phi = 37^\circ$



ROUIBA



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 1

DATE 24 02 1979

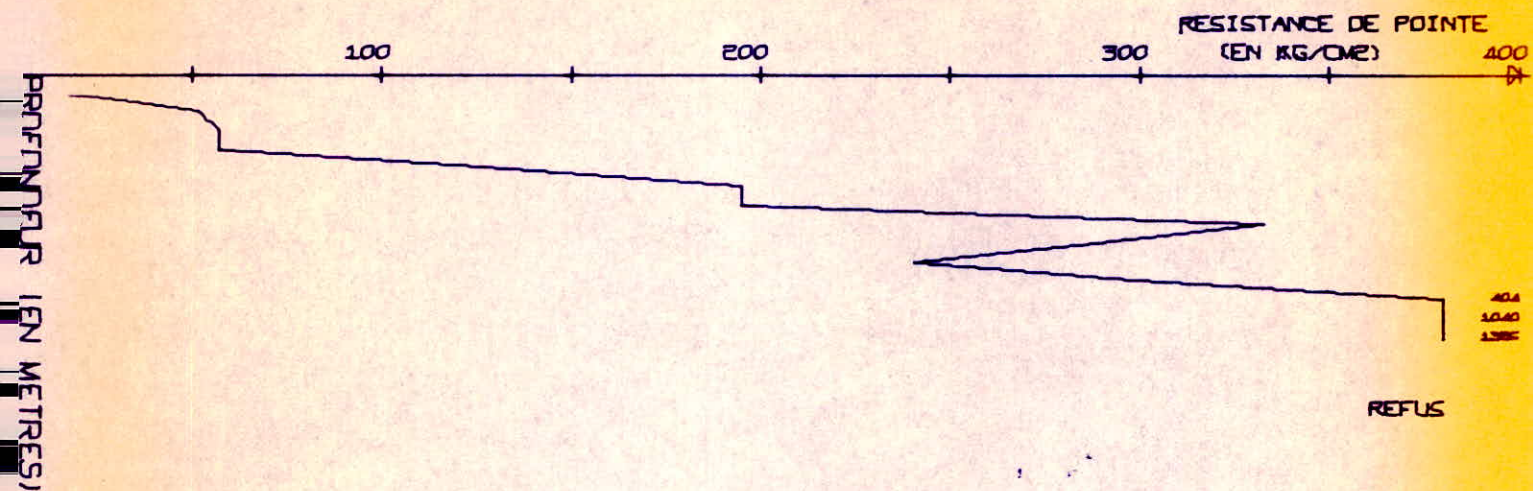
X= 100-000

Y= 100-000

Z= 100-000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 2

DATE 24 02 1979

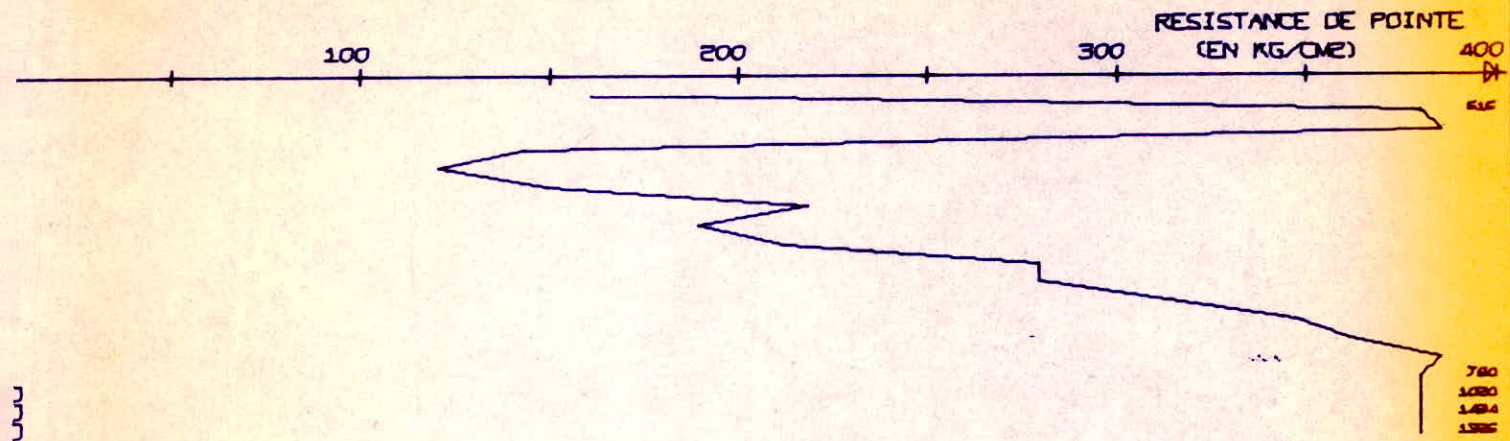
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 N

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 3

DATE 24 02 1979

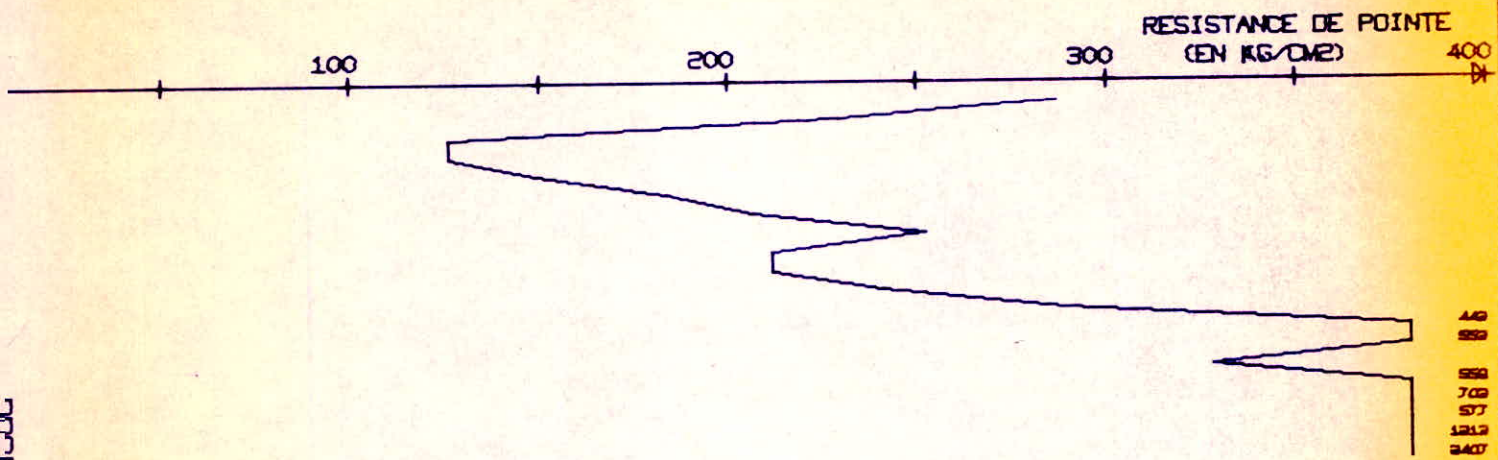
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



REFUS

L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 4

DATE 24 02 1979

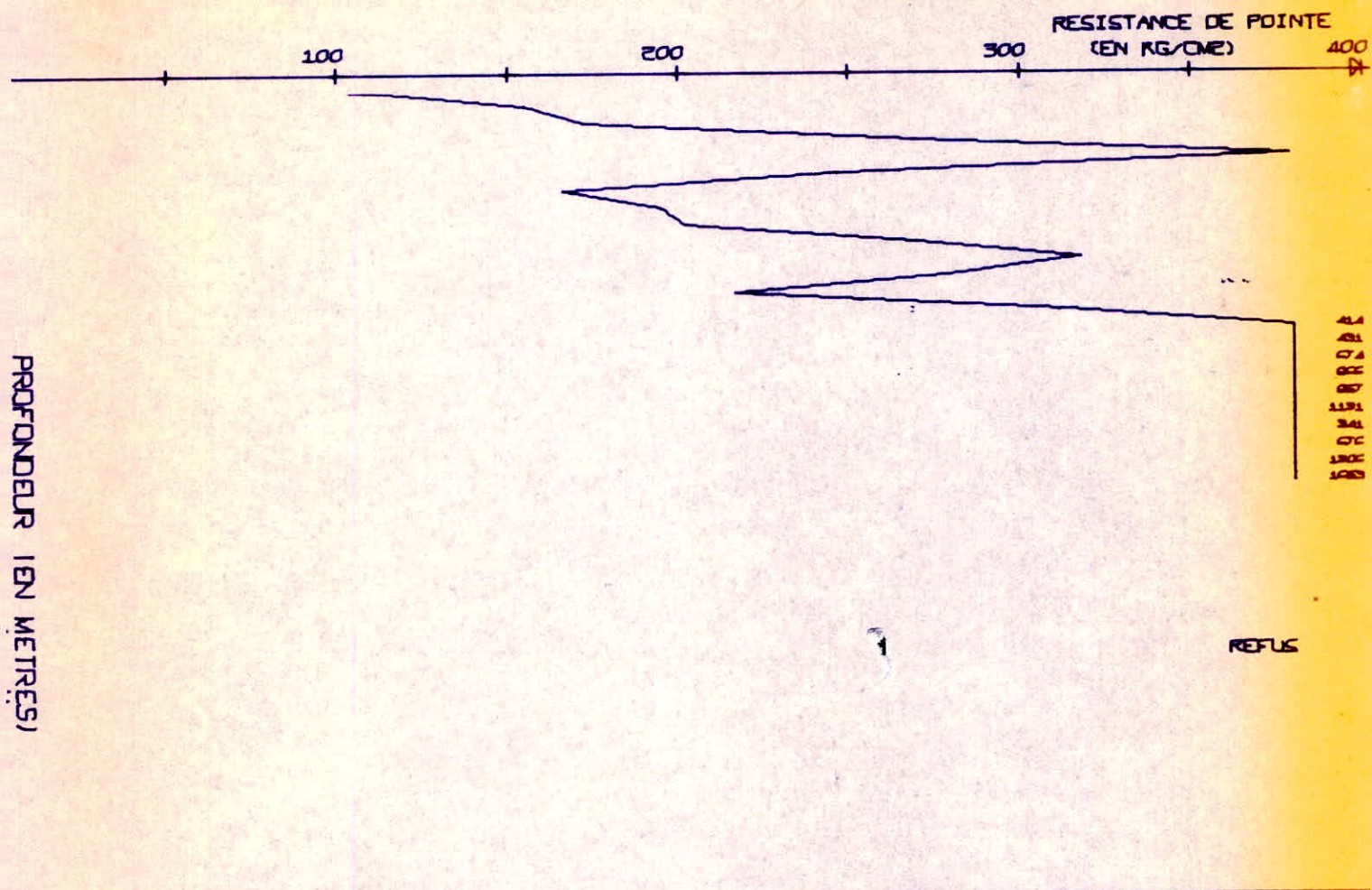
X= 100-000

Y= 100-000

Z= 100-000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 5

DATE 24 02 1979

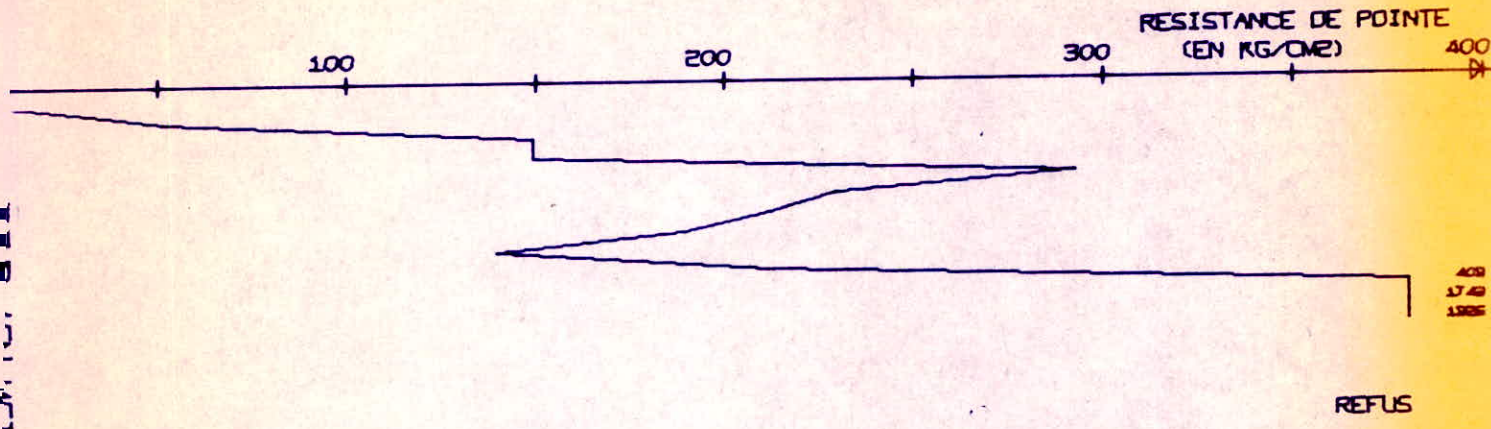
X= 100-000

Y= 100-000

Z= 100-000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



. N T P B

ENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

X= 100-000

PRECISION +OU-1000 M

Y= 100-000

PRECISION +OU-100 CM

Z= 100-000

DATE 24 02 1979

100

200

300

RESISTANCE DE POINTE  
(EN KG/CM<sup>2</sup>)

400

1304  
1304

REFUS,

L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

GROUPE SCOLAIRE AIN KAHLA

NO DE DOSSIER 21790012

NO DE L'ESSAI 7

DATE 24 02 1979

X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM

RESISTANCE DE POINTE  
(EN KG/CM<sup>2</sup>)

100

200

300

400

REFUS

# L. N. T. P. B.

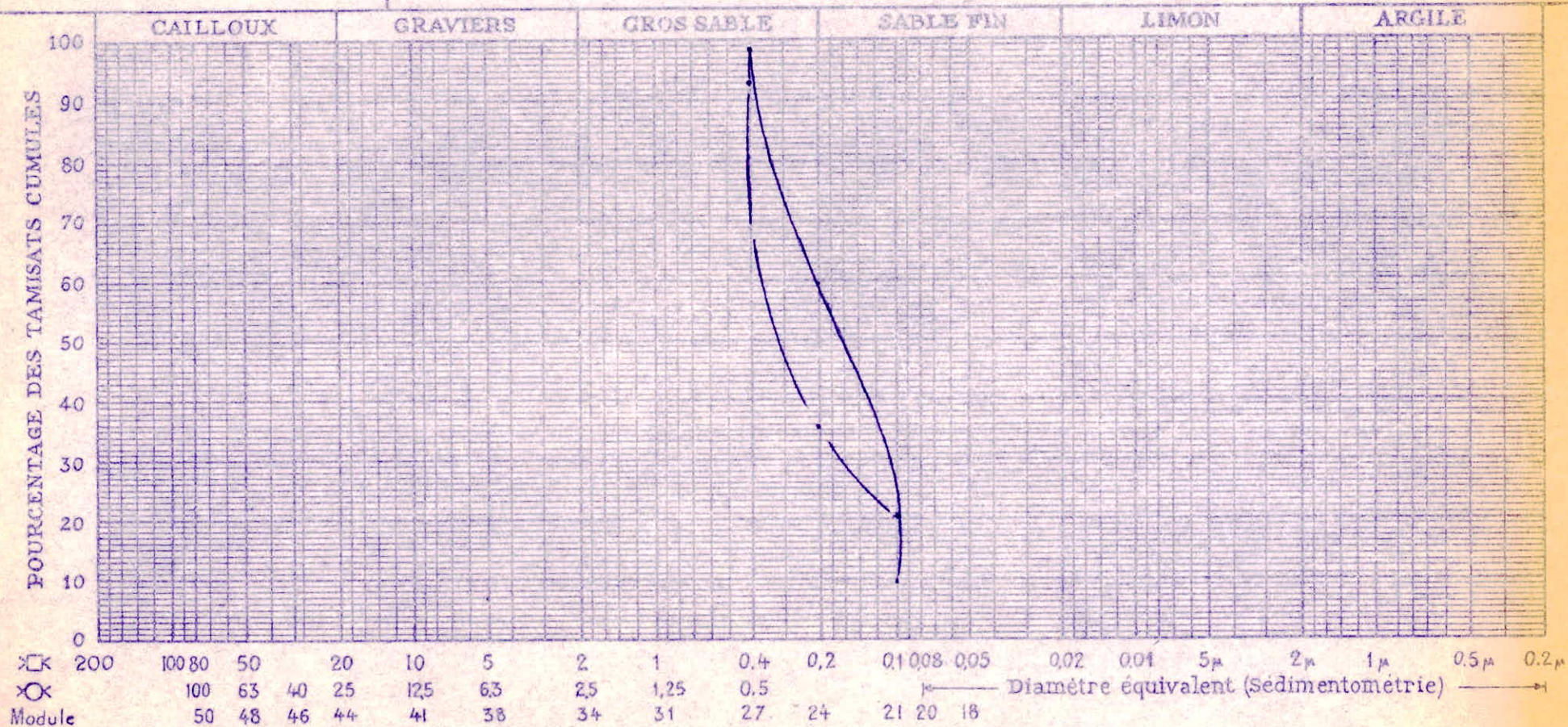
Rocli'BA

Désignation  
des  
échantillons

N° Pieci 5 Prof 1,80 / 2,30  
 N° " 6 Prof 1,65 / 0,88  
 N° \_\_\_\_\_

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

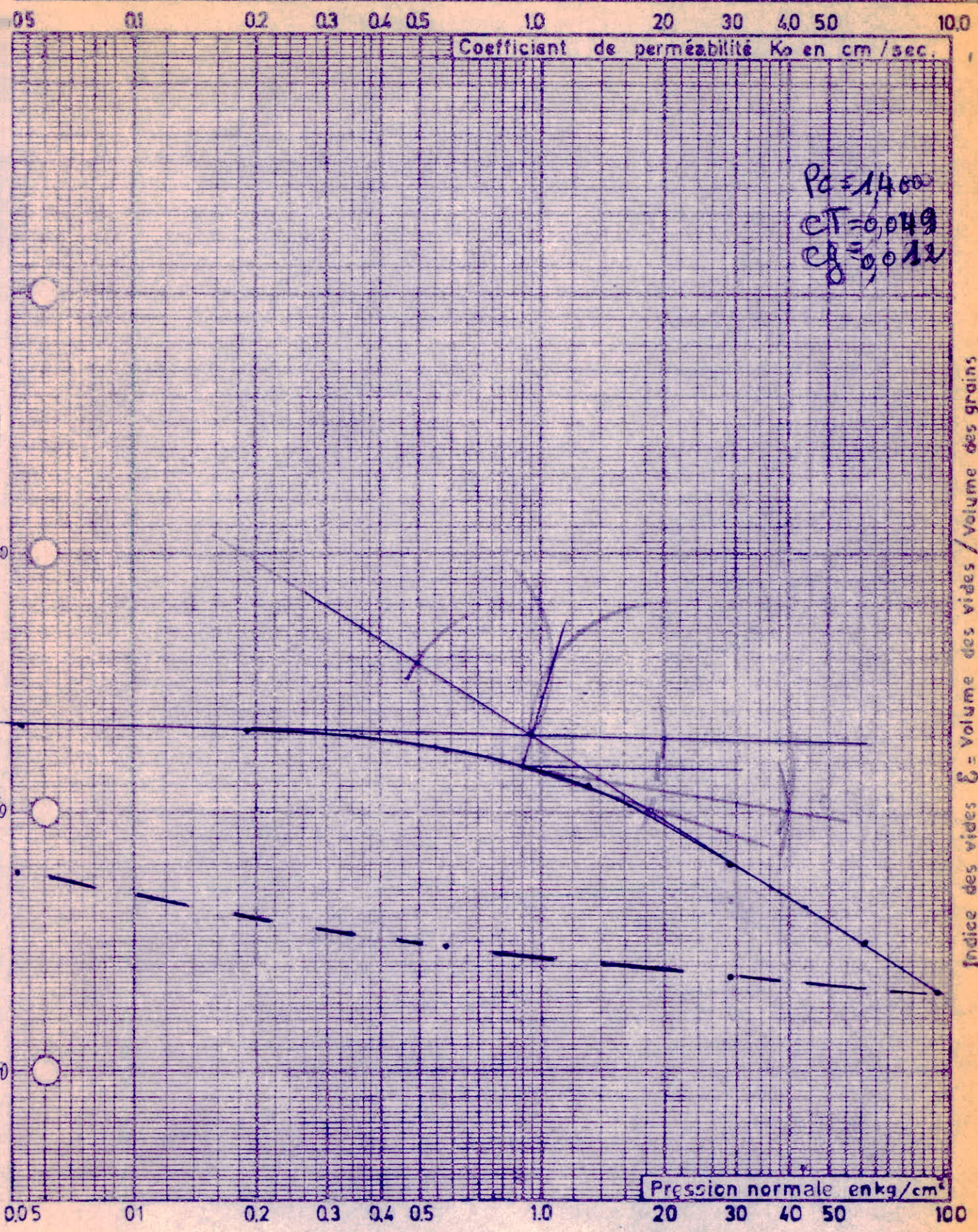


L.N.T.P.B. Dossier n°: \_\_\_\_\_

Rouba

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE



Sondage: PG  
Echantillon: TLL  
Profondeur: 0,65m - 0,95m



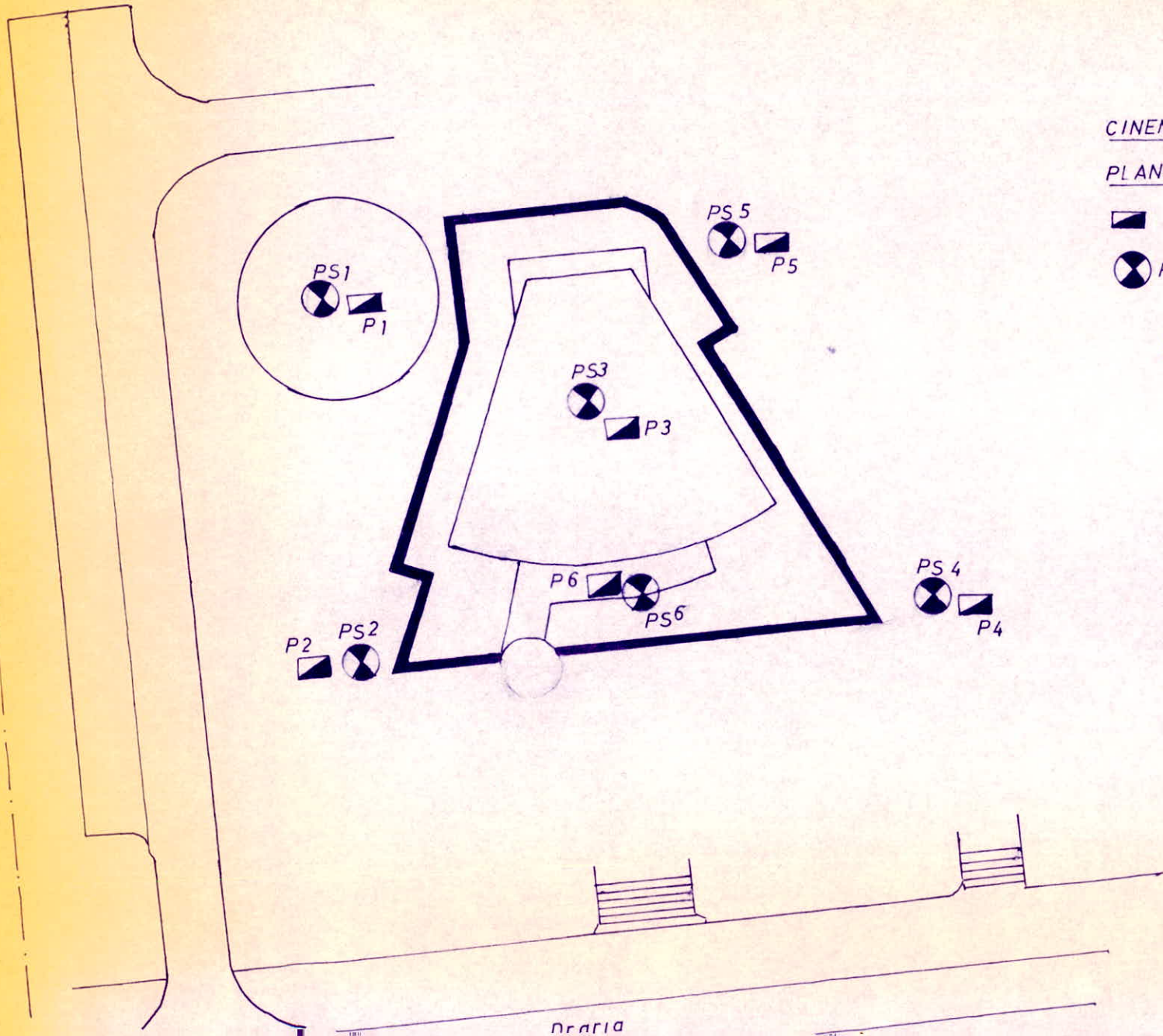
DRARIA

11

CINEMA A DRARIA  
PLAN D'IMPLANTATION

-  PUIITS
-  PENETRO / STATIQUES

ECHELLE 1/500



Draria

# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

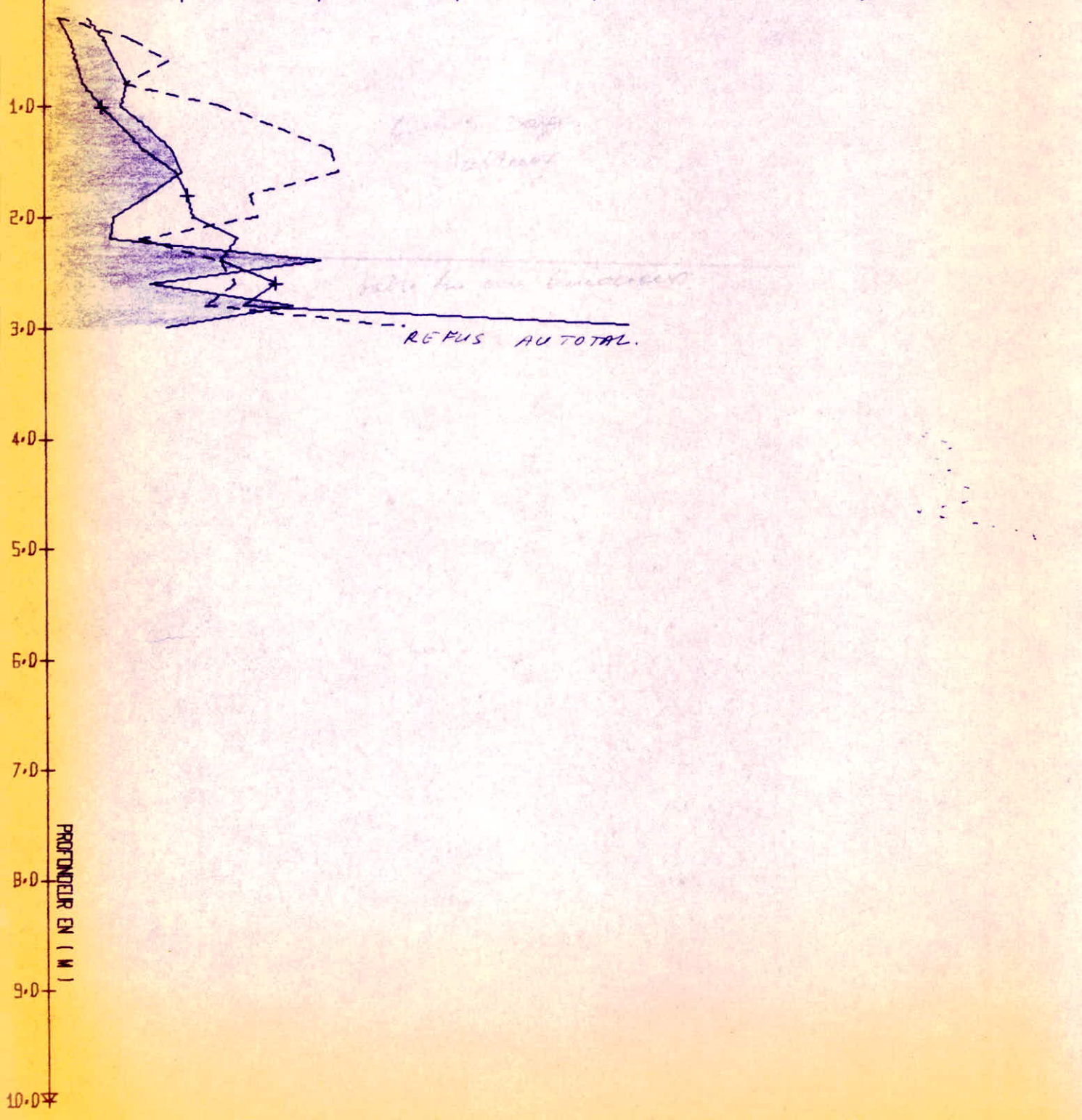
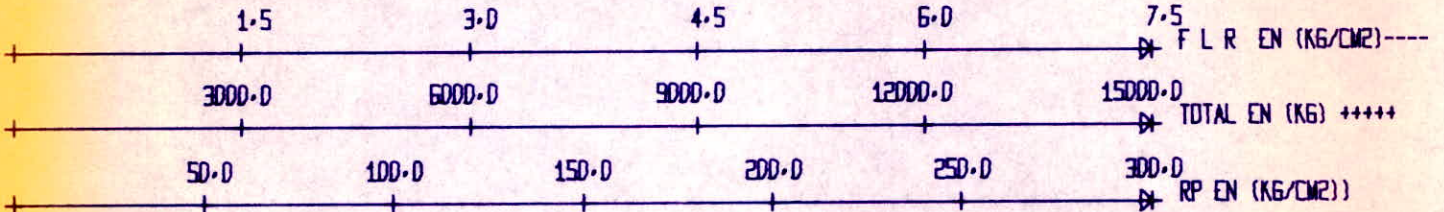
L N T P B

TITRE DE L AFFAIRE  
LIEU DE L AFFAIRE  
DOSSIER NO  
DATE  
TYPE

CINEMA  
DRARIA  
21790014  
13 02 79  
CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

17

2...



# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

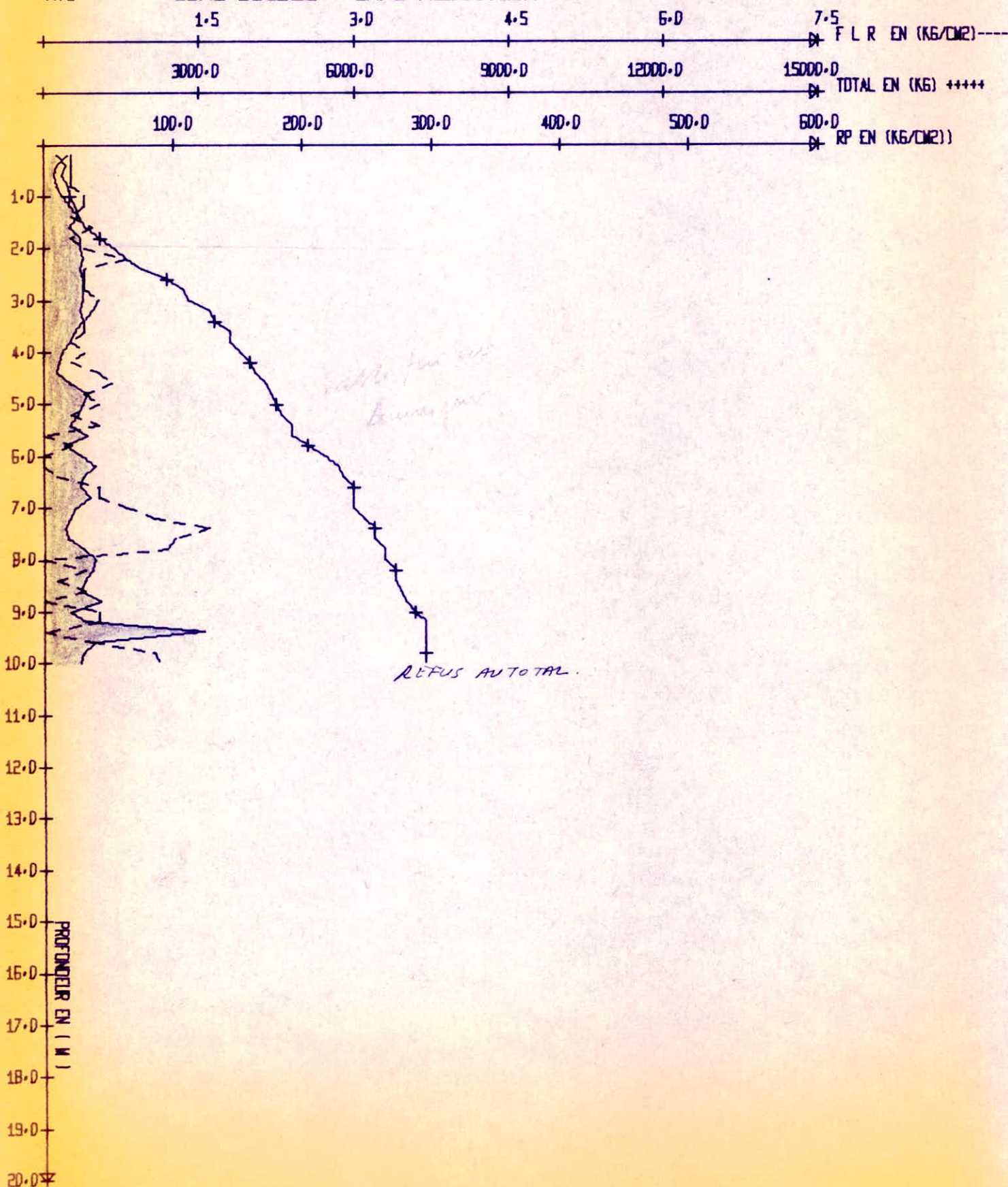
L N T P

TITRE DE L AFFAIRE  
LIEU DE L AFFAIRE  
DOSSIER NO  
DATE  
TYPE

CINEMA  
DRARIA  
21790014  
13 02 79  
CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

16

4



# CONOMETRE STATIQUE GOUDA

TITRE DE L AFFAIRE

CINEMA

15

5

LIEU DE L AFFA

ORARIA

DOSSIE D

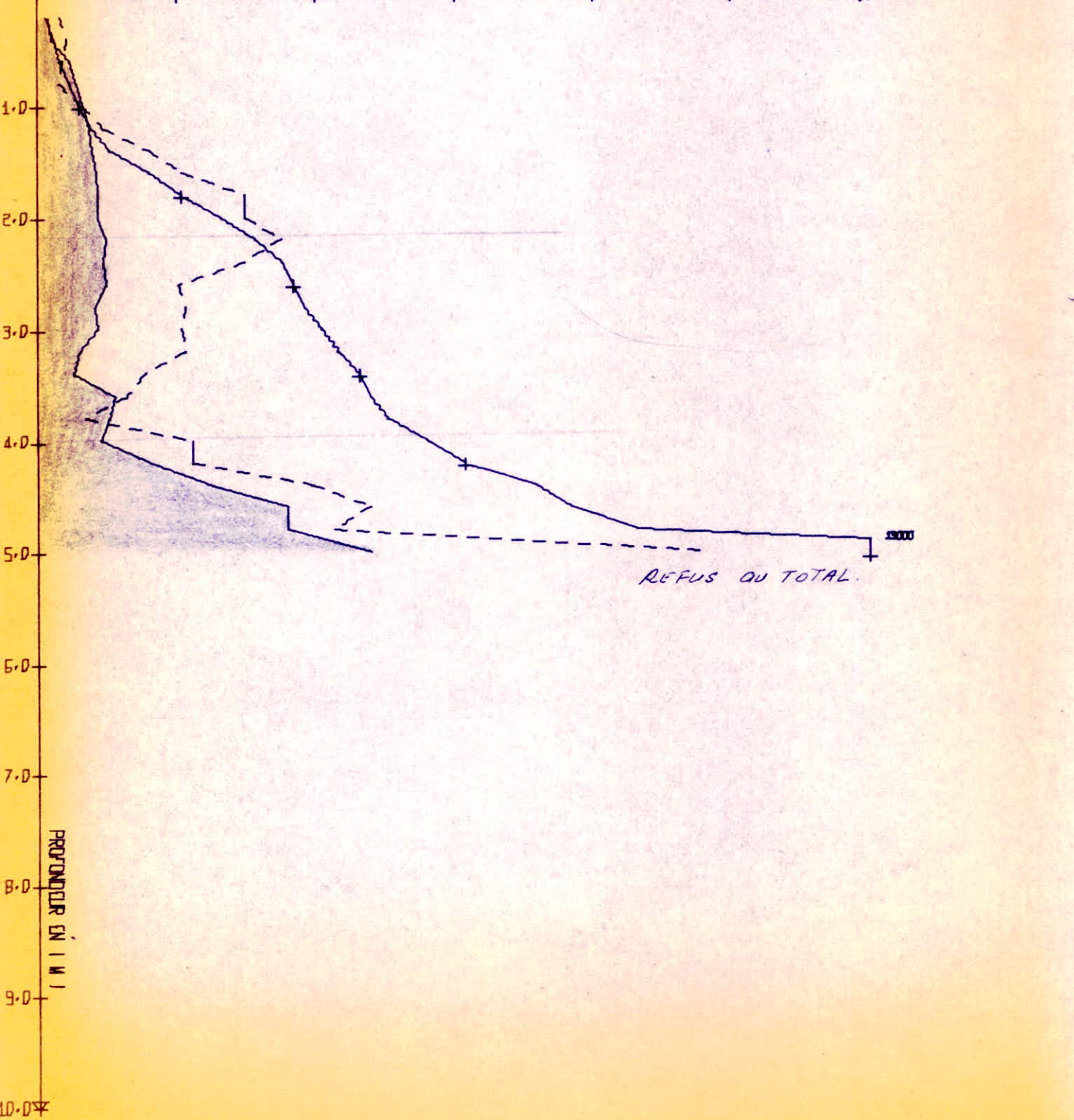
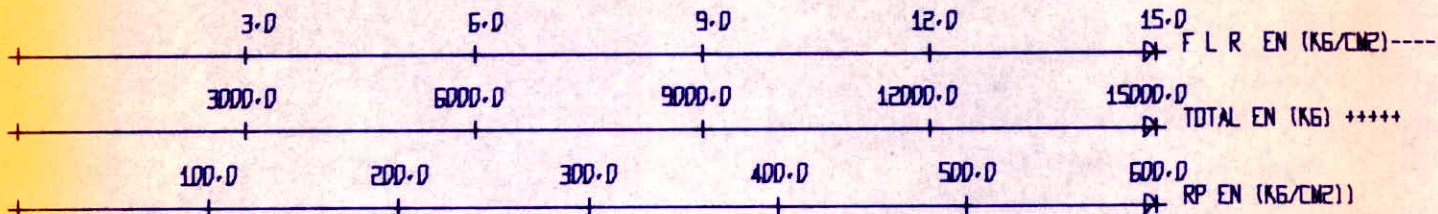
21790014

DATE

13 02 79

TYPE

CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

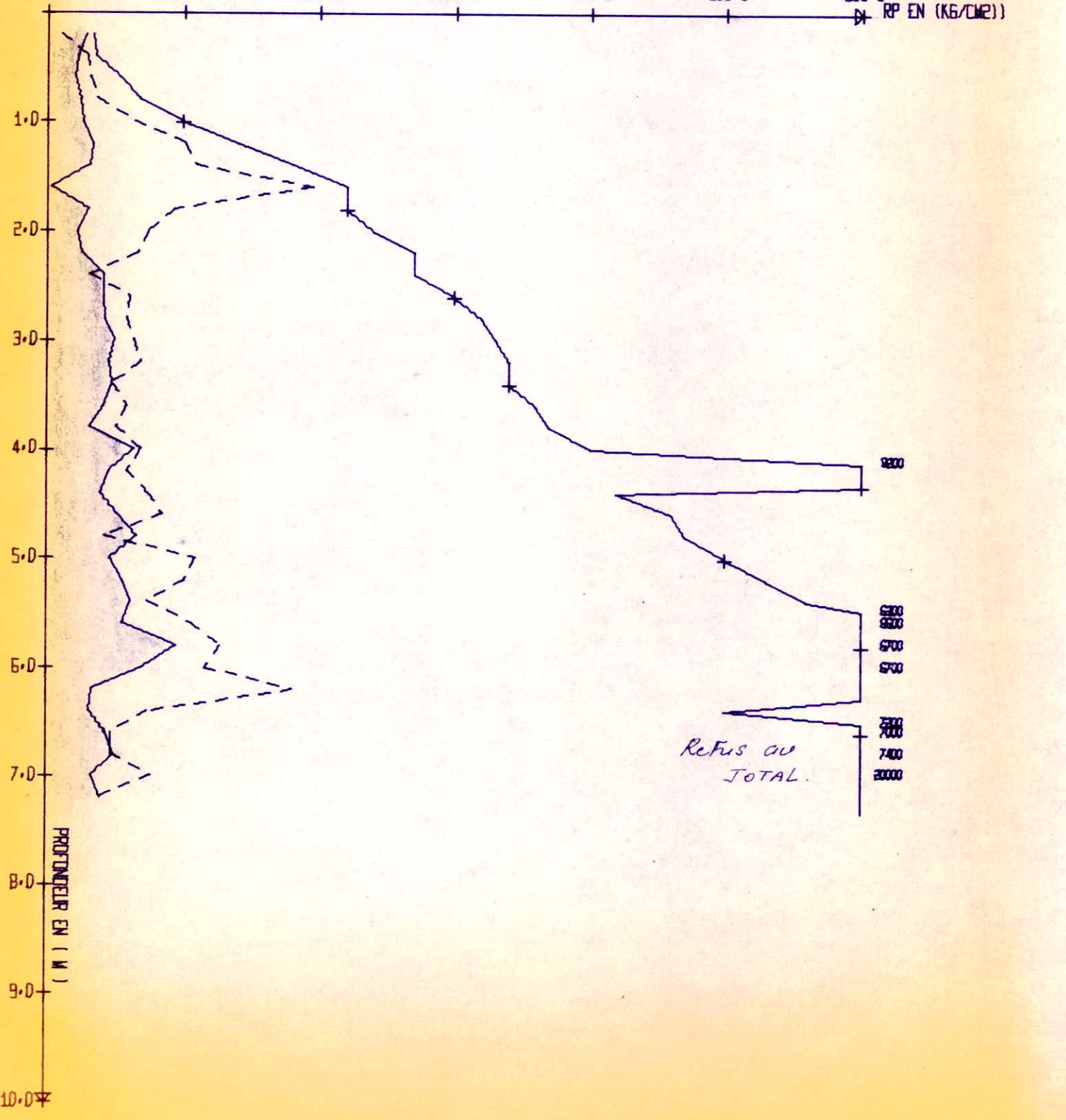
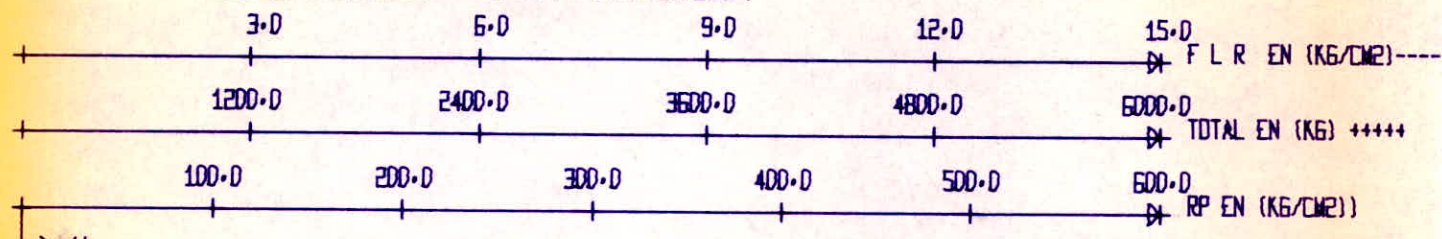


# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

LNT

TITRE DE L AFFAIRE CINEMA  
 LIEU DE L AFFAIRE DRARIA 18  
 DOSSIER NO 21790014  
 DATE 13 02 79  
 TYPE CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

6

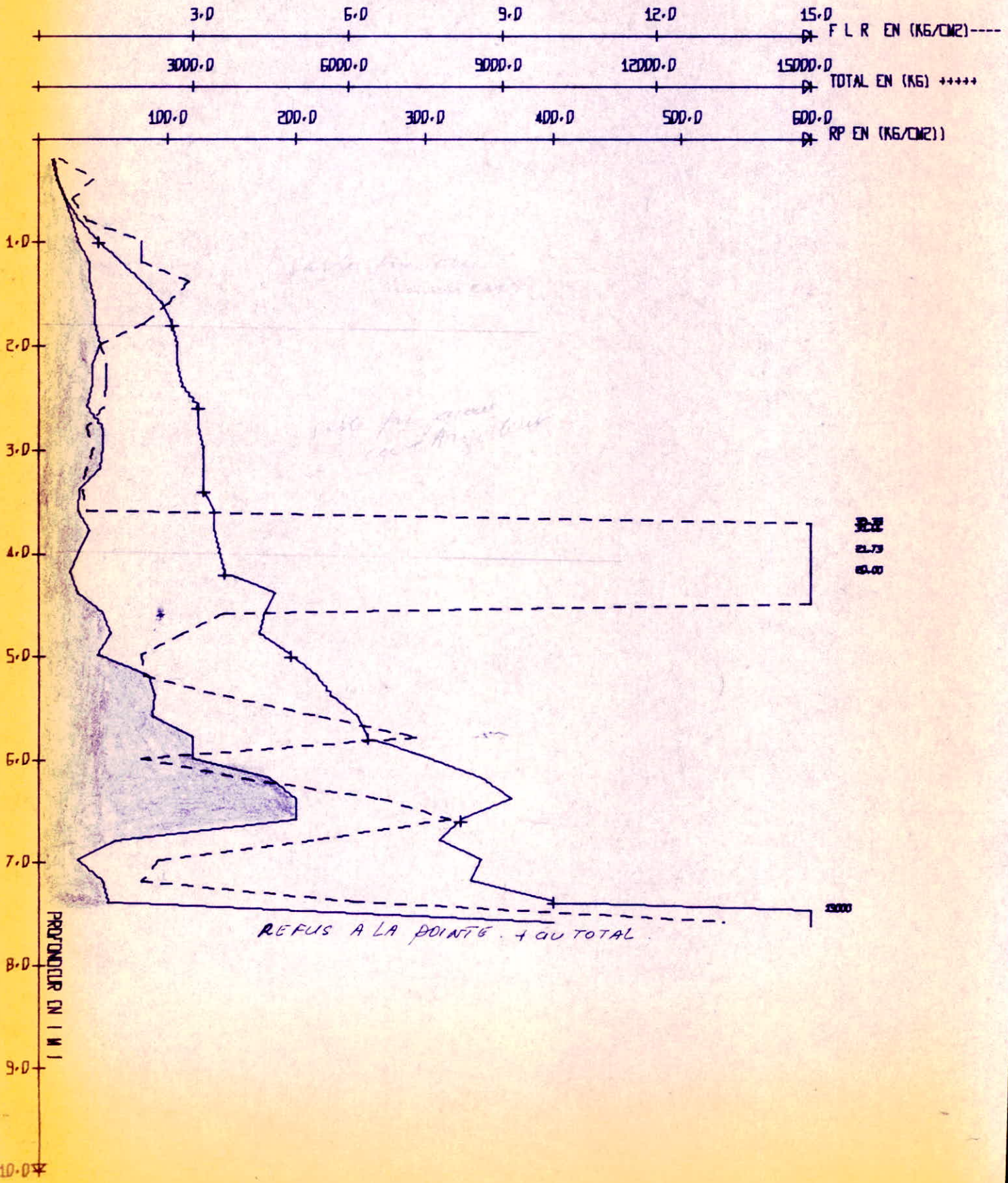


# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

L N T P

TITRE DE L AFFAIRE CINEMA  
 LIEU DE L AFFAIRE DRARIA 19  
 DOSSIER NO 21790014  
 DATE 13 02 79  
 TYPE CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

3



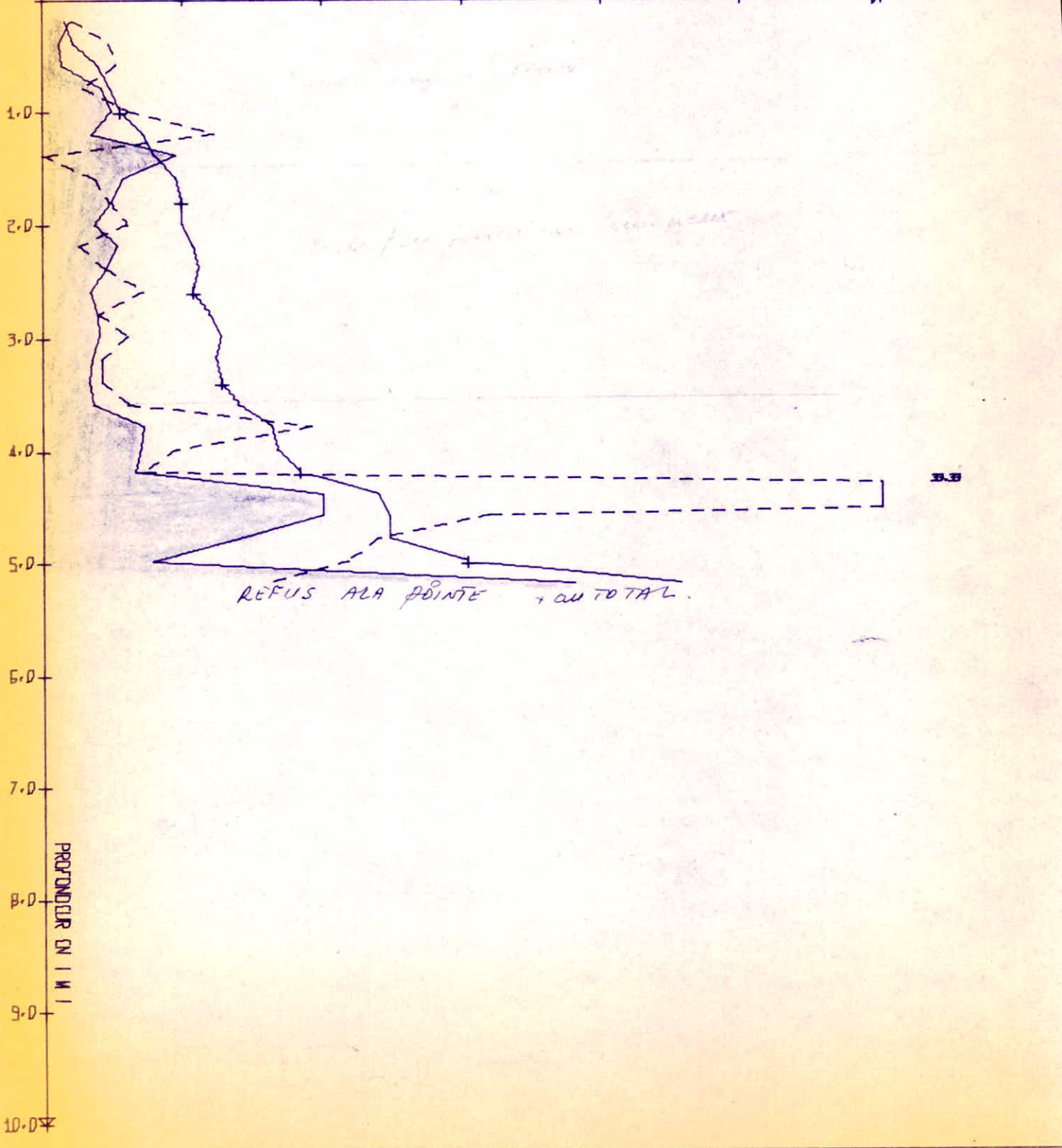
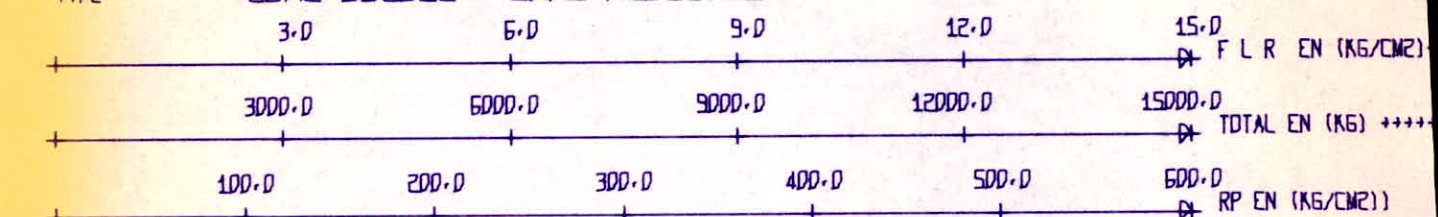


# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

L N T

TITRE DE L AFFAIRE CINEMA 20  
LIEU DE L AFFAIRE DRARIA  
DOSSIER NO 21790014  
DATE 13 02 79  
TYPE CONE DOUBLE SANS REDUCTEUR

1



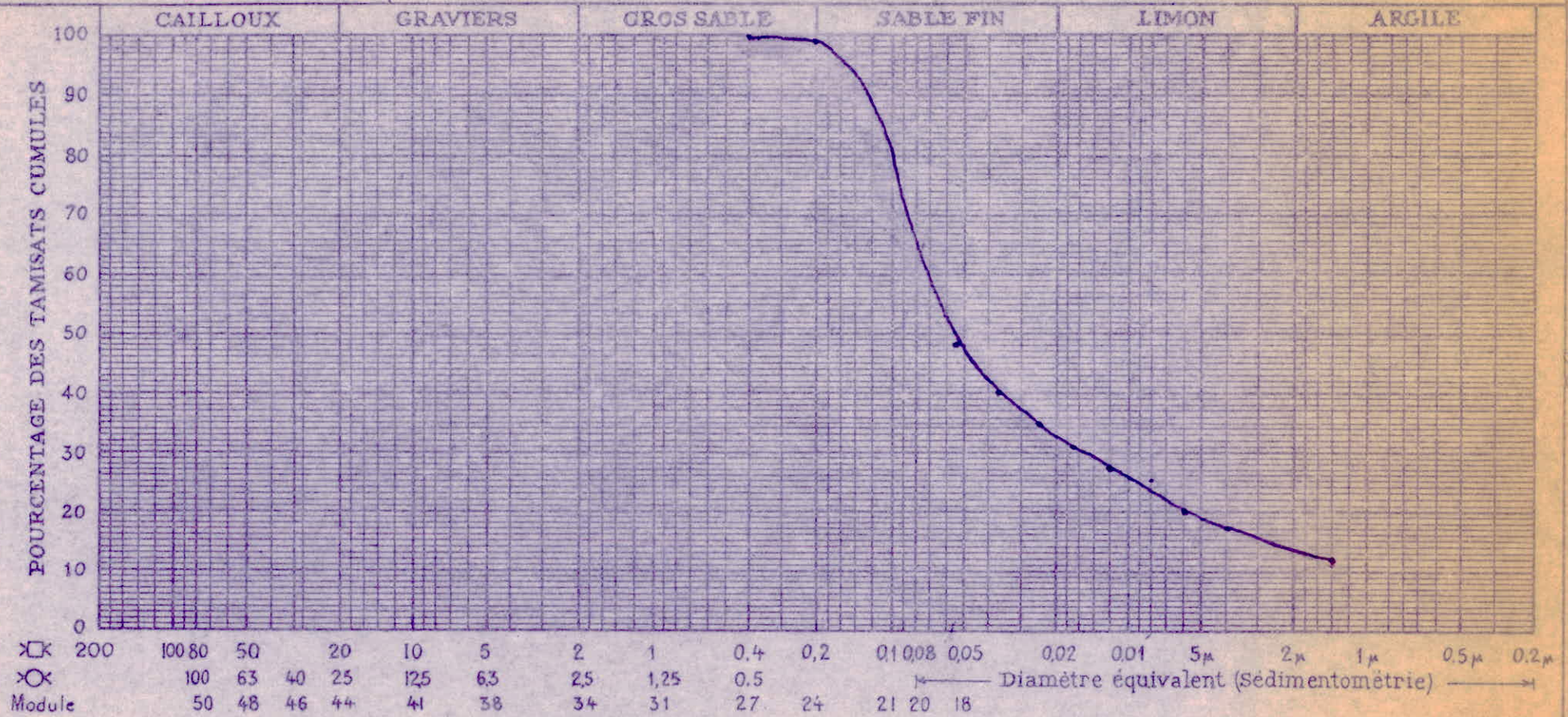
# L. N. T. P. B.

BRARIA

Désignation des échantillons { N° Puit: A PROF: 3.00/3.50  
 N°  
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

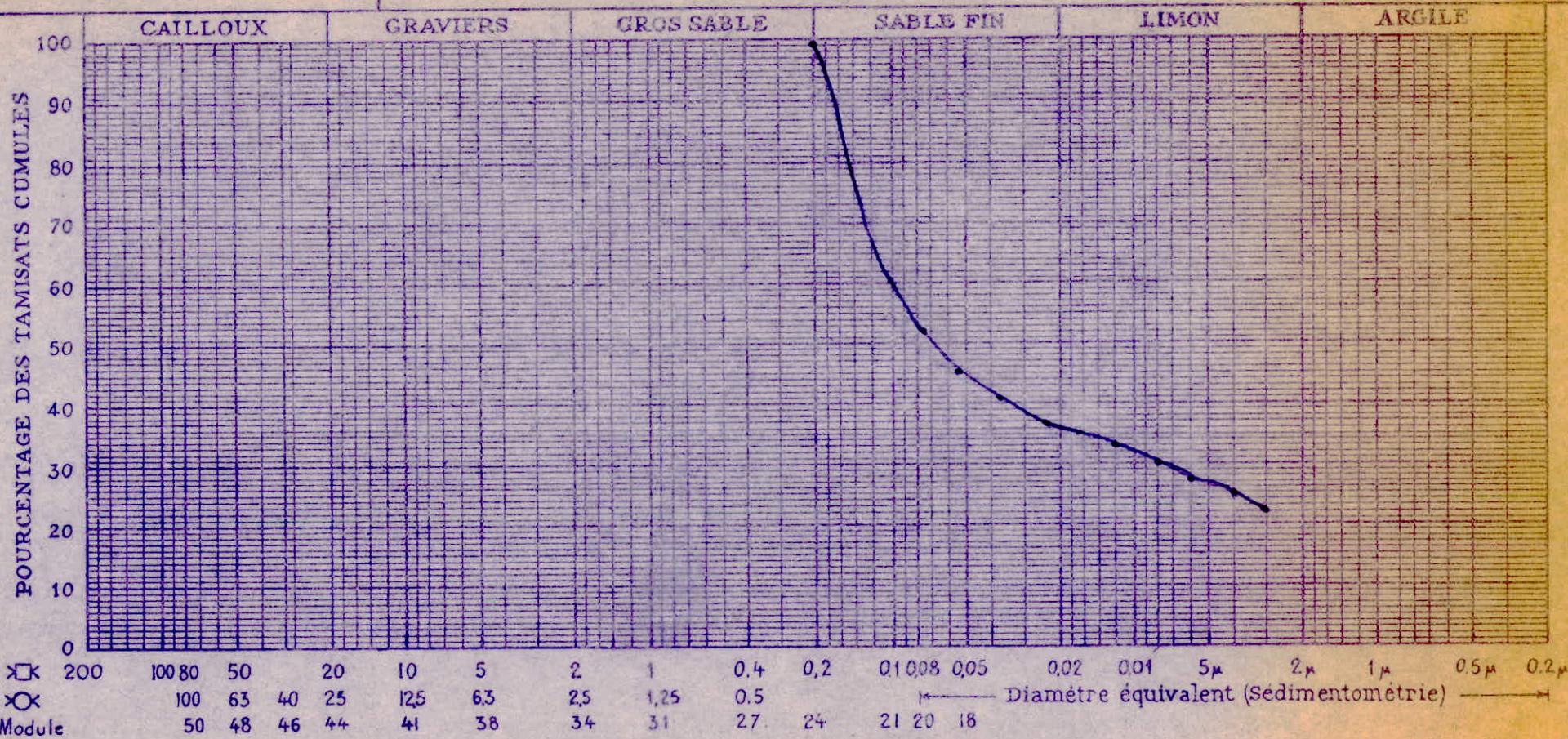
# L. N. T. P. B.

BRARIA

Désignation des échantillons { N° P. 2. PROF : 2.30/2.70  
 N° \_\_\_\_\_  
 N° \_\_\_\_\_

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

31

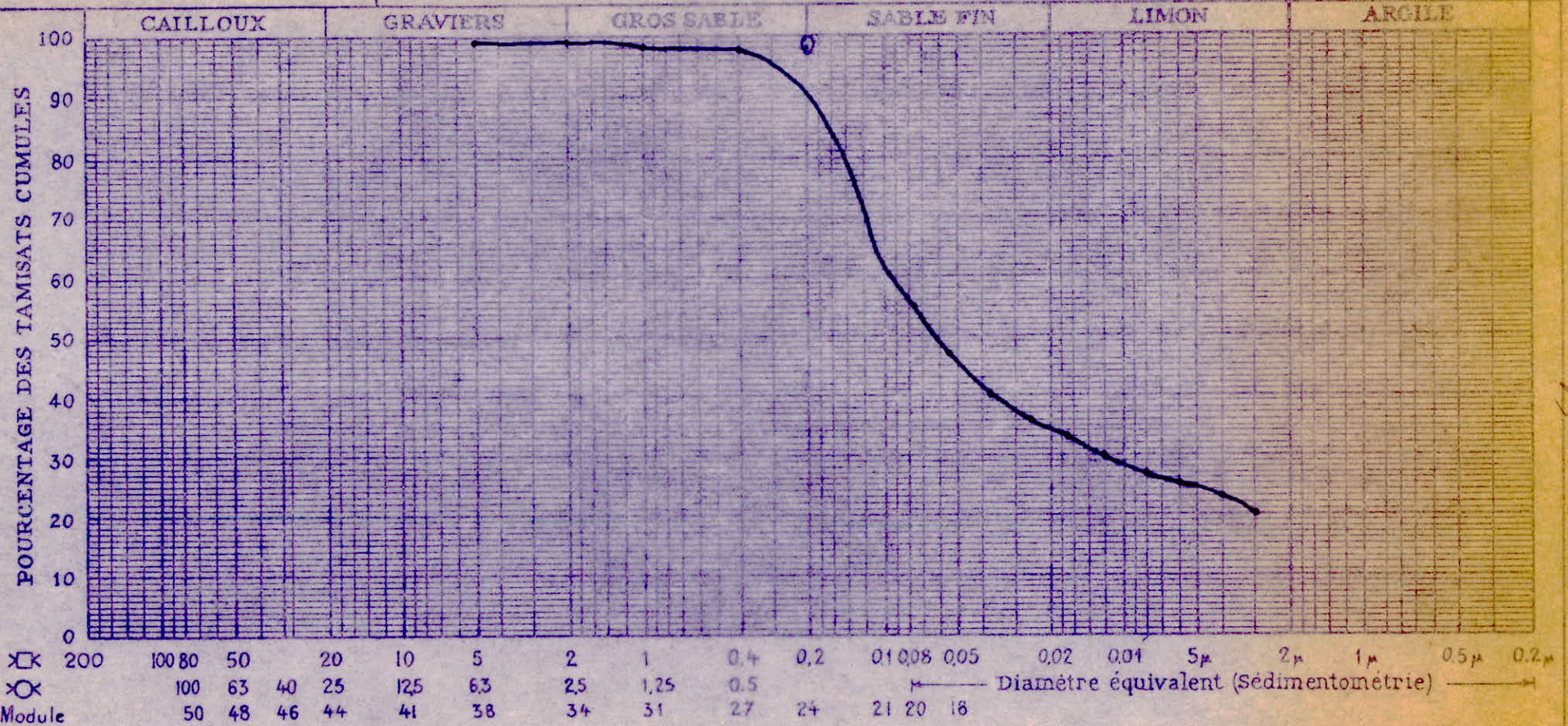
# L. N. T. P. B.

BRARIA

Désignation des échantillons { N° puit: 4 prof: 1.40/1.80  
 N° \_\_\_\_\_  
 N° \_\_\_\_\_

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8			S. 20
		LIMITES D'ATTERBERG			
	< 80 $\mu$	L.L.	I.P.	L.R.	E.S.
Ech.					
Ech.					
Ech.					

L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 1

DATE 26-03-1979

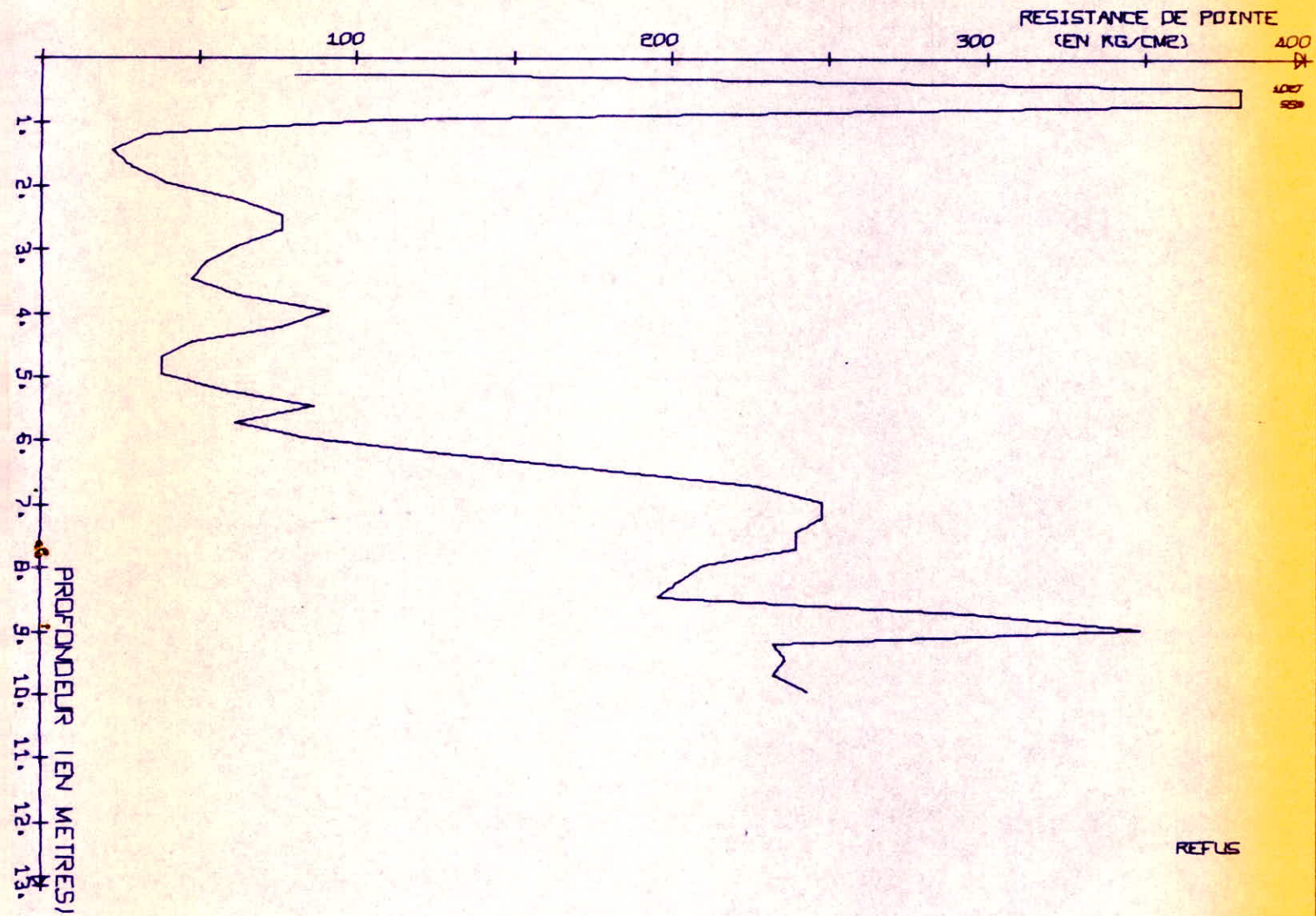
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 3

DATE 26-03-1979

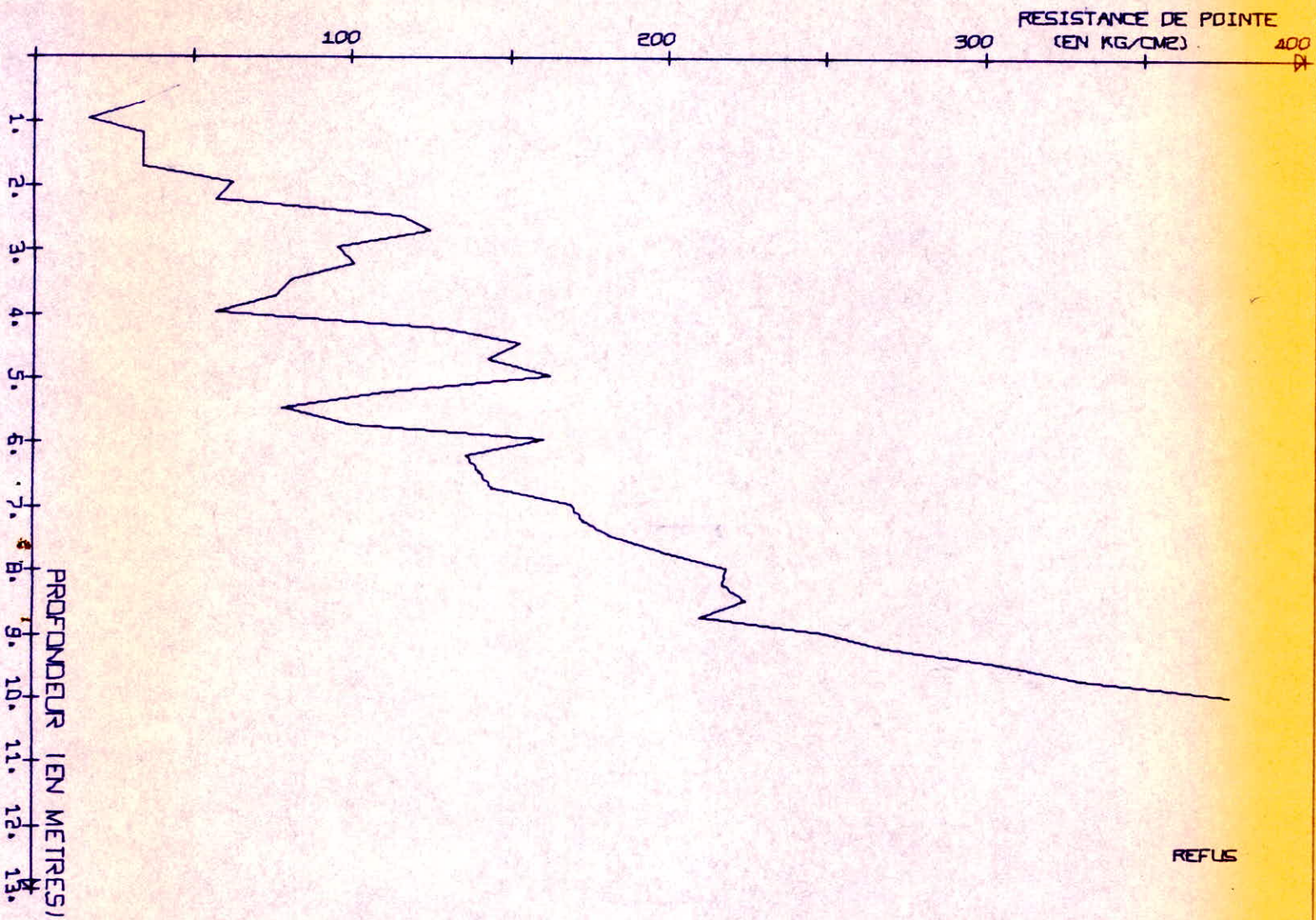
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 2179002B

NO DE L'ESSAI 2

DATE 26-03-1979

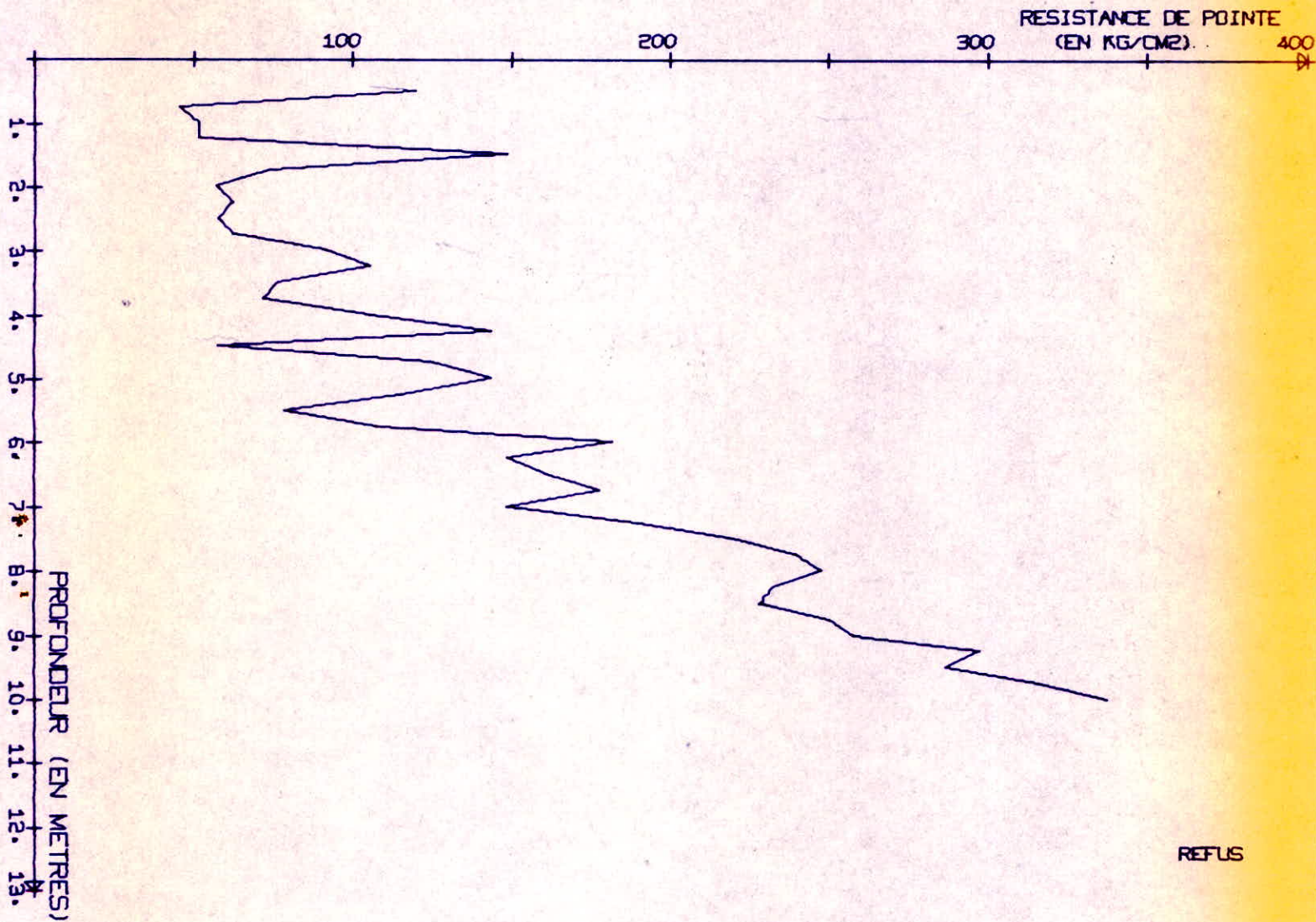
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



LNTFF

METRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 4

DATE 26-03-1979

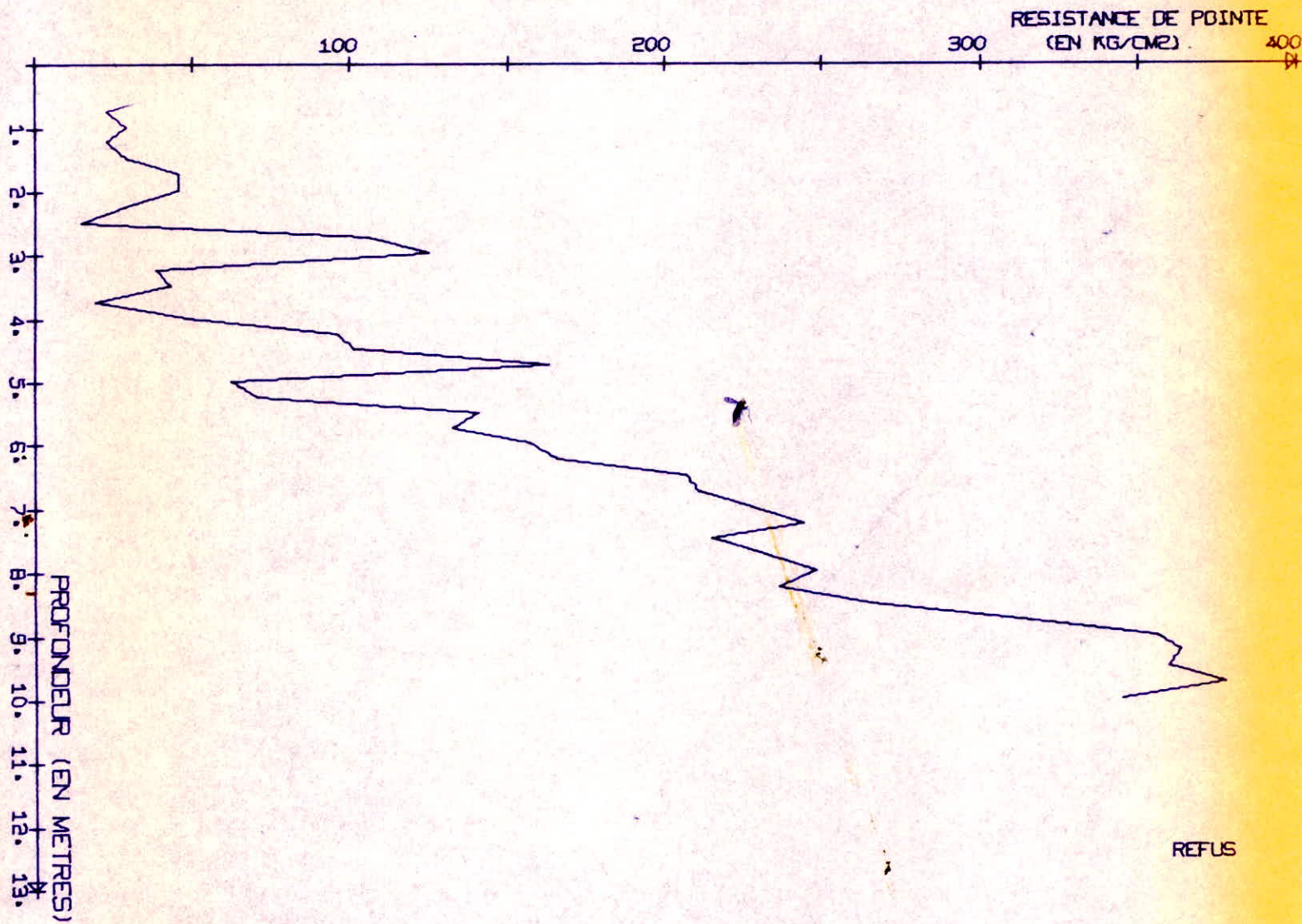
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM





L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 5

DATE 26-03-1979

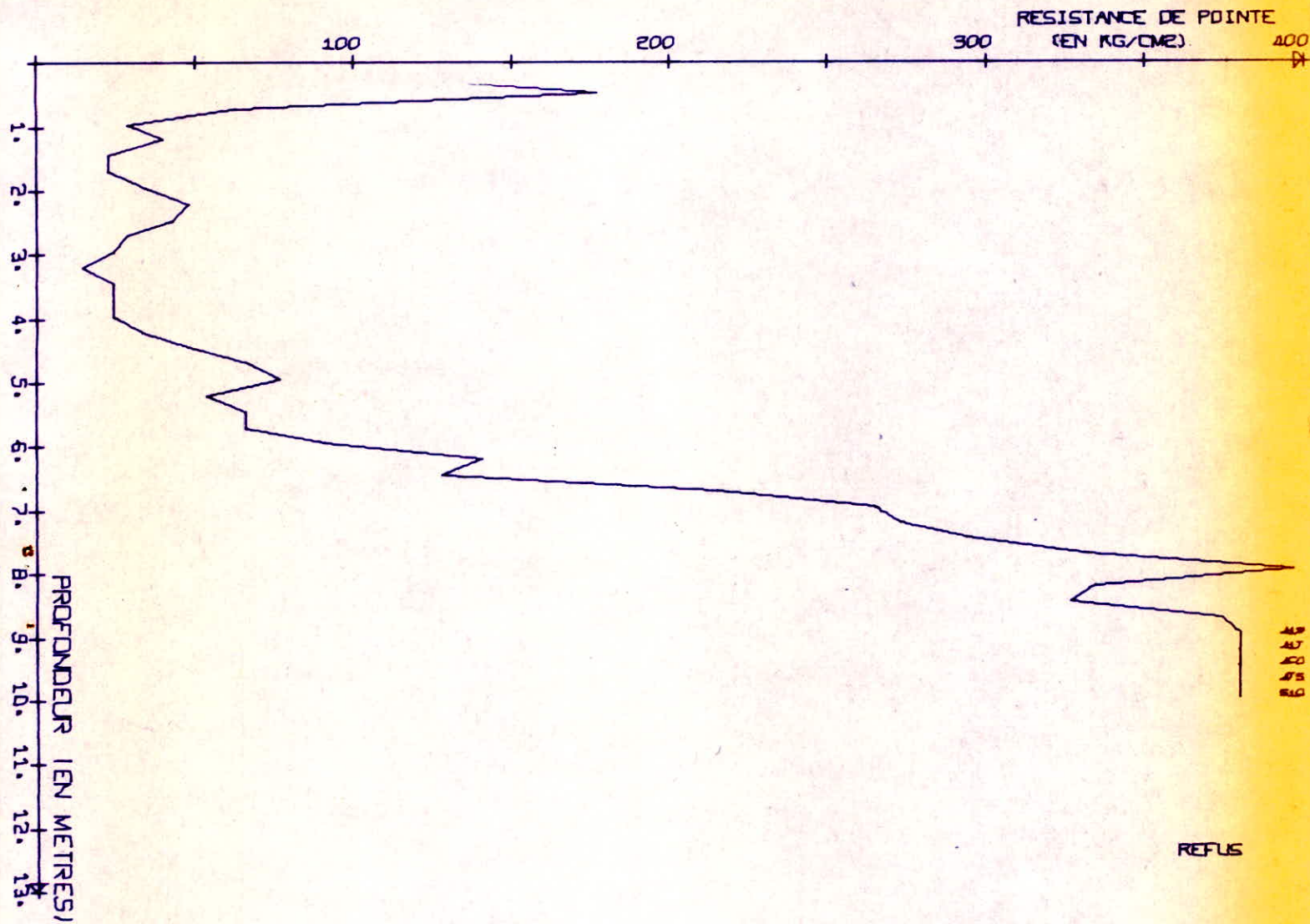
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 6

DATE 26-03-1979

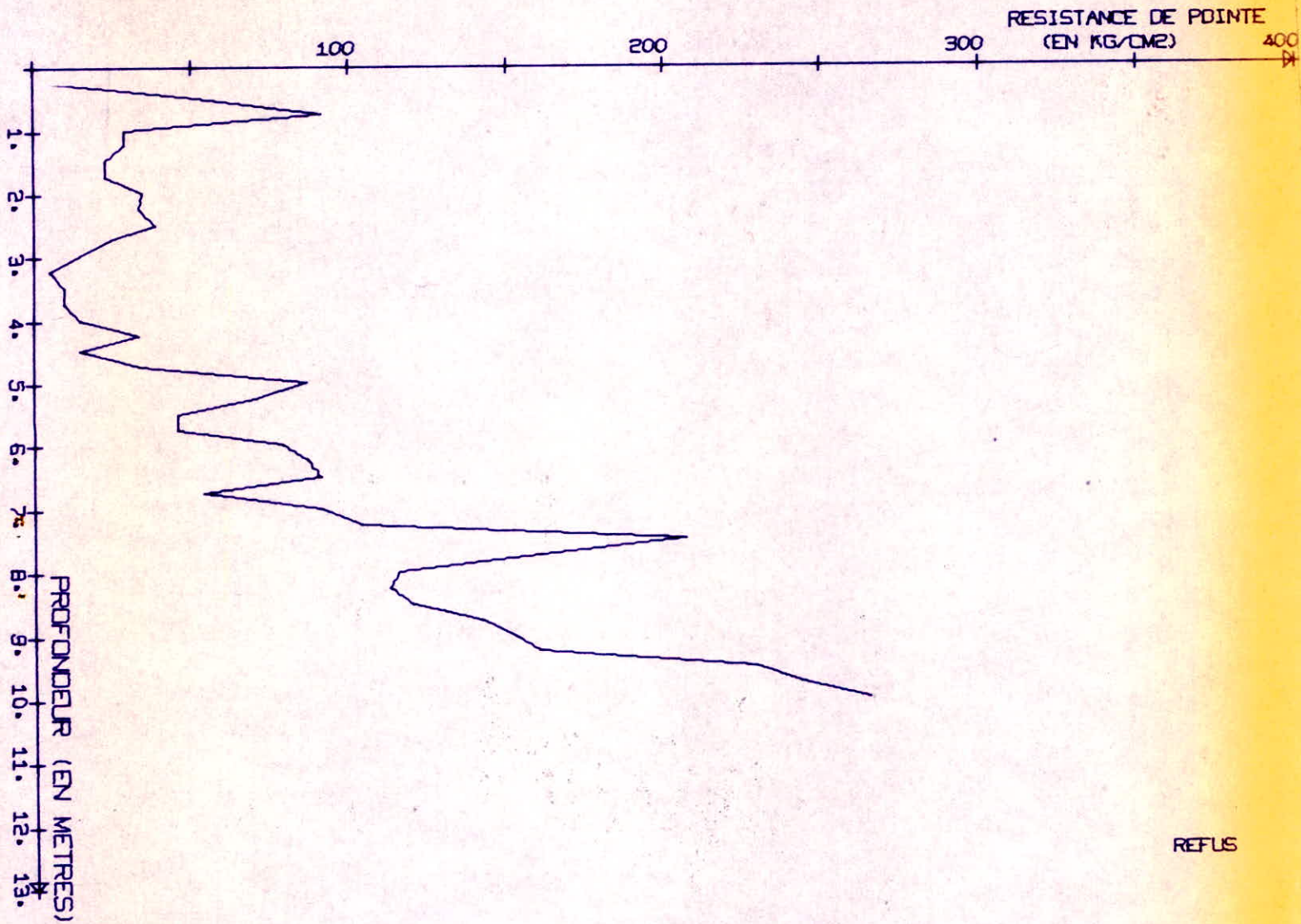
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



REFUS

L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 7

DATE 26-03-1979

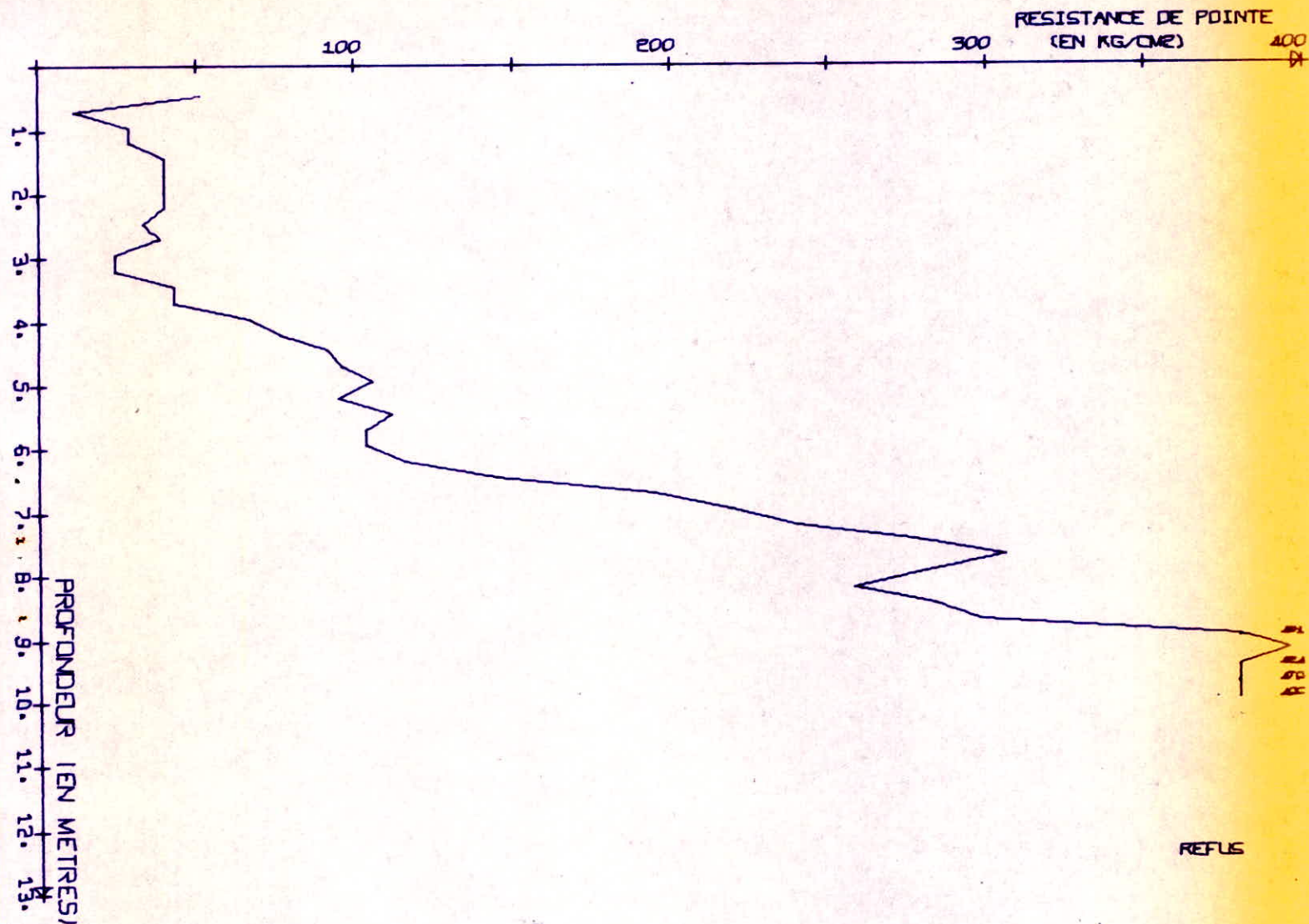
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI B

X= 100.000

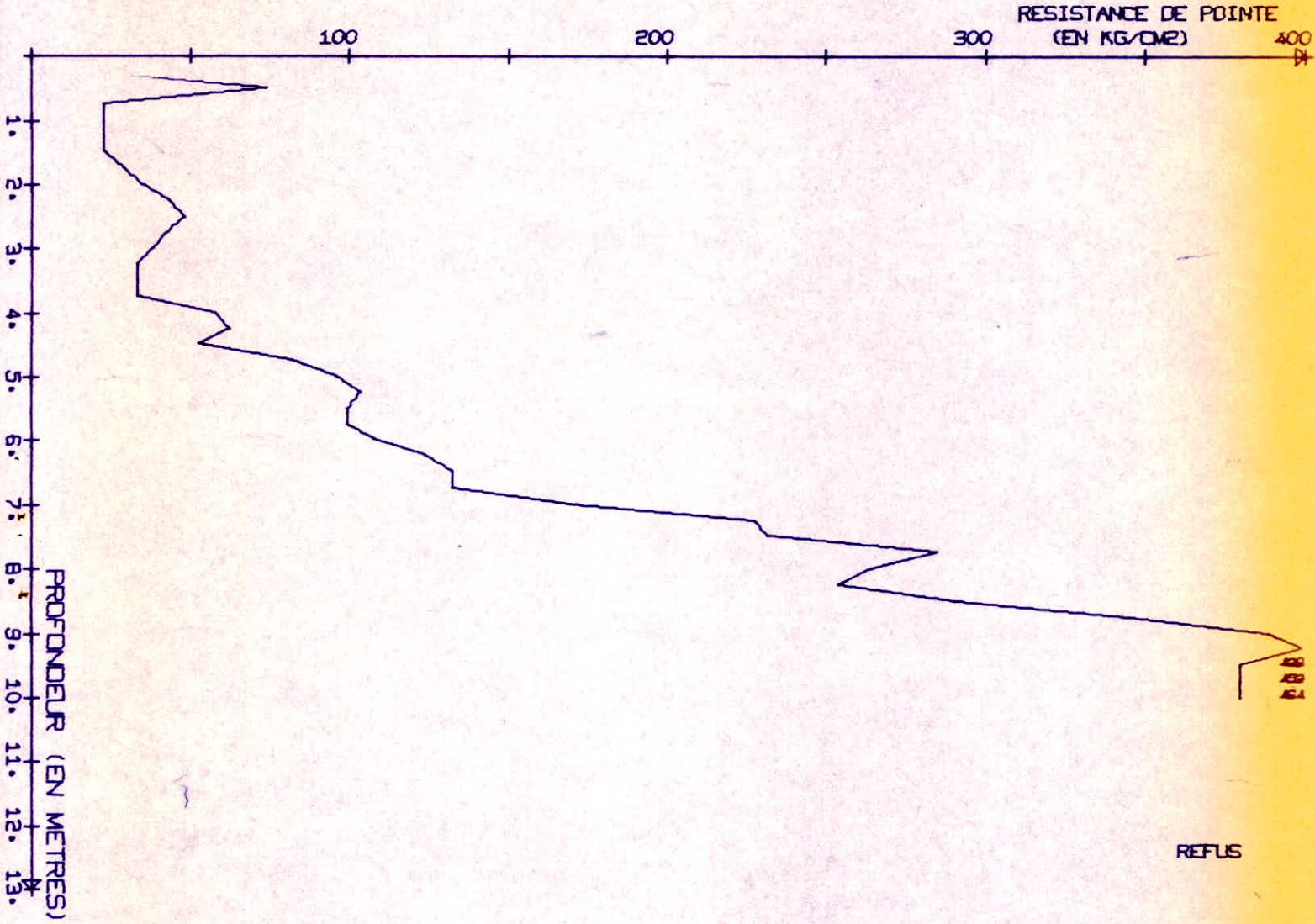
Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM

DATE 26-03-1979



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 9

DATE 26-03-1979

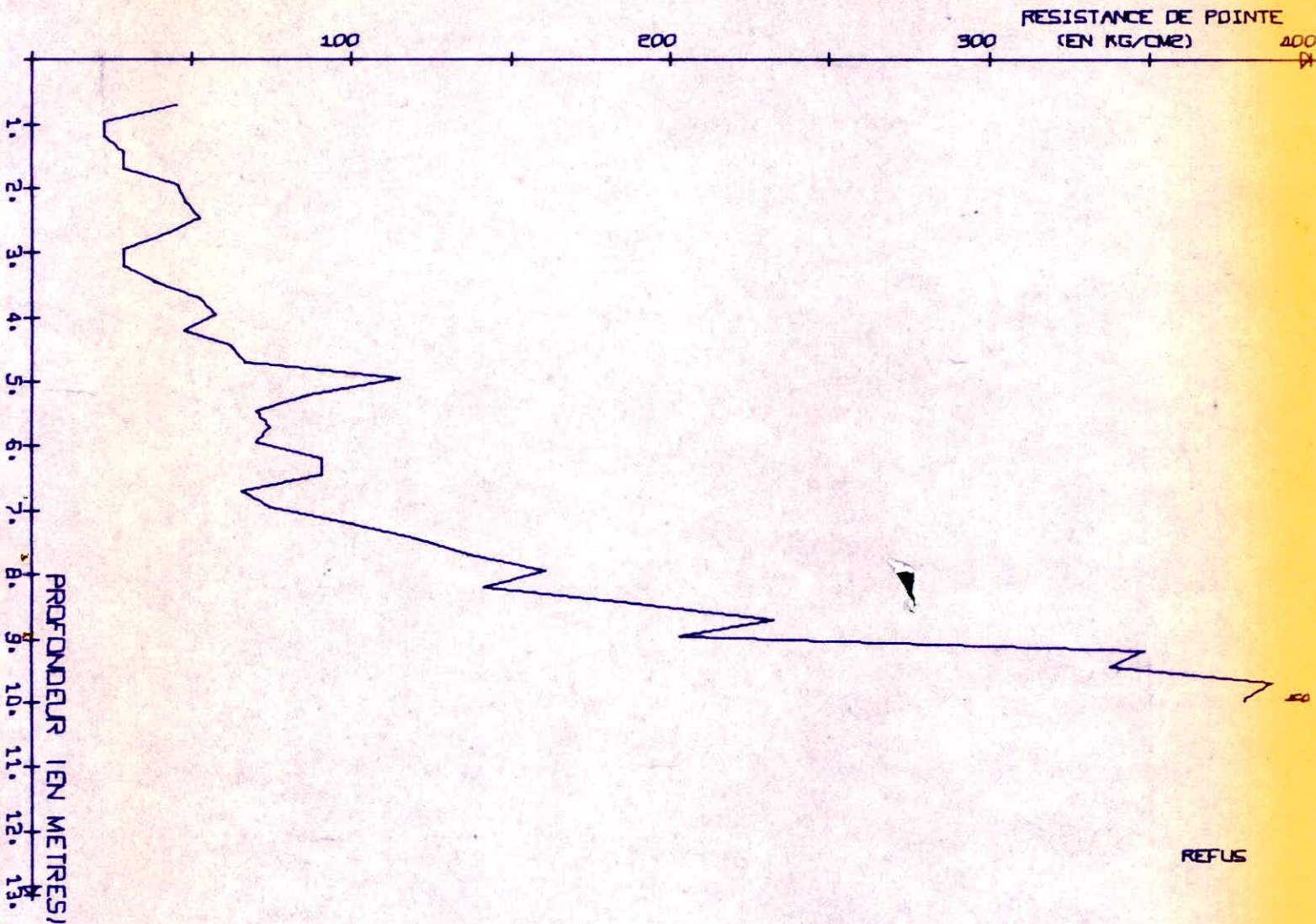
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



L N T P B

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

A-P-C- ROUIBA

NO DE DOSSIER 21790028

NO DE L'ESSAI 10

DATE 26-03-1979

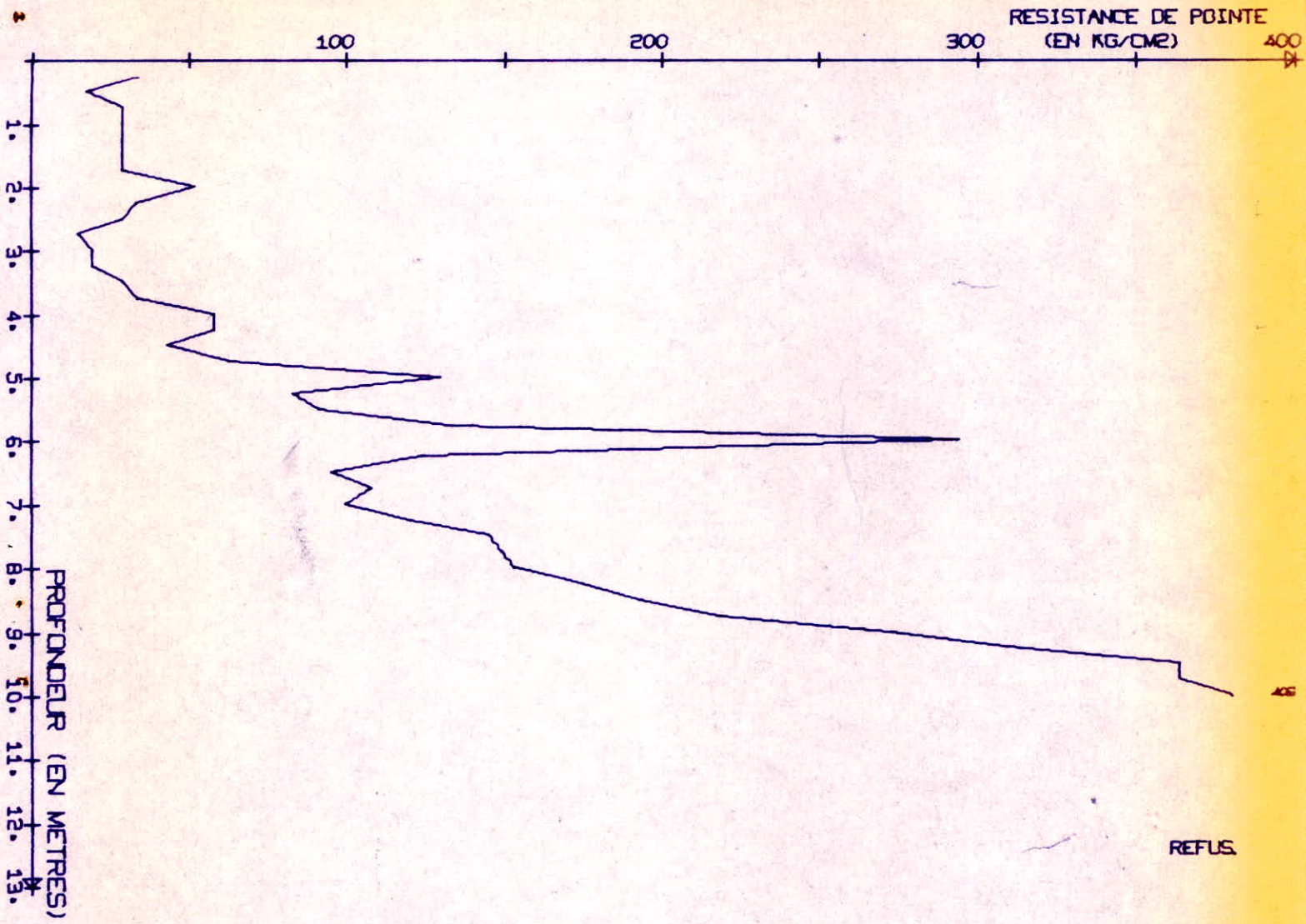
X= 100.000

Y= 100.000

Z= 100.000

PRECISION +OU-1000 M

PRECISION +OU-100 CM



**L. N. T. P. B.**

ROUIBA

Désignation  
des  
échantillons

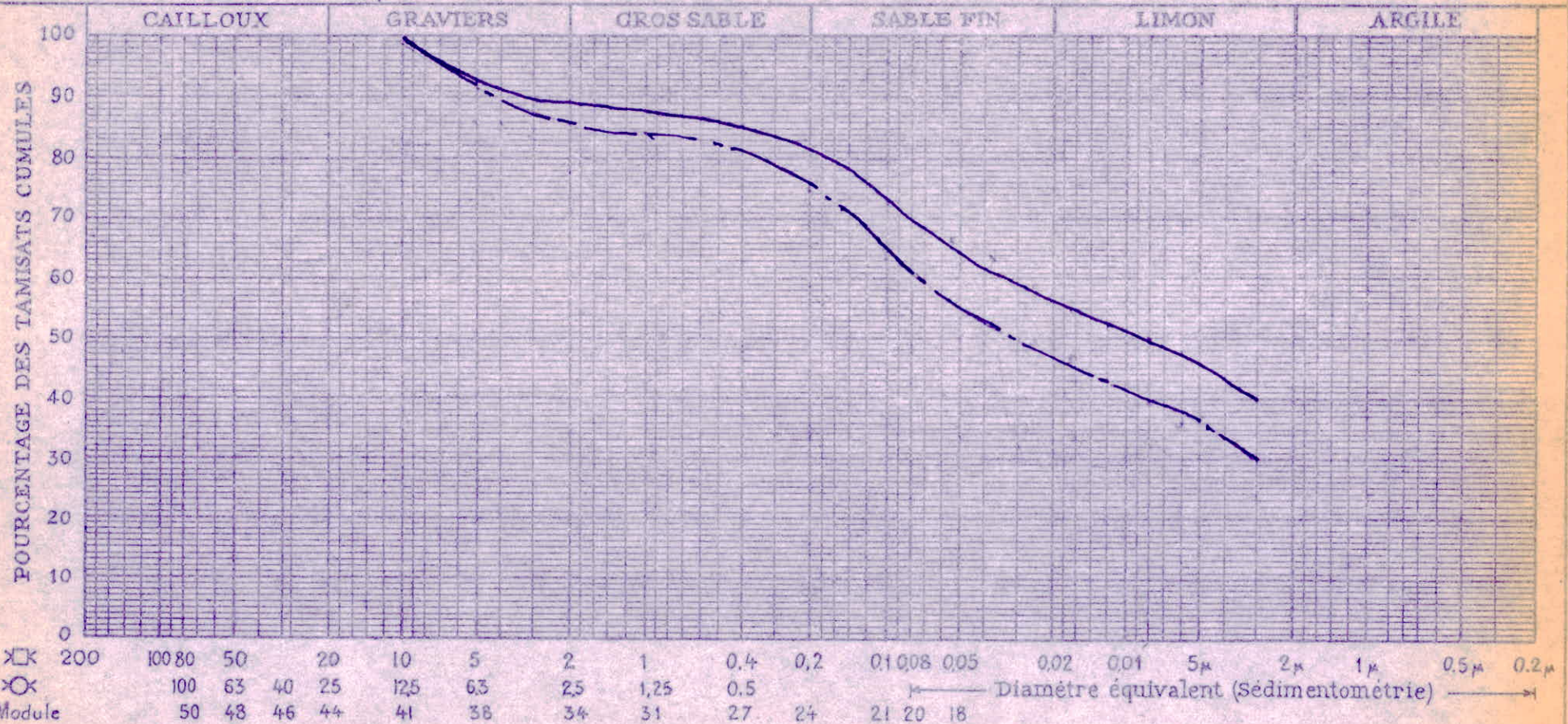
N°  
N°  
N°

Puits 4-  
Puits 4-

Prof: 0,5 - 1,0 m  
Prof: 1,5 - 2,0 m

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		< 80 $\mu$	L. L.	I. P.	
Ech.					
Ech.					
Ech.					

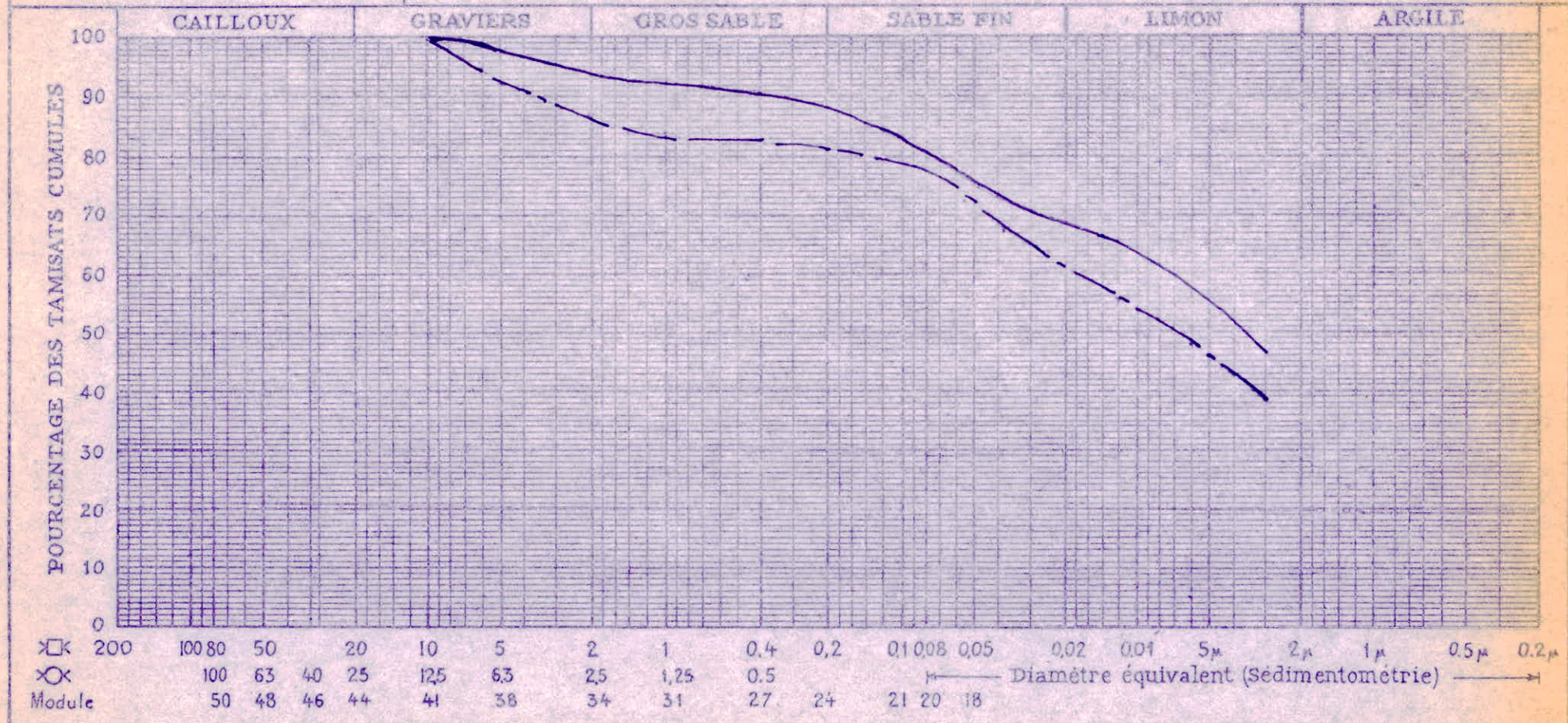
# L. N. T. P. B.

ROWIBA

Désignation des échantillons { N° Puits 5 PROF: 0,5 - 1,0 m  
 N° Puits 6 PROF: 1,0 - 2,0 m  
 N°

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	E. R.	
Ech. _____	< 80 $\mu$				
Ech. _____					
Ech. _____					



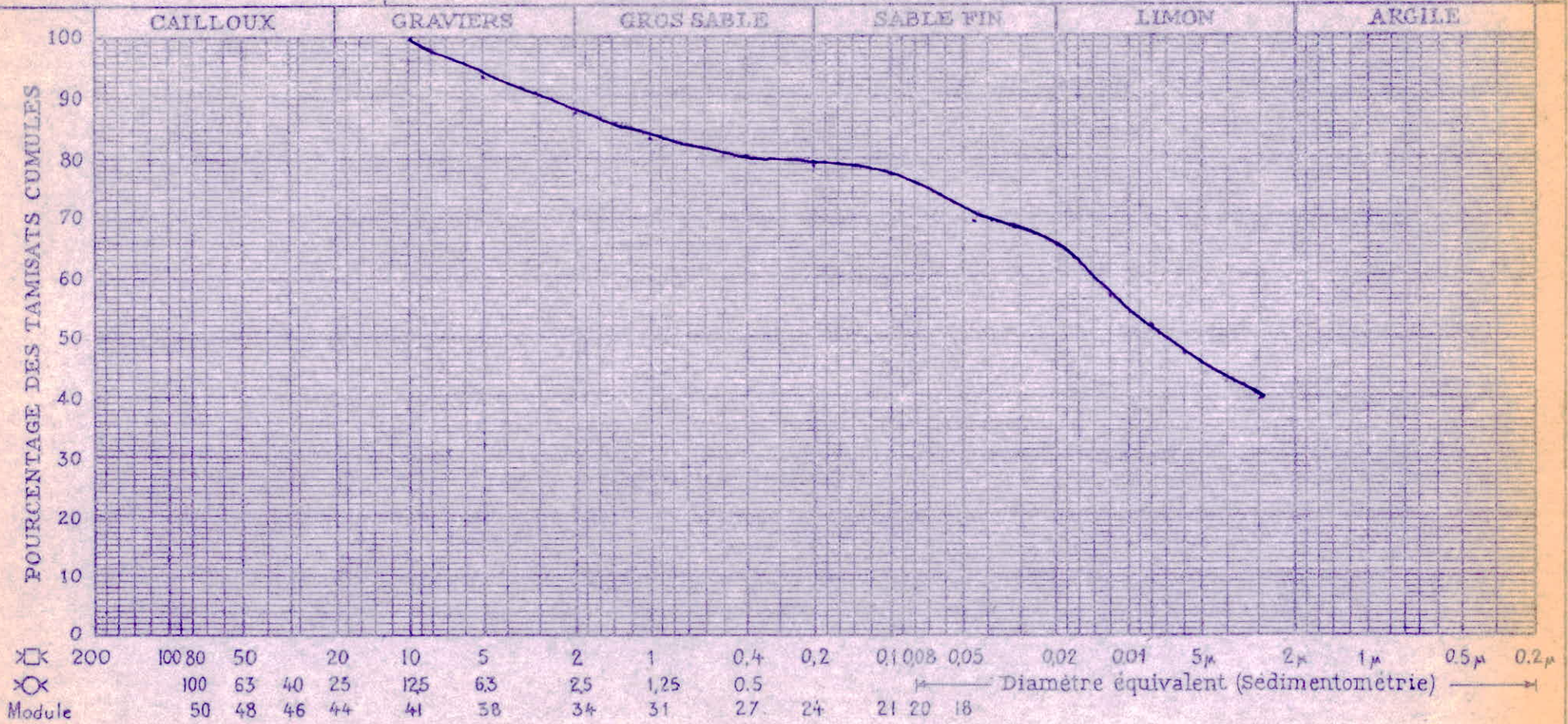
**L. N. T. P. B.**

ROUIBA

Désignation des échantillons { N° Puits 10 - Prof: 1,5 à 2,0 m  
 ----- N° -----  
 ----- N° -----

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

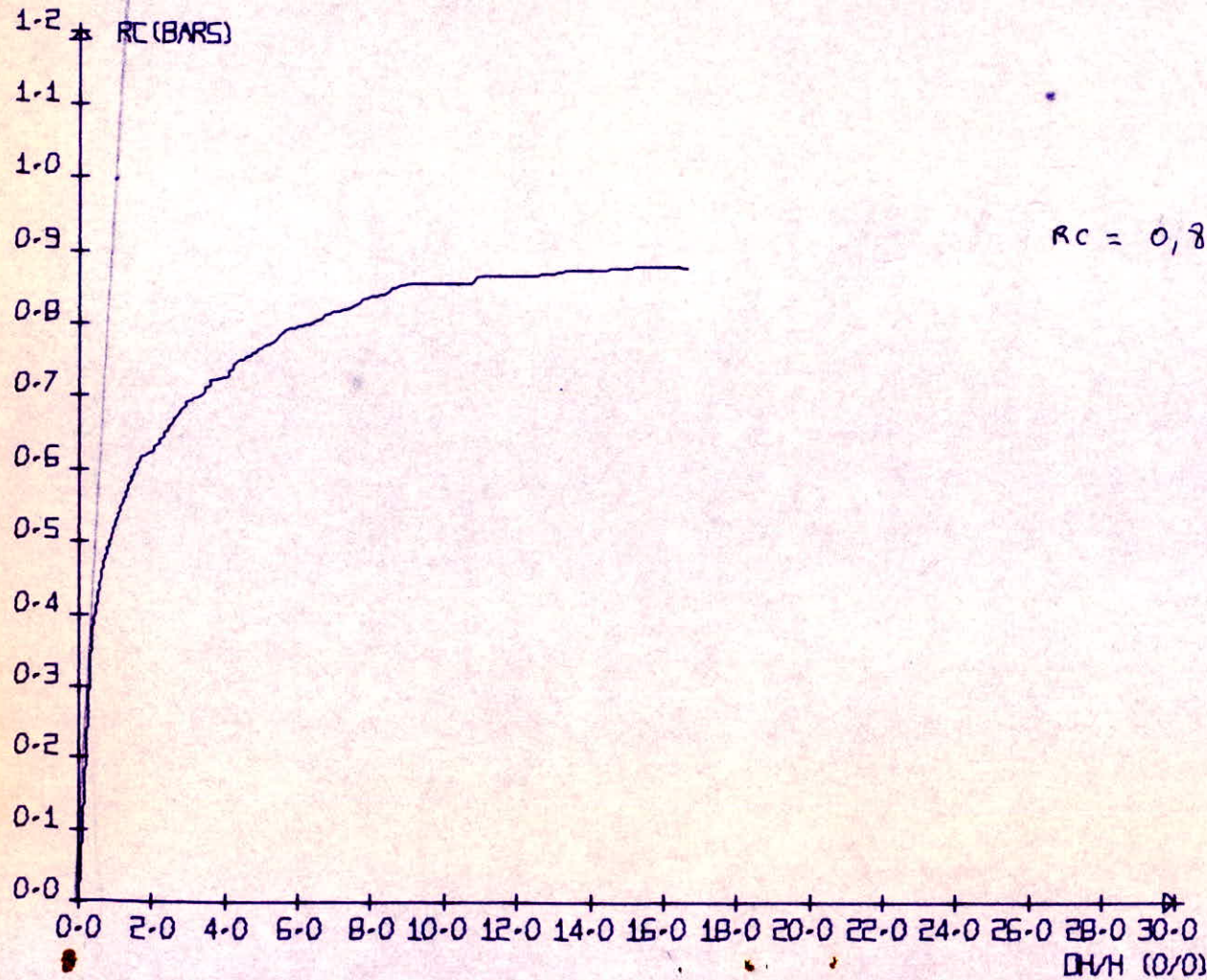
# COMPRESSION SIMPLE SATURÉE

ETUDE ROUIBA el 79'0028

NO SONDAGE OU Puits P 4

PROFONDEUR DE PRELEVEMENT 0-5-1-0M

NATURE DE L'ÉCHANTILLON - ARGILE BRUNE PEU CAILLUTEUSE



$E = 100$  bars

$R_c = 0,87$  bar

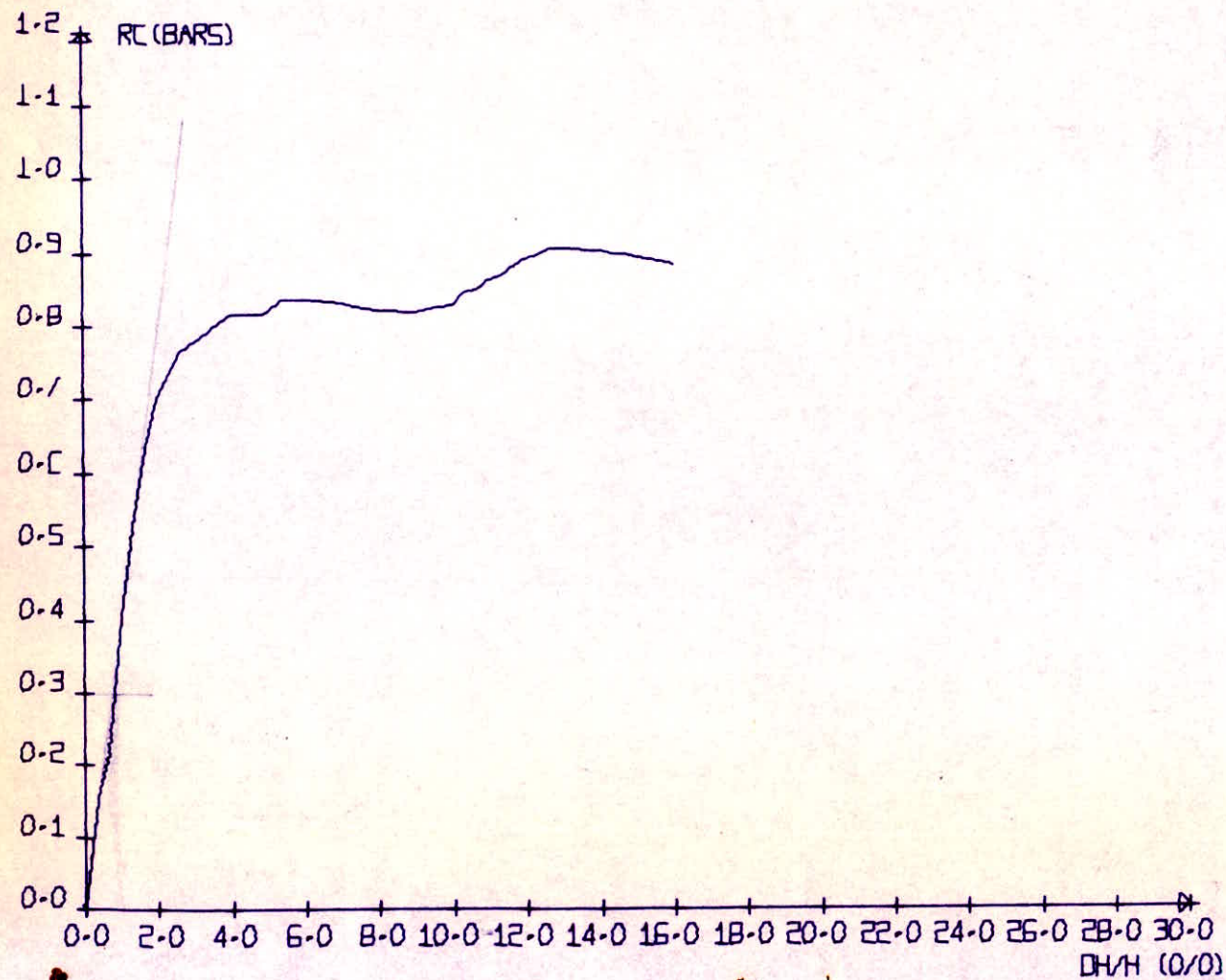
# COMPRESSION SIMPLE SATURÉE

ETUDE - ROUÏBA 21/79/002B

NO. FORAGE DU PUTTS = P 4

PROFONDEUR DE PRELEVEMENT = 1.50/2.0M

NATURE DE L'ECHANTILLON - ARGILE JAUNATRE CALCAIREUSE\_ZALLOUTEUSE



$E = 40 \text{ bars}$

$R_c = 0,9 \text{ bar}$

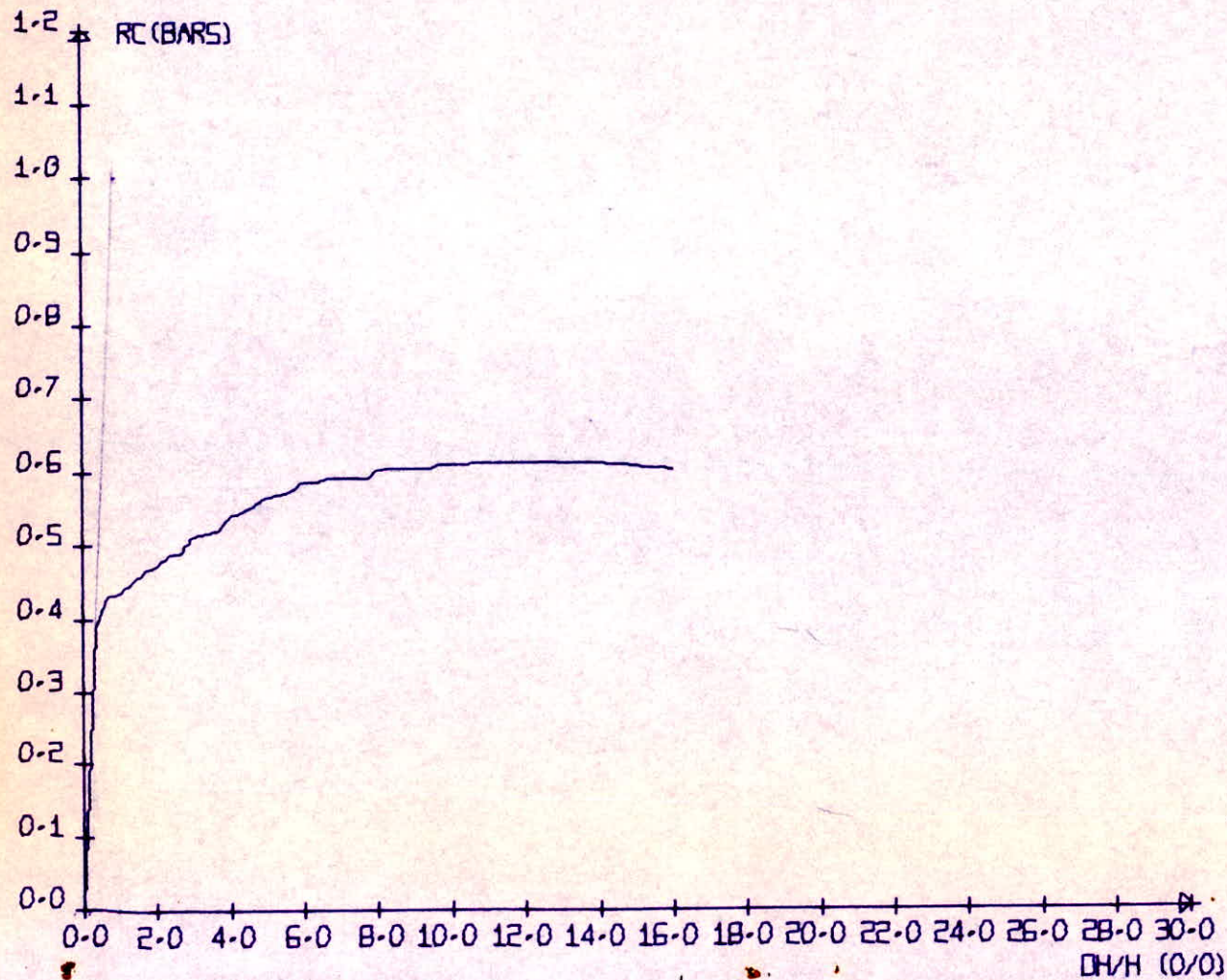
# COMPRESSION SIMPLE SATURÉE

ETUDE = ROUIBA 21/79/002B

NO SONDAGE DU Puits = P 5

PROFONDEUR DE PRELEVEMENT = 0.5/1.0 M

NATURE DE L'ECHANTILLON = LIMON BRUN PEU ARGILEUX



$E = 100$  bars  
 $R_c = 0,61$  bar

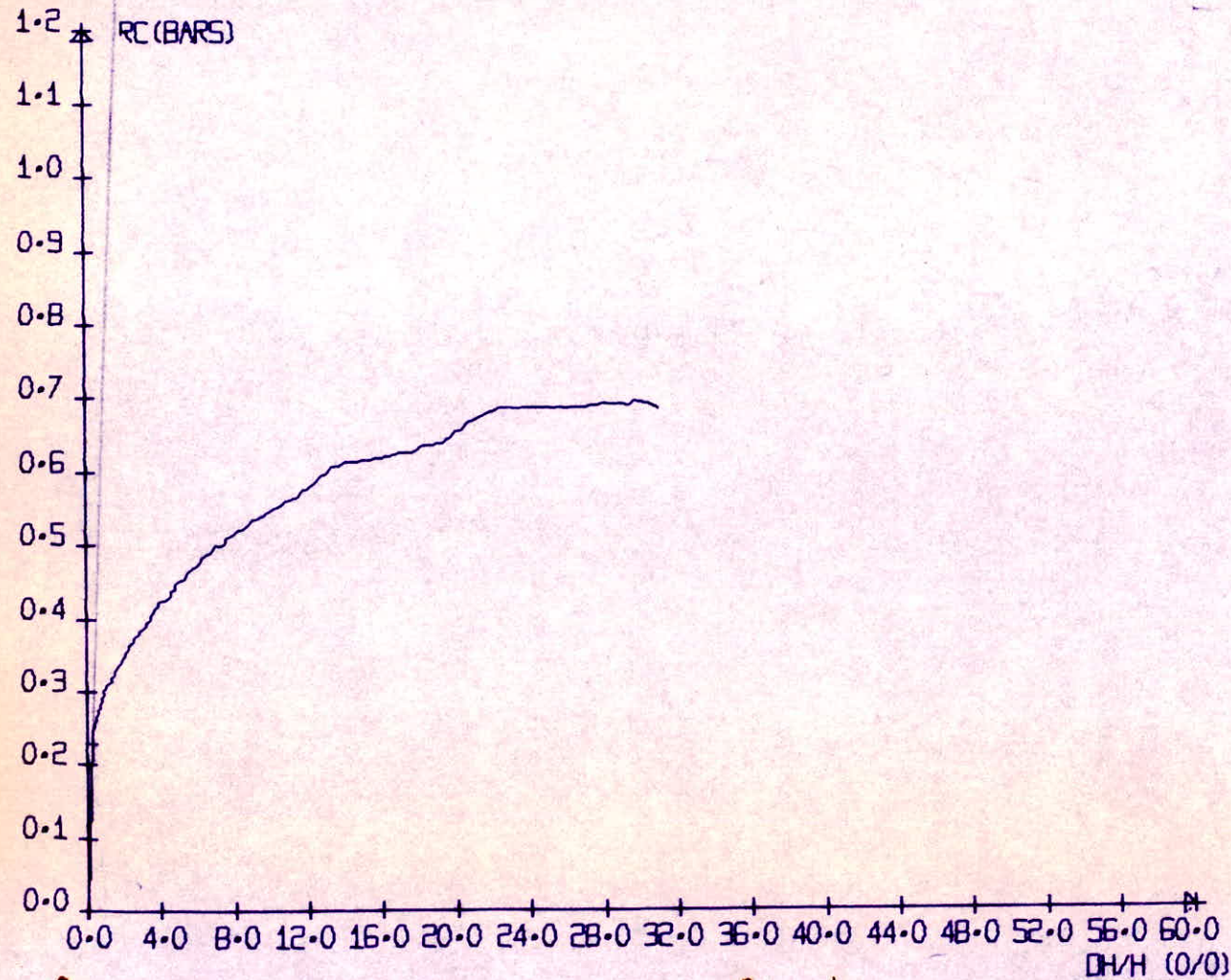
# COMPRESSION SIMPLE SATURÉE

ETUDE = ROUIBA 21/79/0028

NO SONDAGE OU PUIS = P 5

PROFONDEUR DE PRELEVEMENT = 1.0/2.0 M

NATURE DE L'ECHANTILLON = ARGILE CAILLOUTEUSE PEU CALCAIREUSE



$f_c = 65$  bars  
 $R_c = 0,68$  bar

Rouiba

Puits 4 Prof 1,50/2,00m  
ESSAI non Cons, non drainé  
SATURÉ

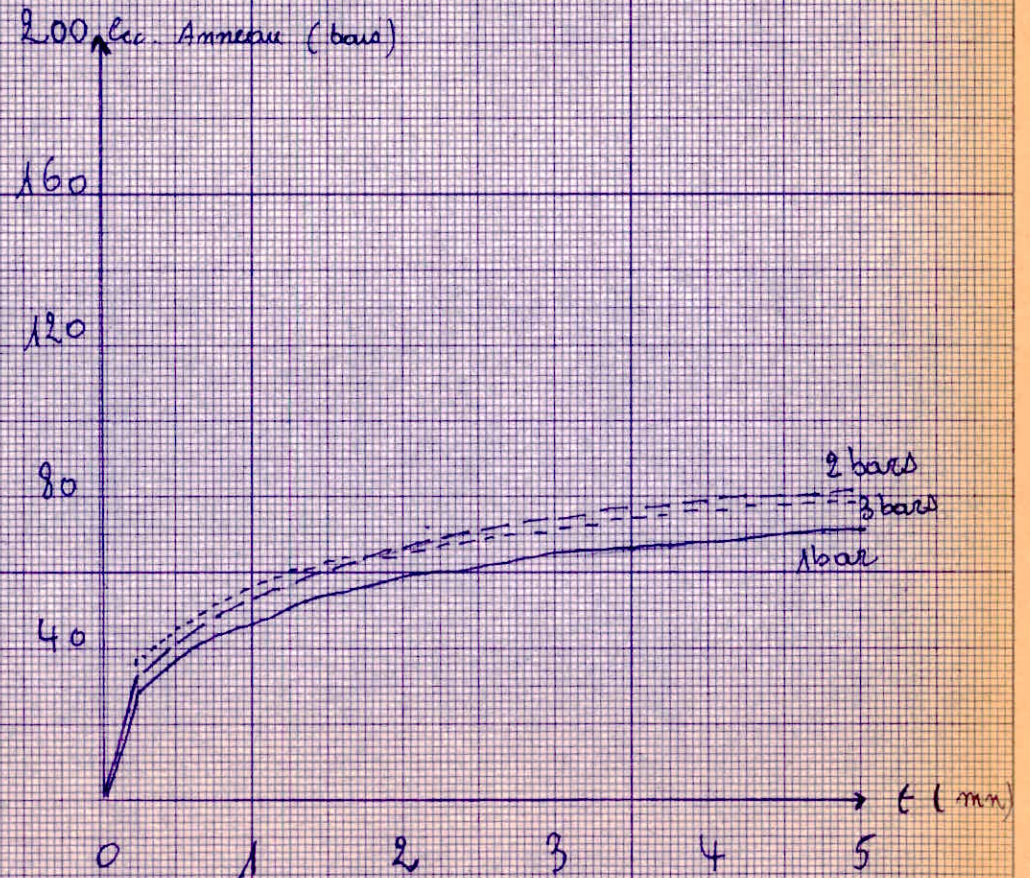
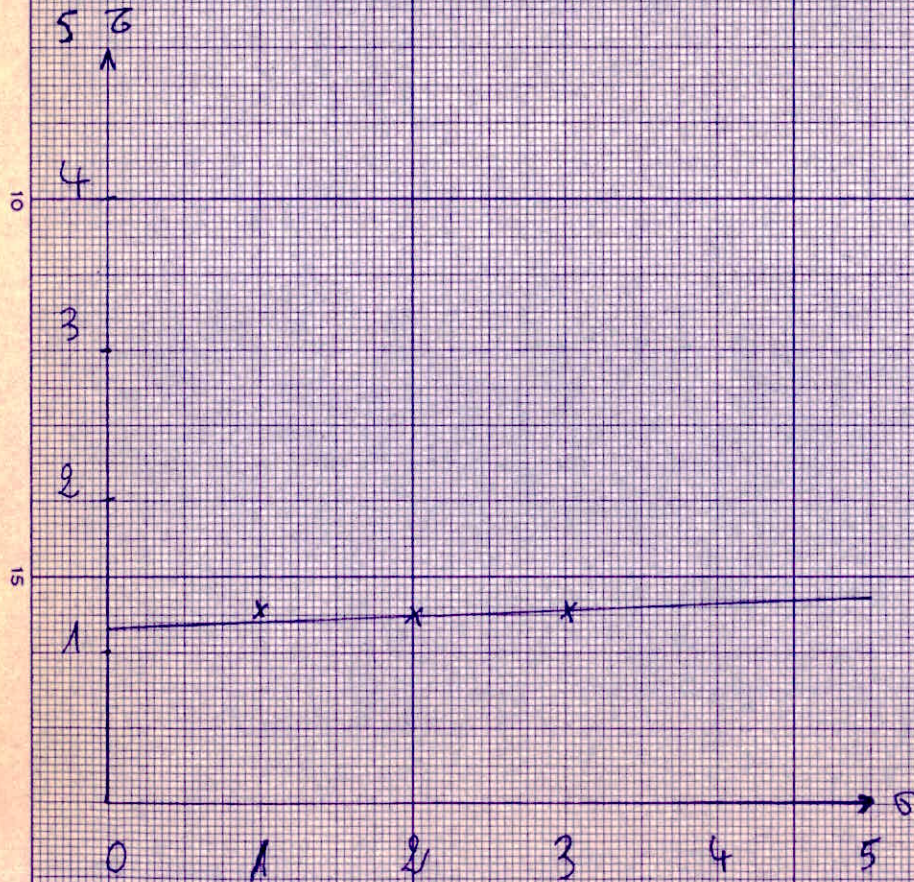
CISAILLEMENT UU

w%I 13,9

w%F 17,7

c = 1,150 bars

$\varphi = 3^\circ$



RowiBA

Puits 10: Prof 1,50/2,00m  
non consolidé, non drainé  
Saturé

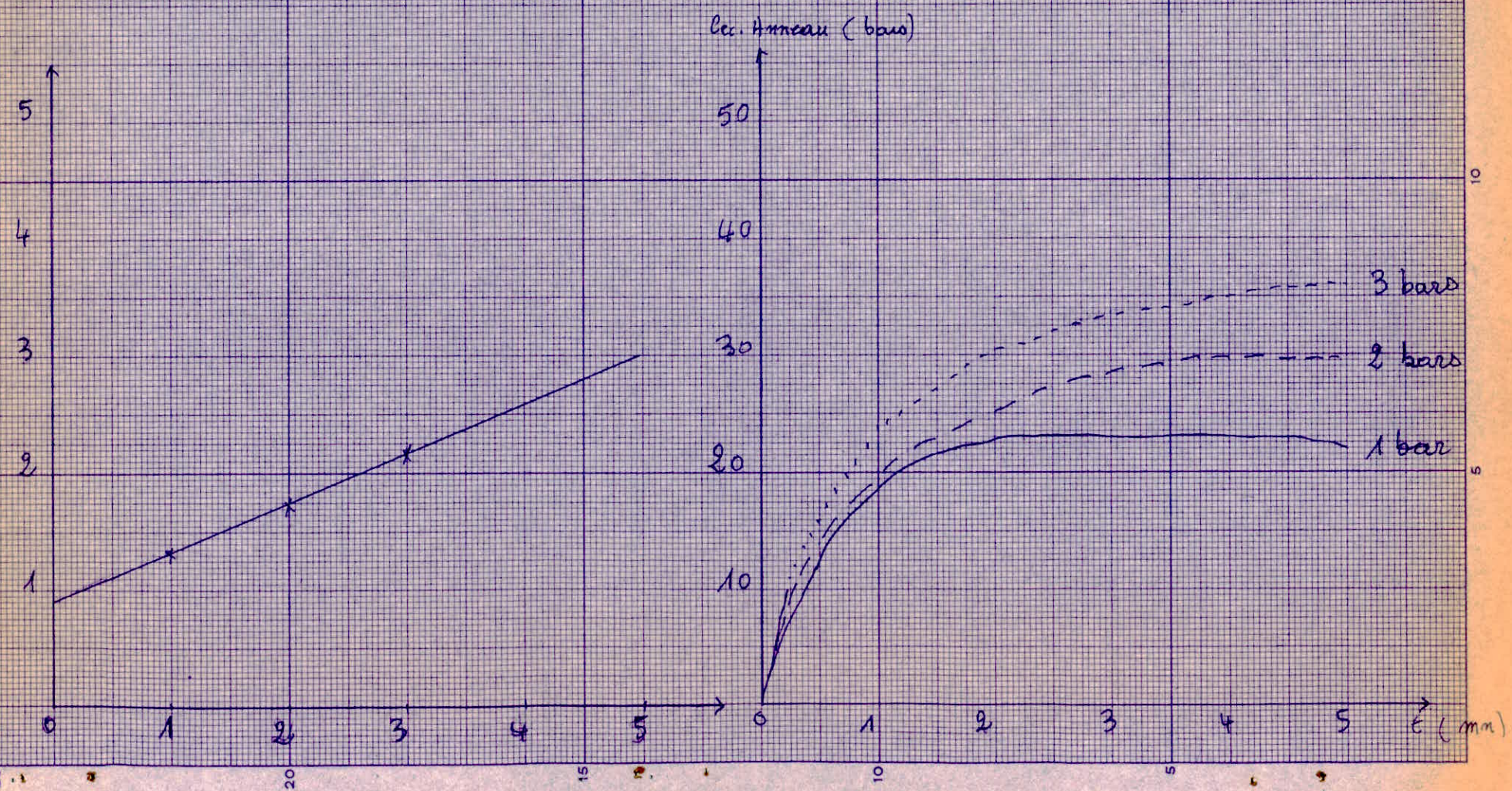
Cisaillement UU

$$WF = 14,4\%$$

$$WF = 18,2\%$$

$$C = 0,900 \text{ bar}$$

$$\varphi = 23^\circ$$

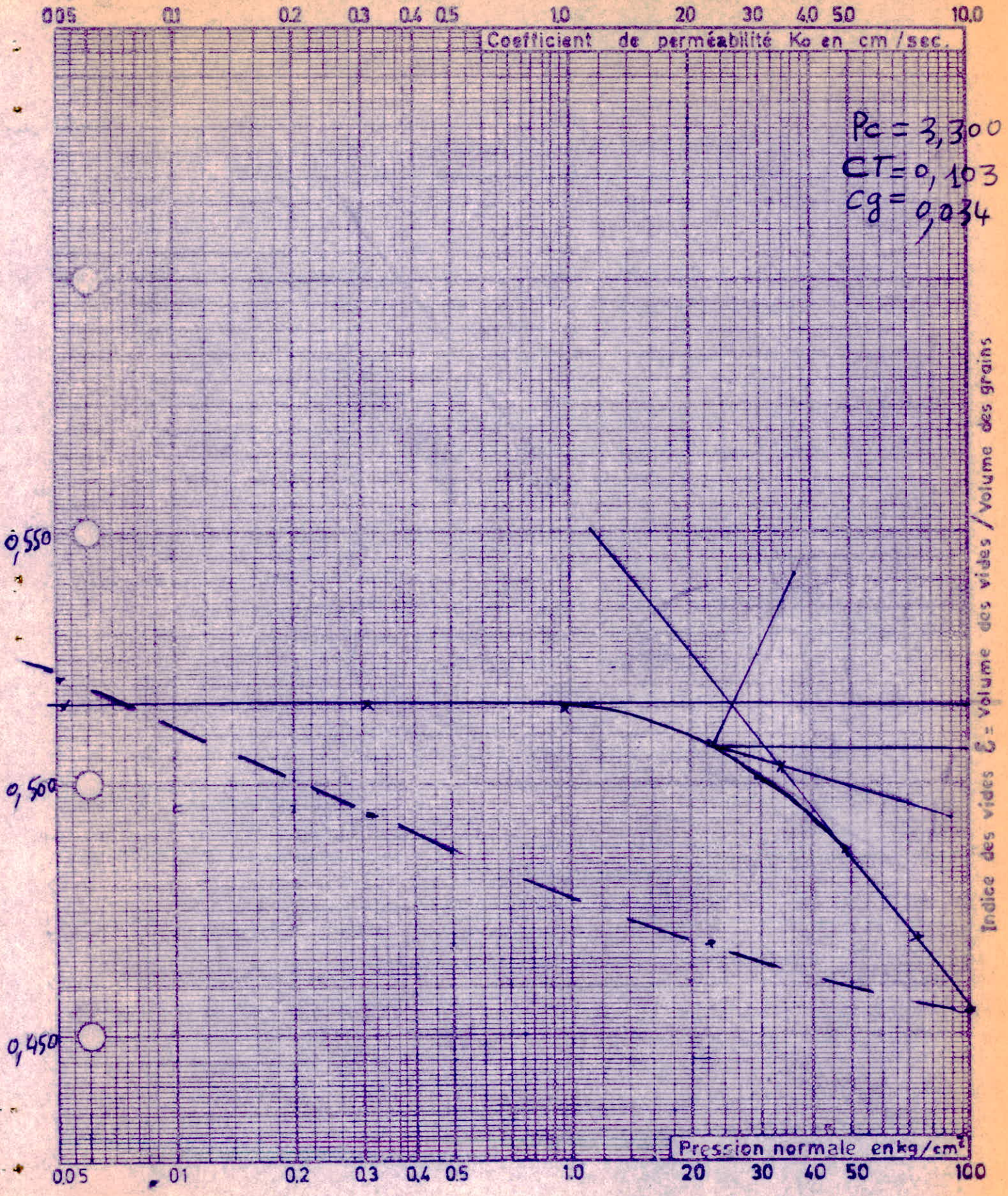


L.N.T.P.B. Dossier n°:

RONIBA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage: 94  
Echantillon: F  
Profondeur: 0,50 - 1,00





L.N.T.P.B.

Dossier n°:

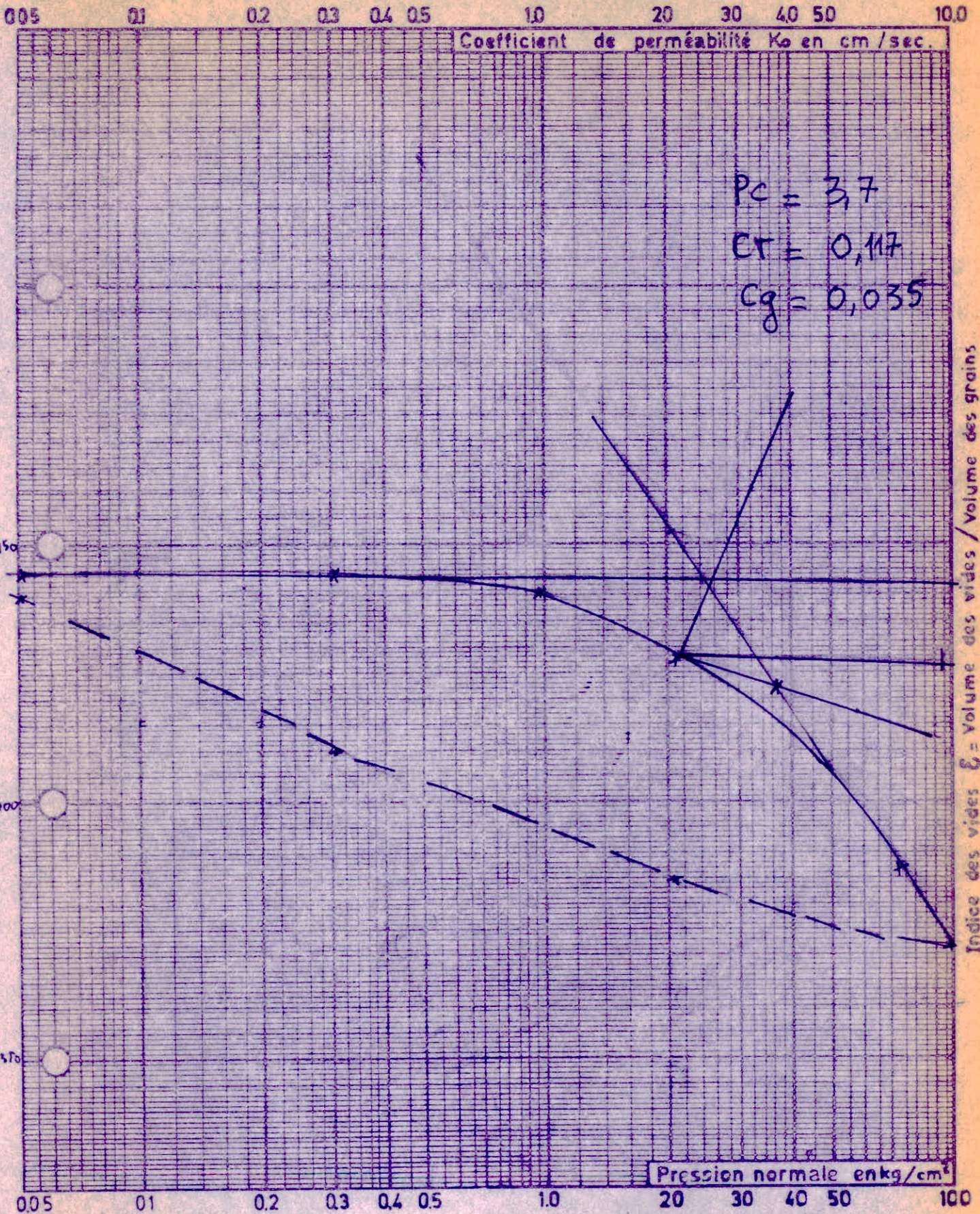
ROWIBA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage: P4

Echantillon: I

Profondeur: 1,50/2,00



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

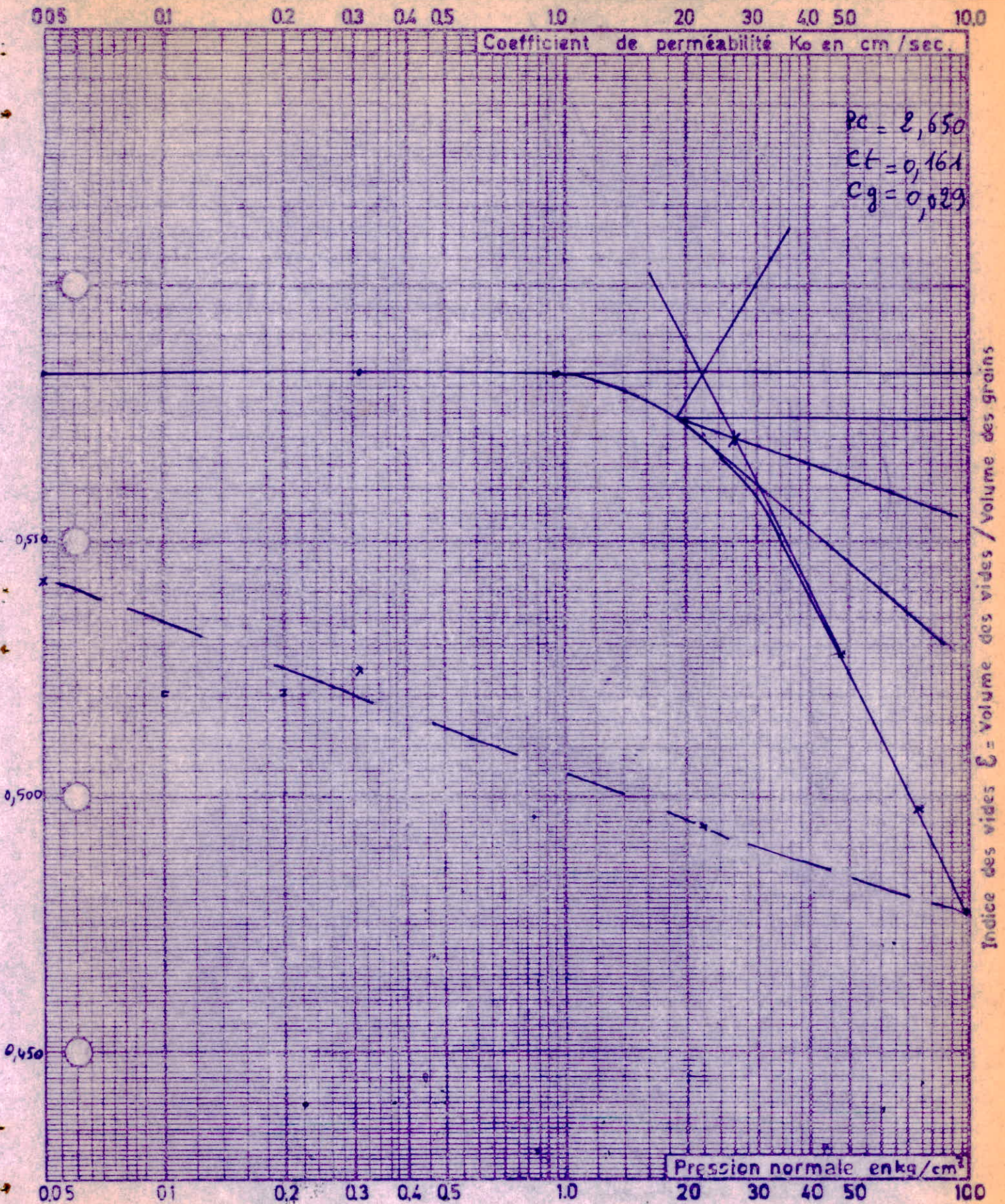
ROUIBA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage: P 5

Echantillon: I

Profondeur: 0,50 / 1,00 m



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

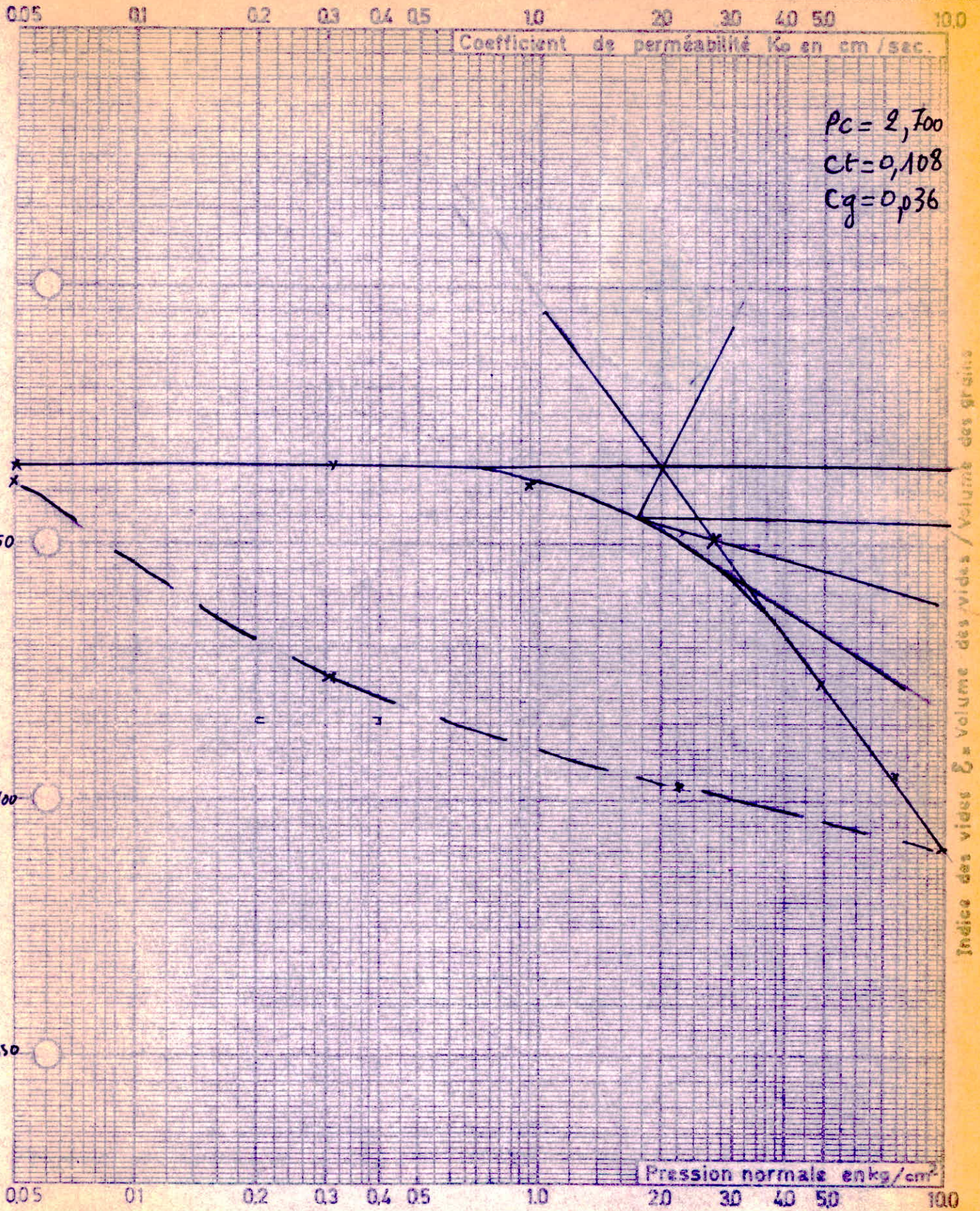
ROUIBA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage: P 5

Echantillon: F

Profondeur: 1,00 / 2,00



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

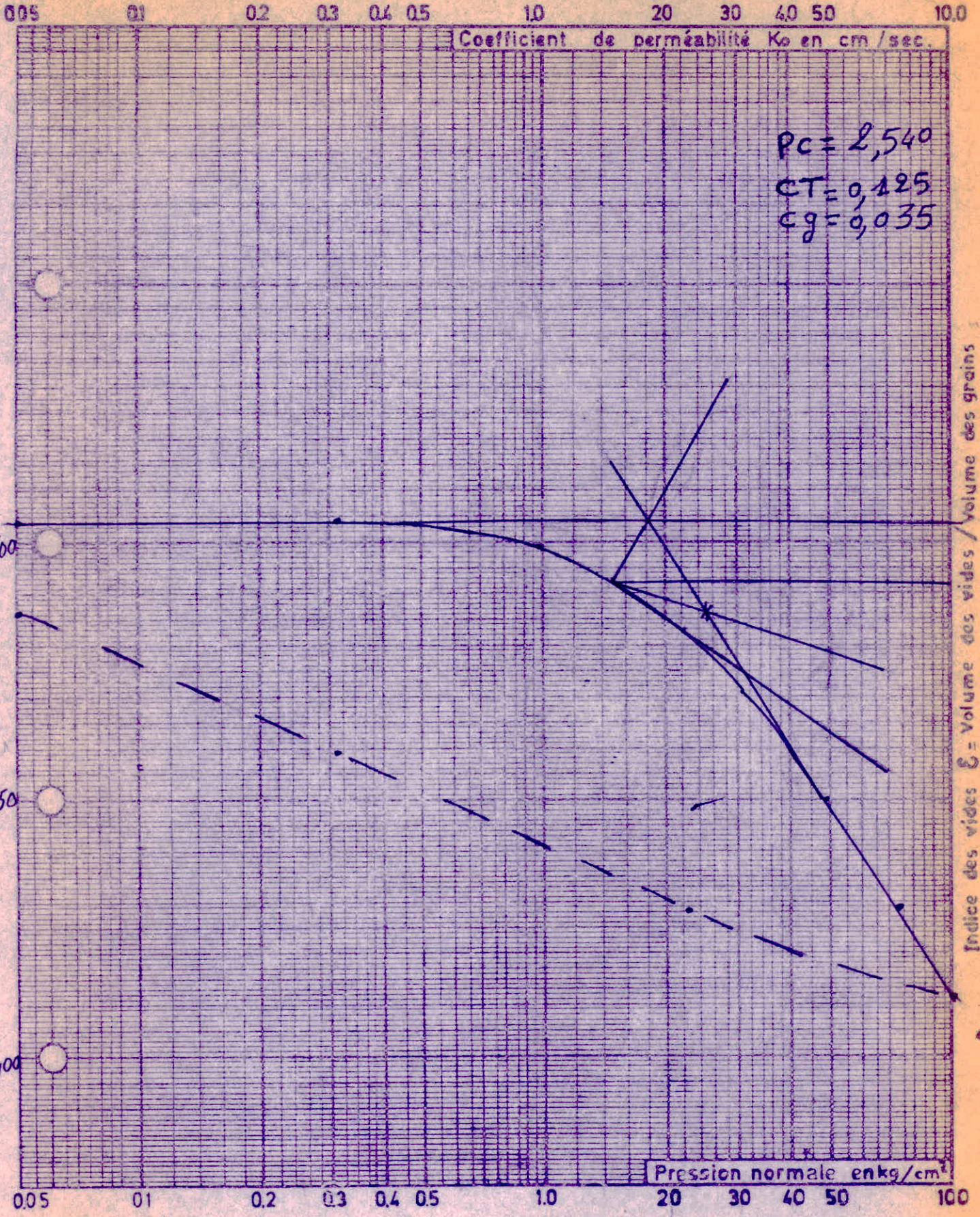
ROUIBA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage: P 10

Echantillon: II

Profondeur: 1,50 m / 2,00 m



# DRARIA

Fuite H, Prof 1,40 - 1,80m

Essai Non Cons, non drainé  
Non Saturé

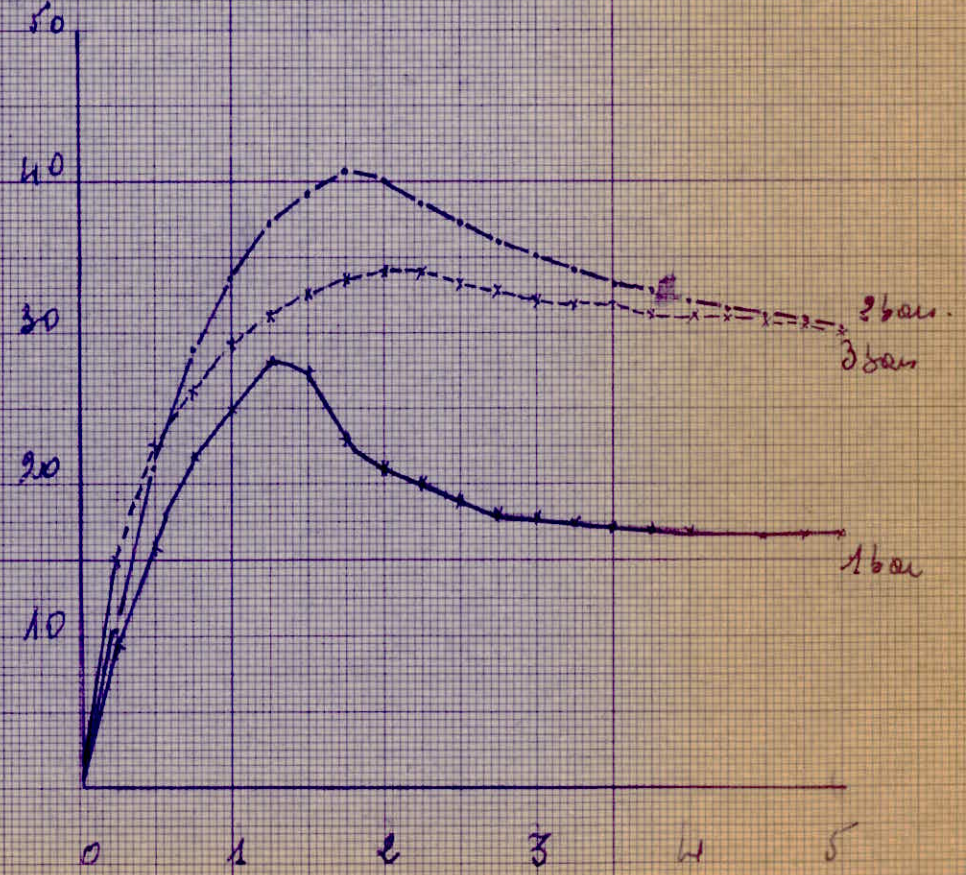
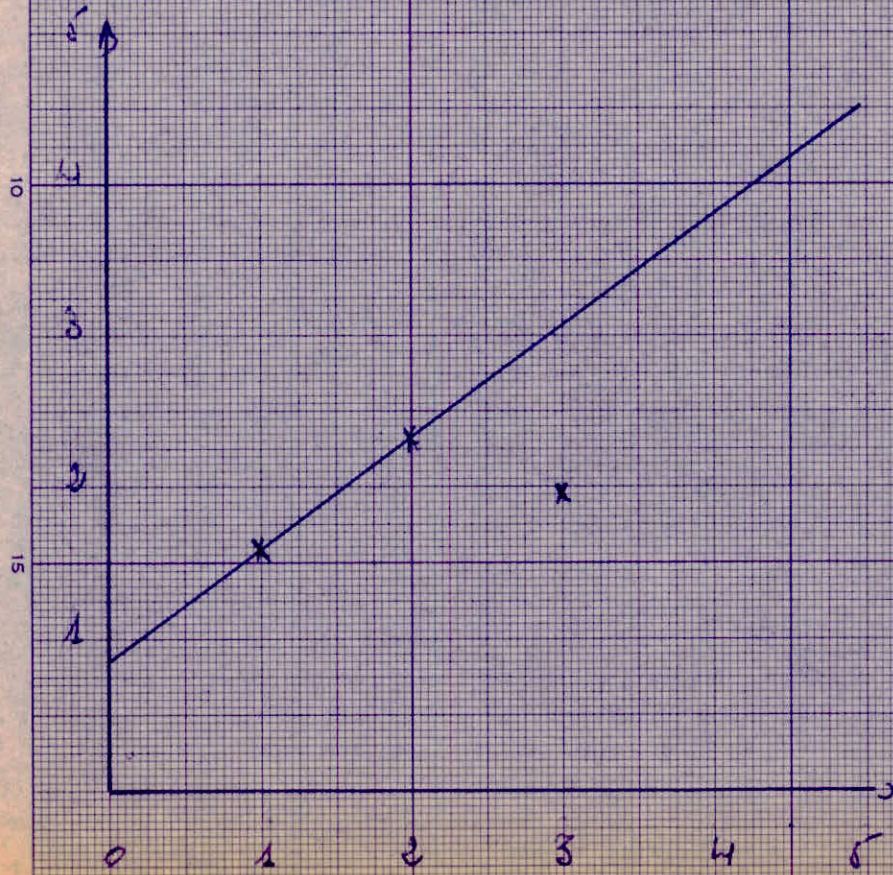
# CISSAILLEMENT UU UU

W<sub>L</sub>: 16,5

W<sub>F</sub>: 11,5

C = 0,850 bars

$\varphi = 36^{\circ} 50'$



25

DRARIA

Puit N°4 prof. 140-180m

CISSAIL non drainé non consolidé  
non saturé

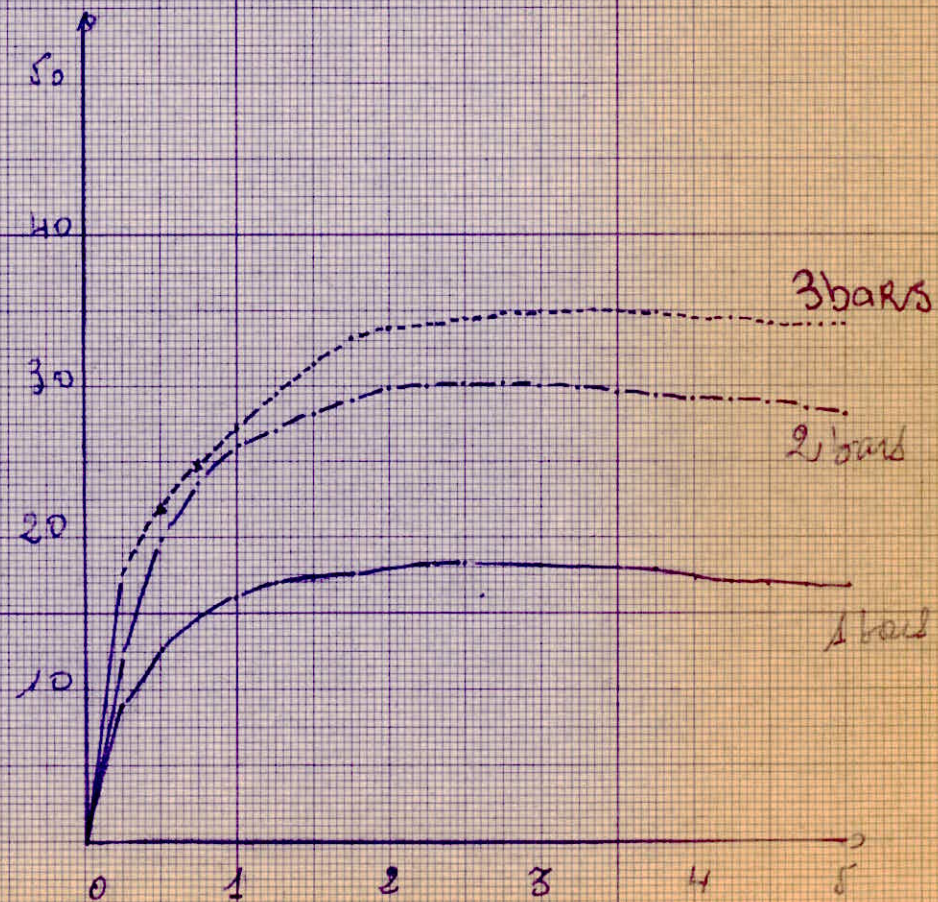
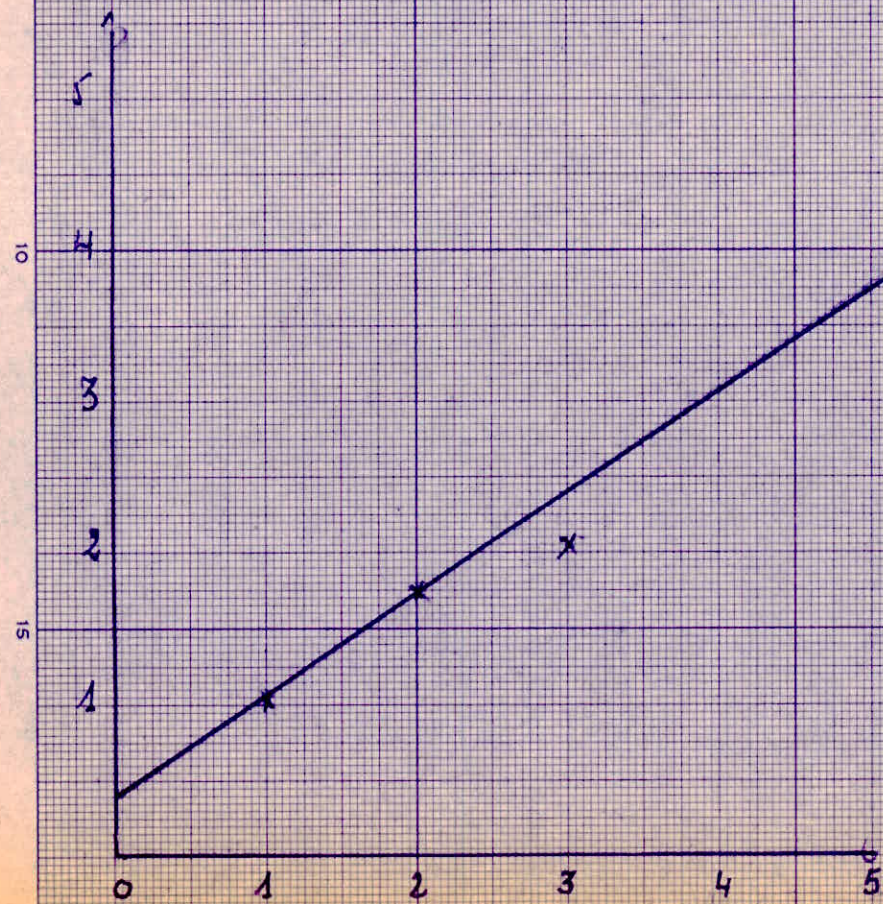
Cisailé  $\sigma_0$

$W/S = 14,3$

$W/P = 12,8$

$C' = 0,380 \text{ bars}$

$\phi = 34^\circ$



24

DRARIA

Puit 5 Prof 1,30/1,70m

Essai non conf, non drainé  
non saturé

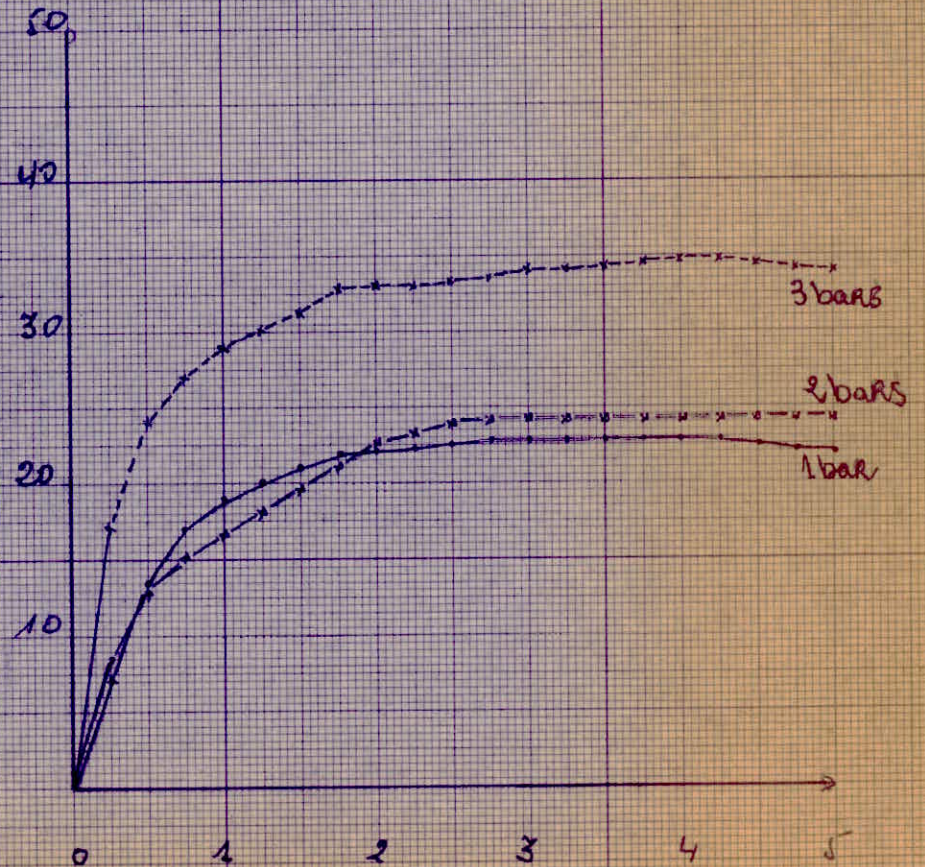
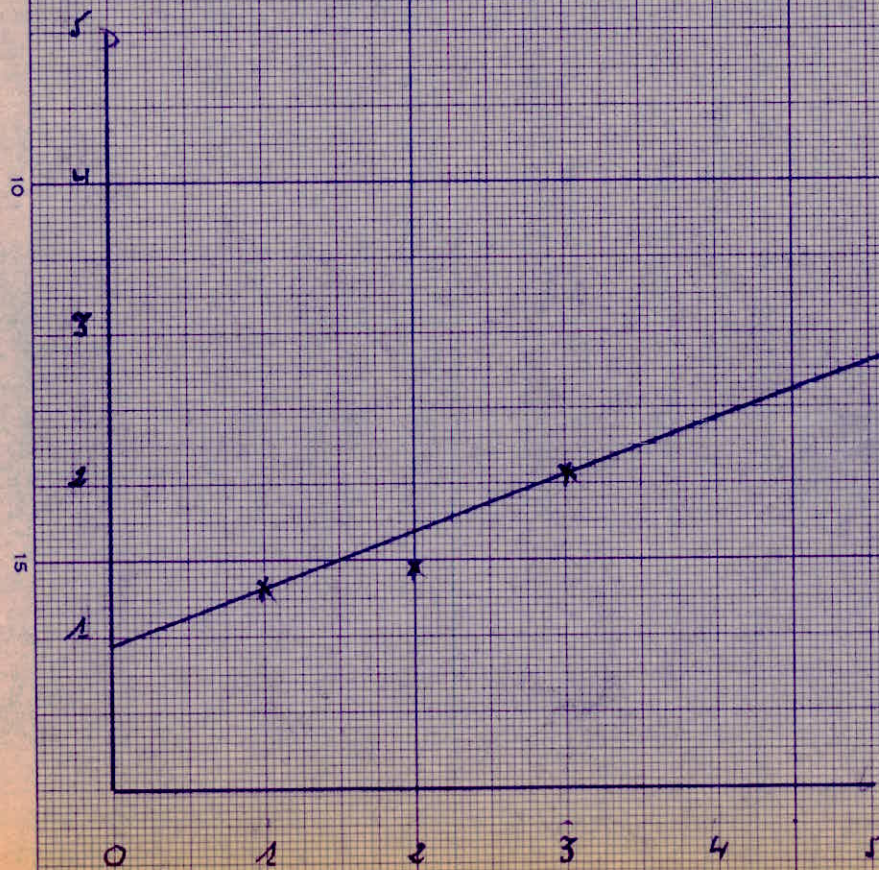
Calculs en U.U

W<sub>0</sub> = 10,58

W<sub>0</sub> = 1,60

C = 0,950 bars

$\phi = 20^{\circ}$



DRARIA

Puit 6, Prof: 3,30 / 4,00 m

ESSAI non Coust, non drainé  
Non Saturé

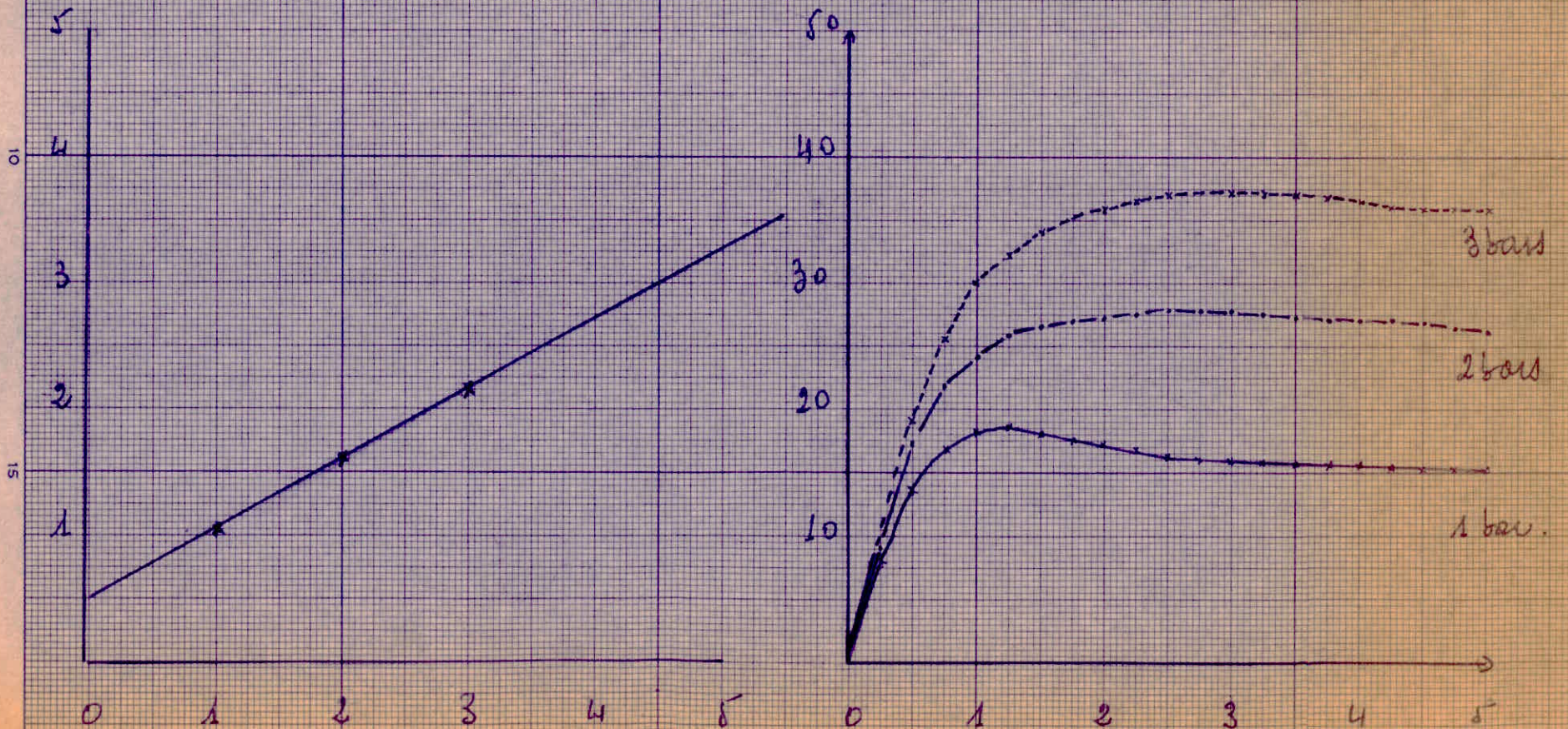
CISAILLEMENT. UU.

W<sub>U</sub> 17,4

W<sub>U</sub> P 17,0

C = 0,500 bars

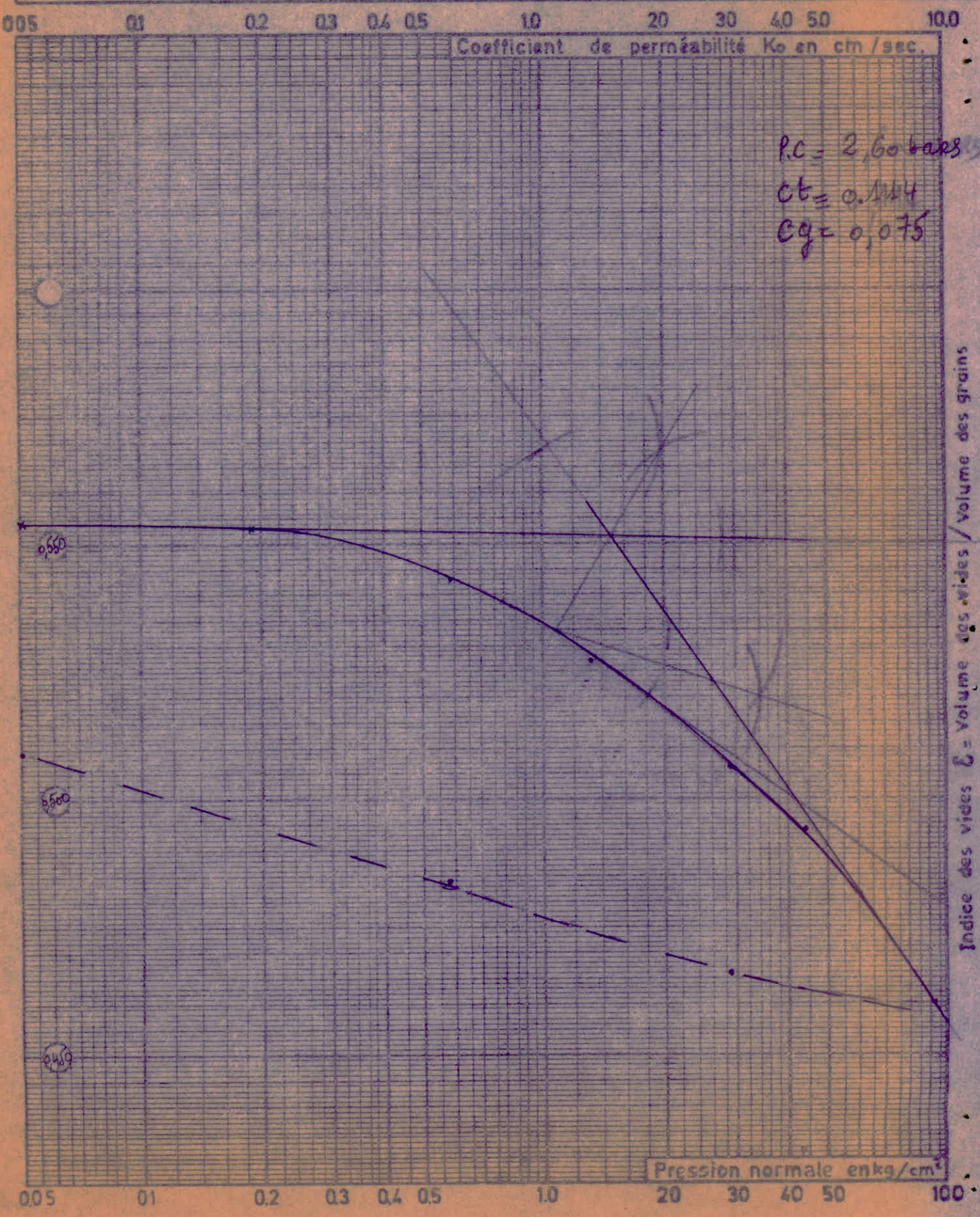
$\varphi = 29^\circ$





L.N.T.P.B. Dossier n°: \_\_\_\_\_  
**ESSAI DE COMPRESSIBILITE**  
**PERMEABILITE**

**DRARIA**  
 Sondage: PH  
 Echantillon: I  
 Profondeur: 1,40 - 1,80



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

DRARIA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

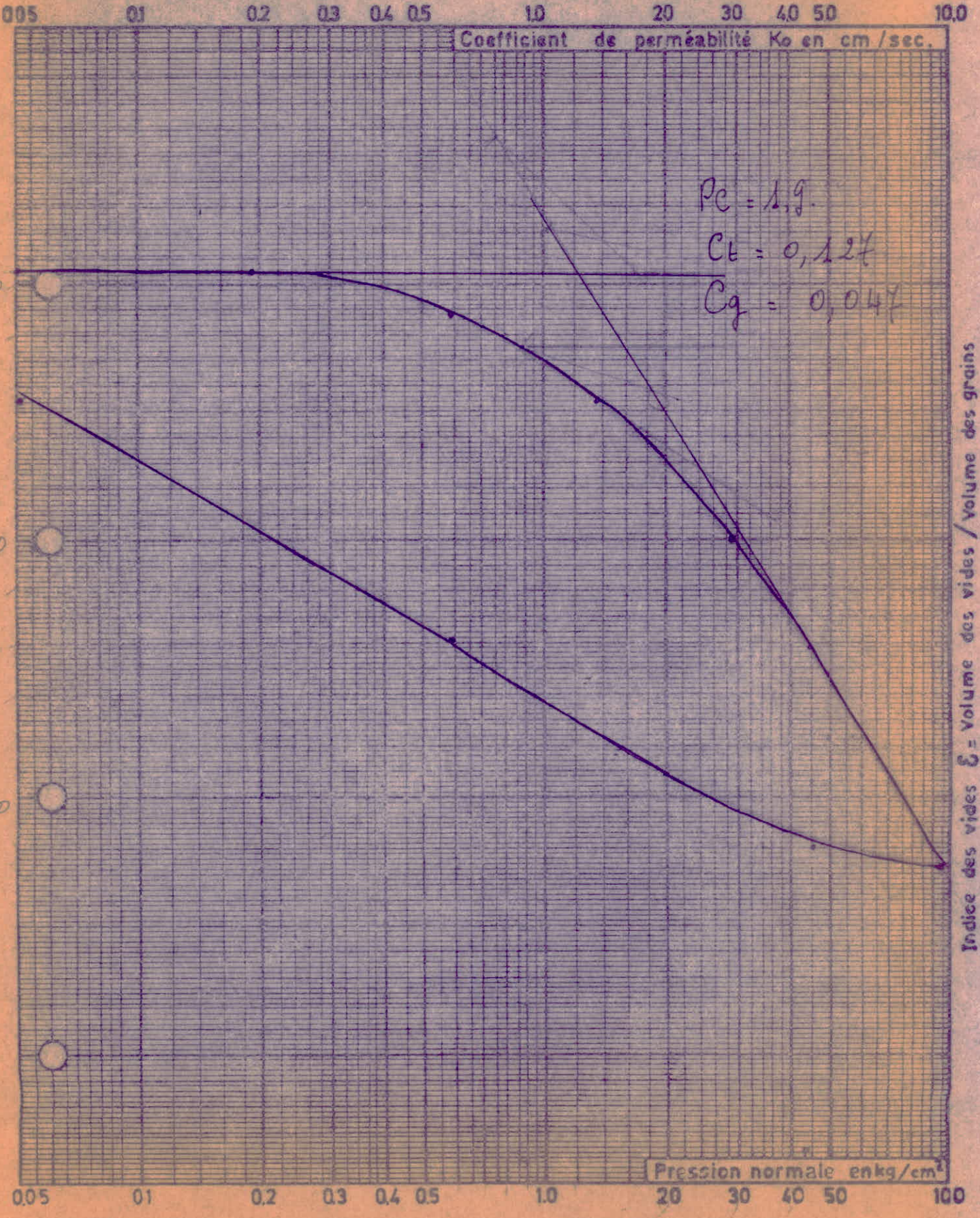
Sondage:

PUIT N° 5

Echantillon:

Profondeur:

1,30 - 1,70



Indice des vides  $E$  = Volume des vides / Volume des grains

# L. N. T. P. B.

DRARIA

Désignation  
des  
échantillons

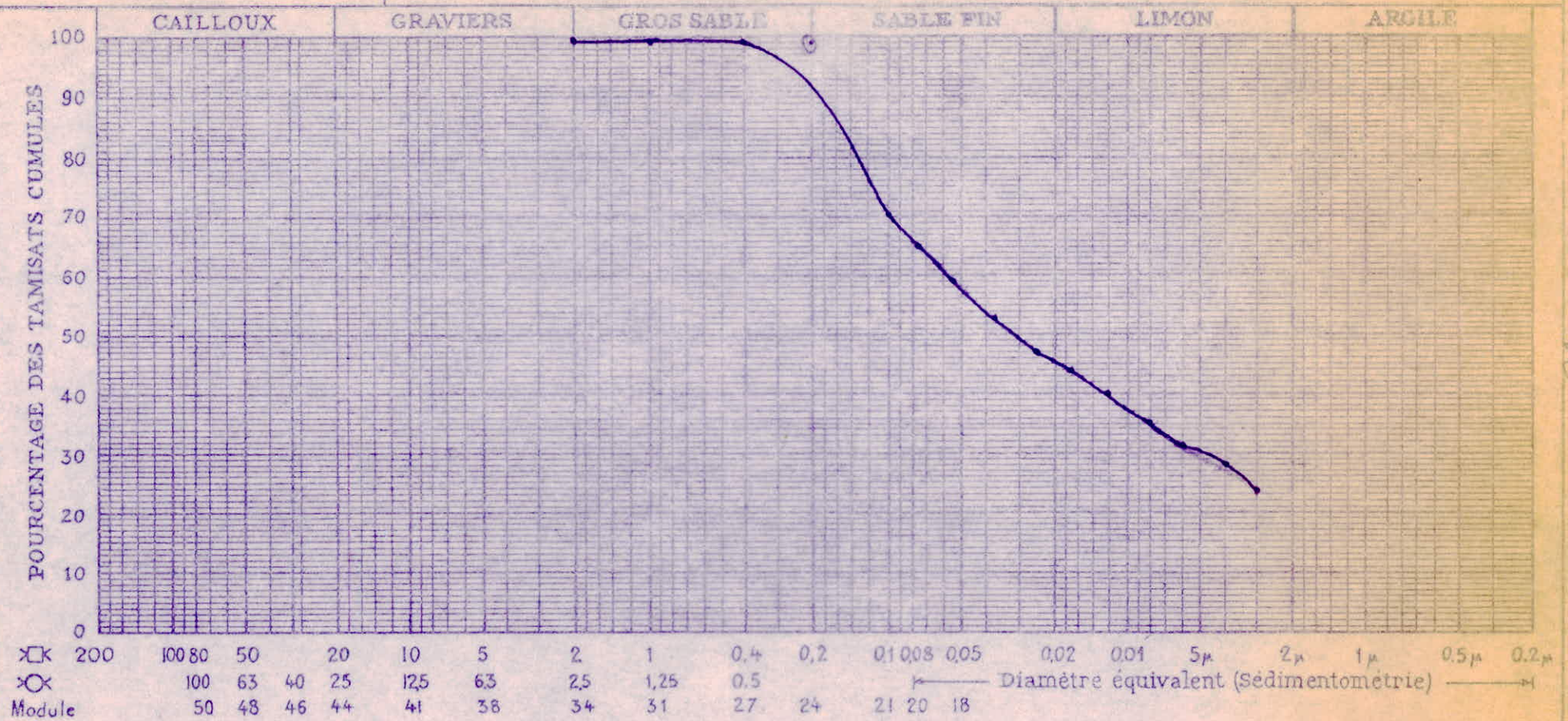
N°  
N°  
N°

ANIT: 5

prof : 1.30 / 1.70 m.

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	% < 80 $\mu$	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
Ech. _____					
Ech. _____					
Ech. _____					

# L. N. T. P. B.

DRARIA

Désignation  
des  
échantillons

N°

N°

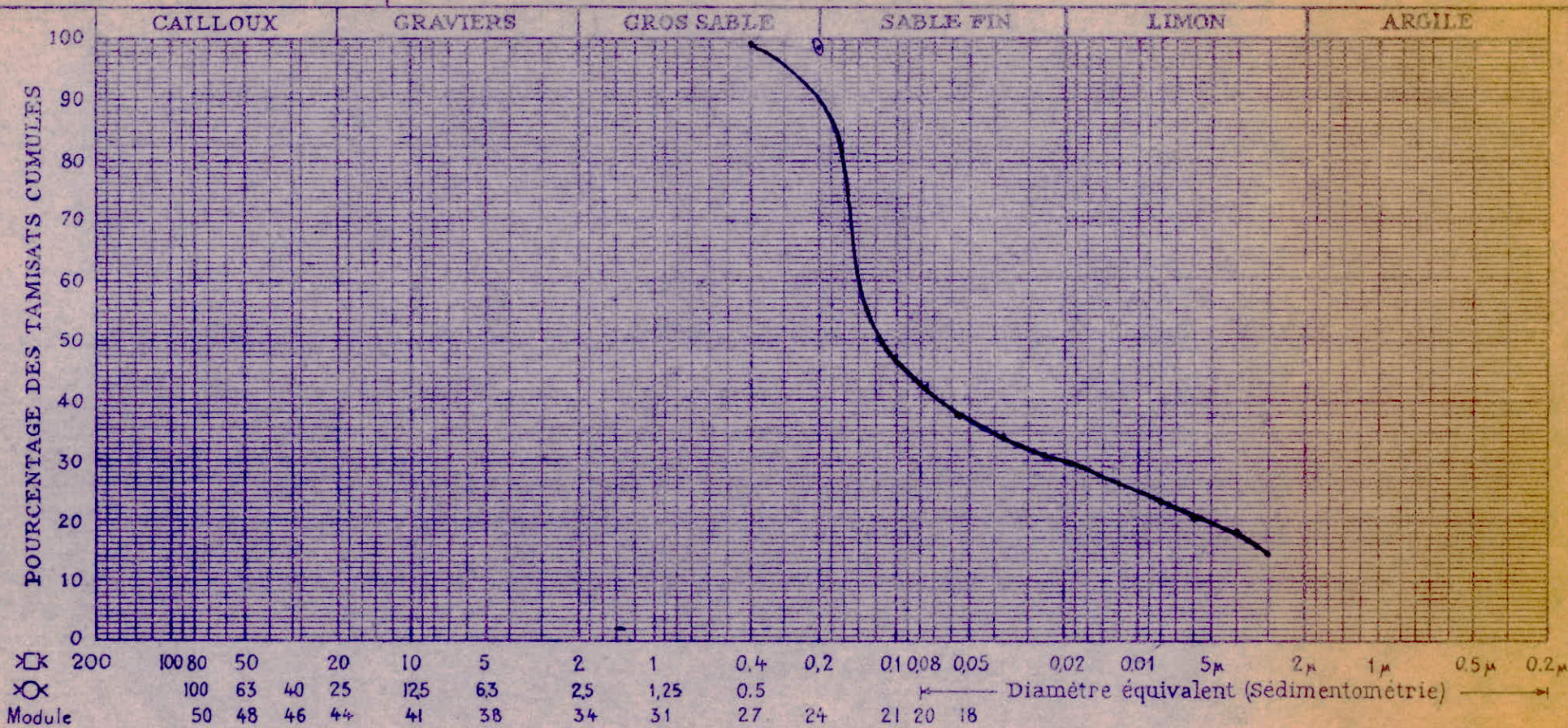
N°

Puit : 6

PROF : 3.30 - 3.40

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
Ech.	< 80 $\mu$				
Ech.					
Ech.					

DIVANIA

Puit 1, Prof 3,00 - 3,50m

CISSA7. Non Caus, non Dérivé

non saturé

Cis AILLEMENT UU

W%I. 18,4

W%F 17,5

C = 0,800 bars

$\varphi = 27^\circ$

