

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE GEOTECHNIQUE DU

VIADUC D'EL-HARRACH.

3 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par : M

S.N.T.F

BOUAFIA ALI

BARAKA

&

SAIDANI MESSAOUD

PROMOTION : JUIN 86

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

THÈME :

ETUDE GEOTECHNIQUE DU
VIADUC D'EL-HARRACH

PROPOSE PAR : DEC-GMBH

ETUDIE PAR : { BOUAFIA ALI
SAIDANI MESSAOUD

SUIVI PAR : M^E BARAKA

PROMOTION : JUIN 86

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ .

« وَمَا أَوْتِيْتُمْ مِنَ الْعِلْمِ إِلَّا قَلِيلًا » سورة الإسراء آية 85 .
« بِحَقِّكَ لَا عَلِمْنَا إِلَّا مَا عَلَّمْتَنَا إِنَّكَ أَنْتَ الْعَلِيمُ الْعَلِيمُ » سورة البقرة آية 32 .

أهـ داء :

إلى اخوتي في اللّاء ،
إلى كل من ساهم من قريب أو من بعيد في توكيفي العلمي ،
إلى كل من أعاننا على إصدار هذا البحث ،
إلى أمي التي لن أنسى من إيفائها فضلها مدى العياة ،
إلى كل هؤلاء أقدم هذا الجهد المتواضع .
وعلى الله التوكل وبال التوفيق
بجود

أهدي هذا العمل المتواضع إلى :

إخواني في الله ،
والوالدة التي لها الفضل الكبير في تعليمي ،
إلى كل من ساهم في تعليمي وتشجيعي
وما الفضل إلا من عند الله
والله وليّ التوفيق .
مسعود سعيد

APERÇU SUR LE PROJET & OBJECTIFS DE L'ÉTUDE: ⁻¹⁻

Notre projet rentre dans le cadre de la reconstruction, modernisation & doublement de la voie ferrée entre EL-HARRACH et THÉNIA. Ce projet a été proposé par la SNTF, entrepris par le G.E.A (groupement d'entreprises autrichiennes) et dont l'étude a été encadrée par la D.E.C - GmbH. Cette étude consiste en:

- a) l'initiative de la reconnaissance géotechnique préliminaire et définitive (in situ & en laboratoire).
- b) l'interprétation des essais & calcul des paramètres physiques et caractéristiques mécaniques des couches d'argiles des piles & culées du VIADUC D'EL-HARRACH.
- c) la détermination du comportement mécanique du sol: portance, tassement & stabilité.
- d) le dimensionnement des fondations des piles & culées.

INTRODUCTION:

La construction d'un VIADUC est conçue et incluse dans les tâches du projet intitulé: construction, Modernisation & Doublement de la voie ferrée EL-HARRACH-THENIA. Le viaduc a pour fonction d'éliminer le passage à niveau n°3 au PK:11,375 de la RN n°8, en passant à un passage supérieur.

Les caractéristiques du VIADUC sont les suivantes:

a) tracé en plan:
(cf: plan de situation)

b) profil en long:
(cf: ligne rouge sur profil géotechnique)

| | | | |
|-------------------|----------------------|---------|---------|
| courbe: | courbe n° | 1 | 2 |
| | Rayon en plan: | 85m | 250m |
| | angle au centre: | 37,14° | 21,33° |
| | Tangente: | 25,52 | 42,28 |
| | développement d'arc: | 49,58 | 83,76 |
| | flèche au sommet: | 3,75 | 3,55 |
| | angle au sommet: | 146,58° | 160,81° |
| | corde: | 48,88 | 83,37 |
| alignement droit: | longueur: | 150,103 | |
| | % : | 30% | |

| | | | | |
|-------------------|-----------------|------------|---------|---------|
| courbe: | courbe n° | 1 | 2 | 3 |
| | nature: | concave | convexe | concave |
| | Rayon vertical: | 400m | 1100m | 400m |
| | flèche: | +0,157 | -2,695 | +0,236 |
| | tangente: | 11,20 | 77,00 | 13,74 |
| | pente/Rampe: | R=-1/1% | R=7% | R=+15% |
| alignement droit: | longueur: | 311,060 m. | | |
| | % : | 60,40% | | |

NOTA: le développement des caractéristiques du VIADUC est décrit dans le sens NE → SW.

c) profil en travers :

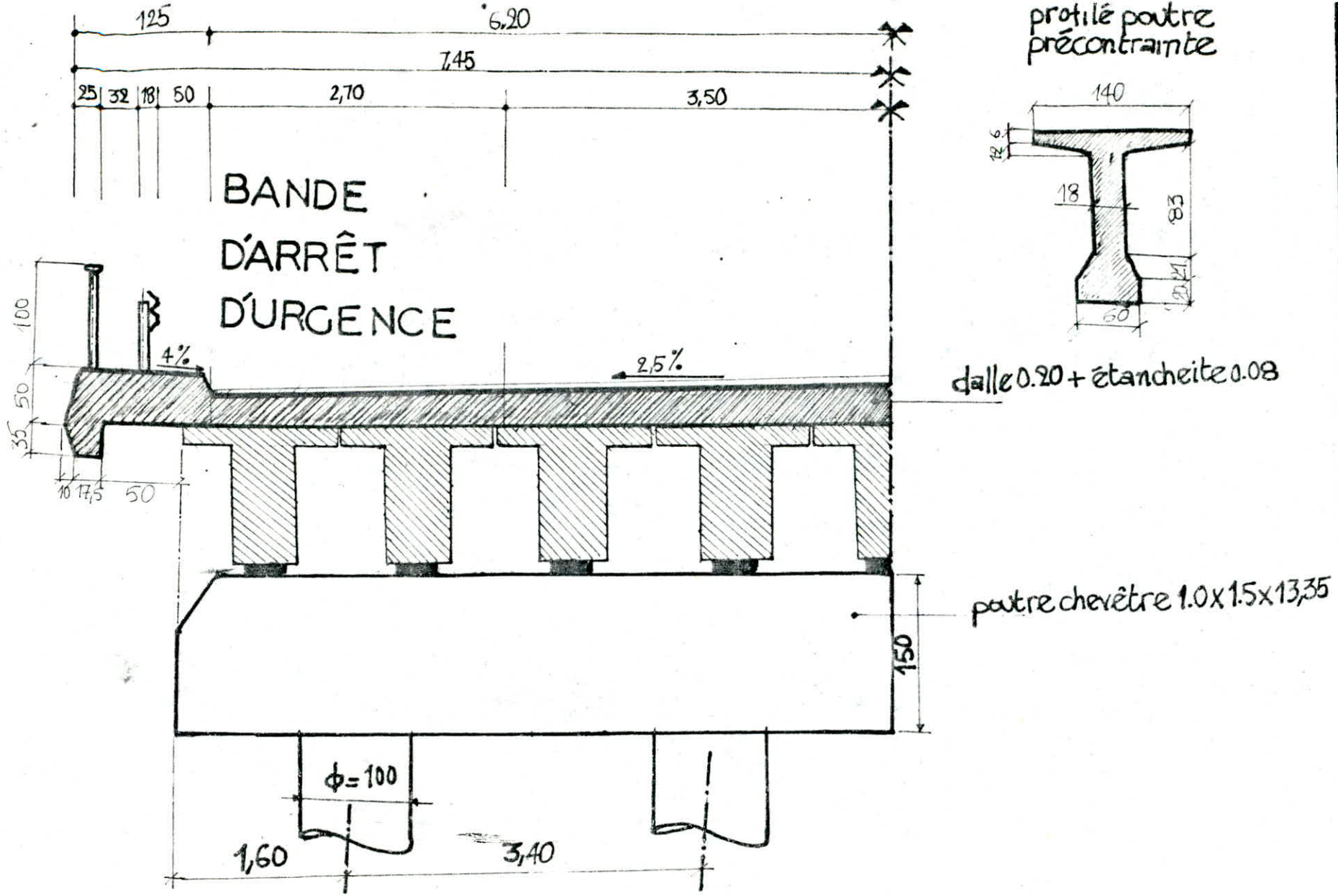
-3-

| | |
|-------------------------|---------------------------------------|
| type de poutres : | poutres précontraintes indépendantes. |
| Largeur du tablier : | 14,90m. |
| portée des poutres : | 28,00m |
| hauteur libre passage : | 5,75m. (au passage à niveau) |
| Nombre de voies : | 2 + 2 Banques d'arrêt d'urgence. |
| culées & piles : | en Béton Armé coulé sur place. |
| dalle : | en Béton armé coulé sur place. |

d) fondations :

les plans du dossier d'appel d'offres ainsi que les devis estimatifs sont basés sur la réalisation des fondations superficielles. ce choix réglementaire est à confirmer, ou infirmer par la présente étude géotechnique.

A-



DEMI-PROFIL EN TRAVERS (échelle: 1/500)

DESCENTE DE CHARGES :

La descente de charges est faite sur une poutre chevêtre intermédiaire qui peut plus sollicitée qu'au niveau de la culée.

1. charges permanentes: (cf: planche du profil en travers basée sur la variante d'avant-projet proposée par D.E.C)

poutres principales: $9 \times 2500 (1,40 \times 0,18 + 0,60 \times 1,12) = 20,79 \text{ t/ml}$ du pont

dalle: $14,90 \times 0,2 \times 2500 = 7,45 \text{ t/ml}$ " " "

revêtement (Béton Bitumineux): $12,40 \times 0,08 \times 2200 = 2,182 \text{ t/ml}$ " " "

trattoir: $2 \times (1,25 \times 0,22 \times 2500) = 1,375 \text{ t/ml}$ " " "

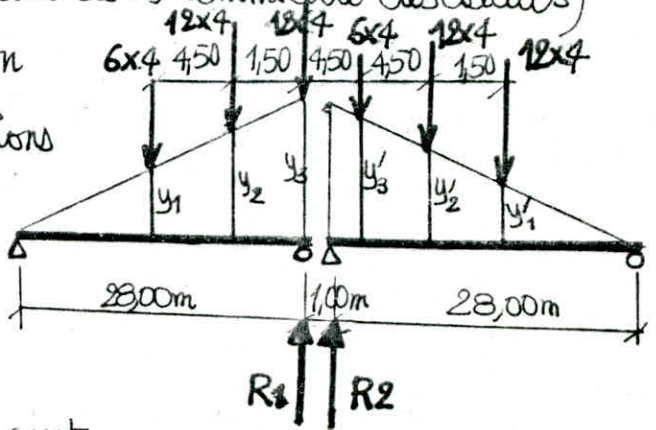
accessoires de sécurité: poids négligé.

● total: $\underline{\underline{= 31,79 \text{ t/ml}}}$

2. surcharges: deux systèmes sont à retenir

2.i) système Bc:

schéma statique: (justifié par le souci de la commodité des calculs)
 par souci de simplifier les calculs, on néglige l'effet cinématique des camions sur le profil en travers; ce qui veut dire qu'on néglige les lignes d'influences transversales. en outre,



on suppose que les poutres forment un syst isotatique, et la poutre chevêtre comme un appui rotule.

le calcul donne: $y_1 = 0,7857, y_2 = 0,9464, y_3 = 1, y'_1 = 0,6607, y'_2 = 0,7143 \text{ \& } y'_3 = 0,8750$

$$R_1 = 12 \times 4 (1 + 0,9464) + 6 \times 4 \times 0,7857 = 112,284 \text{ t.}$$

$$R_2 = 6 \times 4 \times 0,8750 + 12 \times 4 (0,6607 + 0,7143) = 87 \text{ t.} \quad R = R_1 + R_2 = 200 \text{ t.}$$

classe du pont: longueur roulable = 13,40 m.

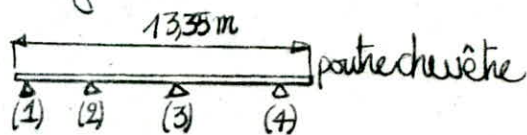
- 6 -

la largeur chargeable étant $= 13,4 - 2 \times 0,5 = 12,40 \text{ m}$. il s'agit d'un pont de

1^e classe où le Nombre de voies chargées est : $N = \text{partie entière de } \left(\frac{12,40}{3}\right) = 4$
→ le coefficient de réduction sur le système Bc est donc $b_e = 0,8$.

pour tenir compte de l'effet dynamique des charges mobiles, on introduit le coefficient de majoration dynamique $\delta \neq 1,10$. $\delta \cdot b_e \cdot R = 1,10 \times 0,8 \times 200 = 176 \text{ t}$.

on propose un ensemble de 4 piles. la ligne rouge donne la hauteur maximale de la pile : 10,75 m.



les piles les plus sollicitées (2 & 3) reçoivent une

$$\text{surcharge} = +\frac{11}{30} \times 176 = 64,53 \text{ t}$$

pour calculer la charge revenant à la semelle qui relie les piles il faut y ajouter le poids du cheville et le poids des 4 piles :

• poids du cheville : on propose une cheville $1,00 \times 1,50 \times 13,35$. son poids est :
 $1,00 \times 1,50 \times 13,35 \times 2500 = 50,06 \text{ t}$.

• poids des piles : la charge totale par pile sera : $\frac{31,79 \times 28,5}{4} + 64,53 \times 1,2 + \frac{50,06}{4} = 316,45 \text{ t}$

le diamètre d'une pile circulaire en Béton armé ordinaire sera telle que :

$$\frac{316,45 \cdot 10^3}{\pi \frac{\phi^2}{4}} \leq \bar{\sigma}_b = 685 \Rightarrow \phi \geq 76,7 \text{ . son poids peut être pris à :}$$
$$2500 \times 10,75 \times \frac{\pi \times 0,80^2}{4} = 13,50 \text{ t}$$

la charge totale revenant à la semelle est :

$$Q = (316,45 + 13,50) \times 4 = 1320 \text{ t}$$

2 ii) système A : $A_L (\text{kg/m}^2) = 230 + \frac{36000}{L+12}$. L : longueur chargeable.

on étudiera le cas où les deux travées adjacentes sont surchargées par la charge uniformément répartie $q = A \times \text{largeur chargeable}$. où

$$A_L = 230 + \frac{36000}{57+12} = 751,74 \text{ kg/m}^2 \text{ et } A = A_L \cdot k \cdot \frac{l_0}{l_v} = 751,74 \times 0,75 \times \frac{3,50}{3,10}$$
$$A = 636,55 \text{ kg/m}^2 \text{ et } q = 636,55 \times 12,40 = 789 \text{ t/ml}$$

l'axe de la ligne d'influence longitudinale de la réaction sur la poutre -7-
chevêtre étant : $1 \times 56/2 = 28m$. la réaction sur la poutre chevêtre est :

$$7,89 \times 28 = 220,92 t.$$

les piles les plus sollicitées reprennent : $\frac{11}{30} \times 220,92 = 81 t.$

pour ce système, la charge totale par pile = $\frac{31,79 \times 28,5 + 50,06}{4} + 81 \times 1,2 = 336,22$,
et le diamètre de la pile sera telle que :

$$\phi^2 \geq \frac{336,22 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4} \times 68,5} \Rightarrow \phi \geq 79 \text{ cm}; \text{ soit un poids de } 13,50 t.$$

$$\text{la charge totale sera: } (336,22 + 13,50) \times 4 = 1398,88 t.$$

$$Q = 1400 t$$

3. effet sismique :

on estime l'effet sismique normal dans les piles de l'ordre de 7%
des charges permanentes totales : soit $7\% \left(\frac{31,79 \times 28,5 + 50,06}{4} + 13,5 \right) = 17,67 t$

la charge totale à retenir est : $Q = 1400 + 17,67 \times 4 = 1470,68 t$

$$Q = 1470 t$$

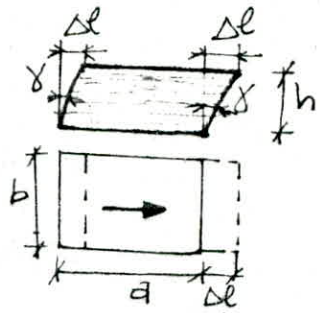
EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX :

-8-

1) effet du retrait, fluage & température : soient Δl l'aire en plan de l'appareil d'appui, h sa hauteur :

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{h} = \frac{\sigma}{G} = \frac{H}{a \cdot b \cdot G} \Rightarrow H = a \cdot b \cdot G \cdot \frac{\Delta l}{h}$$

est l'effort horizontal sollicitant un seul appareil d'appui.



application : on propose un appareil d'appui en néoprène (élastomère) de dimensions en plan 300 x 400 mm et de hauteur 6 cm. on considère le déplacement du tablier de 0,5 mm/m de travée. le déplacement d'un bœuf côté $\Delta l = \frac{28 \times 0,5}{2} = 7 \text{ mm}$

$n = 9$ appareils d'appuis, $G = 0,8 \text{ MPa} \Rightarrow T_1 = 9 \times 0,3 \times 0,4 \times 0,8 \times \frac{7}{60} = 10,08 \text{ t}$.

2) effet de freinage des véhicules : on considère une rampe max = 7% pour tout le viaduc. l'effort de freinage sera : $T_2 = 7\%$ (poids du tablier revenant au charnière) : $T_2 = 7\% \left[\frac{31,79 \times 28,5}{4} + 1,2 \times 81 \right] = 22,66 \text{ t}$ par pile.

3) effet du séisme : on estime l'effort tranchant sismique de l'ordre de 10% des charges permanentes totales soit :

$$T_3 = 10\% \times \left(\frac{31,79 \times 28,5}{4} + 50,06 + 13,5 \right) = 25,25 \text{ t}$$
 par pile.

l'effort horizontal par pile est : $T = T_1 + T_2 + T_3 = \frac{10,08}{4} + 22,66 + 25,25 = 50 \text{ t}$

évaluation du moment dû aux forces horizontales :

$M = T \cdot h$ $h =$ hauteur de la pile. l'effort tranchant sismique agissant à la base des piles on a : $M = \left(\frac{10,08}{4} + 22,66 \right) \cdot 10,75 = 270,68 \text{ mt}$.

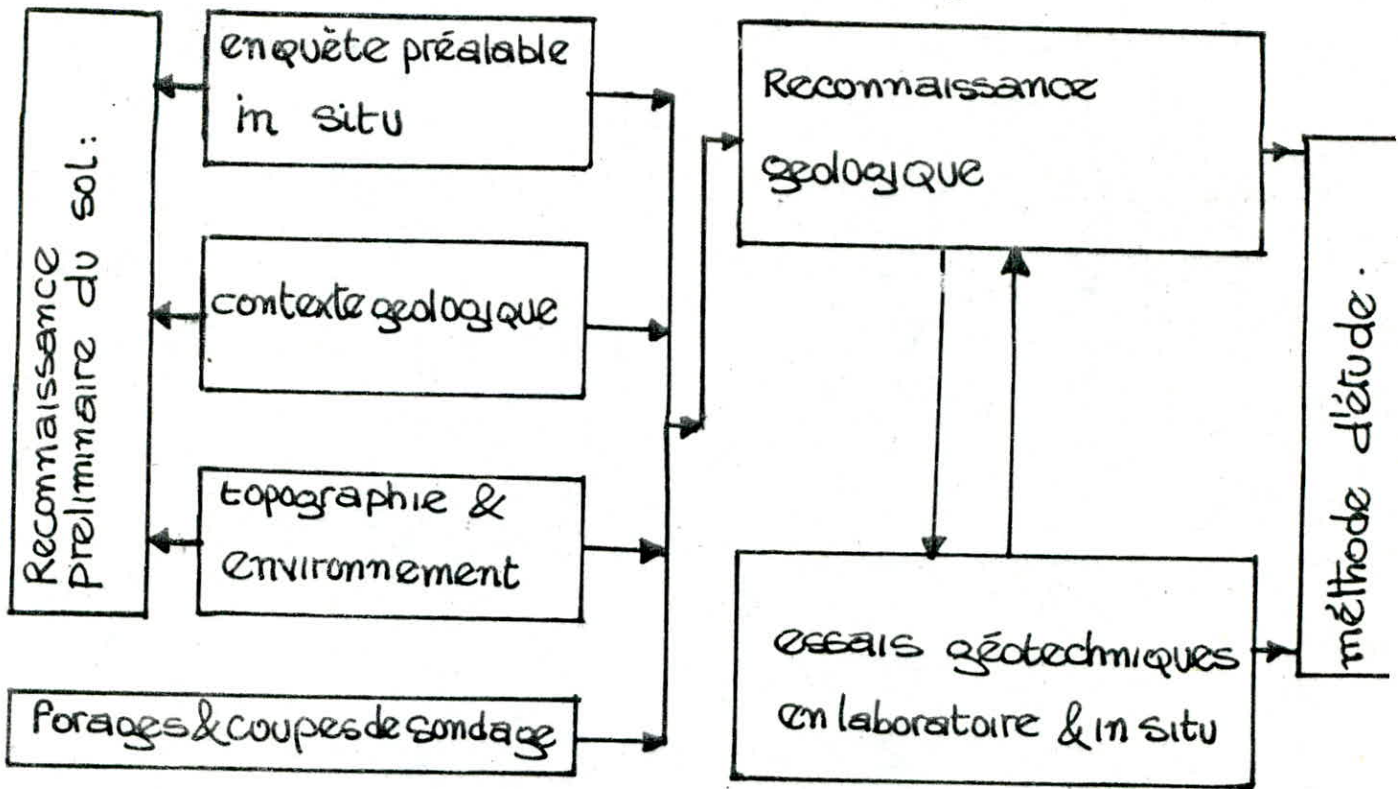
les efforts horizontaux agissant sur une pile seront :

$$T = 50 \text{ t} \quad M = 270 \text{ mt}$$

METHODOLOGIE DE L'ÉTUDE :

Il s'agit de suivre l'enchaînement logique des paramètres qui interviennent dans une étude géotechnique, afin d'aboutir finalement à la résolution du problème posé.

Un tel enchaînement est schématisé par l'organigramme suivant :



RECONNAISSANCE PRELIMINAIRE DU SOL.

ENQUETE PREALABLE IN SITU:

Les visites du terrain d'implantation nous ont permis de construire une certaine IMAGE sur la constitution des couches du terrain; image qui doit être corrigée et approuvée par la constatation des carottes extraites par forage et par les essais de reconnaissance définitive.

1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le terrain se trouve à proximité du oued d'EL HARRACH. Ses couches doivent être formées par des alluvions (dépôts de sédiments: boues, sables, graviers & cailloux qui sont abandonnés quand le débit ou la pente sont insuffisants). On peut donc déduire que le terrain est généralement hétérogène avec alternance des couches compressibles et des couches résistantes. Ceci est dû aux différentes époques de dépôt.

2. ASPECT DE LA VEGETATION:

aux environs du terrain, on a constaté l'existence des arbres d'EUCALYPTUS et de pin, arbres qui se cultivent dans un sol marneux ou calcaireux.

3. BATIMENTS AU VOISINAGE DU TERRAIN:

L'examen attentif des parements et murs des constructions voisines relativement anciennes n'a décelé aucune présence des fissurations, signe alertant d'un tassement différentiel des couches du sol sous-jacentes.

b. TOPOGRAPHIE & ENVIRONNEMENT:

D'une superficie approximative de 1 ha, le terrain d'implantation se situe à peu près à 60° du nord direction NE-SW. il se trouve parallèlement à la RN n°8 et la RD n°115 qui mène à BARAKI.

les coordonnées LAMBERT du terrain sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 538,900 \text{ à } 539,200. \\ Y = 379,300 \text{ à } 379,500. \end{array} \right.$$

le levé topographique indique sur le profil en long un terrain faiblement nivelé (donc il est prémuni contre les risques du glissement).

la côte maximum peut atteindre: 10,900 NGA à proximité du passage à niveau. la côte minimum est 7,24m NGA au niveau de la Bordure du OUED SEMMAR.

Enfin, le terrain présente une côte moyenne de: 8,546m NGA.

C. CONTEXTE GEOLOGIQUE LOCAL

-1

1. stratigraphie:

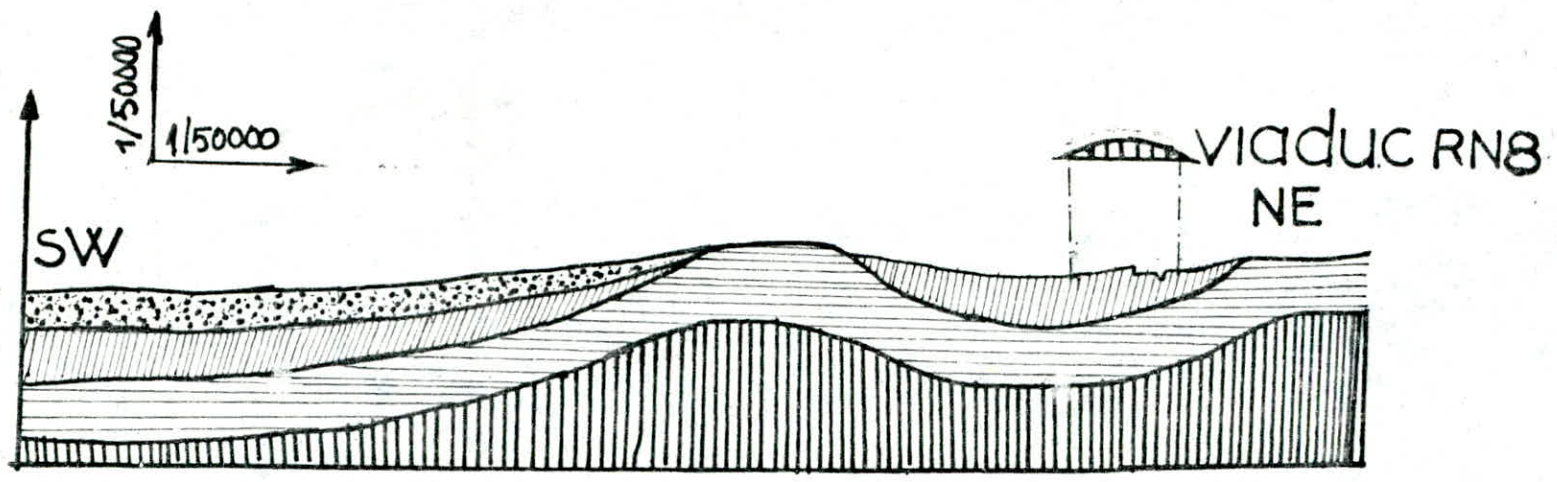
la consultation de la carte géologique détaillée (au $\frac{1}{50000}$ de la zone LARBAA) montre que le sous-sol est d'une formation géologique récente: il s'agit d'un terrain sédimentaire affleurant principalement par des alluvions récentes issues du PLEISTOCÈNE. ces alluvions se sont formées à partir des dépôts limoneux du fond des vallées et de la plaine de MITIDJA. en outre il existe des parties marécageuses qui sont plus ou moins inondées dans les périodes pluvieuses.

on signale, aussi, l'affleurement d'une formation relativement plus ancienne, issue du PLEISTOCÈNE RÉCENT & le QUATERNAIRE ancien, qui se manifeste parallèlement à OUED EL-HARRACH.

cet affleurement est constitué de la marne argileuse jaune en surface, grise en profondeur, avec concrétions des calcaires dans sa partie supérieure elle renferme des intercalations importantes mais irrégulières de poudingue. cette formation fluviatile qui correspond à la phase finale du comblement de la MITIDJA peut atteindre une puissance de 30 ÷ 40 m.

2. hydrologie:





les nappes artésiennes les plus importantes et celles actuellement utilisées sont contenues dans la formation de la "MARNE DE MAISON CARRÉE" (notée P₂₉ dans la carte géologique). ces nappes maintiennent en pression le niveau aquifère qui paraît l'origine des nappes artésiennes d'EL-HARRACH. les alluvions caillouteuses (couches superficielles) renferment une nappe importante à une faible profondeur sous la couche limoneuse.



COUPE GEOLOGIQUE LOCALE

REF: CARTE GEOLOGIQUE DETAILLE DE L'ARBÂA

LÉGENDE :

-  a³ : alluvions récentes marécageuses
 -  a² : alluvions récentes.
 -  p₂q¹ : marnes de maison carrée - (pliocène récent / quaternaire ancien)
 -  p² : grès & sables - (villafranchien)
- } (pleistocène)

FORAGES SUR LE TERRAIN - COUPES DE SONDAGE

1. profondeur théorique : c'est la profondeur nécessaire à atteindre par le sondage carotté, au niveau duquelle la contrainte est pratiquement dissipée. cette profondeur est bien sûr relative à un sol élastique et homogène

la formule de Boussinesque: $\delta = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi z^2}$ peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{\delta}{P/\Omega} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Omega}{\pi z^2} \text{ ou: } \Omega \text{ surface de surcharge sur la couche d'assise.}$$

en estimant $\Omega = 13 \times 2 \text{ m}^2 = 26 \text{ m}^2$ et en imposant une dissipation

de contrainte telle que: $\frac{\delta}{(P/\Omega)} = 1\%$, la profondeur z sera égale à:

$$z = \left(\frac{3 \times 26}{2 \times \pi \cdot 10^{-2}} \right)^{\frac{1}{2}} = 35,23 \text{ m.}$$

en réalité, ceci doit être combiné avec la constatation in situ des carottes extraites et la profondeur de sondage atteinte était pratiquement celle déjà calculée. elle correspond aux couches d'assises sous forme de cailloux & sables grésifiés et qui peuvent former des couches résistantes. reste à rappeler qu'il faut toujours, lorsqu'on retrouve la couche résistante, s'assurer qu'elle est suffisamment épaisse et qu'elle n'est pas sus-jacente à une couche molle et compressible; afin d'éviter tout risque de poinçonnement.

On a prévu 5 sondages carottés qui s'alignent suivant l'axe du VIADUC et qui sont distants de 60 m environ. dans le cas d'une éventuelle dispersion des résultats sur les sondages prévus, on proposera d'autres sondages intermédiaires.

chaque sondage est schématisé par une coupe de sondage qui comporte la description sommaire de chaque couche.

à partir de ces coupes de sondages, on peut tracer une coupe géologique sur le profil en long. (c.f. Planche de profil géotechnique).

ETABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ESSAIS

GEOTECHNIQUES :

Les coupes de sondage nous montrent qu'on a à étudier un sol argileux et compressible. On propose le programme d'essais suivant :

1. ESSAI DE LABORATOIRE :

1.1. essai d'identification : il faut procéder à une identification de la couche en connaissant :

i) sa granulométrie : et ceci par passage des échantillons prélevés aux tamisats et à la sédimentométrie.

ii) ses limites d'ATTERBERG : c-à-d limite de liquidité w_L , limite de plasticité indice de plasticité I_p , indice de consistance I_c & son indice de liquidité I_L .

iii) sa teneur en eau naturelle & sa densité : ce qui nous permet de connaître les densités : sèche γ_d , humide γ_n , déjaugée γ' & saturée γ_{sat} .

1.2. essai mécanique : il faut mesurer les caractéristiques mécaniques des couches, ce qui permet de comprendre le comportement mécanique du sol vis à vis à la rupture. pour cela on propose les essais suivants :

1) essai de cisaillement à la boîte type UU pour un comportement à court terme

2) essai triaxial type CV + mesure de u pour un comportement à long terme (un tel comportement n'est pas le plus défavorable pour le sol étudié. mais la demande de cet essai est motivée par un souci d'étudier l'appareil triaxial.)

3) essai de compression simple. il est proposé à titre de curiosité pour vérifier la valeur de la cohésion non drainée de l'argile saturée.

1.3. essai de consolidation : on propose des essais de compressibilité à l'œdomètre du type normal EN ou C.V. ceci afin de calculer le tassement des couches et éventuellement, afin d'étudier une possibilité de consolidation

pari préchargement du terrain à l'aide d'un remblai, afin d'obtenir une amélioration de la compressibilité du sol et donc de son comportement mécanique

2. ESSAI in situ :

il est intéressant d'aller étudier la portance et le tassement des couches sur le terrain. l'intérêt réside dans le fait que :

- i) l'essai in situ donne des résultats sur le sol à l'état naturel, donc plus réalistes que ceux du laboratoire. mais sans oublier que même l'essai in situ a ses propres limites & inconvénients.
- ii) l'essai in situ aide à mieux comprendre le comportement du sol, mais ne se confronte pas aux essais de laboratoire car les conditions des essais ne sont pas les mêmes.

on propose :

- 1) essai pressiométrique normal: afin d'avoir une approche plus réaliste sur la portance & le tassement.
 - 2) essai pénétrométrique statique:
-

ESSAIS DE LABORATOIRE

-17-

A/ ESSAIS D'IDENTIFICATION:

AV ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE:

Le sol est formé par un squelette granulaire comportant des particules de dimensions variées. On peut y retrouver des gros cailloux de 10cm comme on peut y déceler des Ultrargiles (ou colloïdes). d'où la nécessité d'étudier l'importance relative de chaque portion granulaire: cailloux, gravier, gros sable, sable fin, limon (ou silt) & argiles.

objet: il s'agit de connaître la distribution en poids des différentes particules constituant le matériau, suivant leurs dimensions.

utilité - domaine d'application: une telle distribution visualisée par la courbe granulométrique, nous permet de classer le matériau suivant une classification du sol recommandée.

ATTERBERG classait les grains du sol suivant une progression géométrique de raison $1/10$, critère auquel se base la classification française LCPC, qu'on va utiliser dans cet essai.

| dimensions: | nomination: |
|--------------------------------|-------------|
| $\phi > 200 \text{ mm}$ | enrochement |
| $20 < \phi < 200 \text{ mm}$ | cailloux |
| $2 < \phi < 20 \text{ mm}$ | gravier |
| $0,2 < \phi < 2,0 \text{ mm}$ | sable gros |
| $0,02 < \phi < 0,2 \text{ mm}$ | sable fin |
| $2\mu < \phi < 20\mu$ | limon |
| $0,2\mu < \phi < 2\mu$ | argile |
| $\phi < 0,2\mu$ | Ultrargile |

On procède par tamisage ou sédimentométrie selon que les dimensions des grains sont $> 100\mu$ ou non respectivement.

I. tamisage:

Ii) appareillage: on utilise les passives & tamis AFNOR. Si D est le diamètre des trous d'une passive, le côté du tamis équivalent est $a = D / \sqrt[10]{10}$.
On définit en outre un module M, commun entre la passive et le tamis correspondant tel: $M = 10 \log_{10}(D(\text{en } \mu))$ (prendre en considération l'entier le plus proche)

Iii) mode opératoire: on fait passer le matériau à l'étuvage à 105°C (pour une éventuelle présence des matières organiques & végétales on peut effectuer un passage à l'étuve à 50°C pendant 2 jours) ceci, pendant 1 jour afin d'obtenir un poids sec exact. il est recommandé de faire un tamisage sous l'eau pour des matériaux cohérents comme l'argile.

on verse le matériau dans le tamis de la plus grande taille. on recueille le refus & le tamisat. le tamis est versé dans le tamis de la taille immédiatement inférieure et ainsi de suite.

Iii) résultats: on pèse les différents refus et on les cumule. les poids sont rapportés au poids initial, les % obtenus sont représentés sur la courbe granulométrique.

II. sédimentométrie: elle est basée sur la formule de STOKES pour une particule de densité γ_s et de diamètre "d" qui décante avec une vitesse V, dans un liquide de poids volumique γ_0 et de viscosité dynamique η .

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_0 \cdot d^2}{18\eta}$$

Ii) appareillage: on utilise un densimètre graduée et on opère sur une

II) mode opératoire:

On mesure à l'aide d'un densimètre la densité de la suspension pendant des durées de temps différentes.

soit P : le poids du sol sec dans la suspension. V : volume de la suspension à un instant t , si une particule se trouve à une hauteur H , sa vitesse de décantation est H/t ; et sa dimension $dy = \sqrt{\frac{18\gamma}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{H}{t}}$

connaissant la densité ρ_2 de la suspension, le % des éléments de dimension $\leq dy$ est $y = \frac{V}{P} \cdot \frac{\gamma_s \cdot \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot (\rho_2 - 1)$

II iii) résultats: les points $(dy, y\%)$ sont repérés sur la courbe granulométrique.

à titre d'exemple, trois courbes granulométriques sont représentées ici. les autres courbes granulométriques sont jointes dans l'annexe de la thèse.

II iv) classification:

L'analyse des courbes granulométriques montre que le tamisat sur 0,08 mm est plus que 50%. on a donc un sol fin dont la classification doit se baser sur les limites d'Atterberg.

néanmoins suivant l'importance relative des fractions constituant les grains, on peut dire qu'on a un sol constitué de l'argile / limon avec des pozzingues qui se remarquent à partir de 23m (ou 24m suivant les sondages)

L. T. P. C.

S.N.T.F. EL HARRACH.

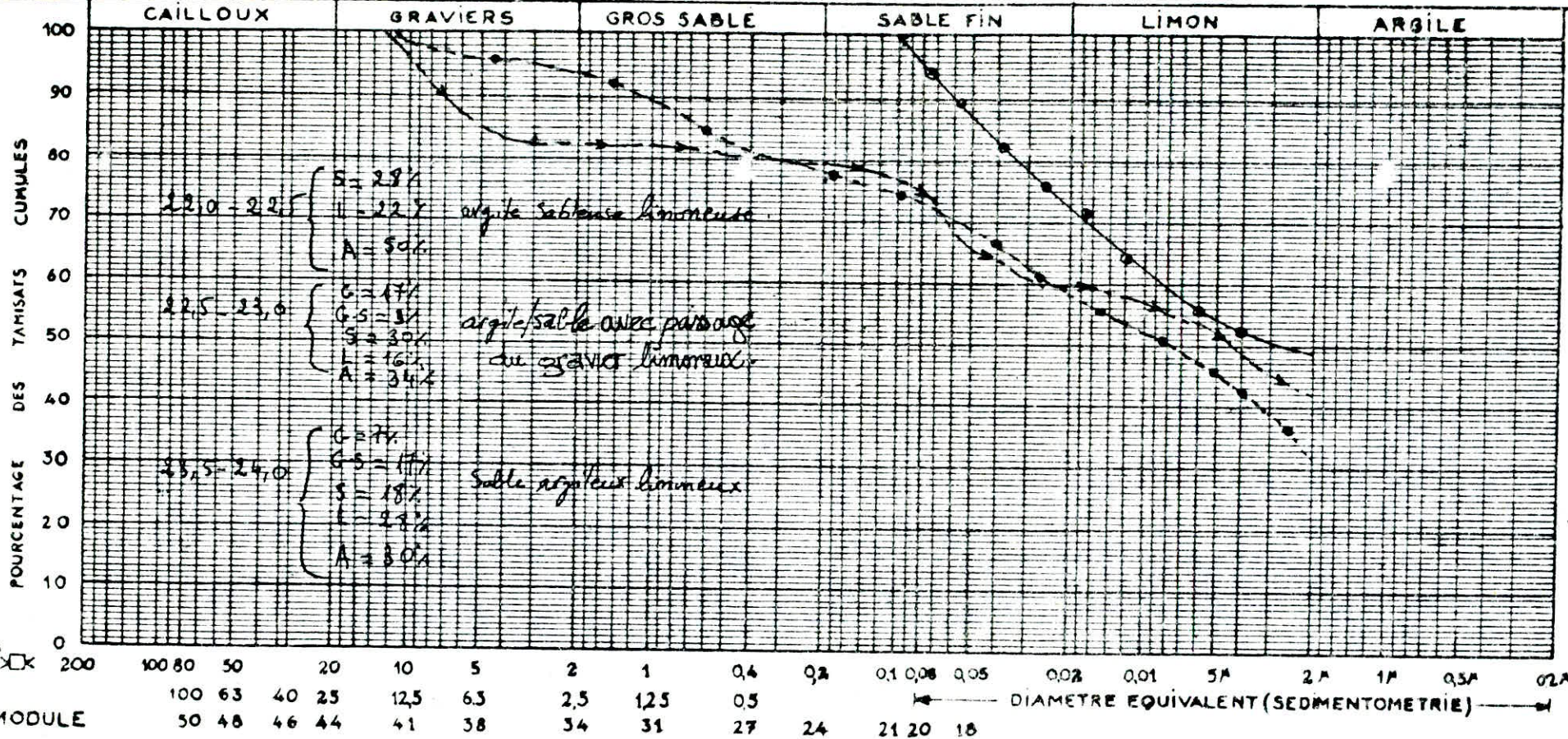
HUSSEIN-DEY ALGER

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

- N° 1 Profondeur 22 - 22,5 m
- N° " " 22,5 - 23,0 m
- N° " " 23,5 - 24,0 m.

DOSSIER VIADUC RN n°8

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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

Objet de l'essai :

Le matériau argileux qui représente généralement la partie fine du sol possède une consistance qui dépend de sa teneur en eau. par conséquent, on peut trouver des limites de teneur en eau, qui définissent les marges de l'état liquide, solide ou plastique.

Une telle approche n'est pas exploitée dans l'étude des matériaux granulaires comme le sable ou gravier pour lesquels la cohésion entre les grains est si faible qu'elle ne peut être conditionnée par la teneur en eau.

par contre un matériau argileux détrempé se trouve dans un état liquide car sa haute teneur en eau a détruit sa cohésion intergranulaire.

et une argile desséchée se trouve dans un état de rigidité qui s'interprète par l'augmentation de la cohésion entre les grains qui se sont resserrés entre eux en chassant l'eau adsorbée.

enfin, une argile qui ressemble à une pâte à modeler est dans un état plastique justifié par la liberté des mouvements relatifs entre les particules argileuses entourées par les molécules d'eau adsorbée. pour concrétiser de tels phénomènes, ATTERBERG proposait les essais de plasticité qui donnent des valeurs conventionnelles de ces limites de teneur en eau, dites LIMITES D'ATTERBERG.

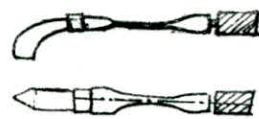
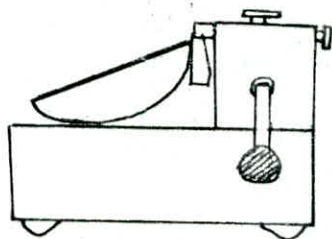
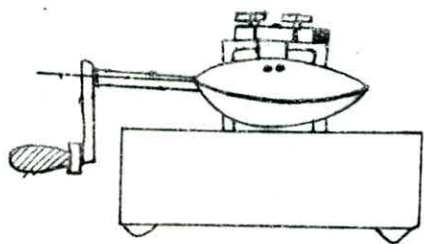
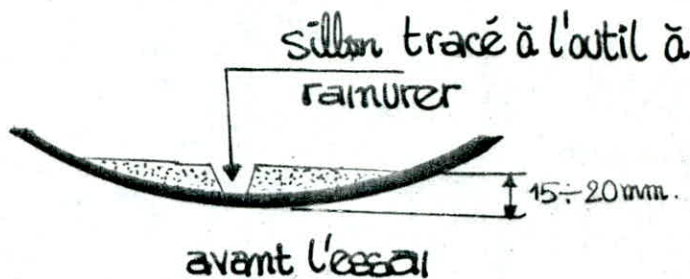
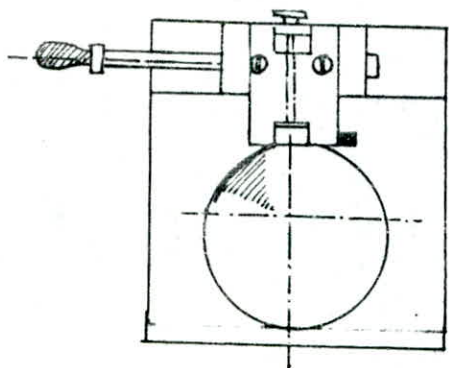
utilité - domaine d'application : puisque de telles limites sont caractéristiques du sol argileux fin, elles interviennent dans les classifications du sol, notamment dans celle établie par L.C.P.C et basée sur le diagramme de plasticité de CASAGRANDE.

I. Limite de liquidité ω_L :

Ii) **definition**: c'est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture de 1cm des lèvres de la rainure après 25 chocs.

Iii) **appareillage**: l'outil de l'essai est l'appareil de CASAGRANDE qui est constitué par:

- une coupelle pouvant recevoir des chocs
- un outil à rainurer.



outil à rainurer

appareil de CASAGRANDE

Iiii) **mode opératoire**: l'échantillon de sol est mis en place dans la coupelle et on trace un sillon avec l'outil à rainurer.

Iiv) **résultats**: on mesure la teneur en eau ω au moment de la fermeture conventionnelle. la limite de liquidité est donnée, en fonction du nombre des coups N pour obtenir cette fermeture, par la formule:

$$\omega_L = \omega \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

II. limite de plasticité w_p :

I. i) définition: c'est la teneur en eau (exprimée en %) du fuseau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm.

II. ii) mode opératoire: à partir d'une boulette d'échantillon qu'on roule sur un marbre à la main ou avec une plaque, on forme un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm.

II. iii) résultats: on mesure alors la teneur en eau qui est la limite de plasticité.

III. indice de plasticité: il indique l'importance de l'étendue du domaine plastique du sol fin, à partir de la formule:

$$I_p = w_L - w_p.$$

IV. indice de liquidité: il définit la marge exprimée en teneur en eau dans laquelle le sol fin est en phase liquide. par conséquent:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}.$$

V. indice de consistance: il est donné par la formule suivante:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} = 1 - I_L.$$

il est à noter que les limites d'atterberg sont insuffisantes pour caractériser un matériau dont l'indice de plasticité: $5 < I_p < 10$.

et en dessous de $I_p = 5$, il est nécessaire de faire un essai d'équivalent de sable on présentera à titre d'exemple les résultats d'un essai conventionnel des limites d'ATTERBERG: en annexe, figurent le reste des résultats obtenus

L.T. P.C

ECHANTILLON: sc3 16/16,60m ^{-2A}

NATURE: argile grise

ETUVE: 50°C

LIMITES D'ATTERBERG:

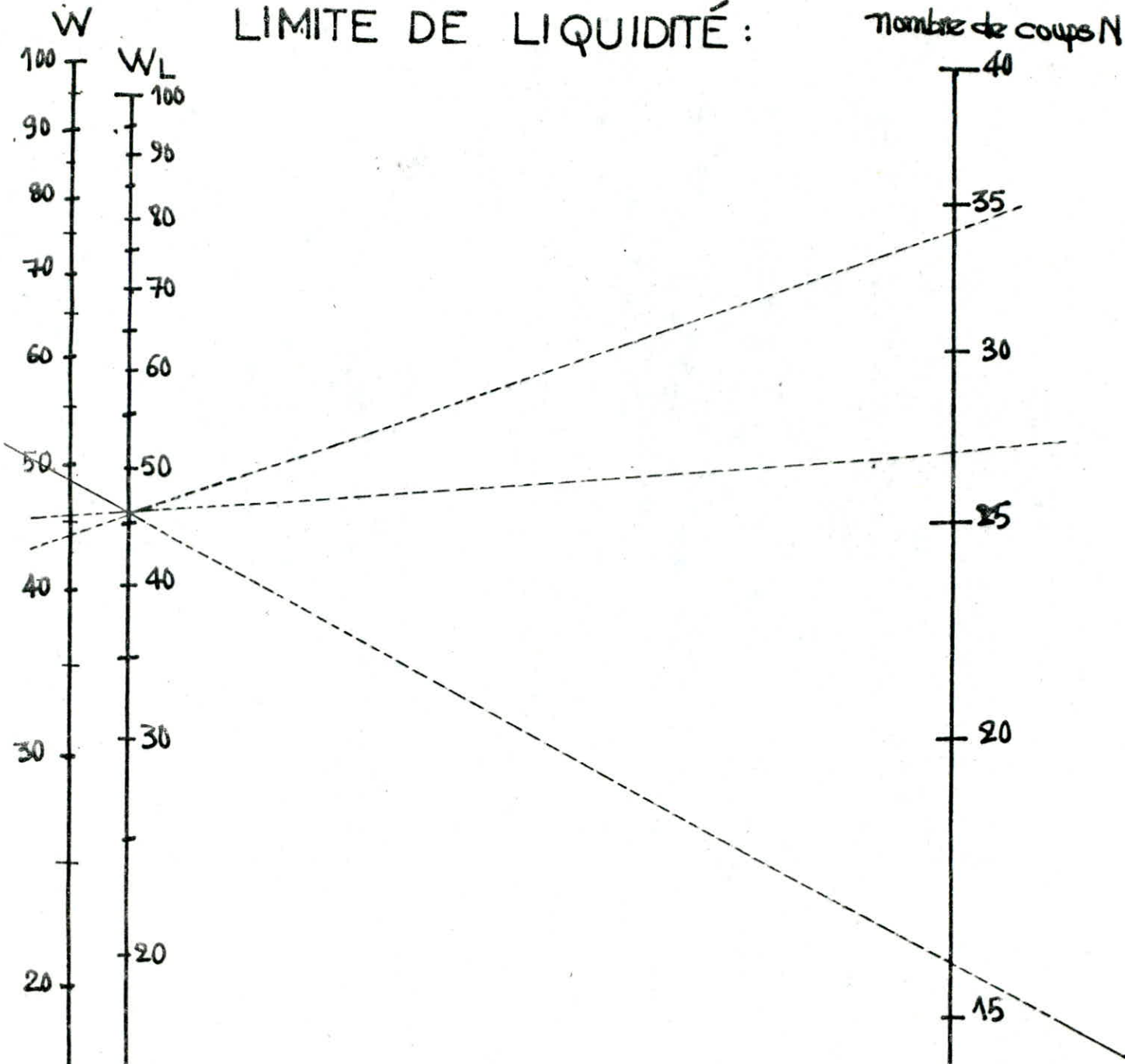
RÉSULTAT: $\left\{ \begin{array}{l} L.L = 46,00 \% \\ L.P = 26,40 \% \end{array} \right.$

LIMITE DE PLASTICITÉ :

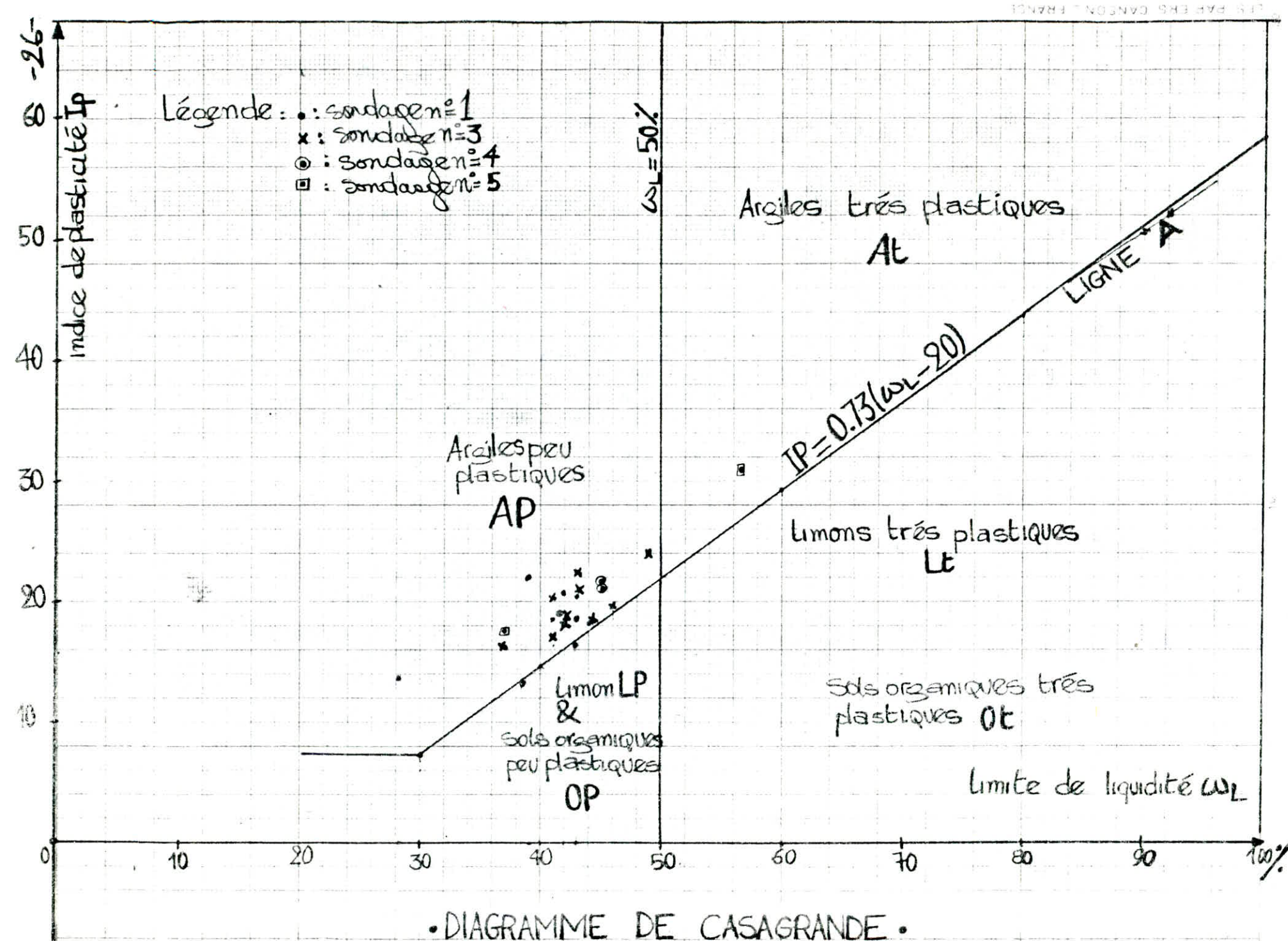
| N° de tare | 1 ^{er} essai | | 2 ^e essai | | 3 ^e essai éventuellement | |
|--------------------|-----------------------|--|----------------------|--|-------------------------------------|--|
| | 3306 | | 3326 | | 3253 | |
| poids total humide | 6,048 | | 5,730 | | 5,882 | |
| poids total sec | 5,650 | | 5,375 | | 5,550 | |
| poids de la tare | 4,200 | | 4,006 | | 4,270 | |
| poids de l'eau | 0,398 | | 0,355 | | 0,352 | |
| poids du sol sec | 1,450 | | 1,369 | | 1,280 | |
| teneur en eau | 27,40% | | 25,90% | | 25,90% | |

MOYENNE: LP = 26,40%

LIMITE DE LIQUIDITÉ :



| | 1 ^{er} essai | | 2 ^e essai | | 3 ^e essai éventuellement | |
|-------------------|-----------------------|--------|----------------------|-------|-------------------------------------|-------|
| | 16 | | 27 | | 34 | |
| N° de tare | 3402 | 1126 | 5145 | 603 | 3119 | 5266 |
| pois total humide | 10,548 | 10,260 | 10,110 | 9,280 | 9,705 | 8,780 |
| pois total sec | 8,478 | 8,454 | 8,160 | 7,520 | 8,032 | 7,143 |
| pois de tare | 2,276 | 4,721 | 3,825 | 3,690 | 4,281 | 3,490 |
| pois de l'eau | 2,070 | 1,806 | 1,958 | 1,760 | 1,673 | 1,637 |
| pois du sol sec | 6,202 | 3,733 | 4,335 | 3,830 | 3,751 | 3,653 |
| teneur en eau % | 33,3 | 48,7 | 44,9 | 45,9 | 44,6 | 44,8 |
| moyenne | 48,7% | | 45,4% | | 44,7% | |



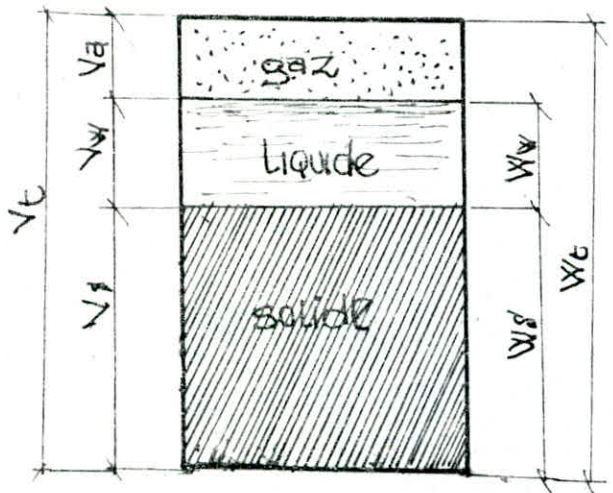
• DIAGRAMME DE CASAGRANDE •

A3/ MESURES DE DENSITE & TENEUR EN EAU

généralités:

le sol est constitué de trois phases:

- 1) phase solide qui constitue le squelette granulaire. elle est formée en général des grains constitués de la silice et de l'alumine.
 - 2) phase liquide dans laquelle on distingue:
 - 2i) eau libre: qui peut circuler librement entre les grains sous l'effet du gradient de pression.
 - 2ii) eau absorbée: qui forme un film autour des grains solides et qui contribue ainsi, à la viscosité du sol.
 - 2iii) eau capillaire: dont l'écoulement est conditionné par les tensions superficielles.
 - 3) phase gazeuse: constitué en général de l'air et de la vapeur d'eau.
- ces trois phases peuvent être schématisées comme suit:



- où: V_t : volume total.
 V_s : volume des grains solides.
 V_w : volume de l'eau.
 V_a : volume d'air.
 $V_v = V_a + V_w$: volume des vides.
 W_s : poids des grains solides.
 W_w : poids de l'eau.
 W_t : poids total

de ces grandeurs quantitatives on peut définir les paramètres suivants:

| paramètre: | nomination: | expression. |
|------------------|--------------------------|---|
| $w\%$: | teneur en eau | $\frac{W_w}{W_s} \cdot 100\%$ |
| γ_d : | pois spécifique sec | W_s / V_t |
| γ_s : | pois des grains solides | W_s / V_s |
| γ_{hi} : | pois spécifique apparent | $\frac{W_w + W_s}{V_t}$ |
| γ_{sat} : | pois spécifique saturé | $\frac{W_s + W_w}{V_t}$ avec $V_a = 0$. |
| γ' : | pois spécifique déjaugé | $\gamma_{sat} - \gamma_w$ |
| $S_r\%$: | degré de saturation | $\frac{V_w}{V_r} \cdot 100\%$ |
| e : | indice des vides. | $\frac{V_a + V_w}{V_s}$ |
| n : | porosité. | $\frac{V_a + V_w}{V_t}$ |
| $D_r\%$: | densité relative. | $\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100\%$ |

toutes ces grandeurs qui caractérisent les propriétés physiques du sol peuvent être déduites de $w\%$, γ_h & γ_d , valeurs mesurées au laboratoire

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}, \quad e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1, \quad n = \frac{e}{e+1}, \quad S_r = \frac{w}{\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}}$$

$$w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \text{ \& } \gamma_{sat} = \gamma_d (1 + w_{sat}).$$

on montre en outre que:

$$w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}, \quad \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}, \quad \gamma_h = \gamma_s \cdot \frac{1+w}{1+e}, \quad \gamma_d = \gamma_s (1-n) \text{ et}$$

$$\text{enfin: } \gamma_{sat} = \gamma_s (1-n) + n \cdot \gamma_w$$

principe de l'essai: il s'agit d'utiliser des échantillons suffisamment intacts pour refléter les propriétés physiques du sol. il est donc insensé de faire des essais au laboratoire pour mesurer les densités

et teneur en eau d'un échantillon remanié. car la modification ⁻²⁹⁻
de la compacité de l'échantillon et la variation de sa teneur en eau à cause
du climat entraînent une variation dans les grandeurs pondérales
qui caractérisent l'état physique du sol.

mode opératoire :

on prélève des échantillons du sol (environ de 50gr pour un
sol fin et de 2kg pour un sol grossier). on pèse l'échantillon
pour obtenir son poids humide W . ensuite on le fait passer à
l'étuve afin d'évaporer l'eau interstitielle et obtenir un poids sec,
soit W_s .

Résultats: on a: $w = \frac{W - W_s}{W_s} \cdot 100\%$

$$\gamma_h = \frac{W}{V}, \quad \& \quad \gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}$$

l'indice des vides peut être calculé par: $e = \frac{V}{\frac{W_d}{\gamma_s}} - 1$.

on proposera, à titre d'exemple, l'essai suivant qui permet de
déterminer γ_h , γ_d , $w\%$ & w_{sat} :

$$\gamma_h = 17,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 89,87\%$$

$$w\% = 19,61\%$$

$$w_{sat} = 21,82\%$$

DEPARTEMENT: GEOTECHNIQUE

DENSITE & TENEUR EN EAU

SONDAGE: SC1

PROFONDEUR: 3,00/3,50m

DATE: 23/02/86

NATURE: argile brune

ETUVAGE: 50°

| échantillon n° | I | | II | | III | | IV | |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| tare n°: | 356 | 162 | 283 | 123 | 120 | 4012 | 220 | 128 |
| P.H + tare: | 54,780 | 57,385 | 48,875 | 72,510 | 55,15 | 55,640 | 45,08 | 64,460 |
| P.S + tare: | 49,550 | 51,410 | 44,750 | 65,150 | 50,675 | 50,755 | 41,833 | 58,220 |
| poids tare: | 25,221 | 23,670 | 23,818 | 26,640 | 24,035 | 26,070 | 24,388 | 24,670 |
| poids eau: | 5,230 | 5,975 | 4,125 | 7,360 | 5,375 | 4,935 | 9,247 | 6,240 |
| poids sol sec: | 24,329 | 28,740 | 20,932 | 38,510 | 26,640 | 24,685 | 17,445 | 33,550 |
| w %: | 21,49 | 20,780 | 19,70 | 19,10 | 20,170 | 19,99 | 18,610 | 18,59 |
| P.H + Paraffine: | 472,2 | | 452,2 | | 533,3 | | 837,6 | |
| P. H: | 459,0 | | 434,2 | | 514,4 | | 815,6 | |
| poids paraffine: | 13,2 | | 18,0 | | 18,9 | | 22,0 | |
| poids sol dans l'eau | 234,5 | | 216,2 | | 261,0 | | 418,0 | |
| Volume brut: | 837,7 | | 236,0 | | 272,3 | | 419,6 | |
| Volume paraffine: | 14,66 | | 20,0 | | 21,0 | | 24,4 | |
| Volume net: | 223,04 | | 216,0 | | 251,3 | | 395,2 | |
| γ_h : | 2,05 | | 2,04 | | 2,04 | | 2,06 | |
| w moyenne: | 21,13 | | 19,40 | | 20,08 | | 18,60 | |
| γ_d : | 1,69 | | 1,68 | | 1,69 | | 1,73 | |

1 / RESISTANCE AU CISAILLEMENT :

introduction:

Le sol est un corps multiphasé formé de l'eau et d'un squelette granulaire minérale. ceci lui confère un comportement mécanique complexe conditionné par les propriétés des éléments constitutifs, à savoir:

- i) structure minéralogique, granulométrie & géométrie des particules.
- ii) histoire géologique: consolidation et stratification des couches.
- iii) hétérogénéité de la formation du sol.

Les mécaniciens du sol tentent de proposer des approches se basant tantôt sur des théories mathématiques comme la plasticité, tantôt sur les expériences afin d'interpréter le comportement mécanique du sol. Une chose est certaine: la divergence de certaines conclusions théoriques et résultats expérimentaux sur ce sujet laisse persuader de la complexité mais aussi de la vivacité de cette discipline.

2 / COMPORTEMENT MECANIQUE DU SOL: on distingue

deux types limites:

1- comportement non drainé: une sollicitation est dite non drainée lorsque l'eau ne peut s'expulser des vides interstitiels du squelette granulaire ou plus exactement, lorsque la vitesse d'application des charges est très grande par rapport à la vitesse de décharge du sol, donc sa perméabilité.

ce comportement est instable et rend la rupture rapide. il est nommé autrefois comportement à court terme.

en effet, l'eau pratiquement incompressible absorbe toute la pression appliquée ce qui se traduit par une déformation du squelette granulaire à volume constant

2. comportement drainé: Une sollicitation est dite drainée si le

sol expulse l'eau interstitielle au fur & à mesure du chargement. autrement dit, la pression interstitielle reste pratiquement nulle. toute la surcharge est encaissée par la structure granulaire. ce comportement est stable, et la rupture est obtenue par une déformation avec variation du volume. ce type de comportement est rencontré dans les sols perméables comme le sable ou dans la majorité des sols lorsque la vitesse de construction des ouvrages (vitesse d'application des charges) est très lente (cas d'un barrage par exemple). Dans les problèmes de dimensionnement des fondations, le comportement non drainé est prépondérant pour un sol argileux imperméable et le comportement drainé est prépondérant pour un sol sableux perméable.

On tient compte des deux comportements lorsque le sol est hétérogène ou dans les problèmes du calcul et la vérification de la stabilité des pentes ou les problèmes de poussées et butées du mur de soutènement.

un état important à tenir compte lors de l'étude du comportement du sol est la consolidation: en effet la variation du système de contraintes agissant sur un massif cause une variation de volume de celui-ci, ce qui entraîne une variation dans la direction et l'intensité des forces intergranulaires, autrement dit une variation de la résistance au cisaillement.

En réalité, le comportement du sol n'est pas aussi simple que le laisse croire cette description systématique, car il peut relier ces deux types limites de comportement par une éventuelle hétérogénéité de formation (constitution hétérogène en sable & argile, perméabilité variable etc)

3/ CARACTERISTIQUES MECANIQUEES DU SOL :

On admet en théorie classique que l'état d'équilibre limite d'un sol correspond à un glissement le long de la surface de rupture.

on admet en première approximation que la droite de coulomb :

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

du sol.

c : dite "cohésion", elle représente la contrainte de rupture de l'adhérence intergranulaire.

φ : dit "angle de frottement interne", il représente l'obliquité limite de la contrainte sur une facette, et au delà de laquelle se produit une rupture par cisaillement.

une chose est à remarquer est que le critère de rupture de MOHR - COULOMB ne s'applique qu'à la phase solide. et étant donné que la phase liquide participe d'une façon importante dans le comportement mécanique, on est amenés à distinguer des diverses caractéristiques mécaniques qui dépendent du type de comportement mécanique:

i) **caractéristiques apparentes**: φ_{cu}, c_{cu} (unconsolidated and undrained) elles sont utilisées lorsque le sol ne peut se consolider au cours du chargement.

ii) **caractéristiques consolidées non drainées**: φ_{cu}, c_{cu} : elles sont utilisées lorsque le sol est soumis à des pressions de consolidation ce qui améliore sa résistance au cisaillement.

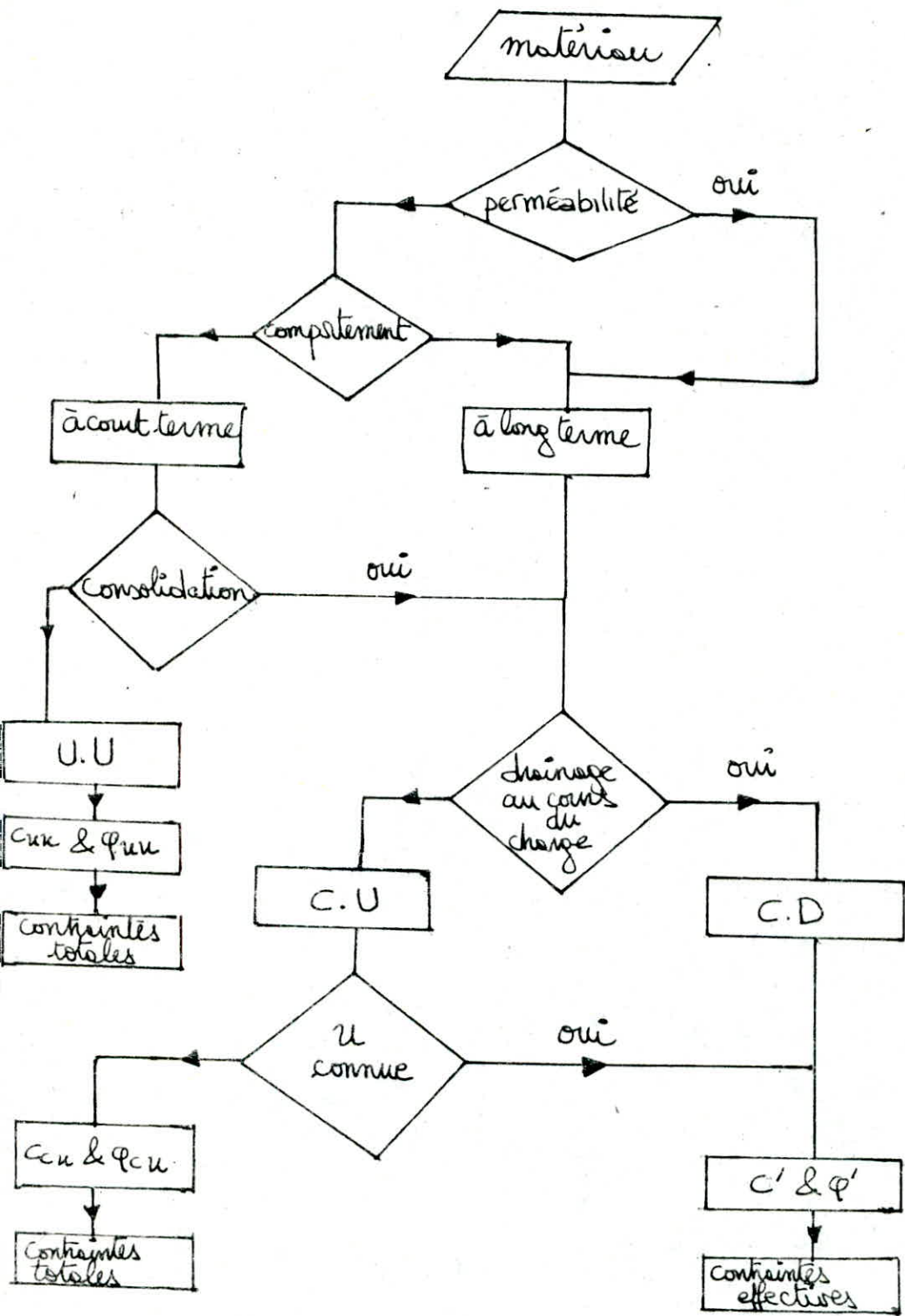
iii) **caractéristiques effectives**: φ', c' : elles sont utilisées lorsque le comportement du sol est à long terme.

en réalité la résistance au cisaillement du sol dépend des contraintes effectives que subit le squelette granulaire et non des contraintes totales:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + \sigma \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan \varphi'$$

si on considère que la cohésion est une grandeur intrinsèque $\Rightarrow c' = c_u \Rightarrow c' + \sigma \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan \varphi' = c_u + \sigma \tan \varphi_u \Rightarrow \tan \varphi_u = \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan \varphi'$ qui est une fonction décroissante en u . et lorsque $u=0 \Rightarrow \varphi_u = \varphi' \Rightarrow$ au cours du chargement des fondations, le coefficient de sécurité augmente dans le temps de la valeur à court terme à celle à long terme. cependant on remarque qu'au cours des essais $c_u > c'$.

⇒ "c" : nommé conventionnellement cohésion est une fonction croissante en u a cause du chargement du sol. ci dessous figure un organigramme récapitulatif du comportement mécanique du sol :



4. INTERPRETATION DES ESSAIS:

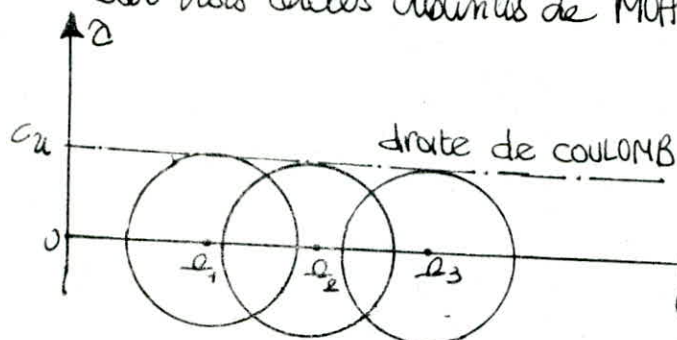
- 38 -

traditionnellement, les mesures de c & φ se font au laboratoire sur des échantillons intacts par:

- i) un cisaillement à la Boite à déformations contrôlées et à plan de rupture imposé.
- ii) un essai triaxial où l'échantillon est soumis à un déviateur de contraintes croissant. pour un essai consolidé drainé, le plan de rupture théorique est $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ (respectivement $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$) lorsque le déviateur est > 0 (resp lorsqu'il est négatif: suction)

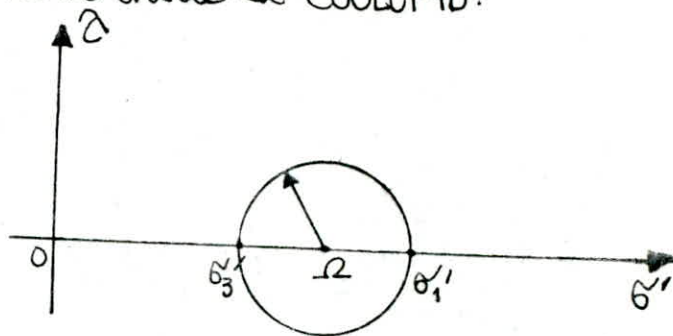
a) essai non drainé:

cas de l'échantillon saturé: on ne mesure pas la pression interstitielle car chaque augmentation de la contrainte appliquée est absorbée par l'eau et les contraintes effectives restent constantes. par conséquent on ne peut tracer trois cercles distincts de MOHR ni la droite de COULOMB.



essai UU: représentation
en cercle de MOHR

on voit qu'on a
$$z = c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



essai UU avec mesure de u :

Non recommandé pour un
matériau saturé

cas de l'échantillon non saturé: c'est le cas des matériaux de remblais compactés à teneur en eau imposée ou des matériaux à teneur en eau naturelle. ici on mesure la pression interstitielle u car le sol a un comportement mixte à cause de son insaturation. le déviateur de contraintes $(\sigma_1 - \sigma_3)$ augmente avec la pression latérale σ_3 et la courbe intrinsèque par contre avec contraintes totales N'EST PAS LINÉAIRE.

b) **essai consolidé non drainé**: il est fait pour apprécier les caractéristiques mécaniques d'un sol préalablement consolidé: par exemple un terrain argileux saturé consolidé par préchargement avec remblai et qui doit porter un bâtiment. selon qu'on mesure la pression interstitielle u ou non on peut présenter les résultats en contraintes effectives ($c' & \varphi'$) ou en contraintes totales ($c_{cu} & \varphi_{cu}$) respectivement.

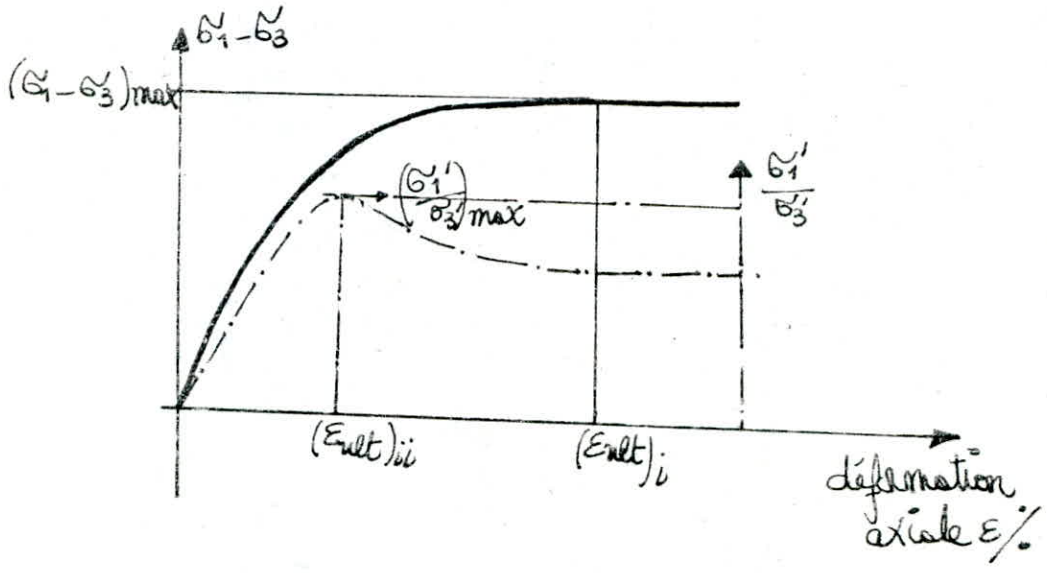
c) **essai consolidé drainé**: il s'agit d'éviter à chaque instant de l'essai, l'apparition d'une pression interstitielle u (surtout au moment de la rupture); l'échantillon étant préalablement consolidé par la pression latérale σ_3 en triaxial ou la pression normale verticale dans l'essai à la boîte.

remarques:

la rupture de ces échantillons est définie à partir de l'un des deux critères suivants:

- i) la rupture aura lieu pour un déviateur en contraintes effectives $(\sigma_1' - \sigma_3')$
- ii) " " " " " un rapport $(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'})_{max}$.

le critère i) conduit à la définition d'une rupture à grandes déformations. et l'autre " " " " " à faibles " " " " " à titre d'exemples la courbe caractéristique d'un essai CU sur un échantillon saturé est représentée ci dessous:



RESULTATS:

| sondage | prof. | triaxial: | | | | Boîte: | | Compression simple: | |
|---------|-----------|-----------|------|-------------|----------|-------------|----------|---------------------|------------------------|
| | | ϕ' | c' | ϕ_{cu} | c_{cu} | ϕ_{cu} | c_{cu} | R.C | c_{cu} |
| SC1: | 3÷35 | 26° | 0,5 | 20° | 0,85 | 12° | 0,85 | | |
| SC1: | 13÷13,6 | 21.30' | 0,35 | 12.13' | 0,7 | 2° 30' | 0,20 | | |
| SC1 | 20÷21 | | | | | 0° 0' | 0,247 | | |
| SC1 | 22÷22,5 | | | | | 15° 0' | 0,65 | | |
| SC3 | 4÷5 | 23° | 0,5 | 21.30' | 0,875 | 14° 30' | 0,74 | 3,14 | 1,22 |
| SC3 | 8÷8,70 | 25° | 0,5 | 16° | 1,00 | | | 3,66 | $\frac{R.C}{2} = 1,83$ |
| SC3 | 16÷16,6 | | | | | 7° 30' | 0,30 | 1,40 | 0,61 |
| SC4 | 6,0÷6,70 | | | | | 14° | 0,75 | | |
| SC4 | 9,5÷10,0 | | | | | 11° | 0,65 | | |
| SC4 | 21÷21,80 | | | | | 14° | 0,35 | | |
| SC5 | 13÷13,5 | | | | | | | 1,54 | |
| SC5 | 29,5/30,5 | | | | | 9° | 0,65 | | |

ci après, figurent des courbes expérimentales de quelques essais mécaniques. pour d'autres informations voir l'annexe de la thèse.

L.T.P.C

Departement Geotechnique

Etude : SNTF EL Harrach

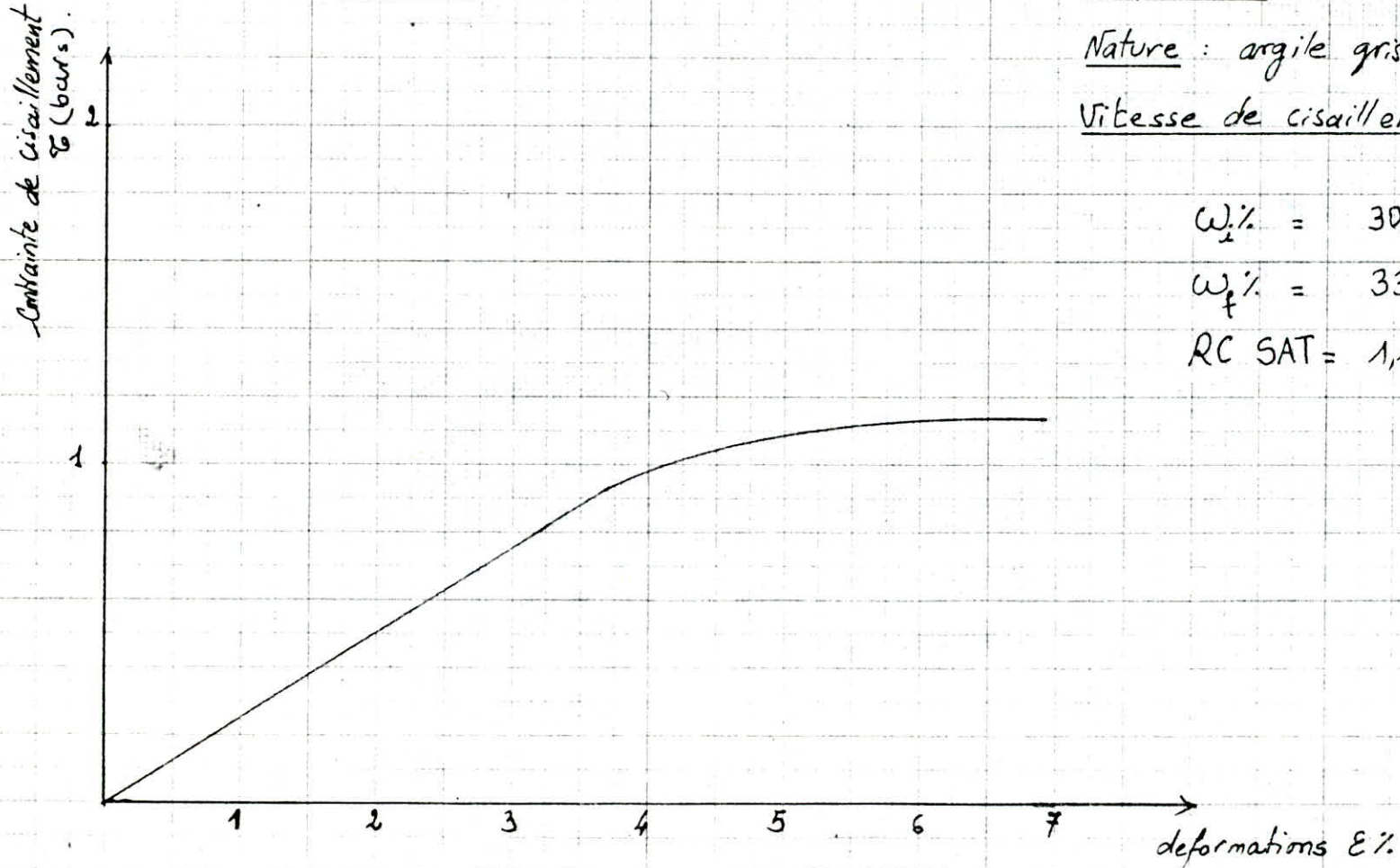
Essai de Compression Sur echantillon
Sature'.

Sondage : G1

Profondeur : 21,10 / 21,90m.

Nature : argile grise peu plastique

Vitesse de cisaillement : 1mm/mn.



w_i % = 30,9

w_f % = 33,2

RC SAT = 1,133 bar.

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : El Harrach SNTF

Sondage : G1

Profondeur : 20,00/21,00m.

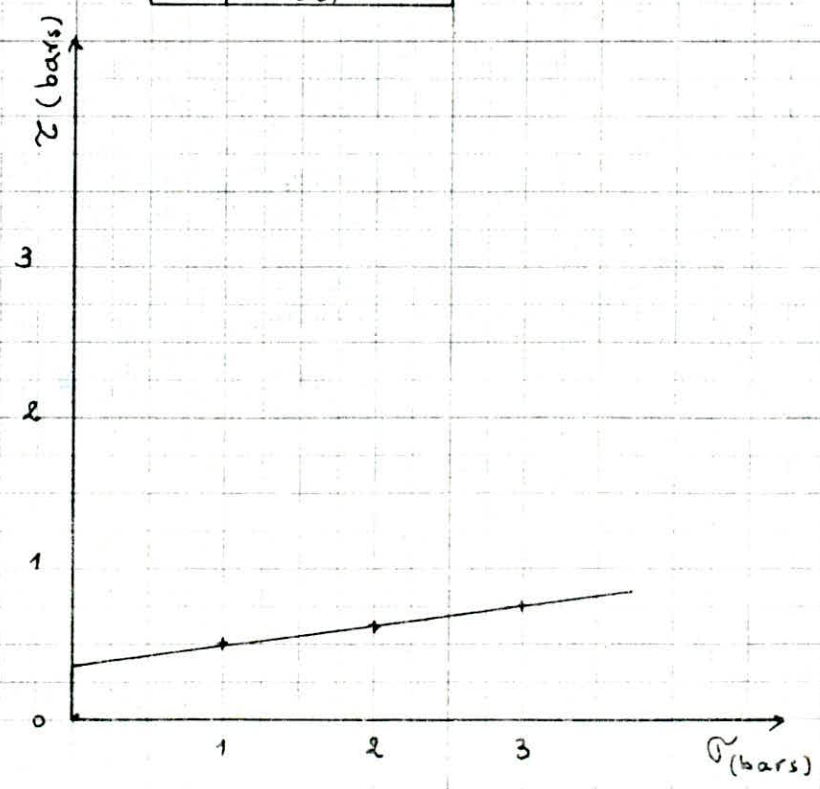
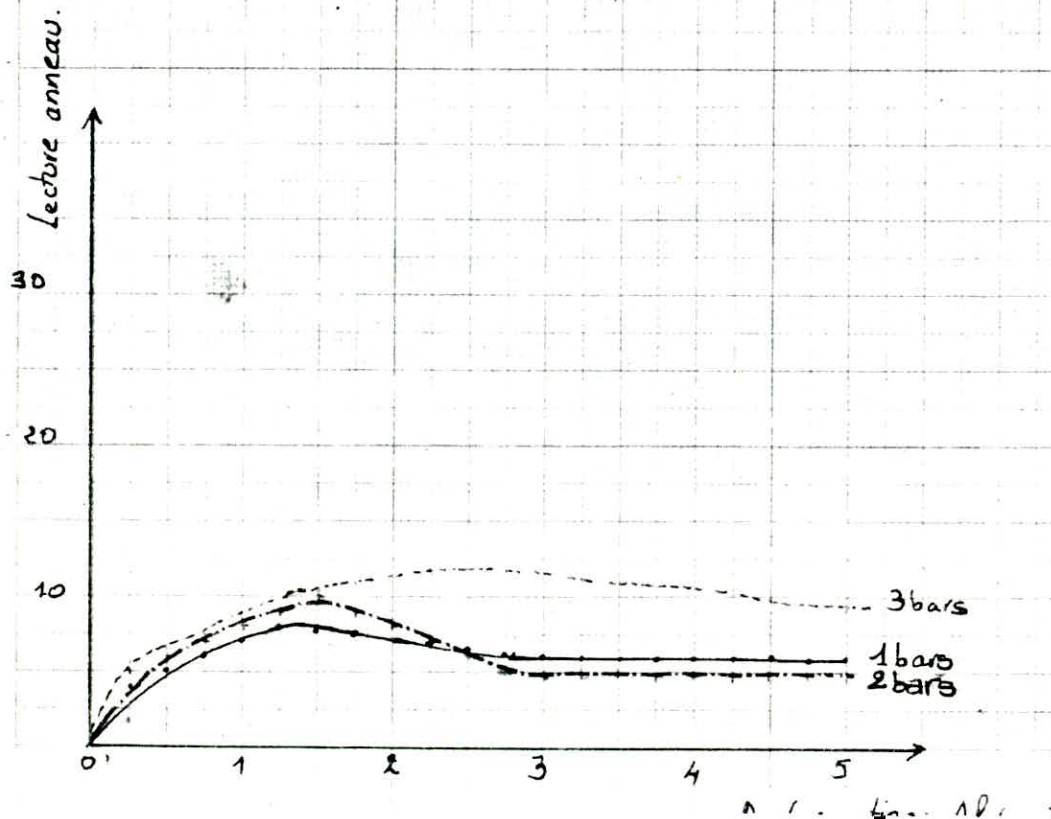
Nature du matériau : Argile vaseuse Grise très plastique.

Vitesse de cisaillement : 1mm/mn.

essai : UU Sature' ; Boite : 6x6 M & O

| | |
|-----------|------------|
| C | 0,350 bars |
| φ | 7,5° |

| | |
|------------|-----------------------|
| w_i | 31,09% |
| w_f | 33,40% |
| γ_d | 1,42 T/m ³ |
| Sr | 93,38% |



-40-

L.T.P.C

ETUDE: VIADUC EL HARRACH

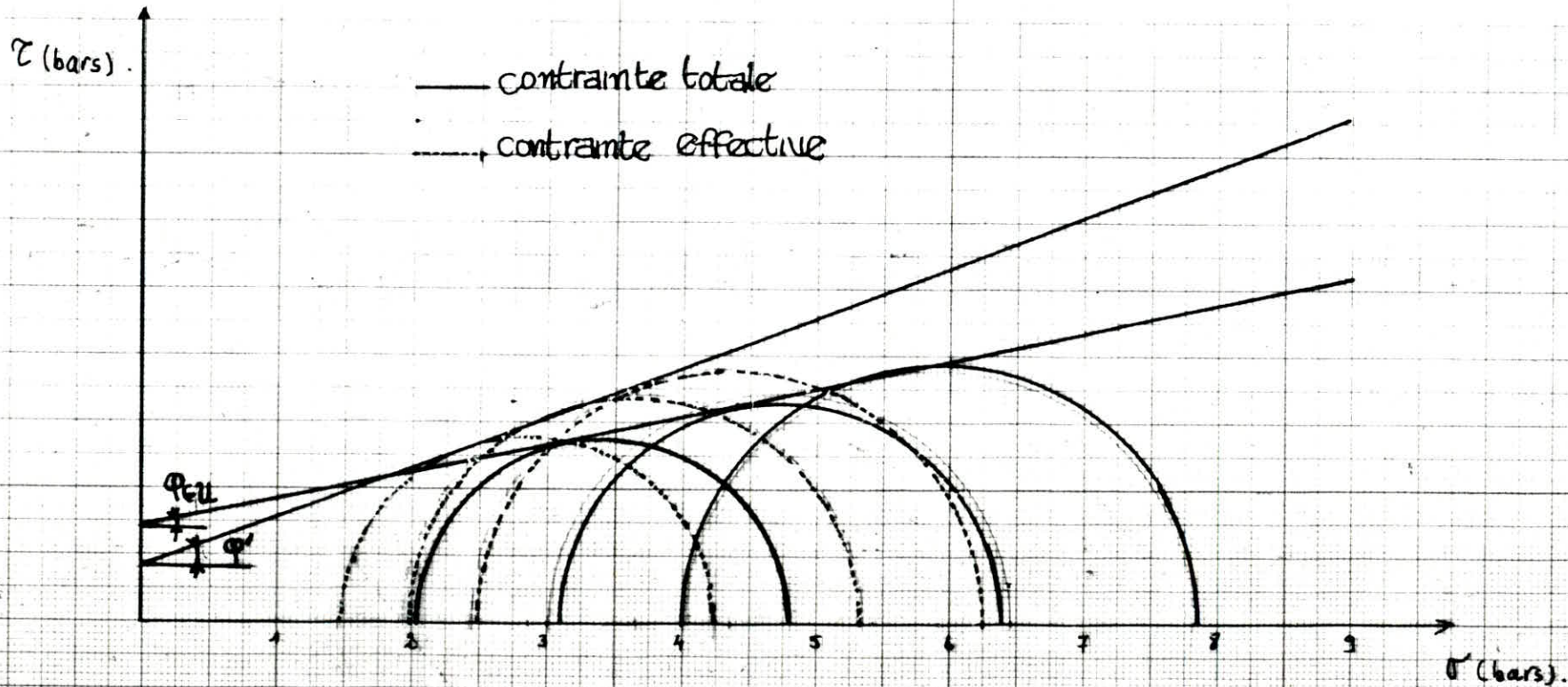
SONDAGE: 1

Profondeur: 13,00 / 13,60 m.

nature: argile grise peu
plastique

| σ_3 | U_c | W_i | W_p | γ_{di} | S_r |
|------------|-------|-------|-------|---------------|-------|
| 4 | 2,0 | 30,3 | 26,7 | 1,50 | 100 |
| 5 | 2,0 | 29,1 | 25,0 | 1,53 | 100 |
| 6 | 2,0 | 31,5 | 25,7 | 1,48 | 100 |

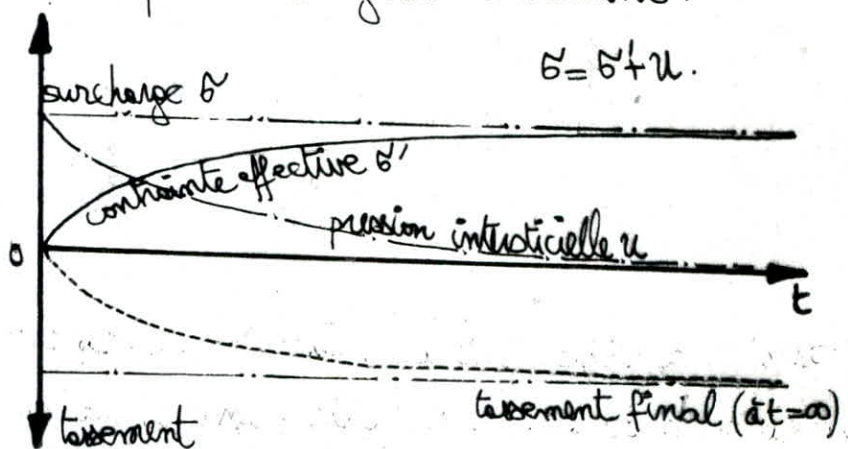
essai triaxial type: CU+U



C/ ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ :

1/ CONSOLIDATION :

i) **definition du phénomène** : le sol saturé est dit consolidé lorsqu'il a manifesté une déformation faisant varier son volume sous l'effet d'une contrainte induite par des surcharges. il est important de préciser que la déformation doit se faire avec VARIATION DE VOLUME (variation de l'indice des vides) car la consolidation résulte de la reprise de la surcharge par le squelette granulaire au fur & à mesure du drainage de l'eau et par conséquent le sol tasse au fur et à mesure que la surcharge augmente. un tel mécanisme est décrit par le diagramme suivant :



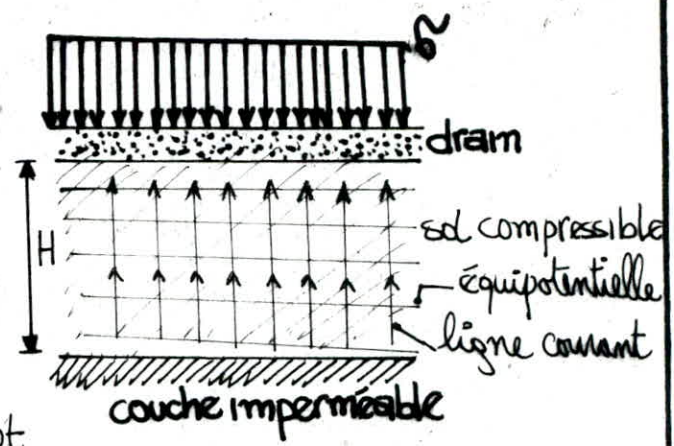
lorsque le squelette granulaire encaisse toute la surcharge, le tassement s'arrête dans le temps et le sol retrouve son état d'équilibre dans un temps théoriquement infini. une telle phase est dite consolidation primaire et le tassement résultant est dit tassement final : $s(\infty)$. Au delà, règne une phase de consolidation dite "secondaire" due au réarrangement des grains et dont le tassement est pratiquement négligeable.

ii) théorie de consolidation de TERTAGHI :

hypothèses :

- la couche compressible est homogène, isotrope et saturée.
- la couche est limitée au niveau supérieur par une couche drainante.

- c) la loi de DARCY est applicable : $v = k \cdot i$
- d) le coefficient de perméabilité doit être constant : $k = cte.$
- e) les dimensions horizontales sont infinies, ce qui permet d'assimiler les lignes de courant à des droites verticales et les lignes équipotentielle à des droites horizontales.
- f) les surcharges (σ') sont appliquées d'une façon uniforme et sans produire d'effet dynamique



formules théoriques: Soient

$u(t, z)$: la pression interstitielle en un pt à une cote z et à l'instant t .

c_v : coefficient de consolidation du sol:

$$c_v = \frac{k \cdot E_0}{\gamma_w}$$

k : perméabilité
 E_0 : module oedométrique.

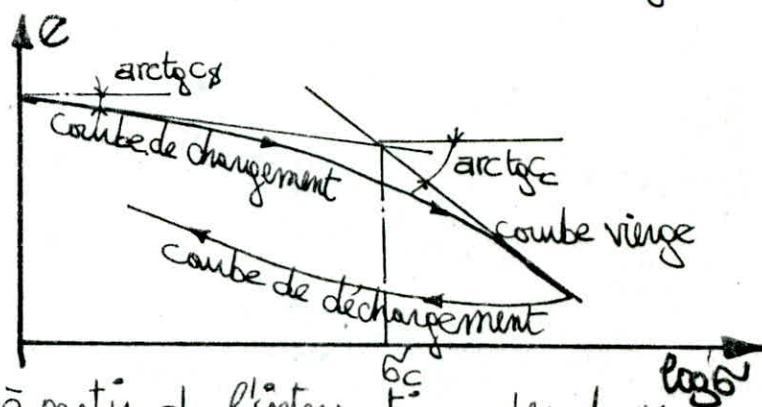
ona: $\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ dont la résolution est résumée sous forme d'abaque ayant pour abscisse un coefficient sans dimension T_v dit facteur de temps: $T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$

et en ordonnée le degré de consolidation U donné par la formule: $U\% = \frac{s(t)}{s(\infty)} \cdot 100$.

2/ ESSAI OEDOMETRIQUE:

on obtient lors d'un essai de compressibilité une courbe de la forme suivante qui s'obtient en reportant en ordonnées l'indice de voides e qui se déduit du tassement ΔH mesuré lors de l'application d'une surcharge σ' par le fait que:

$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e - e_0}{1 + e_0}$ e_0, H_0 : indice de vides & hauteur initiale de l'échantillon avant sa surcharge. On reportera en abscisse $\log \sigma'$.



σ'_c : c'est la plus grande contrainte verticale pour laquelle le sol s'est consolidé au cours de son histoire

géologique. elle est extrapolée à partir de l'intersection des deux branches: celle du chargement du sol et celle de son domaine virginie.

on peut autrefois tracer la courbe contrainte-déformations: $\sigma' - \frac{\Delta H}{H}$.

Ceci nous permet de déterminer un module de déformation dit MODULE OEDOMETRIQUE qui est le module élastique de la courbe virginie. il est donc donné par la formule:

$$E_o = -\frac{\Delta \sigma'}{\Delta H/H}$$

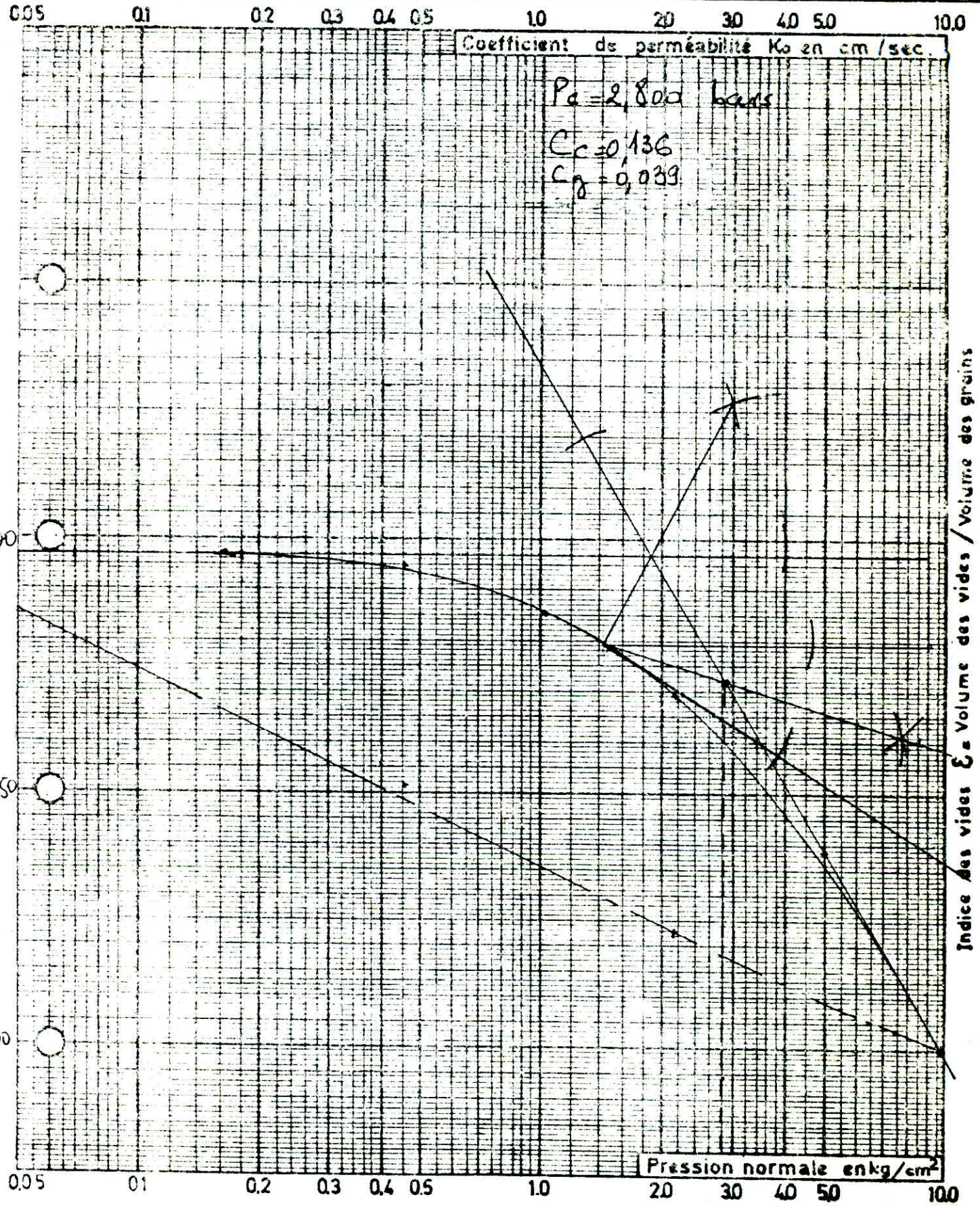
3/ CALCUL DU TASSEMENT :

un sol est dit:

- i) **surconsolidé**: si son poids effectif des terres $\sigma'_0 < \sigma'_c$. son tassement est réalisé si la plage de surconsolidation $\sigma'_c - \sigma'_0$ est comblée par une surcharge $\Delta \sigma'$. en pratique, le coefficient c_s correspondant à la phase de chargement est suffisamment petit pour négliger le tassement dans cette phase.
- ii) **normalement consolidé**: le poids effectif des terres est égal à sa contrainte de consolidation: $\sigma'_0 = \sigma'_c$. le tassement d'un tel sol est d'autant important que la surcharge $\Delta \sigma'$ est importante.
- iii) **sous-consolidé**: le poids effectif des terres, lui seul, dépasse la contrainte de consolidation déjà encrassée. $\sigma'_0 > \sigma'_c$. ce type de sol se rencontre dans les sols récents en cours de formation

L.N.T.P.B. Dossier n°: _____
ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

VIADUC EL Harrach RNO
 Sondage: 1
 Echantillon: IV
 Profondeur: 8,00 - 8,50 m



i) tassement de la couche surconsolidée:

ona vu que $\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H_0}$.

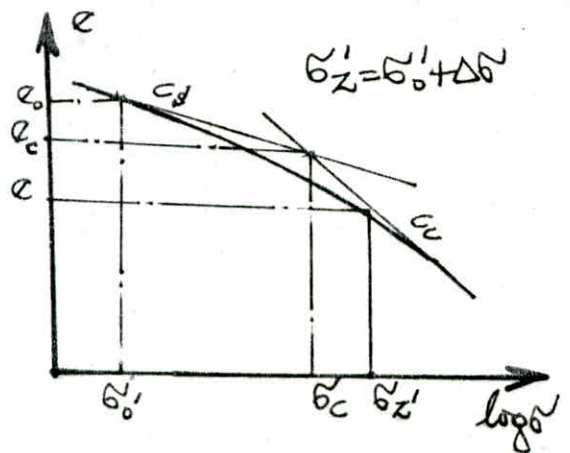
ia) $\sigma'_0 + \Delta \sigma^N > \sigma'_c$:

il est évident que:

$$c_s = \frac{e_0 - e_c}{\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}} \quad c_c = \frac{e_c - e}{\log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_c}}$$

$$e - e_0 = (e - e_c) + (e_c - e_0)$$

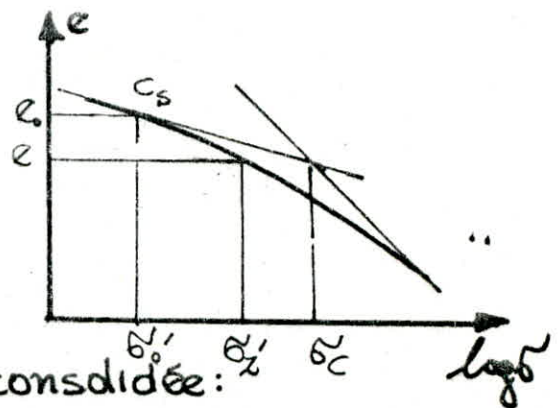
$$\Rightarrow \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{1}{1+e_0} \left(c_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + c_c \cdot \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_c} \right)$$



ib) $\sigma'_0 + \Delta \sigma^N < \sigma'_c$:

dans ce cas, ona:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{1}{1+e_0} \left(c_s \cdot \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma^N}{\sigma'_0} \right) \right)$$

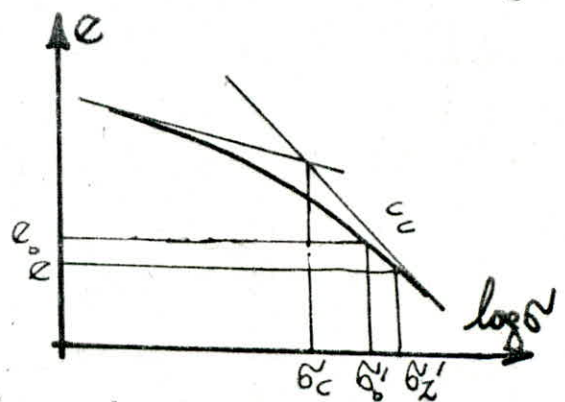


ii) tassement de la couche sous-consolidée:

le tassement est d'autant important que la surcharge $\Delta \sigma^N$ est grande.

ona:

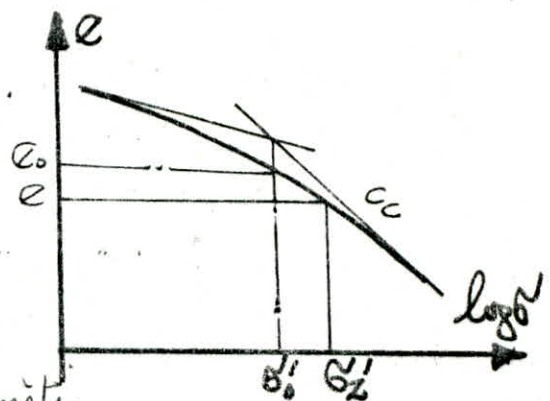
$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{1}{1+e_0} \left(c_c \cdot \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma^N}{\sigma'_0} \right) \right)$$



iii) tassement de la couche normalement consolidée:

ona:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{1}{1+e_0} \left(c_c \cdot \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma^N}{\sigma'_c} \right) \right)$$



ci après figure un exemple détaillé d'un essai de compressibilité à l'œdomètre.

σ'_c est déterminée par la méthode géométrique de CASAGRANDE.

CHANTIER: EL-Harrach OUVRAGE: VIADUC RN8

| | | | | | | | |
|--|------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------|
| sondage/puits: | | SC1 | SC1 | SC1 | SC1 | SC1 | SC1 |
| profondeur: | | 3/3,50 | 8/8,30 | 10/10,50 | 13/13,60 | 17,4/18,0 | 18,5/19,0 |
| nature apparente: | | limon argileux marbré | argile limoneuse marbré | argile limoneuse marbré | argile grise peu plastique | argile grise plastique | argile grise plastique |
| densité sèche: (t/m ³) | | 1,70 | 1,66 | | 1,48 | 1,39 | |
| teneur en eau naturelle: % | | 19,61 | 21,48 | | 29,38 | 32,92 | |
| degré de saturation: % | | 89,87 | 92,42 | | 91,75 | 94,36 | |
| poids spécifique: (t/m ³) | | 2,03 | 2,02 | | 1,92 | 1,85 | |
| granulométrie % passant à: | 2mm | 100 | | 100 | 100 | | 100 |
| | 0,08 mm | 95 | | 95 | 99 | | 96 |
| | 20µ | 82 | | 84 | 90 | | 88 |
| | 3µ | 54 | | 50 | 54 | | 57 |
| limites d'Atterberg: | w _L % | 41,6 | | 38,5 | 43 | 43 | 44 |
| | I _p % | 19 | | 13,5 | 16,5 | 18,7 | 18,15 |
| indice de consistance I _c : | | 1,16 | | 1,22 | 0,825 | 0,54 | |
| oedomètre | σ _c (bars) | | 2,80 | | 0,90 | 1,10 | |
| | c _c : | | 0,136 | | 0,254 | 0,228 | |
| | c _g : | | 0,039 | | 0,082 | 0,050 | |
| permeabilité cm/s: | | | | | | | |
| compression simple: | | | | | | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | w _s %: | | | | | | |
| | c _u (bars): | 0,85 | | | 0,20 | | |
| | φ _u : | 12° | | | 2,5° | | |

CHANTIER: EL-Hammach OUVRAGE: VIADUC RN8

| | | | | | | | |
|--|-----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|--|
| sondage/puits: | | SC1 | SC1 | SC1 | SC1 | SC1 | |
| profondeur: | | 20/21,0 | 21,1/21,90 | 22/22,5 | 22,5/23,0 | 23,5/24,0 | |
| nature apparente: | | argile grise plastique | argile grise plastique | argile rouge sableuse | argile rouge sableuse | argile caillouteuse rouge-marion | |
| densité sèche: (t/m ³) | | 1,44 | 1,57 | 1,74 | | | |
| teneur en eau naturelle: % | | 27,02 | 25,40 | 18,90 | 18,90 | 28,38 | |
| degré de saturation: % | | 83,85 | 95,10 | 93,50 | | | |
| poids spécifique: (t/m ³) | | 1,82 | 1,97 | 2,07 | | | |
| granulométrie % passant à: | 2mm | 100 | 100 | 100 | 82 | 94 | |
| | 0,08mm | 96 | 97 | 94 | 74 | 73 | |
| | 20µ | 88 | 90 | 72 | 60 | 58 | |
| | 3µ | 40 | 57 | 51 | 48 | 38 | |
| limites d'Atterberg: | w _L % | 41 | 43 | 39 | 42 | 48,2 | |
| | I _p % | 18,5 | 20,2 | 22 | 20,7 | 13,8 | |
| indice de consistance I _c : | | 0,75 | 0,87 | 0,91 | 1,12 | 1,44 | |
| oedomètre: | σ _c (bars) | 1,90 | 2,20 | 3,9 | | | |
| | c _c : | 0,326 | 0,257 | 0,18 | | | |
| | c _s : | 0,114 | 0,073 | 0,028 | | | |
| perméabilité au/s: | | | | | | | |
| compression simple: | | | | | | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | w %: | | | | | | |
| | c (bars): | 0,247 | | 0,65 | | | |
| | φ _u : | 0° | | 15° | | | |

CHANTIER: EL-Harrach

OUVRAGE: VIADUC RN8

| | | | | | | | |
|--|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------------|----------------------------|
| sondage/puits: | | SC3 | SC3 | SC3 | SC3 | SC3 | SC3 |
| profondeur: | | 2,5/3,50 | 4/5,0 | 6,5/7,00 | 8/8,70 | 13,5/14,20 | 16/16,60 |
| nature apparente: | | limon argileux marron | limon argileux marron | limon argileux marron | argile marron compacte | argile grise peu plastique | argile grise peu plastique |
| densité sèche: (t/m ³) | | | 1,73 | 1,67 | 1,71 | 1,53 | 1,31 |
| teneur en eau naturelle: % | | / | 19,0 | 21,8 | 20,5 | 27,40 | 27,50 |
| degré de saturation: % | | | 98,80 | 95,20 | 95,80 | 96,80 | 94,90 |
| poids spécifique: (t/m ³) | | | 2,05 | 2,03 | 2,06 | 1,95 | 1,80 |
| granulométrie % passant à: | 2 mm | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | 0,08 mm | 97 | 97 | 97 | 96 | 96 | 96 |
| | 20 μ | 83 | 88 | 84 | 83 | 88 | 91 |
| | 3 μ | 44 | 38 | 48 | 37 | 56 | 56 |
| limites d'Atterberg: | WL % | 43 | 42 | 41 | 37 | 49 | 46 |
| | Ip % | 20,3 | 18 | 17 | 16,5 | 24 | 19,6 |
| indice de consistance I _c : | | / | 1,28 | 1,13 | 1,00 | 0,90 | 0,94 |
| oedomètre: | σ _c (bars) | | 2,25 | 2,50 | 2,60 | 2,70 | |
| | c _c : | | 0,127 | 0,148 | 0,207 | 0,178 | |
| | c _α : | | 0,036 | 0,042 | 0,051 | 0,054 | |
| perméabilité cm/s: | | | | | | | |
| compression simple: (bars) | | | 3,14 | | 3,66 | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | ω %: | | | | | | |
| | c _u (bars): | | 0,74 | | | | 0,30 |
| | φ _u : | | 14,5° | | | | 7,5° |

CHANTIER : El-Harrach OUVRAGE : VIADUC RN8

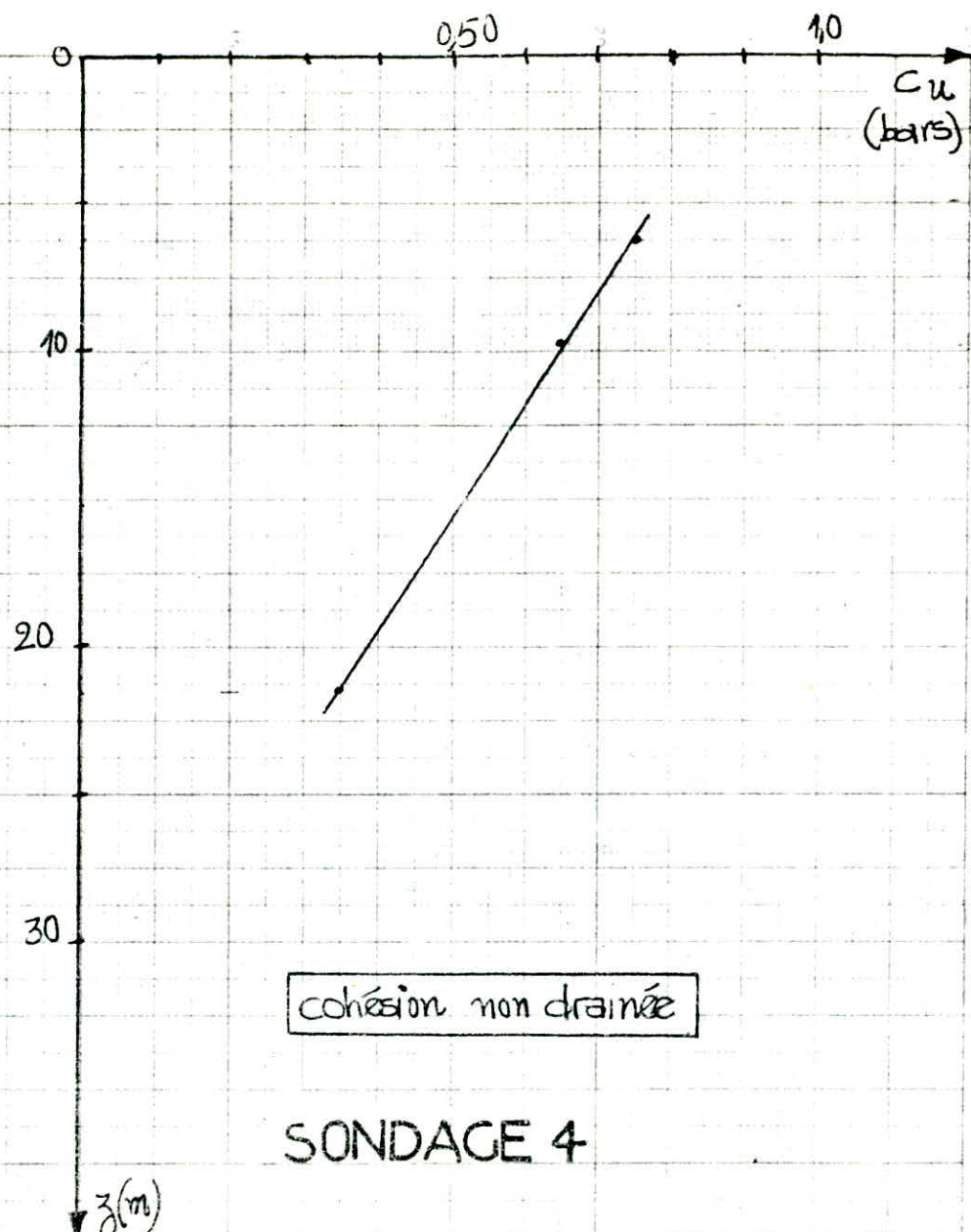
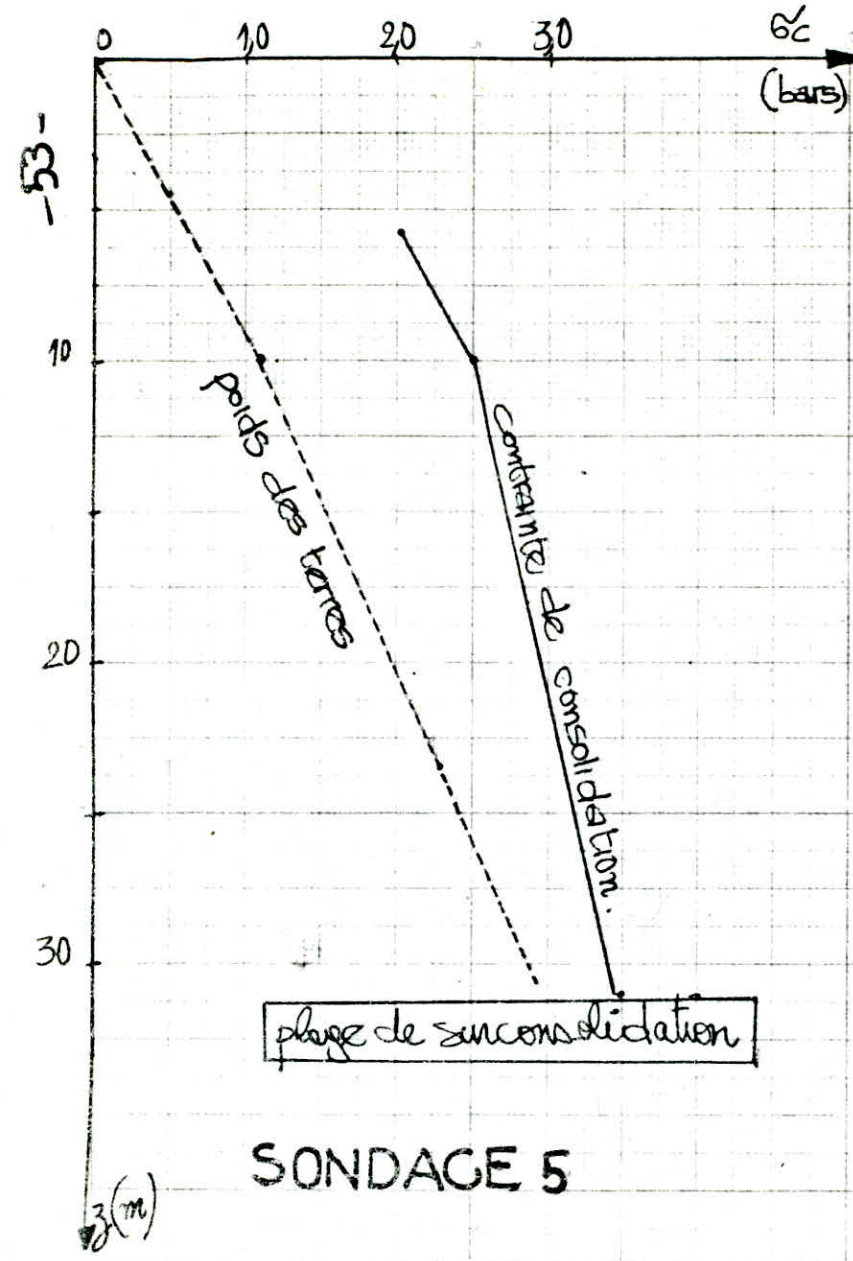
| | | | | | | | |
|--|-------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|---------------------------|--|
| sondage/puits: | | SC3 | SC3 | SC3 | SC3 | SC3 | |
| profondeur: | | 20/21,0 | 21/21,40 | 23,6/23,9 | 24/24,3 | 31/31,50 | |
| nature apparente: | | argile grise plastique | argile grise plastique | argile rouge | argile rouge | galets dans l'argile ocre | |
| densité sèche: (t/m ³) | | 1,50 | 1,65 | 1,80 | | 1,70 | |
| teneur en eau naturelle: % | | 28,9 | 23,2 | 17,8 | | 20,80 | |
| degré de saturation: % | | 97,60 | 98,30 | 96,20 | | 94,90 | |
| poids spécifique: (t/m ³) | | 1,93 | 2,03 | 2,12 | | 2,05 | |
| granulométrie % passant à: | 2mm | 100 | 100 | | 58 | 100 | |
| | 0,080mm | 97 | 98 | | 37 | 94 | |
| | 20 μ | 86 | 89 | | 29 | 76 | |
| | 3 μ | 50 | 47 | | 13 | 50 | |
| limites d'Atterberg: | w _L % | 44,5 | 42 | | 43 | 41 | |
| | I _p % | 18,4 | 18,2 | | 22,5 | 20,6 | |
| indice de consistance I _c : | | 0,85 | 1,03 | | 1,12 | 0,98 | |
| oedomètre: | σ_c (bars) | 3,00 | 2,10 | 2,00 | | 3,10 | |
| | C _c : | 0,393 | 0,132 | 0,113 | | 0,121 | |
| | C _g : | 0,119 | 0,044 | 0,017 | | 0,028 | |
| permeabilité cm/s: | | | | | | | |
| compression simple: (bars) | | 1,40 | | | | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | w %: | | | | | | |
| | c (bars): | | | | | | |
| | φ : | | | | | | |

CHANTIER: El-Harrach OUVRAGE: VIADUC RN8

| | | | | | | | |
|--|------------------------|-------------|--------|--------------|--------------|--------------|---------|
| sondage/puits: | | SC4 | SC4 | SC4 | SC4 | SC4 | SC4 |
| profondeur: | | 6÷6,70 | 9,5÷10 | 10÷10,5 | 14÷14,5 | 20÷20,8 | 21÷21,8 |
| nature apparente: | | marne grise | | argile grise | argile grise | argile grise | |
| densité sèche: (t/m ³) | | 1,69 | 1,58 | 1,65 | 1,47 | 1,50 | 1,51 |
| teneur en eau naturelle: / | | 23,25 | 25,66 | 23,04 | 30,02 | 29,09 | 29,00 |
| degré de saturation: / | | 98,91 | 98,35 | 97,64 | 96,77 | 98,07 | 99,69 |
| pois spécifique: | | 2,08 | 1,98 | 2,03 | 1,91 | 1,94 | 1,95 |
| granulométrie % passant à: | 2mm | | | | | | |
| | 0,08mm | | | | | | |
| | 20µ | | | | | | |
| | 3µ | | | | | | |
| limites d'Atterberg | WL% | 45 | | | | 45 | |
| | Ip% | 21,85 | | | | 21,55 | |
| indice de consistance Ic: | | 0,94 | | | | 0,68 | |
| Oedomètre | Nc (bars): | | | 2 | | | |
| | ε: | | | 0,205 | | | |
| | cg: | | | 0,07 | | | |
| perméabilité ou/s: | | | | | | | |
| compression simple: | | | | | | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | W%: | | | | | | |
| | σ _u (bars): | 0,75 | 0,65 | | | | 0,35 |
| | φ _i : | 14° | 11° | | | | 14° |

CHANTIER : El-Harrach OUVRAGE : VIADUC RN8

| | | | | | | | |
|--------------------------------------|------------------------|-----------------|--------------|---------|--------------|---------|-----------------------|
| sondage/puits: | | SC5 | SC5 | SC5 | SC5 | SC5 | SC5 |
| profondeur: | | 5,5/6,0 | 9,5/10,5 | 10,5/11 | 13/13,5 | 29,5/30 | 30,2/30,8 |
| nature apparente: | | argile verdâtre | argile grise | | argile grise | | argile verdâtre-jaune |
| densité sèche: | | 1,70 | 1,62 | 1,64 | 1,50 | 1,61 | 1,64 |
| teneur en eau naturelle : | | % 21,68 | 24,06 | 24,07 | 29,65 | 24,66 | 23 |
| degré de saturation : | | % 100 | 98,08 | 100 | 99,96 | 98,20 | 93 |
| poids spécifique : | | 2,07 | 2,01 | 2,03 | 1,94 | 2,00 | 2,02 |
| granulométrie % passant à: | 2mm | | | | | | |
| | 0,08mm | | | | | | |
| | 20µ | | | | | | |
| | 3µ | | | | | | |
| limites d'Atterberg: | WL% | | | 56,5 | | | 37,2 |
| | IP% | | | 31,09 | | | 17,75 |
| indice de consistance Ic: | | | | 1,043 | | | 0,80 |
| oedomètre | Gc(bars): | 2,1 | 2,5 | | | | 3,50 |
| | Cc: | 0,129 | 0,18 | | | | 0,251 |
| | Cg: | 0,038 | 0,047 | | | | 0,051 |
| perméabilité cm/s | | | | | | | |
| compression simple: | | | | | 1,54 | | |
| cisaillement rectiligne ou triaxial: | w%: | | | | | | |
| | q _u (bars): | | | | | 0,65 | |
| | φ _u : | | | | | 9° | |



ESSAI in situ :

1/ GENERALITES :

les objections qu'on peut soulever aux essais de laboratoire sont les suivantes :

- i) remaniement de l'échantillon à étudier
- ii) les essais de laboratoire sont coûteux; et en les limitant par souci économique on est obligés de prendre les valeurs expérimentales les plus pessimistes.
- iii) les essais de laboratoire sont relativement lents.
- iv) les essais de laboratoire donnent des résultats qu'on essaie d'expliquer en appliquant des théories de la mécanique du milieu parfait à savoir l'élasticité et la plasticité; avec les risques d'erreurs qui amène la divergence entre la réalité du sol hétérogène, anisotrope, ... etc avec le modèle théorique.

Alors que l'essai in situ, rapide et bon marché, propose l'étude du comportement du sol en milieu naturel, peut remédier à l'inconvénient du remaniement des échantillons; permet grâce à la possibilité d'augmenter le nombre des essais d'analyser statistiquement les valeurs obtenues afin de conclure sur l'homogénéité du sol et de donner la valeur expérimentale la plus représentative de l'échantillon (et non pas de considérer la valeur la plus pessimiste), et enfin ce qui est important, donne des valeurs empiriques dont l'exploitation ne se base pas vraiment comme les essais de laboratoire sur des théories parfaites.

A/ ESSAI PRESSIOMETRIQUE

-55-

A.1. APPAREILLAGE: le pressiomètre MENARD compose :

- 1) un contrôleur pression-volume : C.P.V
- 2) sonde de mesure constituée d'une cellule remplissable par l'eau et de deux cellules de garde entourant la cellule de mesure et remplies par un gaz dont le rôle est de créer un champ cylindrique de contraintes sur les parois de forage.
- 3) les tubes de connexion, concentriques, conduisent l'eau et le gaz comprimé aux sondes.

A.2 REALISATION DE L'ESSAI

on fait descendre la sonde après remplissage du C.P.V par l'eau, à une profondeur z . on exerce sur la paroi une série croissante de paliers de pressions radiales. pour un palier de pression donnée on mesure la dilatation de la sonde qui est pratiquement celle du forage, en mesurant l'abaissement du niveau d'eau dans le C.P.V, ceci au bout de 15 secondes, 30 & 1 mn successivement. pour tenir compte de l'absorption de la pression par la sonde, on effectue un étalonnage en plein air de la sonde.

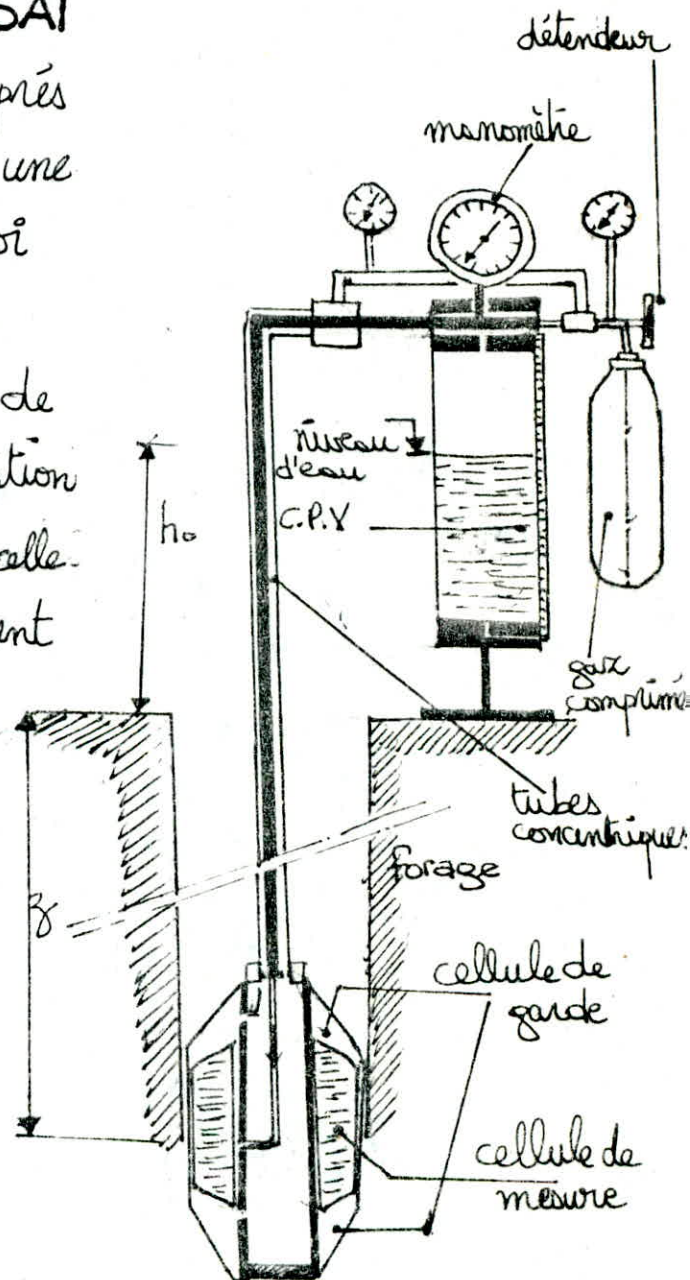


schéma du dispositif pressiométrique

et pour tenir compte de la hauteur piézométrique due à la colonne d'eau dans la sonde, on doit ajouter à la pression absorbée par le forage la pression d'eau.

pour un volume V de la sonde, la pression radiale réelle appliquée

est:
$$P = P_m - P_e + (z + h_0) \cdot \gamma_w \quad \text{ou}$$

P_m : lecture de pression au manomètre

P_e : pression d'étalonnage pour le volume V donné.

z : profondeur du forage.

h_0 : hauteur du niveau d'eau dans le C.P.V par rapport au terrain naturel (pratiquement $h_0 \ll z$)

A.3. RESULTATS: pour un sondage piézométrique donné on trace:

i) une courbe de fluage: $P_m = f(V(60\text{sec}) - V(30\text{sec}))$.

ii) une courbe brute: $P_m = f(V(60\text{sec}))$.

iii) une courbe d'étalonnage: $P_e = f(V(60\text{sec}))$.

la différence $P_m(V) - P_e(V)$ à laquelle on ajoute $z \cdot \gamma_w$ permet de tracer la courbe nette: $P = f(V)$.

la courbe de fluage a l'allure habituelle de 3 droites brisées dont les 2 points de brisure limitent une portion sensiblement rectiligne de la courbe nette $P = f(V)$. cette portion est relative au comportement pseudo-élastique du forage. au delà, la courbe nette se comporte comme une hyperbole dont l'asymptote est verticale et tend vers une valeur dite "pression limite" qui correspond théoriquement à $V = \infty$ mais qu'on la détermine en général, comme étant la pression

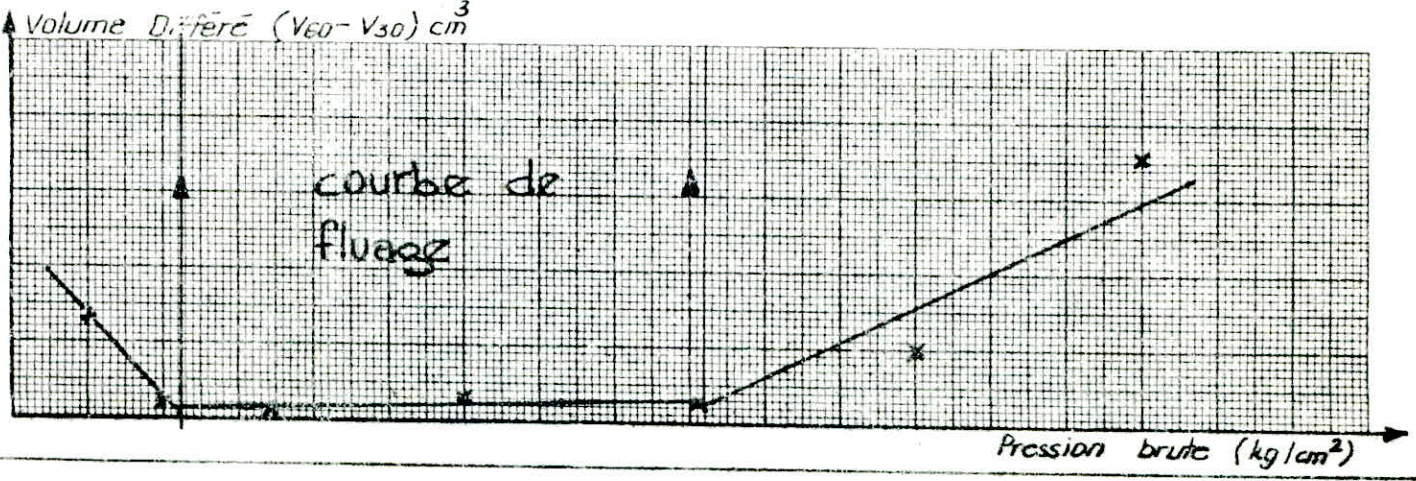
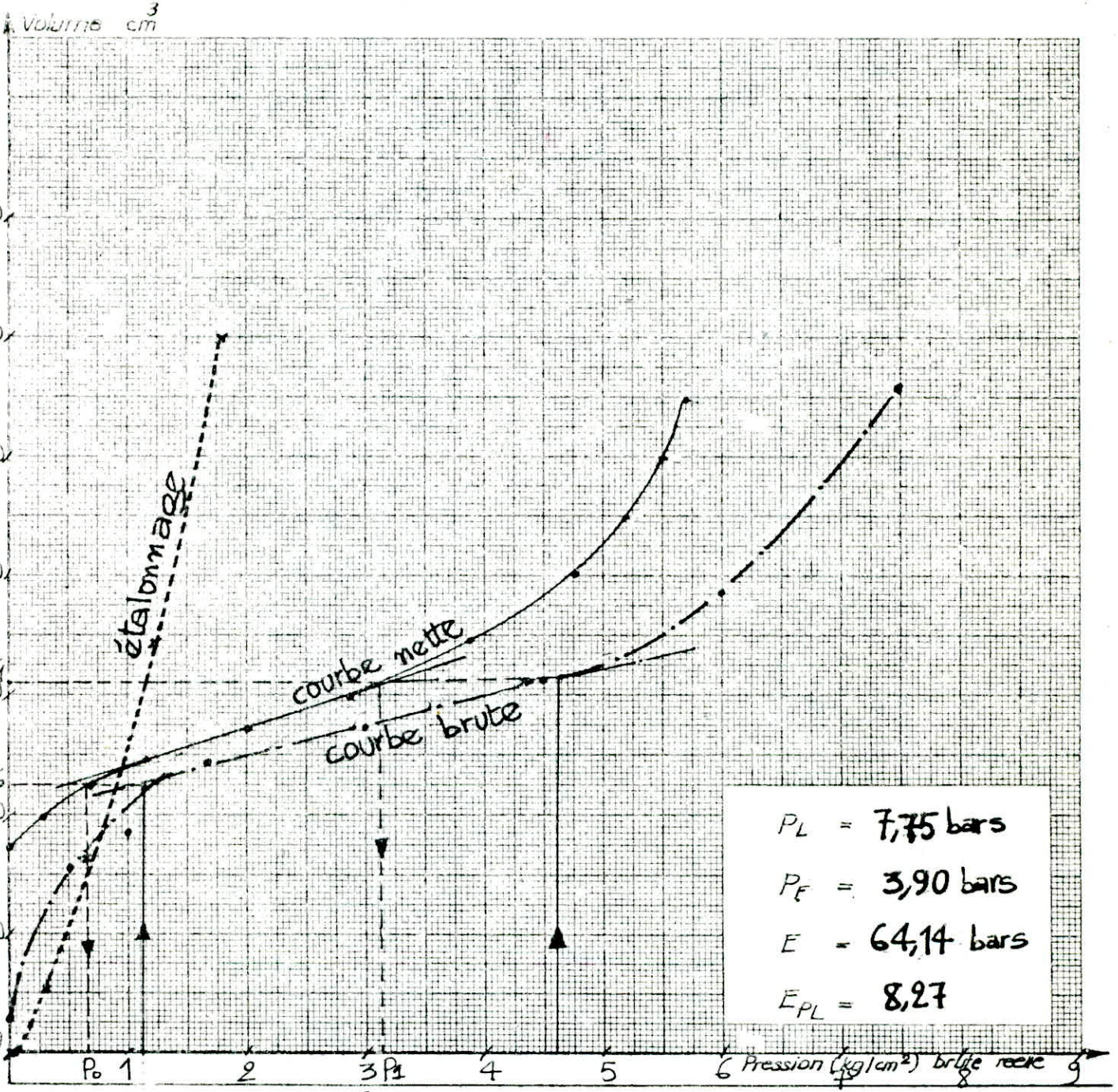
correspondant au volume: $V_L = V_c + 2 \cdot V_0 \quad \text{ou:}$

V_c : volume initial de la sonde (V_c est une valeur standard prise égale à 535 m^3 pour les sondes type AX ou BX)

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Type: forage, carrière
pressio: $\phi 60$ GA

Prof: 5,00m Dat: 5.03.8
(SP2)
Correction de press: 0,5 kgf



L.T.P.CDEPARTEMENT
GÉOTECHNIQUEESSAI PRESSIOMETRIQUEChantier EL-HARRACH
Operateur _____
date 5.03.1986

Sondage SP2

Type: Forage: carrière
pressio Ø 60 GA

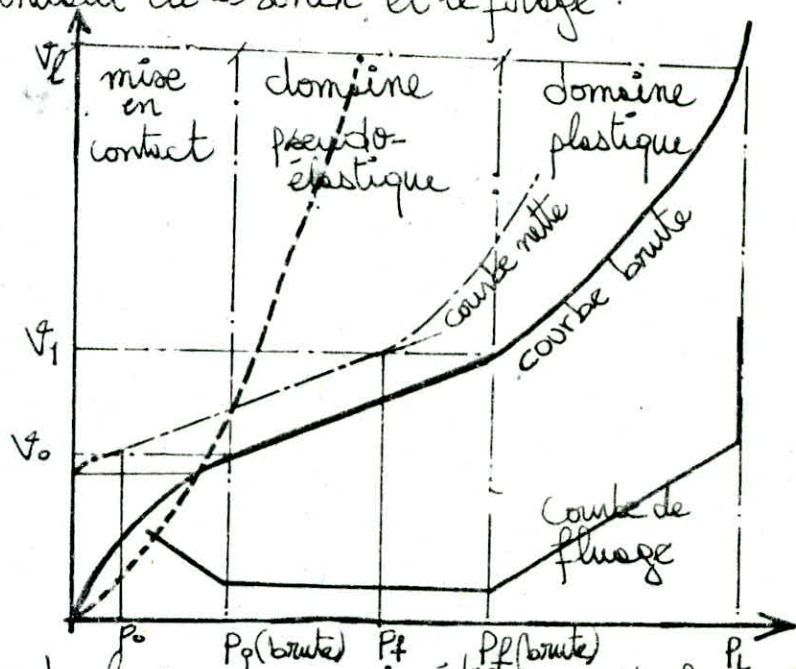
prof: 5,00m

w.h: 0,5

 V_c : 535 kg/cut^2
 cut^3

| | | | |
|---------------------------|---|-----------------------|---------|
| pression fluage brute: | P_1 | (kg/cut^2) | 3,40 |
| pression de contact: | P_0 | " | 0,40 |
| | $P_1 - P_0$ | " | 3,00 |
| Volume élastique final | V_1 | cut^3 | 317,85 |
| Volume de mise en contact | V_0 | " | 217,96 |
| | $V_1 - V_0$ | " | 100 |
| Volume moyen | $V_m = \frac{V_1 + V_0}{2}$ | " | 267,91 |
| | $R = 2,66(V_c + V_m)$ | " | 2135,74 |
| module pressiometrique | $E = R \cdot \frac{P_1 - P_0}{V_1 - V_0}$ | (kg/cut^2) | 64,14 |
| Volume limite | $V_L = V_c + 2V_0$ | (cut^3) | 970,93 |
| pression limite brute: | P_{LB} | (kg/cut^2) | 7,25 |
| pression limite réelle | $P_L = P_{LB} + w.h$ | (kg/cut^2) | 7,75 |
| pression fluage réelle | $P_f = P_1 + w.h$ | " | 3,90 |
| | E/P_L : | | 8,27. |

V_0 : volume du début de contact sonde-forage. c'est la différence entre les volumes intérieurs de la sonde et le forage.



un exemple détaillé de la courbe pressiométrique est fourni ici. la détermination des valeurs limites du domaine pseudo-élastique : V_0 , V_1 , P_0 & P_f est basée sur la détermination des 3 droites brisées de la courbe de fluage. en général la fluctuation des points expérimentaux de la courbe de fluage permet de distinguer l'allure particulière des 3 droites, mais la détermination des points de brisure (P_0 & P_f brutes) dépend de la précision d'ajustement de ces droites. ce souci nous a poussé à proposer un programme informatique qui permet d'ajuster les droites brisées et donc de déterminer les points de brisure P_0 & P_f (brutes). l'algorithme se base sur le fait que le changement brusque de pente cause une chute du coefficient de corrélation linéaire. le listing est affiché en fin de thèse sous le label "FLUAGE".

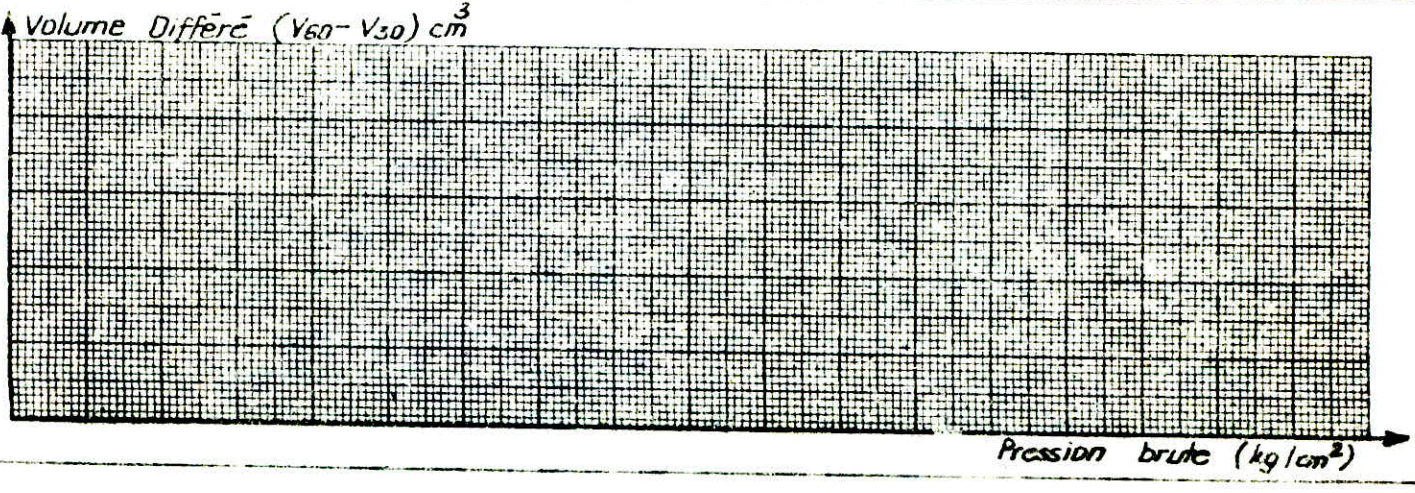
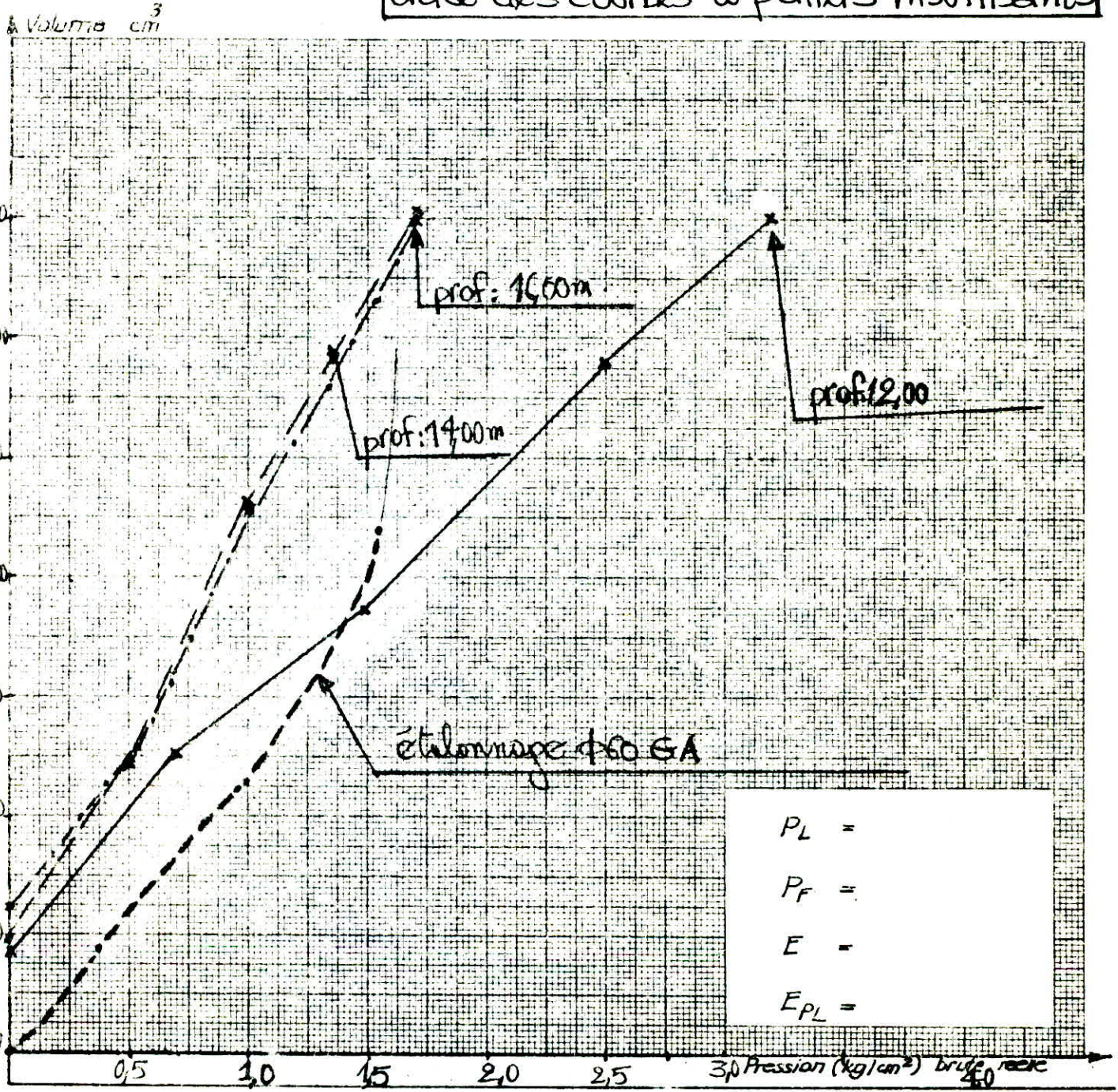
on signale que lors des essais pressiométriques on s'est heurté à des profondeurs correspondant à l'argile grise et molle où le nombre de paliers de pression était insuffisant pour atteindre la rupture (le règlement pressiométrique prescrit qu'il doit être compris entre 6 & 14). par souci d'exploiter les résultats de l'essai pressiométrique on a proposé d'étudier l'impact de la pressiométrie sur des essais à valeurs de pression insuffisantes.

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Type: forage: β P1.
pressio: $\phi 60$ GA
taniere

Prof: Dat:
Correction de press. kgf

tracé des courbes à paliers insuffisants



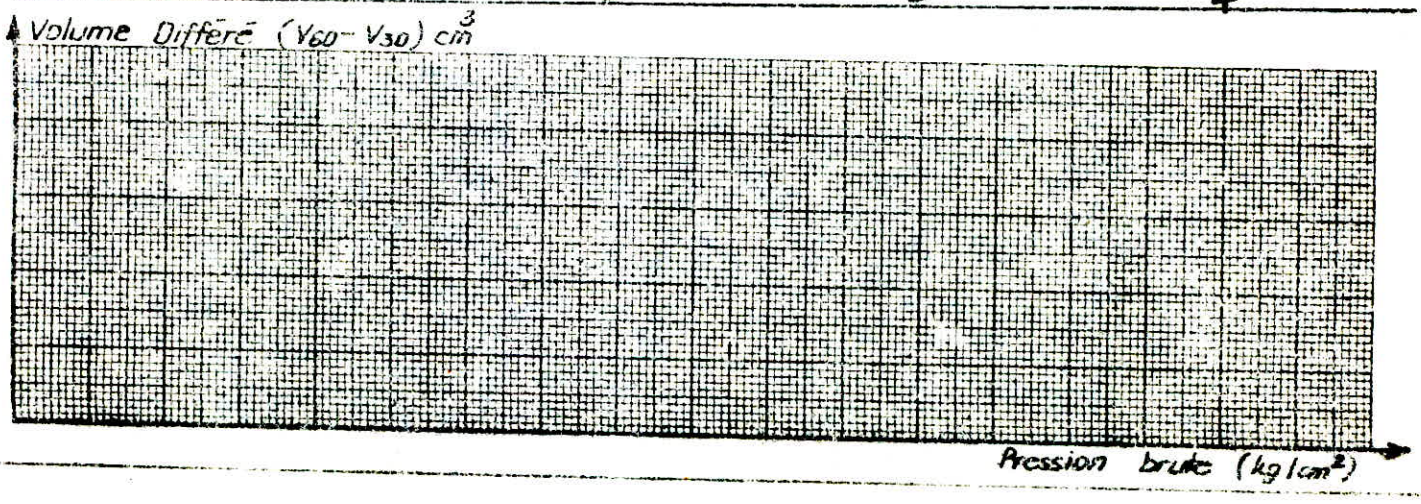
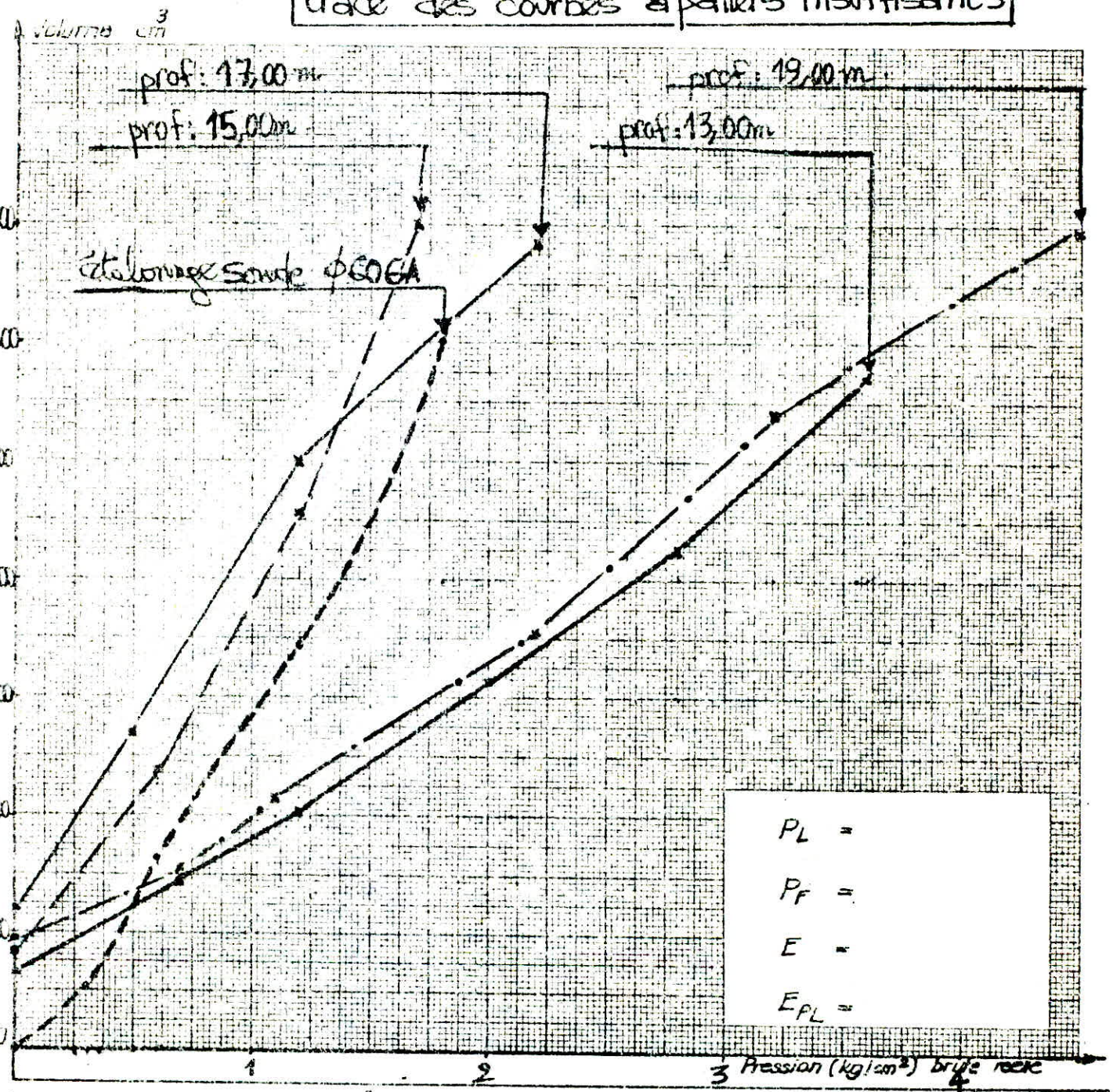
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage: BP2
pressio: $\phi 60GA$
trariere

Prof: Dat:

Correction de press. kgf

tracé des courbes à paliers insuffisants



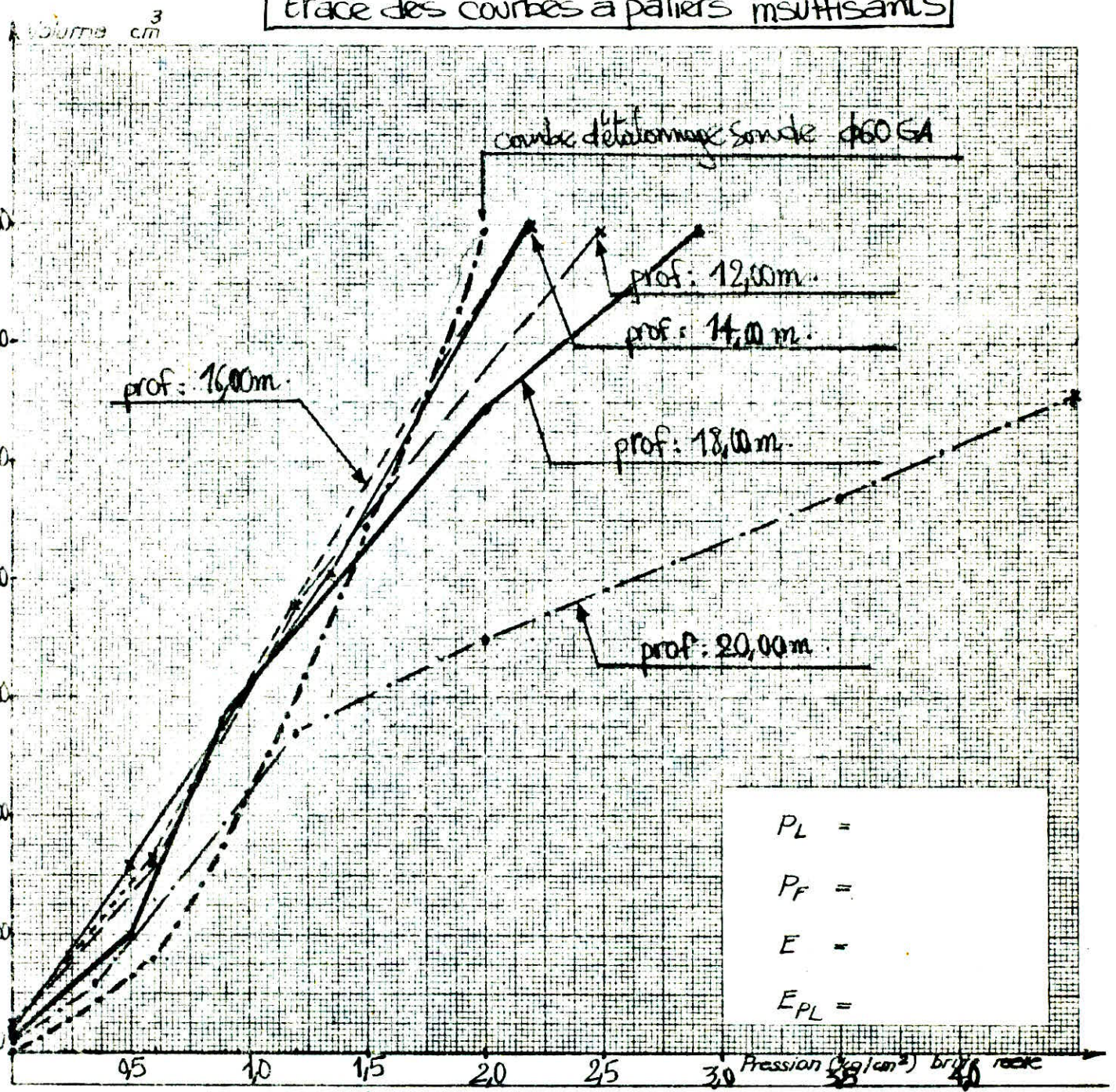
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage: $\phi P3$
pressio: tariere
 $\phi 60 GA$

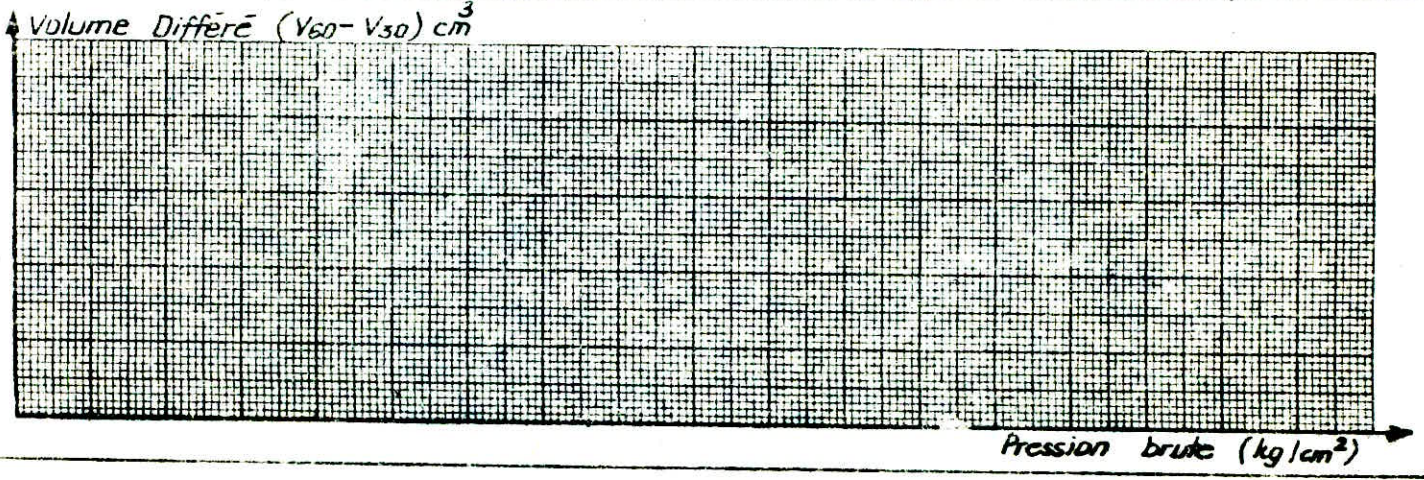
Prof: Dat:

Correction de press. kgf

tracé des courbes à paliers insuffisants



$P_L =$
 $P_F =$
 $E =$
 $E_{PL} =$



Interpretation des courbes: le tracé des courbes brutes montre qu'en général la phase de contact sonde - fraise est terminée pour des valeurs de volume importantes (plus de 700 cm^3 pour SP1, plus de 600 cm^3 pour SP2 et plus de 450 cm^3 pour SP3) et en deça desquelles toute pression est absorbée par la sonde. Ceci traduit une grande plasticité des matériaux de ces couches.

Ajustement des courbes: les expressions proposées lors d'un calcul automatique sont: $V = a + b \cdot p$, $V = a + b \cdot \log p$, $V = a \cdot e^{bp}$ & $V = a \cdot p^b$. C'est la première qui a fourni un coefficient de corrélation meilleur (#1).

Détermination de la pression limite: la règle 2-2-2 du règlement pressiométrique prescrit que le volume limite conventionnel est 700 cm^3 . On adoptera pour pression limite p_L la valeur correspondant à 700 cm^3 .

Détermination du module pressiométrique: la courbe d'étalonnage présente une variation sensiblement linéaire (c'est le meilleur ajustement) d'où: $V = a_1 + b_1 \cdot p_1$ où p_1 : pression absorbée par la sonde.

Les courbes brutes ont présenté des variations linéaires de la forme:

$$V = a_2 + b_2 \cdot p_2 \quad \text{où } p_2 \text{ pression brute exercée.}$$

La pression nette absorbée par le fraise est: $p = p_2 - p_1 = \frac{V - a_2}{b_2} - \left(\frac{V - a_1}{b_1} \right)$

$$\Rightarrow \boxed{V = p \frac{(b_1 \cdot b_2) + a_2 b_1 - a_1 b_2}{b_1 - b_2}} \quad \text{dont la pente } \frac{\Delta V}{\Delta p} = \frac{b_2 \cdot b_1}{b_1 - b_2}$$

on a déjà établi que: $E = 266 (V_c + V_m) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$.

on prendra $V_m = \frac{V_0 + \text{dernière valeur de } V \text{ sur la courbe}}{2}$ où:

$$V_0 = \frac{a_2 b_1 - a_1 b_2}{b_1 - b_2} : \text{volume de contact sonde-fraise.}$$

determination de P_L : $V = a + b p(\text{brute})$

-64-

| prof | a | b | r^2 | $P_L^{\text{brute}} (700)$ | $\gamma_w \cdot h$ | P_L^{nette} | sondage SP3 |
|------|-------|--------|-------|----------------------------|--------------------|----------------------|-------------|
| 12m | 22,54 | 272,51 | 0,994 | 2,48 | 1,2 | 1,68 bars | |
| 14m | 11,50 | 310,00 | 0,999 | 2,22 | 1,4 | 1,62 " | |
| 16m | 13,18 | 313,18 | 0,993 | 2,23 | 1,6 | 1,83 " | |
| 18m | 19,17 | 244,78 | 0,984 | 2,78 | 1,8 | 2,58 " | |
| 20m | 59,84 | 118,49 | 0,956 | 5,40 | 2,0 | 5,40 " | |

| prof | a | b | r^2 | $P_L^{\text{brute}} (700)$ | $\gamma_w \cdot h$ | P_L (bars) | sondage SP2 |
|------|--------|--------|-------|----------------------------|--------------------|--------------|-------------|
| 13m | 47,86 | 139,01 | 0,993 | 4,69 | 1,30 | 3,82 | |
| 15m | 52,60 | 361,60 | 0,982 | 1,79 | 1,50 | 1,12 | |
| 17m | 140,30 | 261,23 | 0,983 | 2,14 | 1,70 | 1,70 | |
| 19m | 72,29 | 138,82 | 0,993 | 4,52 | 1,90 | 4,25 | |

| prof | a | b | r^2 | $P_L^{\text{brute}} (700)$ | $\gamma_w \cdot h$ | P_L (bars) | sondage SP1 |
|------|--------|--------|-------|----------------------------|--------------------|--------------|-------------|
| 12m | 97,52 | 190,17 | 0,997 | 3,16 | 1,20 | 1,74 | |
| 14m | 88,90 | 359,17 | 0,996 | 1,70 | 1,4 | 0,47 | |
| 16m | 103,16 | 353,22 | 0,991 | 1,69 | 1,60 | 0,66 | |

les faibles valeurs de $SP1$ qui se trouve à proximité du OUED EL SMAR font monter une couche très molle constitué de matériaux inconsistants provenant du OUED.

determination de E : sonde $\phi 60GA$ $a_1 = -74,88$, $b_1 = 355,77$

| prof | b_2 | a_2 | v_0 | R | $\Delta p / \Delta V$ | E | sondage SP8 |
|------|--------|-------|--------|---------|-----------------------|-----------|-------------|
| 12m | 272,51 | 22,54 | 341,43 | 2801,56 | 0,00086 | 2,40 bars | |
| 14m | 310 | 11,50 | 596,60 | 3147,55 | 0,000415 | 1,30 " | |
| 16m | 313,18 | 13,18 | 561,66 | 3101,10 | 0,000382 | 1,18 " | |
| 18m | 244,78 | 19,17 | 226,63 | 2618,86 | 0,00127 | 3,37 " | |
| 20m | 118,49 | 59,84 | 127,12 | 2337 | 0,00562 | 13,15 " | |

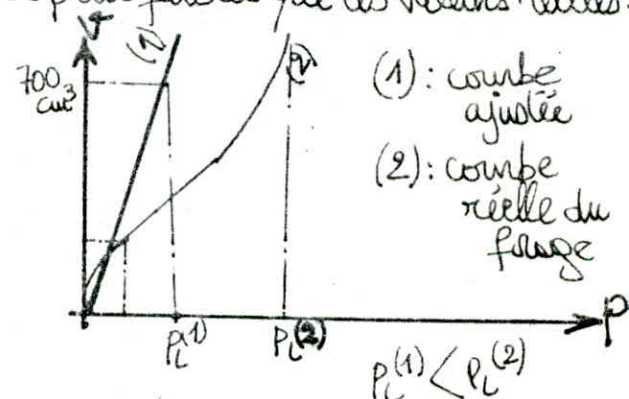
sonde: $\phi 606A$ $a_1 = -29,28$ $b_1 = 336,00$

| prof | b_2 | a_2 | V_0 | R | $\Delta p / \Delta V$ | E | sondage SP2 |
|------|--------|--------|---------|---------|-----------------------|-------|-------------|
| 13m | 139,01 | 47,86 | 102,30 | 2317,25 | 0,0042 | 9,77 | |
| 15m | 361,60 | 52,60 | 1104,43 | 885,21 | 0,00021 | 0,186 | |
| 17m | 261,23 | 140,30 | 732,73 | 3308,68 | 0,00085 | 2,81 | |
| 19m | 138,82 | 72,30 | 143,80 | 2538,71 | 0,0042 | 10,73 | |

sonde: $\phi 606A$ $a_1 = -14,08$ $b_1 = 272,11$

| prof | b_2 | a_2 | V_0 | R | $\Delta p / \Delta V$ | E | sondage SP1 |
|------|--------|--------|--------|---------|-----------------------|------|-------------|
| 12m | 190,17 | 97,53 | 356,60 | 2828,40 | 0,00158 | 4,47 | |
| 14m | 359,17 | 88,91 | 335,95 | 1907,30 | 0,00089 | 1,70 | |
| 16m | 353,23 | 103,17 | 407,38 | 1825,60 | 0,00084 | 1,54 | |

remarques: i) les pentes des courbes nettes $V = f(p_{nettes})$ sont élevées on voit donc que l'extrapolation de $p_c = f(V_{000})$ est une mesure bicépitaine car elle donne des valeurs plus faibles que les valeurs réelles.



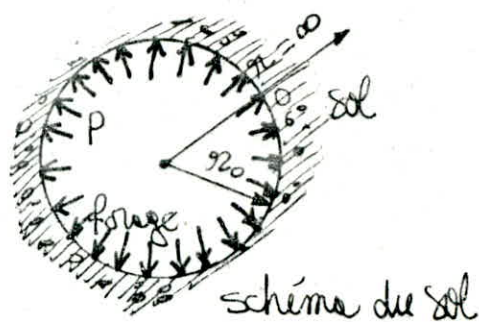
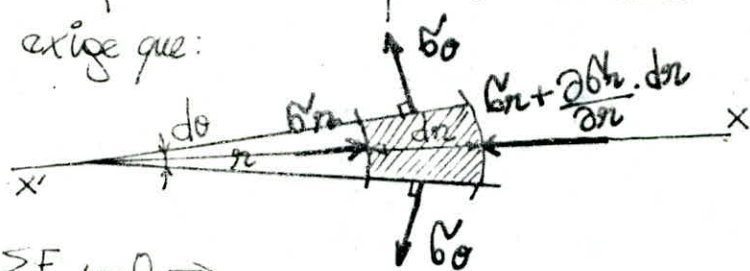
ii) on a rencontré des courbes pressiométriques dont l'une ne correspond pas à la courbe usuelle (courbe de fluage concave, courbe droite avec un nombre suffisant de paliers de pression.....). on est amenés à abandonner les résultats au profit d'une interpolation linéaire de la courbe de $E = f(\text{profondeur})$ ou $p_c = f(\text{profondeur})$.

A4. INTERPRETATION THEORIQUE :

1) étude de la phase pseudo-élastique :

hypothèse : - la théorie de l'élasticité est valable.

- le sol est un cylindre de rayon r_0 (rayon de forage) à parois infiniment épaisses et soumis à une pression radiale uniforme p_0 : l'équilibre d'une facette élémentaire exige que :



$\sum F_{x'} = 0 \Rightarrow$

$$-(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr) (r + dr) \cdot d\theta + \sigma_r \cdot r \cdot d\theta + 2 \cdot (\sigma_\theta \cdot \sin \frac{d\theta}{2}) \cdot dr = 0 \Rightarrow$$

$$\sigma_\theta - \sigma_r = r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr}$$

on a supposé que les contraintes ne dépendent pas de θ à cause de la symétrie de révolution.

on a une équation différentielle qui peut s'intégrer en utilisant une fonction d'AIRY vérifiant la condition de compatibilité $\Delta(\Delta\varphi) = 0$.

$$\text{càd: } \frac{d^4\varphi}{dr^4} + \frac{2}{r} \cdot \frac{d^3\varphi}{dr^3} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{d^2\varphi}{dr^2} + \frac{1}{r^3} \cdot \frac{d\varphi}{dr} = 0.$$

en imposant les conditions aux limites :

$r = \infty : \sigma_r = \sigma_\theta = p_0$: poids des terres au repos.

$r = r_0 : \sigma_r = p$: pression appliquée par le pressiomètre,

la solution de l'équation est le champ de contraintes cylindrique suivant :

$$\begin{cases} \sigma_r = (p - p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 \\ \sigma_\theta = -(p - p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 \\ \sigma_z = p_0 \end{cases}$$

champ qui peut se décomposer en :

un champ sphérique : $\begin{cases} \sigma_r = p_0 \\ \sigma_\theta = p_0 \\ \sigma_z = p_0 \end{cases}$

et un champ déviatorique : $\begin{cases} \sigma'_r = (p-p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma'_\theta = -(p-p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma'_z = 0 \end{cases}$

conclusion 1: on remarque que $\sigma'_r = -\sigma'_\theta \Rightarrow$ l'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur.

soit u la déformation de la paroi. elle est donnée par la loi de HOOKE: $\epsilon_\theta = \frac{u}{r} = -\frac{(1+\nu)}{E} [\sigma'_\theta - \nu(\sigma'_r + \sigma'_z)]$

$$u = -\frac{(1+\nu)}{E} \cdot r \cdot \sigma'_\theta = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot r (p-p_0) \frac{r_0^2}{r^2}$$

$$u = \frac{1+\nu}{E} \cdot (p-p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r}$$

soit L la longueur du forage, le volume du forage est:

$V = (\pi r_0^2) \cdot L$ en supposant qu'on a une déformation plane:

$$\frac{dV}{V} = \epsilon_\theta + \epsilon_r = -\frac{(1+\nu)}{E} [\sigma'_\theta + \sigma'_r - 2\nu(\sigma'_\theta + \sigma'_r)] = 0$$

conclusion 2: l'essai pressiométrique subit au sol une déformation à volume constant donc un comportement à court terme, donc aucune consolidation ni un drainage n'entrent en jeu

on a : $u = \frac{(1+\nu)}{E} (p-p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r}$

au niveau du forage : $r = r_0 \Rightarrow u = \frac{(1+\nu)}{E} (p-p_0) \cdot r_0$

lorsque la pression radiale augmente de (dp) , le rayon du forage devient $r_0 + (u + du)$ où : $du = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot dp \cdot (r_0 + u)$

on a $V = \pi (r_0 + u)^2 L$

$$dV = 2\pi L (r_0 + u) \cdot du \Rightarrow du = \frac{dV}{2\pi L (r_0 + u)} = \frac{1+\nu}{E} (r_0 + u) \cdot dp$$

$$dV = 2 \frac{(1+\nu)}{E} \cdot V \cdot dp \Rightarrow E = 2(1+\nu) \cdot V \cdot \frac{dp}{dV}$$

687
conclusion 3: pour déterminer le module pressiométrique, il suffit de connaître un point de la courbe de la phase élastique et la pente de cette courbe assimilée à une droite. pratiquement on détermine le volume moyen $V_m = \frac{V_1 + V_0}{2}$ et la pente $\frac{dV}{dP} = \frac{V_1 - V_0}{P_1 - P_0}$ où: P_1, P_0, V_1 & V_0 sont les points limites de la phase élastique.

2) étude du fluage du sol:

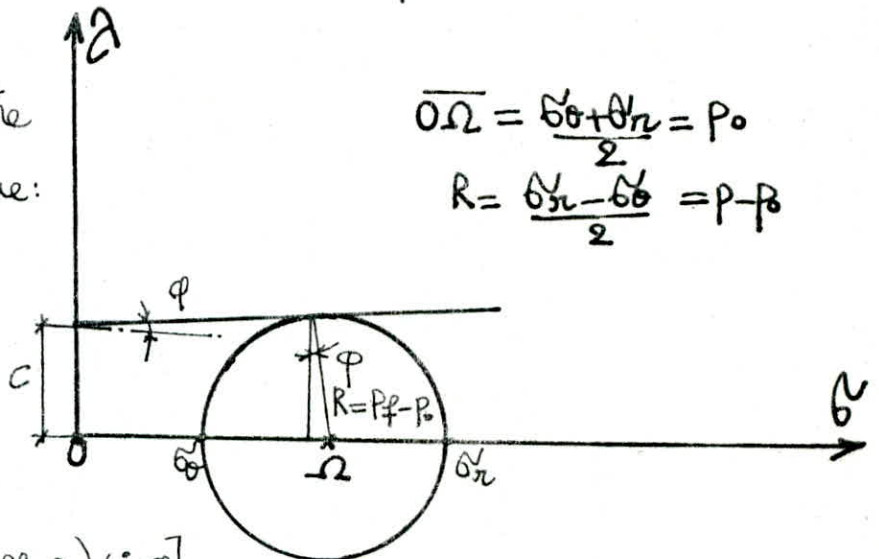
on appelle fluage, une déformation qui évolue dans le temps sous une sollicitation constante. l'expérience montre qu'une telle évolution pour le sol est logarithmique de la forme: $v = b + a \log t$.
 la pression de fluage notée p_f , est la limite de la phase élastique et au delà de laquelle le sol entre en plasticité.

le cercle de MOHR montre qu'à la limite élastique:

$R = p_f - p_0$ et que:

$$\overline{\sigma} = \frac{\sigma_0 + \sigma_2}{2} = p_0$$

$$R = \frac{\sigma_2 - \sigma_0}{2} = p - p_0$$



$$(p_f - p_0) \cos \varphi = c +$$

$$\tan \varphi [p_0 - (p_f - p_0) \sin \varphi]$$

$$\Rightarrow p_f = p_0 (1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi$$

conclusion 4: si le sol est purement pulvérulent: $c = 0 \Rightarrow$

$p_f = p_0 (1 + \sin \varphi)$ est une fonction croissante de l'angle de frottement interne φ .

et si le sol est purement cohérent: $\varphi = 0 \Rightarrow$

$p_f = c + p_0$. sa pression de fluage est la cohésion elle même mais au poids des terres au repos près.

3) étude de la phase plastique.

hypothèse : le sol se déforme à volume constant. ce qui est le cas pour les sols argileux saturés ou l'essai pressiométrique est suffisamment rapide pour qu'il n'y ait pas de drainage. autrement, l'étude des sols sableux ou sols perméables doit se baser sur l'hypothèse des déformations avec variation du volume (comportement drainé à long terme)

On a déjà montré que : $\sigma_\theta - \sigma_r = r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr}$

soient : $2R = \sigma_r - \sigma_\theta$ le différentiel de contraintes.

$2R_0 =$ différentiel limite entre la phase élastique et la phase plastique.

$p_e =$ pression radiale, au-delà de laquelle le sol rentre en plasticité. on a :

$$R_0 = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \frac{\left((p_e - p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 - \left[- (p_e - p_0) \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 \right] \right)}{2}$$

$$\Rightarrow R_0 = p_e - p_0$$

soient : $u =$ déformation plastique du rayon initial r_0 du forage.

$$\text{posons } p_0 = r_0 + u.$$

$p_e =$ rayon du cylindre limitant les domaines élastique & plastique. on a : $p_e = u_e + r_0$.

ou : u_e : déformation élastique du cylindre de rayon r_e sous la pression radiale p_e .

conditions aux limites :

- sur la paroi du forage : $r = r_0 \Rightarrow \sigma_r = p$.

- à la limite de la zone plastique : $r = r_e \Rightarrow \sigma_r = p_e$

intégration de l'équation : $\sigma_\theta - \sigma_r = r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr}$:

$$\text{on a } \sigma_\theta - \sigma_r = r \cdot \frac{d\sigma_r}{dr} = -2R \Rightarrow \frac{dr}{r} = - \frac{d\sigma_r}{2R}$$

$$\Rightarrow \int_p^{p_e} \frac{dr}{r} = - \int_p^{p_e} \frac{d\sigma_r}{2R} \Rightarrow 2 \log \frac{p_e}{p_0} = \int_{p_e}^p \frac{d\sigma_r}{R} = f(p)$$

La déformation se fait à volume constant \Rightarrow

$$\pi (r_e^2 - r_0^2) \cdot L = \pi (p_e^2 - p_0^2) \cdot L \Rightarrow r_e^2 - r_0^2 = p_e^2 - p_0^2 \text{ on peut}$$

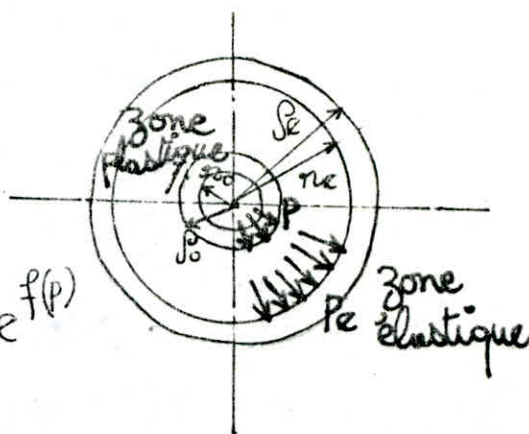
donc écrire que: $u(u+2r_0) = 2r_e \cdot u_e + u_e^2 \neq 2r_e \cdot u_e \cdot (u_e \neq 0)$

$$\text{Or } u_e = \frac{(1+\nu)}{E} (p_e - p_0) \cdot r_e = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot R_0 \cdot r_e$$

$$\Rightarrow u(u+2r_0) = \frac{2(1+\nu)R_0}{E} \cdot r_e^2$$

$$\text{et puisque: } p_e = \frac{E}{r_e} (1 + \frac{u_e}{r_e}) \neq r_e$$

$$\Rightarrow u(u+2r_0) = \frac{2(1+\nu)R_0}{E} \cdot (r_0 + u)^e \cdot e^{f(p)}$$

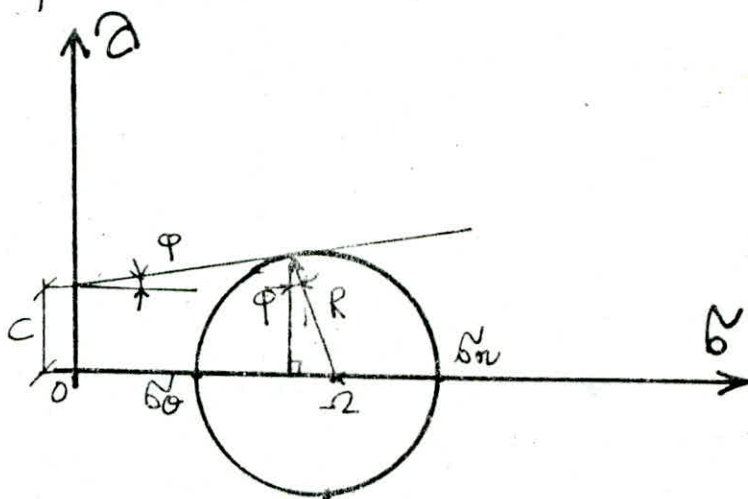


et puisque $f(p)$ est une fonction qui dépend du diamètre R , déterminons la à partir du cercle de MOHR:

$$\text{on a } R = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \sigma_r - \sigma$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ult} &= c + (\sigma_r - R \sin \varphi) \tan \varphi \\ &= R \cdot \cos \varphi \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \sigma_r \tan \varphi + c = R \left(\tan \varphi + \frac{1}{\cos \varphi} \right)$$



$$R = \sigma_r \cdot \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} + c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\text{on voit qu'on a: } f(p) = \int_{p_0}^p \frac{d\sigma_r}{R} = \log \left[\frac{E}{2(1+\nu) \cdot R_0} \cdot \frac{u(u+2r_0)}{(u+r_0)^2} \right]$$

posons $R = a\sigma_r + b$:

$$f(p) = \int_{p_0+R_0}^p \frac{d\sigma_r}{a\sigma_r + b} = \frac{1}{a} \cdot \log [a\sigma_r + b]_{p_0+R_0}^p$$

$$\text{Or } R_0 = p_e - p_0 = p_0(1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi - p_0 = p_0 \sin \varphi + c \cos \varphi$$

$$\Rightarrow p = (1 + \sin \varphi) (p_0 + c \cot \varphi) \left[\frac{E}{2(1+\nu) (p_0 \sin \varphi + c \cos \varphi)} \cdot \frac{u(u+2r_0)}{(u+r_0)^2} \right]^{\frac{\sin \varphi}{\sin \varphi + 1} + c \cot \varphi}$$

$- c \cot \varphi$ et puisque on a une déformation infinie $u = \infty$ on

$$\text{trouve: } p = (1 + \sin \varphi) (p_0 + c \cot \varphi) \left[\frac{E}{2(1+\nu) (p_0 \sin \varphi + c \cos \varphi)} \right]^{\frac{\sin \varphi}{\sin \varphi + 1} - c \cot \varphi}$$

cas particuliers:

* argile saturée purement cohérente : $\varphi = 0 \Rightarrow R_0 = C_u$ et

$$f(p) = \log \left[\frac{E}{2(1+\mu) \cdot C_u} \cdot \frac{u(u+2r_0)}{(u+r_0)^2} \right] = \int_{P_0+C_u}^P \frac{d\sigma_v}{C_u} = \frac{P - (P_0 + C_u)}{C_u}$$

$$u = \infty \Rightarrow P = R \Rightarrow \log \frac{E}{2(1+\mu) \cdot C_u} = \frac{R - P_0 - C_u}{C_u} \Rightarrow$$

$$R = P_0 + C_u \left[1 + \log \frac{E}{2(1+\mu) \cdot C_u} \right]$$

* sable purement frottant : $c = 0 \Rightarrow$

$$R = (1 + \sin \varphi) \cdot P_0 \cdot \left[\frac{E}{2(1+\mu) P_0 \sin \varphi} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

relations entre les paramètres pressométriques:

a) R_L & P_f :

i) argile cohérente: on a trouvé que $P_f = C_u + P_0$. statistiquement, on trouve toujours le rapport: $\frac{R_L - P_0}{C_u} = 4$. on peut déduire que: $\frac{R_L - P_0}{P_f - P_0} = 4$.

ii) sable frottant: on a trouvé que:

$$P_f = P_0(1 + \sin \varphi) \text{ or } P_L = f(\varphi) \text{ on doit s'attacher à ce que le}$$

rapport $\frac{R_L - P_0}{P_f - P_0} = f(\varphi)$ ce qui est infirmé par l'expérience. en effet on trouve statistiquement que: $\frac{R_L - P_0}{P_f - P_0} = 1,70$ indépendamment de φ .

de telles relations paraissent séduisantes sur le plan intellectuel et peuvent nous donner les caractéristiques mécaniques des matériaux i) & ii). une confrontation directe entre les valeurs de c & φ déduites et mesurées est très intéressante mais elle est délaissée dans cette thèse au profit d'un problème plus pratique: celui du dimensionnement des fondations.

b) E & P_L : ce sont deux paramètres qui caractérisent deux phénomènes différents la rupture & la compressibilité mais l'expérience montre que le rapport $\frac{E}{R_L - P_0}$ lié à l'état de consolidation du sol peut servir à un critère de classification des sols.

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: _____
 DESIGNATION DU PROJET: SNTF
EL-HARRACH
 DIVRAGE: VIADUC RNB
 DATE: 9-12.03.86

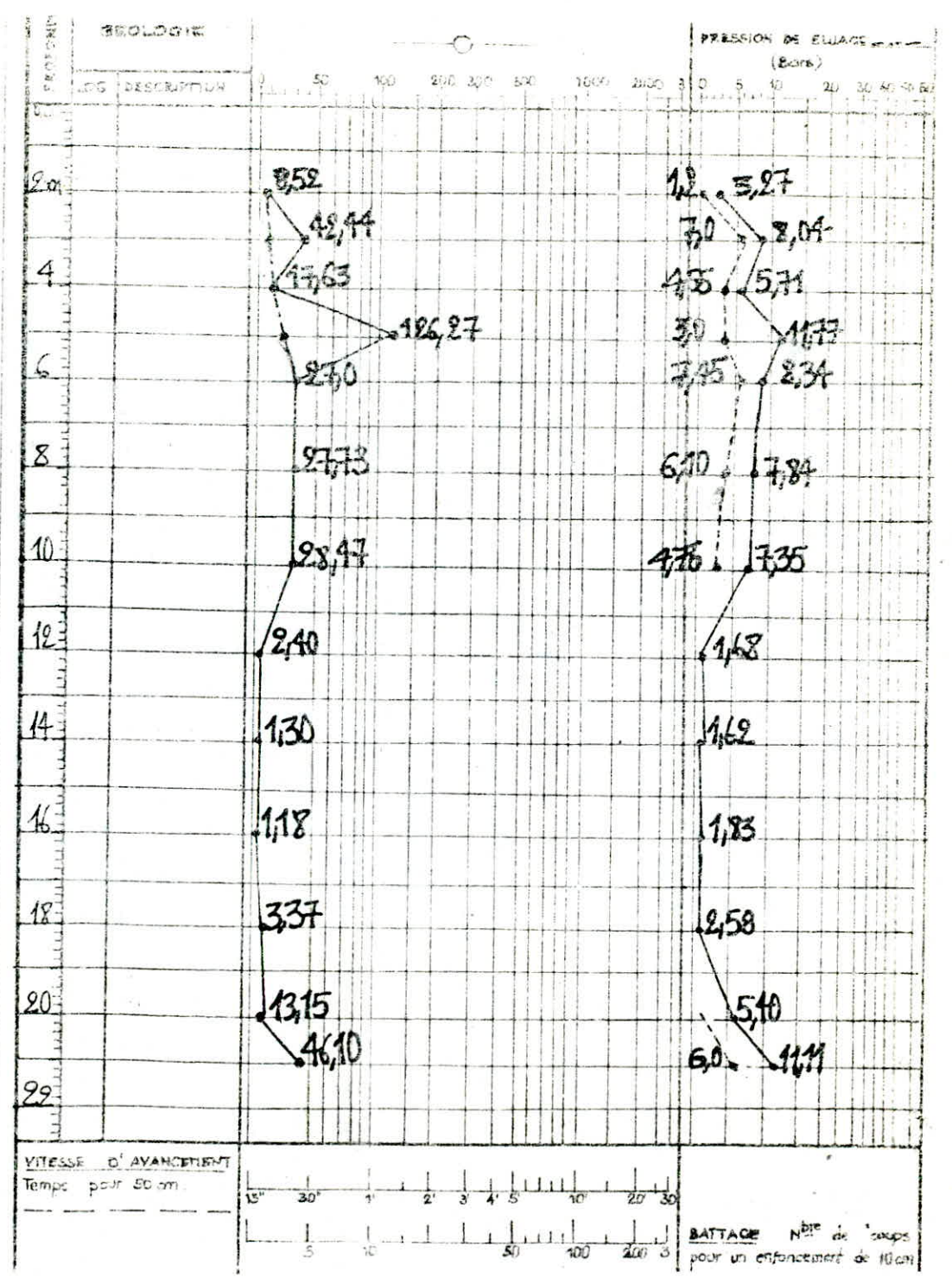
N° SONDAGE: SP3
 CHEF SONDEUR: _____
 ENGINE DE FORAGE: D9000
 OUTIL DIAMETRE: φ47 & φ63
 NIVEAU PRESSIOMETRIQUE: _____

COORDONNEES
 $x = 539,050$
 $y = 379,335$
 $T = +9,20 \text{ N.G.A}$

PLAN D'IMPLANTATION

1) valeurs locales à éliminer:
 $z=3\text{m}: E=42,44\text{bars}, P_c=8,04\text{bars}$
 $z=5\text{m}: E=126,27\text{bars}, P_c=11,77\text{bars}$
valeurs interpolées linéairement:
 $z=3\text{m}: E=13,07\text{bars}, P_c=4,49\text{bars}$
 $z=5\text{m}: E=22,31\text{bars}, P_c=7,02\text{bars}$
 2) courbe pressiometrique inhabituelle: $z=8\text{m}$
valeurs interpolées: $E=27,73\text{bars}, P_c=7,84\text{bars}$

CLASSÉMENT





LABORATOIRE - GEOTECHNIQUE

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: _____

N° SONDAGE: **SP2**

DESIGNATION DU PROJET: _____

CHEF SONDEUR: _____

OUVRAGE: **VIADUC RN8**

ENGIN DE FORAGE: **D9000**

DATE: **09.03.86**

OUTIL DIAMETRE: **φ63**

NIVEAU PIEZOMETRIQUE: _____

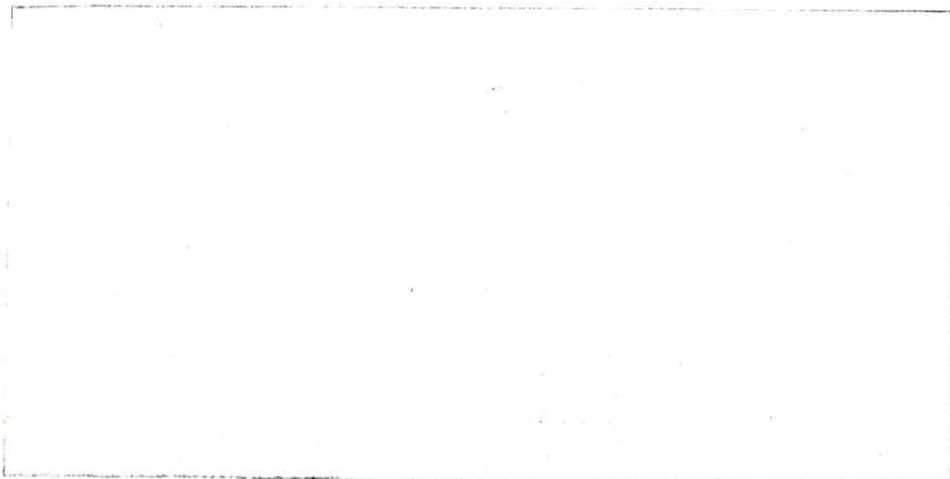
COORDONNEES

X = **539,050**

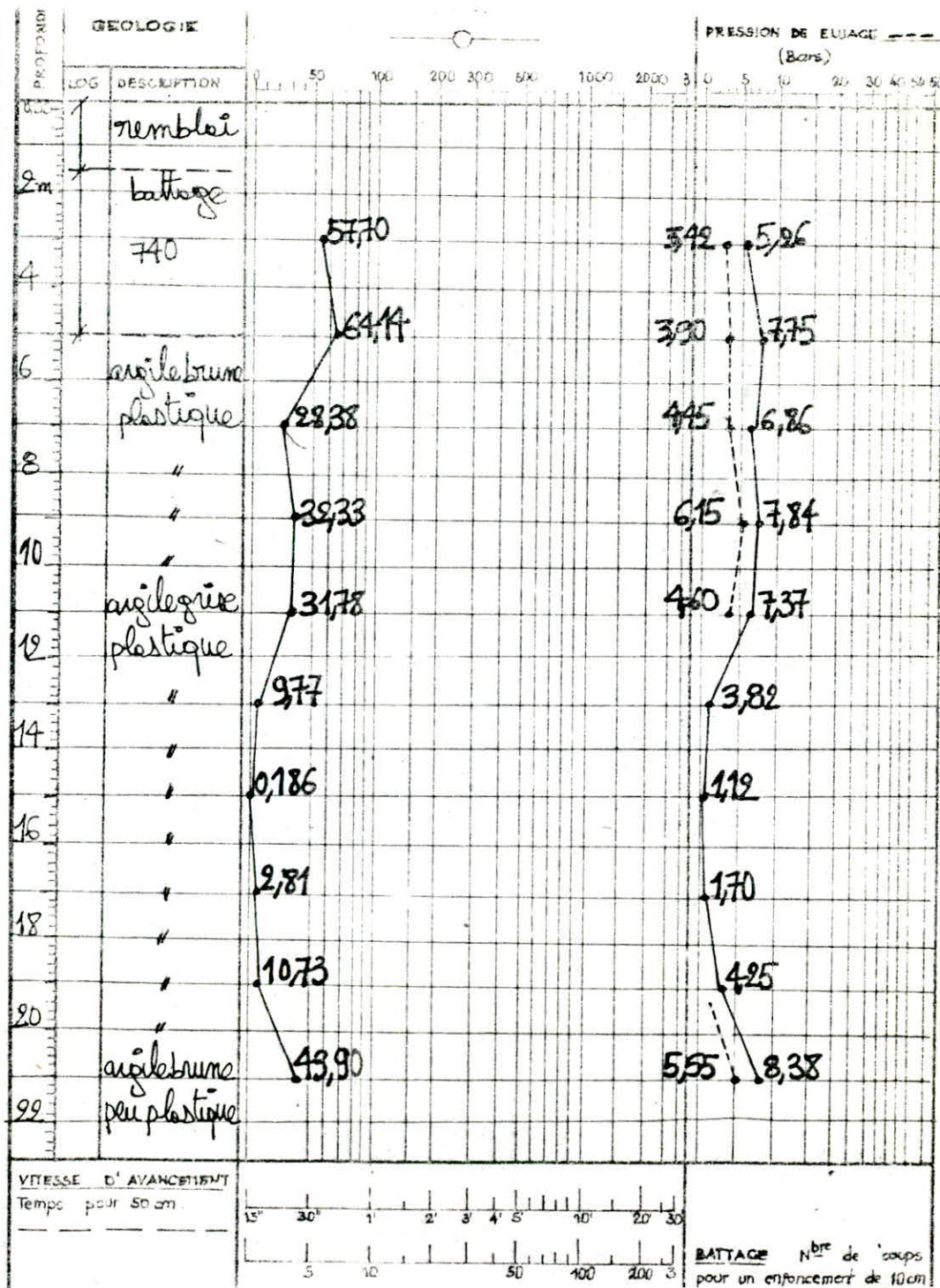
Y = **379,335**

T = **+8,00 N.G.A**

PLAN D'IMPLANTATION.



CLASSIFICATION



ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: _____

 N° SONDAGE: **SP1**

 DESIGNATION DU PROJET: **SNTF-
EL-HARRACH**

CHEF SONDEUR: _____

 OUVRAGE: **VIADUC RN8**

 ENGIN DE FORAGE: **D9000**

 DATE: **03.03.86**

 OUTIL DIAMETRE: **φ63**

NIVEAU PIZOMETRIQUE: _____

COORDONNEES

X = **539,050**

Y = **379,335**

T = **+7,20 N.G.A.**

PLAN D'IMPLANTATION.

1) Valeurs locales à éliminer:

$z=4m$ $E=91,27$ bars $P_L=9,65$ bars.

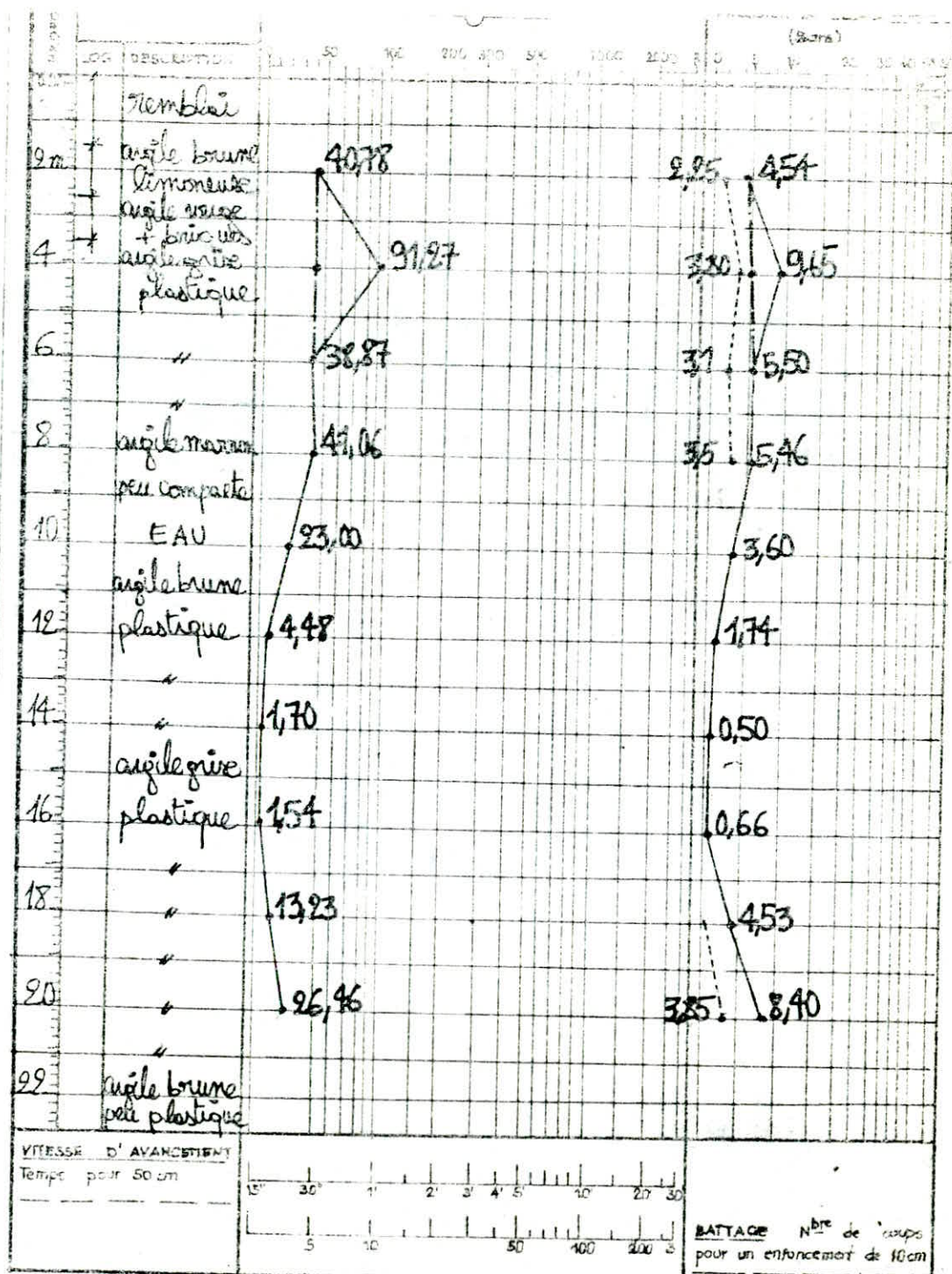
Valeurs interpolées:

$z=4m$ $E=39,82$ bars $P_L=5,02$ bars.

2) courbe pressiométrique inhabituelle: $z=10m$.

Valeurs interpolées: $E=23,00$ bars
 $P_L=3,60$ bars

CLASSEMENT


 VITESSE D'AVANCEMENT
 Temps pour 50 cm

 BATTAGE N° de coups
 pour un enfoncement de 10cm

1/ INTRODUCTION :

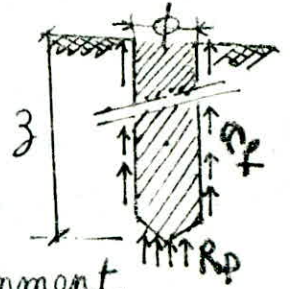
il s'agit d'un essai de rupture intéressant dans la mesure où il permet de connaître la résistance du sol à la pénétration.

le sol présente deux types de résistance à la pénétration :

- i) résistance à la pointe : c'est la limite de l'effort supporté et au delà duquel le sol est poinçonné (noté Q_p, R_p, \dots)
- ii) résistance par frottement latéral : c'est la limite de l'effort d'adhérence sol/fondation et au delà duquel se produit un glissement de la fondation (noté τ_f, f_c, Q_f, \dots)

2/ PRINCIPE DE L'ESSAI : il s'agit de mesurer la résistance qu'oppose le sol à la pénétration d'une cône de diamètre ϕ , à une profondeur z et transmettant une charge P . l'équilibre limite du sol exige que :

$$R_p \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} + \tau_f \cdot \pi \phi z = P$$



pour séparer les deux termes de résistance, il faut que le cône puisse se déplacer indépendamment des tiges ou qu'il y ait un dispositif qui permet de mesurer la réaction du sol au niveau du cône.

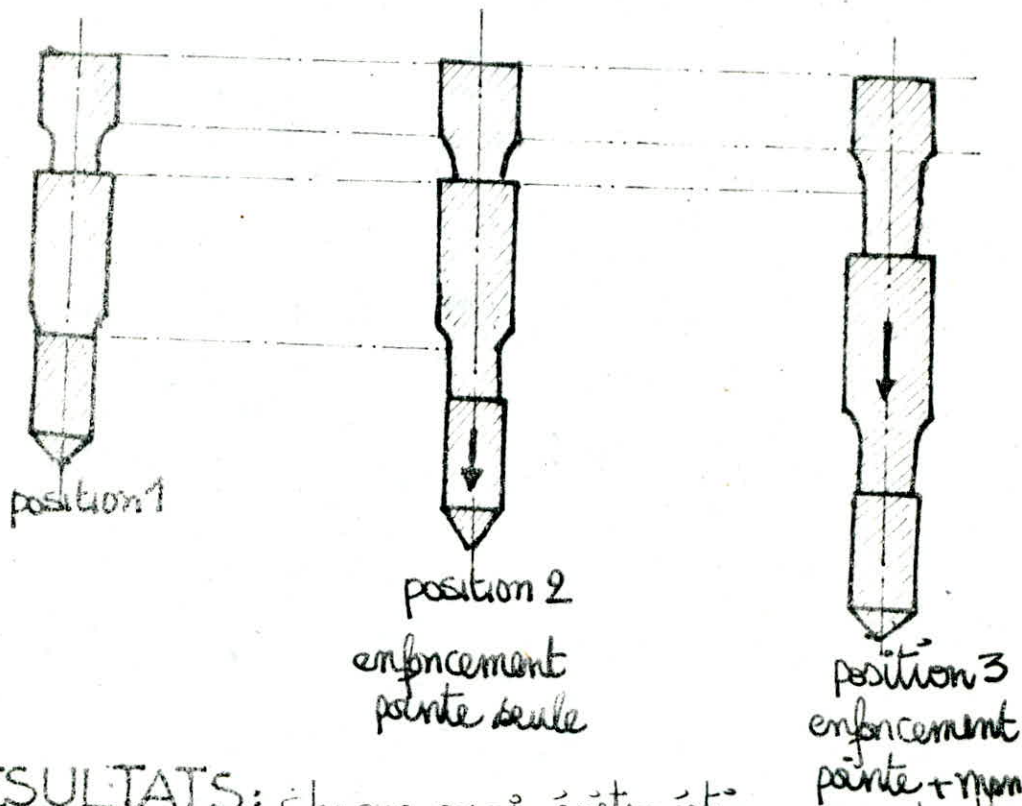
3/ DISPOSITIF EXPERIMENTAL : on a utilisé le pénétromètre hollandais type "cône mobile" GOUDA 20 tonnes. la vitesse de pénétration est de 10 cm / mn. le dispositif est constitué de :

- i) un cône d'angle au sommet 60° et de 10 cm^2 de section.
- ii) un train de tiges coulissant dans des tubes dont les manchons d'assemblage ont un diamètre d'environ $3,5 \text{ cm}$.
- iii) un dispositif de mesure, qui est constitué de manomètre et dont la pression est transmise à l'aide d'un piston et par l'intermédiaire de l'huile. comme la section du cône et du piston sont égales on lit directement le terme de pointe sur le manomètre

4/ REALISATION DE L'ESSAI :

-76-

après une pénétration dans le sol (position 1), le cône s'enfonce librement ce qui permet de mesurer R_p (position 2). ensuite le manchon et le cône s'enfoncent, ce qui donne l'effort de pointe et l'effort de frottement cumulés (position 3). par différence le frottement latéral sur le manchon peut être mesuré.



5/ RESULTATS: Chaque essai pénétrométrique permet d'avoir un pénétrogramme comportant 3 courbes en fonction de la profondeur z :

- 1) courbe de résistance en pointe : R_p
- 2) " " par frottement latéral : R_f
- 3) " de l'effort total P .

lorsque l'appareil arrive à sa limite de pénétration, on procédera à un laminage de la partie des courbes correspondantes avant d'exploiter les résultats pénétrométriques.

Ci après figurent les pénétrogrammes des essais effectués à des sondages très proches des sondages pressiométriques (ceci nous permet de faire une confrontation très intéressante des résultats).

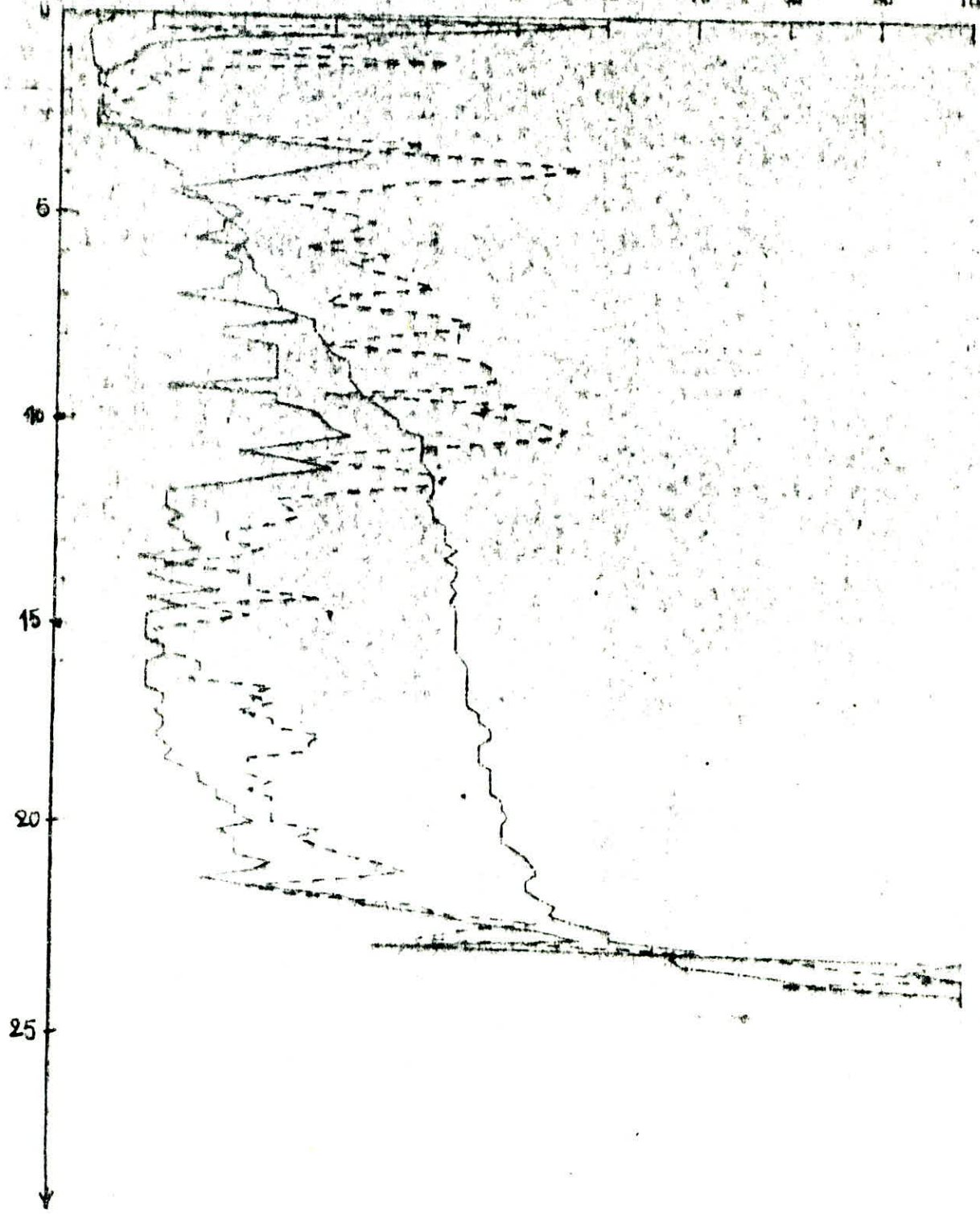
L.T.P.C. PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier : 22.86.3009
 Localisation : EL - HARRACH
 ETUDE : VIADUC/RNB
 Client : S. N. T. F.
 OUVRAGE :
 Date d'essai : 09.04.86

Numero PE: 01

| | | | | | | | | | | |
|-----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| TOT | 1500 | 3000 | 4500 | 6000 | 7500 | 9000 | 10500 | 12000 | 13500 | 15000 |
| FIL | 1.5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 |
| R.P | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |



L.T.P.C

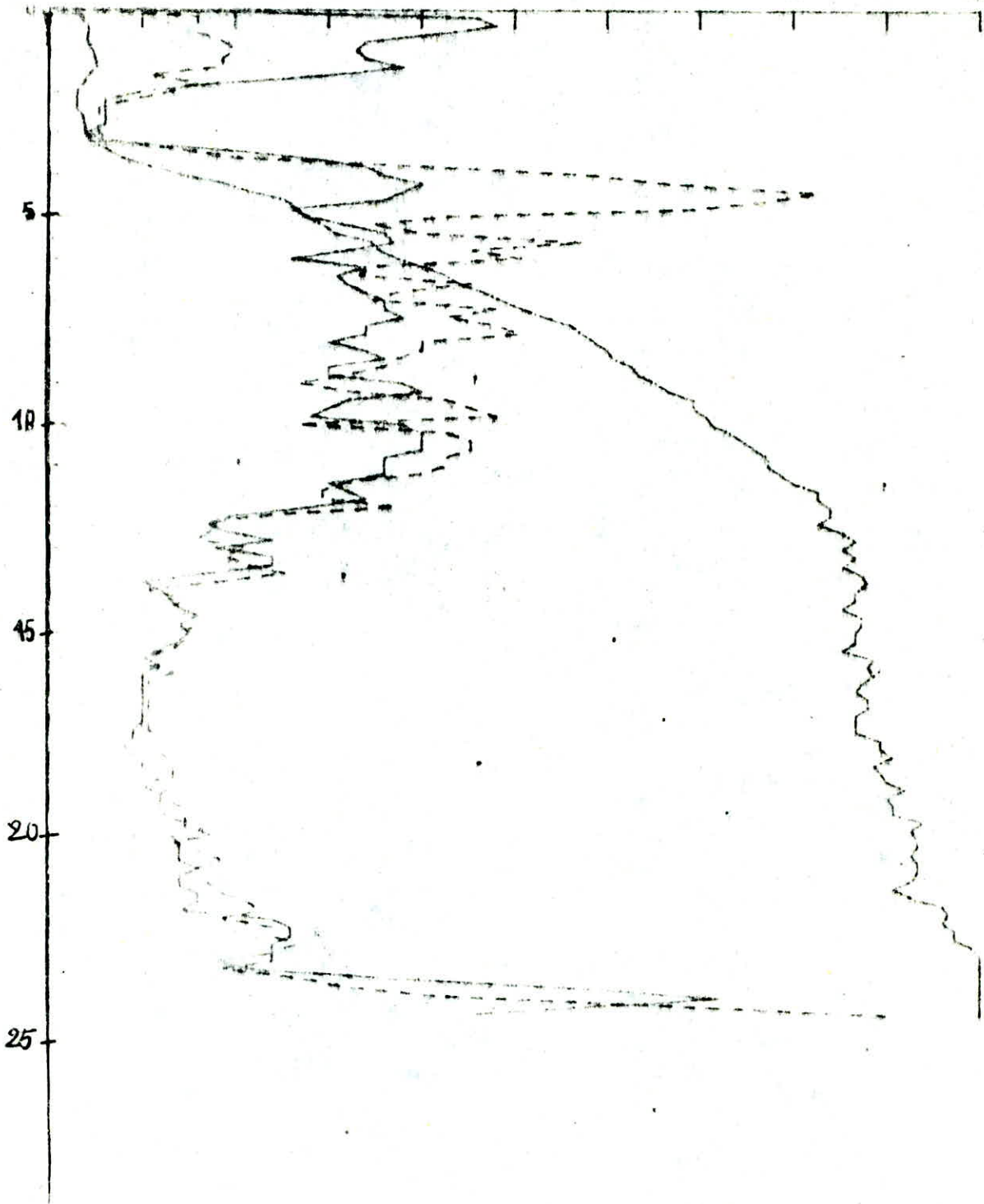
PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier: 22.86.3009
 Localisation: EL - HARRACH
 Etude: VIADUC/RNB
 Client: S. N. T. F
 OUVRAGE: /
 Date d'essai: 09.04.86

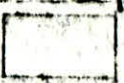
Numero PE: 02

| | | | | | | | | | | | |
|-----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| TOT | 1500 | 3000 | 4500 | 6000 | 7500 | 9000 | 10500 | 12000 | 13500 | 15000 | kg |
| F.L | 5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 | bars |
| RP | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | bars |



L. T. P. C

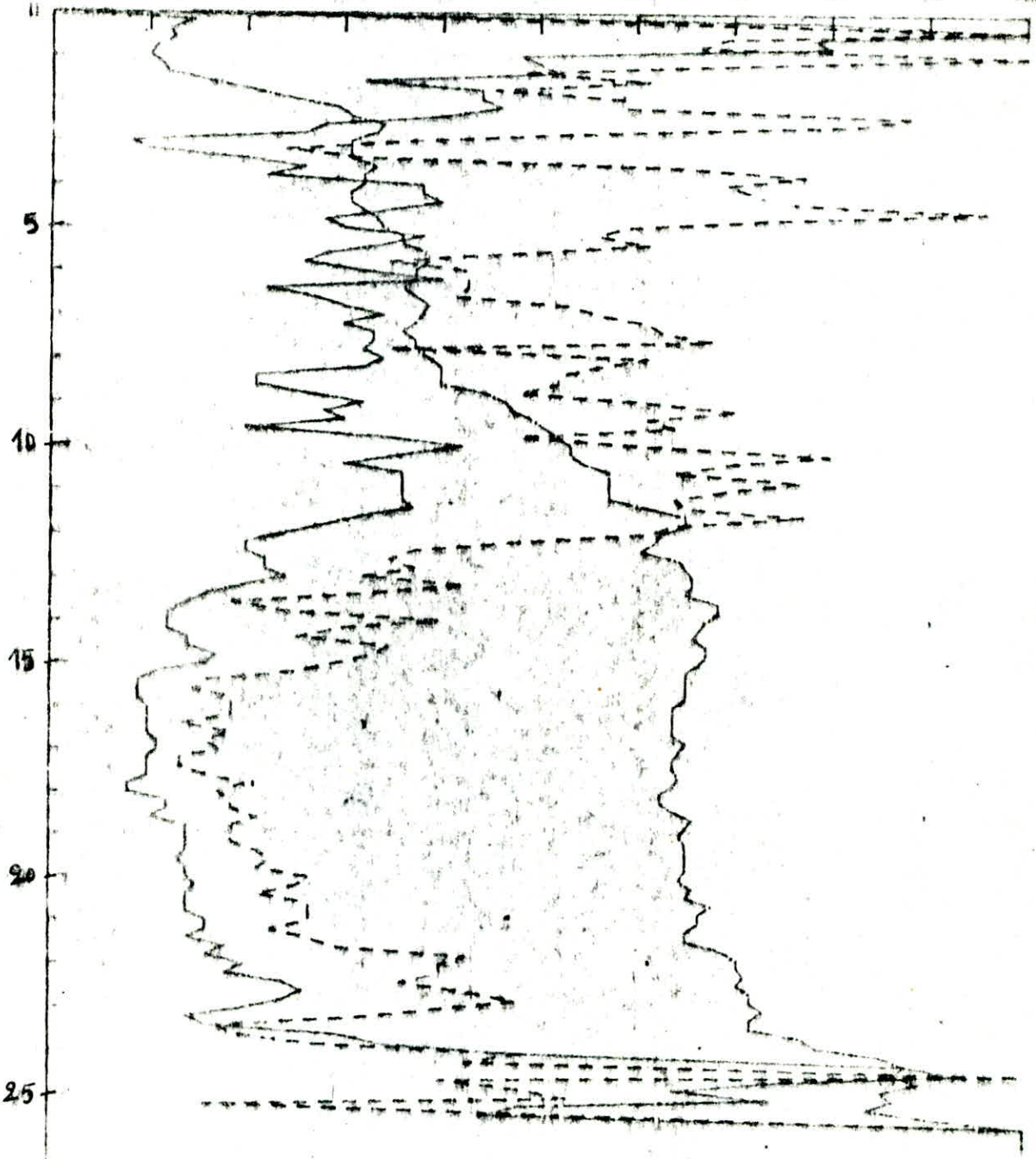
PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier 22.86.3009
 Localisation: EL-HARRACH
 Etude VIADUC/RNB
 Client S. N. T. F
 OUVRAGE: /
 Date de l'essai: 09.04.86

Numero PE: 03

| | | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| OT | 1500 | 2000 | 4500 | 6000 | 7500 | 9000 | 10500 | 12000 | 13500 | 15000 | Kg |
| L | .5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 | bars |
| NP | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | bars |



profondeur en m

REFUS A LA POINTE a 26 m

L.T.P.C

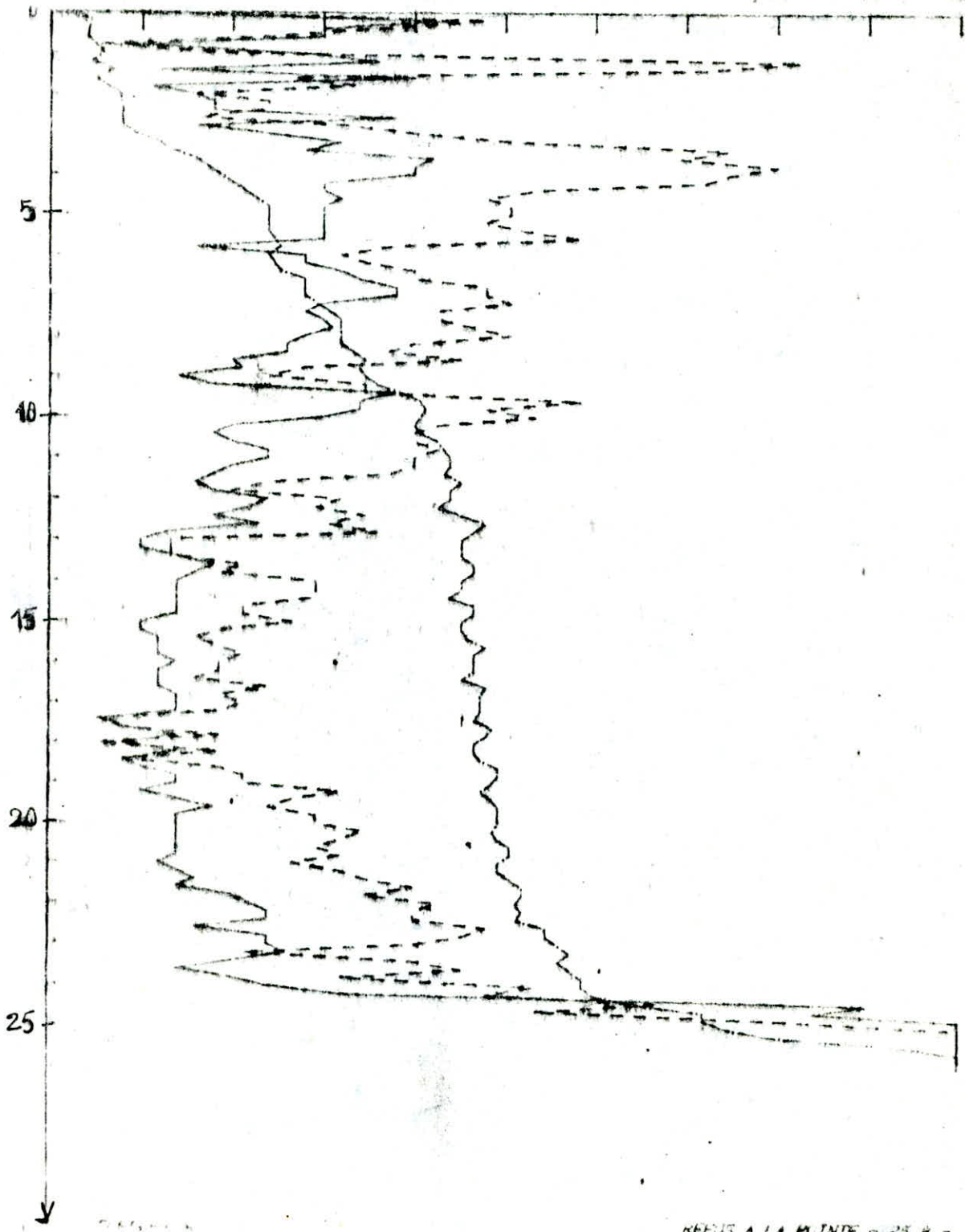
PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier: 22. 80. 3009
 Localisation: EL - HARRACH
 Etude: VIADUC/RNB
 Client: S. N. T. F.
 OUVRAGE: /
 date d'essai: 04. 04. 86

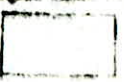
Numero PE: 04

| | | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| ST | 1500 | 3000 | 4500 | 6000 | 7500 | 9000 | 10500 | 12000 | 13500 | 15000 | Kg |
| L | .5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 | bars |
| P | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | bars |



REFUS A LA PENETRE A 25. 8 A.

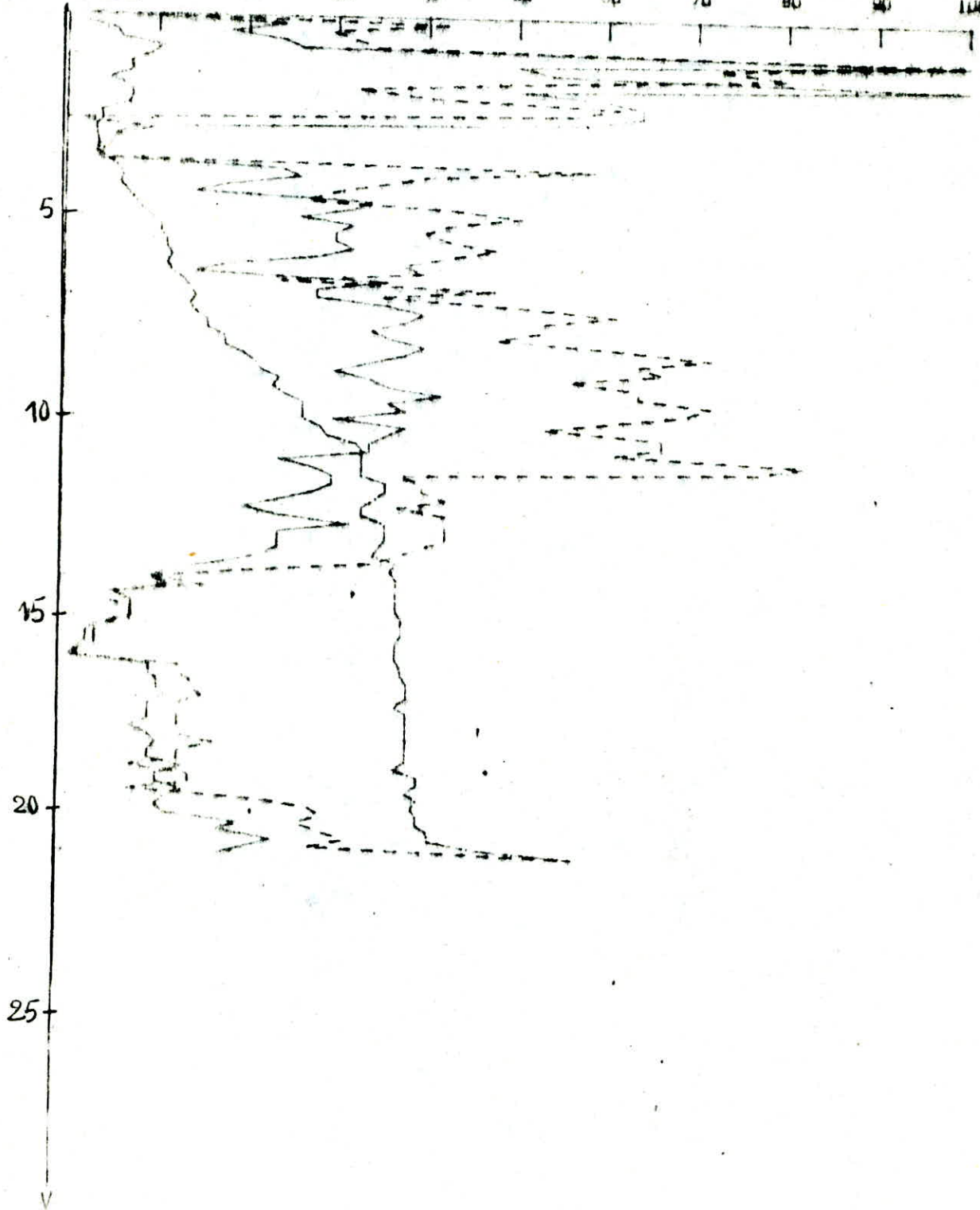
L.T.P.C PENETROMETRE STATIQUE GOUDA



Dossier 22.86.3009
 Localisation EL - HARRACH
 Etude : VIADUC/RN8
 Client : S. H. T. F
 OUVRAGE :
 date d'essai : 12.04.86

Numero PE: 05

| | | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| ST | 1500 | 3000 | 4500 | 6000 | 7500 | 9000 | 10500 | 12000 | 13500 | 15000 | kg |
| L | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 | bars |
| P | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | bars |



PROFIL GEOTECHNIQUE

à partir des descriptions géologiques sommaires des coupes de sondages portant sur la couleur, la compacité et la granulométrie apparente on a proposé un profil géotechnique sous forme d'une coupe géologique (voir planche). Les résultats des essais de laboratoire et in situ confirment bien la succession des couches proposée.

SYNTHESE DES RESULTATS: Le terrain étudié comporte:

a) une couche de remblai: elle représente la couche superficielle du terrain. à proximité du oued SMAR elle est épaisse de 3m (S/C5); au niveau de ses berges elle a un pendage important faisant augmenter l'épaisseur à 10m (S/C4) ensuite cette épaisseur se stabilise le long de tout le terrain.

Les résultats d'essais au laboratoire sont très rapprochés. aussi, on est amené à uniformiser les caractéristiques de cette couche. c'est une couche surconsolidée ayant une contrainte de consolidation $\sigma_c = 2,54 \text{ bars}$, un coeff de compressibilité $c_c = 0,1545$ et un indice de gonflement $c_g = 0,042$. il y'a donc un risque de gonflement. l'ajustement des courbes de chargement donne un coefficient de surconsolidation très faible $c_s = 0,0286$.

cette couche est formée de l'argile limoneuse consistante et peu plastique ayant une densité sèche $\delta_d = 1,70 \text{ t/m}^3$. les essais mécaniques fournissent des angles de frottement faibles ($\varphi_{cu} = 14,17^\circ$, $\varphi_{cu} = 20,75^\circ$ & $\varphi' = 24,50^\circ$) et les cohésions: $c_{cu} = 0,862$, $c_{cu} = 0,86 \text{ bars}$ & $c' = 0,50 \text{ bars}$. les pressiomètres indiquent qu'à proximité du oued (SP1), la couche présente un module pressiométrique $E = 40 \text{ bars}$ et une pression limite $P_L = 5 \text{ bars}$. et au niveau de SP2 la couche est plus raide sur 5m: $E = 61 \text{ bars}$ ensuite une chute à $E = 31 \text{ bars}$ pour le reste de la couche. la pression $P_L = 7,5 \text{ bars}$.

au niveau du stade (SP3), en deçà de 6m, E et P_L augmentent pour atteindre respectivement 27 bars et 8 bars et au delà et pour le reste

de la couche : $E = 28 \text{ bars}$ et $p_c = 8 \text{ bars}$.

les pénétrogrammes montrent l'existence de cette couche avec une épaisseur moyenne de 10m et ayant pour résistance en pointe $R_p = 29 \text{ bars}$.

b) une couche d'argile grise: à proximité du ouest, elle est épaisse de 22m. l'épaisseur chute à 14m au niveau des berges (S'P4), pour se stabiliser ensuite à 11m sur tout le terrain.

la couche est surconsolidée sur tout l'axe du VIADUC (NE/SW) jusqu'au niveau du stade (S'P1/S'P3) où elle devient sousconsolidée et inconsistante ($I_c < 1$). il s'agit d'une argile limoneuse peu plastique avec quelques passages de tourbes (la teneur en matière organique est de 4,04%) et de densité sèche moyenne $\gamma_d = 145 \text{ KN/m}^3$. les essais mécaniques fournissent des cohésions non drainées faibles : $c_u < 0,5 \text{ bars}$ et φ_u très faibles : $\varphi_u \approx 3^\circ$ (argile franche). les pressigrammes indiquent les renseignements suivants :

en deça de la profondeur de 18m/T.N sur tout le terrain on a un passage d'argile plastique où : $E = 2 \text{ bars}$ et $p_c = 1,5 \text{ bars}$.

au delà, et pour le reste de la couche les caractéristiques pressiométriques augmentent pour atteindre : $E = 27 \text{ bars}$ et $p_c = 8,5 \text{ bars}$ à proximité du ouest, $E = 44 \text{ bars}$ et $p_c = 8,7 \text{ bars}$ à S'P2 ; et $E = 46 \text{ bars}$ et $p_c = 11 \text{ bars}$ au niveau du stade (S'P3). ceci est le signe de l'augmentation des caractéristiques mécaniques du terrain au delà de cette couche. cette dernière est le point faible du terrain. lors du dimensionnement, on essaiera d'éviter la transmission des sollicitations à cette couche, mais le problème qu'elle peut poser est sa grande compressibilité.

Enfin, les pénétrogrammes montrent l'existence de la couche avec une épaisseur moyenne 11m et une résistance en pointe $R_p = 14 \text{ bars}$.

c) une couche d'argile rouge: elle s'étend presque horizontalement le long de tout le terrain en gardant une épaisseur d'environ 2m.

c'est une couche surconsolidée et très consistante. toutefois elle devient légèrement sous consolidée à SC3.

il s'agit d'une argile sableuse (ou sable argileux) dont la fraction sableuse-graveleuse devient dominante à SC3. la densité sèche est $\gamma_d = 1,70 \text{ t/m}^3$.

les renseignements sur le comportement mécanique sont fournis seulement par le pénétromètre statique: $R_p = 72 \text{ bars}$.

d) couche de galets + argile graveleuse: l'épaisseur est environ 3 m à proximité du oued; le pendage augmente ensuite pour atteindre une épaisseur de 8 m. épaisseur qui se stabilise jusqu'à SC2 (passage à niveau) pour diminuer ensuite jusqu'à 4 m au niveau du stade c'est une couche surconsolidée avec $\sigma_c = 3,10 \text{ bars}$.

elle a une densité sèche $\gamma_d = 1,70 \text{ t/m}^3$ on ne dispose d'aucune information sur son comportement mécanique.

e) couche de sable grésifié: elle s'étend à des grandes profondeurs (jusqu'à 41 m). apparemment c'est le substratum du terrain.
niveau de la nappe phréatique:

On signalera que vues les valeurs de S_r très proches de 100% (terrain saturé) et la nature argileuse du sol qui oriente vers un comportement à court terme faisant intervenir la pression interstitielle de l'eau, on est amenés à supposer, lors du calcul des fondations le cas défavorable suivant: le niveau de la nappe phréatique est celui du terrain naturel.

CALCUL DES FONDATIONS:

A/EXPLOITATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

1/ PORTANCE : l'essai pressiométrique est un essai de rupture horizontale. lorsque le sol se met en plasticité autour de la fondation, on peut assimiler les zones plastiques et pseudo-élastiques en des surfaces cylindriques

Formule fondamentale de la thèse de MÉNARD:

$$q_L - q_0 = k(P_L - P_0) \text{ en:}$$

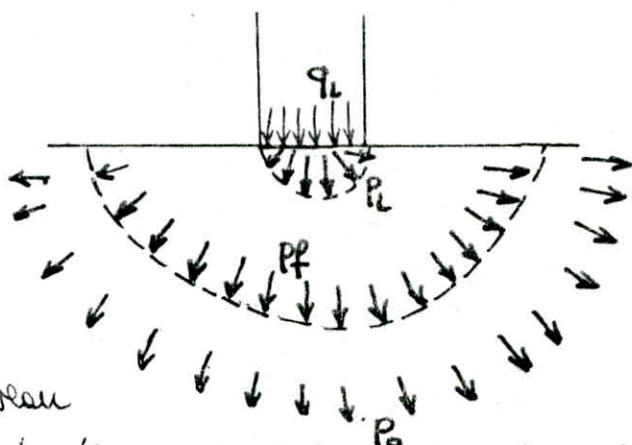


schéma de rupture dû à MÉNARD:

q_0 : contrainte verticale au niveau des fondations après construction.
(s'il s'agit par exemple d'un bâtiment avec sous-sol, q_0 se calcule à partir du niveau inf du sous-sol)

$$q_0 = \gamma_h \cdot H_w + \gamma'(H - H_w) + \gamma_w(H - H_w)$$

q_L : contrainte verticale limite de rupture.
 P_L : pression limite au niveau de la fondation.
 P_0 : pression horizontale des terres au repos.

si σ_v : pression verticale due au poids des terres au repos:

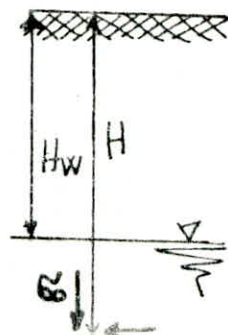
$$P_0 = k_0 \cdot \sigma_v \quad k_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \frac{1}{4} \leq \mu \leq \frac{1}{3} \Rightarrow \frac{1}{3} \leq k_0 \leq \frac{1}{2}$$

on choisit $k_0 = 0,5$ usuellement. si l'essai est réalisé à une profondeur H et si H_w est la profondeur de la nappe d'eau, on a:

$$P_0 = k_0 [\gamma_h \cdot H_w + \gamma'(H - H_w)] + \gamma_w \cdot (H - H_w)$$

$$k_0 = 1/2$$

l'essai pressiométrique étant une sollicitation à



à court terme, la formule fondamentale fait intervenir des termes en contraintes totales.

k : "coefficient de potance". il dépend de:

i) catégorie du sol: en effet L. MÉNARD a proposé de classer les sols en des catégories selon la plage $P_L - P_0$ et la nature géologique du sol:

| $P_L - P_0$ (bars) | nature du sol | catégorie de sol |
|--------------------|-------------------------------|-------------------|
| 0 ÷ 12 bars | argile | catégorie I |
| 0 ÷ 7 bars | limon | |
| 18 ÷ 40 | argile raide et moyenne | catégorie II |
| 12 ÷ 30 | limon compact | |
| 4 ÷ 8 | sable compressible | |
| 10 ÷ 30 | roche tendre et altérée | catégorie III |
| 10 ÷ 20 | sable et gravier | |
| 40 ÷ 100 | roche | catégorie III bis |
| 30 ÷ 60 | sable et gravier très compact | |

ii) encastrement de la fondation:

si le terrain est hétérogène ou les caractéristiques pressiométriques sont très différentes en profondeur. on est amenés à définir:

La pression limite équivalente P_{Le} :

On sait que dans un site homogène, la distribution des caractéristiques mécaniques soit le plus souvent à la loi log-normale (les log du paramètre étudié suivent la loi de GAUSS). le paramètre équivalent est tel que son log = moyenne des log des mesures de ce paramètre:

$$\log P_{Le} = \frac{1}{n} \cdot \sum \log P_i = \frac{1}{n} \log \prod P_i = \log (\prod P_i)^{\frac{1}{n}} \Rightarrow$$

$$P_{Le} = (\prod P_i)^{\frac{1}{n}} \text{ à condition que: } \frac{|P_{Le} - P_{Li}|}{P_{Le}} \leq 30\%$$

explicitant ce fait, MÉNARD propose la formule de P_{Le} :

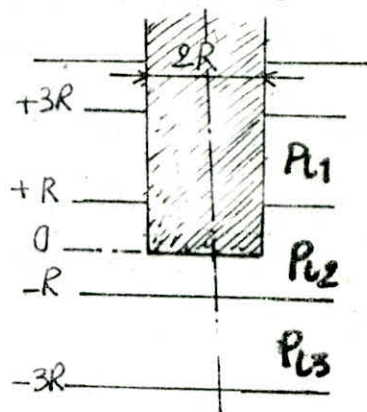
$$P_{Le} = \sqrt[3]{P_{L1} \times P_{L2} \times P_{L3}}$$

P_{L1} : pression limite obtenue au niveau situé entre $+3R$ au dessus de la fondation -87

P_{L2} : pression limite " " " " de $+R$ à $-R$ de part et d'autre de la base

P_{L3} : pression limite " " " " de $-R$ à $-3R$ au dessous de la fondation.

et lorsque la semelle est encastrée à moins d'une fois sa largeur ($D < 2R$) on prendra: $P_{L2} = \sqrt{P_{L1} \times P_{L3}}$.



L'encastrement équivalent:

c'est la moyenne analytique de la courbe $P_L = f(\text{profondeur})$. c'est l'encastrement fictif de la semelle correspondant à un terrain homogène caractérisé par une pression limite P_{Le} :

$$h_e = \frac{1}{P_{Le}} \int_0^D P_L(z) \cdot dz$$

et si z_i est la distance entre les mesures P_{Li} & P_{Li+1} , on peut écrire en 1^{re} approximation: $h_e = \frac{1}{P_{Le}} \sum_0^D P_{Li} \cdot z_i$

iii) la forme de la fondation:

soit k_1 le facteur de portance pour les semelles carrées: $\frac{L}{2R} = 1$

" k_{∞} " " " " " filantes: $\frac{L}{2R} = \infty$

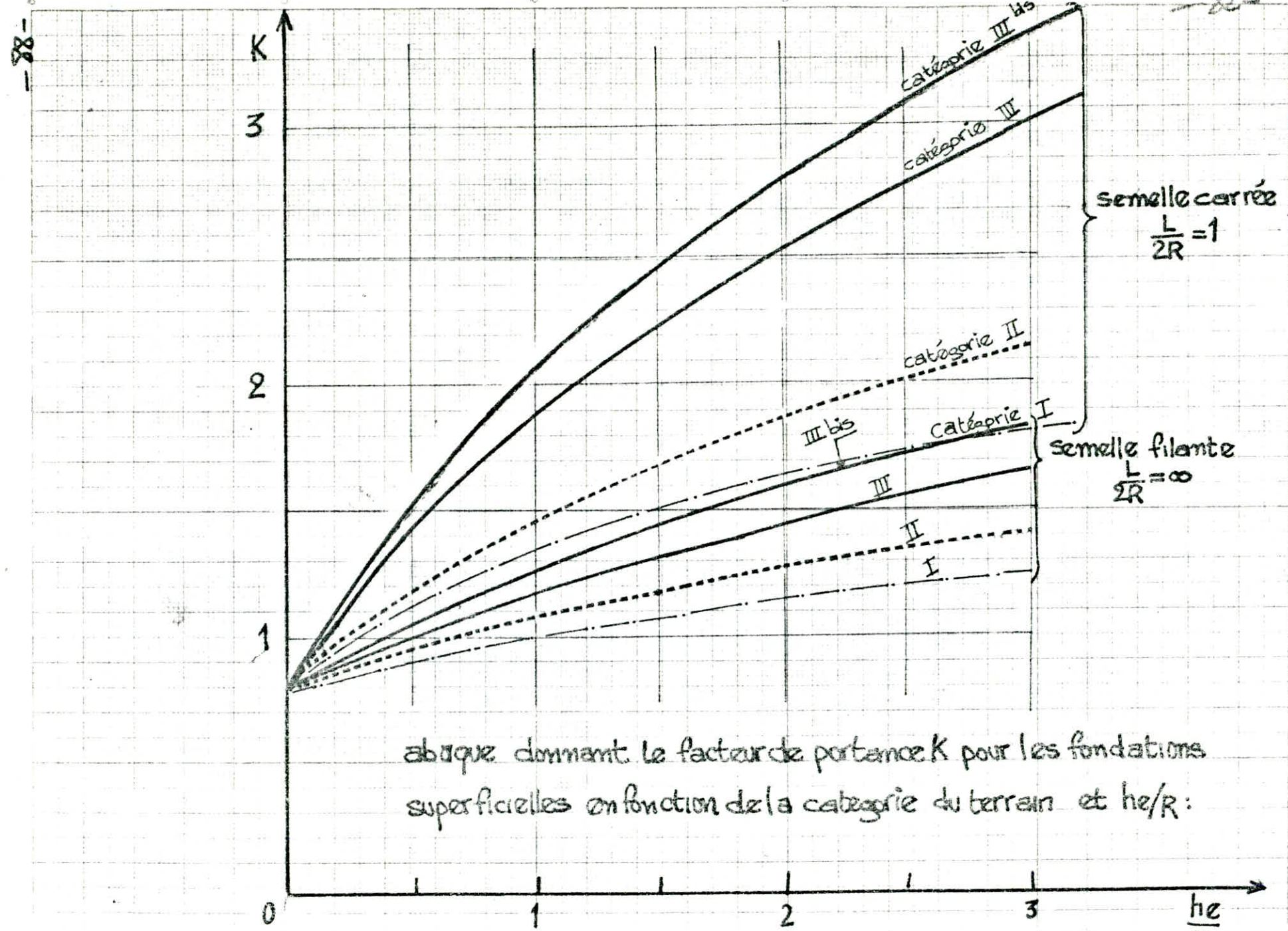
pour une semelle rectangulaire, on est amenés à interpoler:

$$k = k_{\infty} + (k_1 - k_{\infty}) \cdot \frac{B}{L} \quad B = 2R$$

k_1 et k_{∞} sont extrapolées d'une abaque portant en

abscisse le rapport: $\frac{h_e}{R}$. $k \geq 0,8$

en effet, $k = 0,8$ correspond à une fondation posée sur le sol



abaque donnant le facteur de portance K pour les fondations superficielles en fonction de la catégorie du terrain et he/R :

le taux de travail admissible sera déduit de la contrainte limite

de rupture par application d'un coefficient de sécurité $F_s=3$ sur le seul terme de portance:

$$\bar{q} = q_0 + \frac{k}{3}(P_L - P_0)$$

dans certains cas, pour manifester quelques prudenances on appliquera $F_s=3$ sur la charge totale et on aura: $\bar{q} = \frac{q_0 + k(P_L - P_0)}{3}$. notons que lors du calcul de la surcharge il faut faire intervenir le poids des remblais surchargeant la semelle.

dans le cas où la charge est inclinée d'un angle δ sur la verticale on doit frapper \bar{q} d'un coefficient correcteur $i = (1 - \frac{\delta}{\alpha})^2$. cette formule est valable pour un sol doué de cohésion.



Application: on a $\bar{q} = f(B, L, D, \text{catégorie du sol})$. on

est alors amenés à choisir les dimensions de B, L et l'ancrage D optimums pour que le sol puisse porter une telle surcharge.

un tel calcul laborieux est effectué par un calculateur programmable sous un label: "PRESSIO". il consiste à se fixer une longueur L de la semelle. et dans chaque sondage pressiométrique, pour un ancrage donné D, on propose une gamme de largeurs B de la semelle et on calcule \bar{q} . est retenue comme largeur optimale la largeur B qui rend la contrainte de service $< \bar{q}$.

couche d'assise: remblai d'argile limoneuse dont $P_L < 7 \text{ bars} \Rightarrow$ il s'agit donc d'un sol de catégorie I.

$$\text{on a } \tan \delta = \frac{\text{Face horizontale}}{\text{Face verticale}} = \frac{200}{1470} \Rightarrow \delta = 7,75^\circ \Rightarrow i = 0,84.$$

on a remarqué que pour une augmentation $\Delta L = 1m$, \bar{q} diminue de $\Delta \bar{q} = 1\%$. aussi, on a fixé définitivement $L = 17m$ afin d'alléger au maximum la semelle.

| | | | | | | | | | | |
|--------------|-------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| LES sondages | D \ B | 2m | 3m | 4m | 5m | 6m | 7m | 8m | 9m | 10m |
| | 2m | 2,17 bars | 2,160 | 2,159 | 2,110 | 1,930 | 1,680 | 1,320 | 1,313 | 1,137 |
| | 3m | 2,14 | 2,07 | 2,04 | 1,93 | 1,72 | 1,71 | 1,42 | 1,28 | 1,32 |
| | 4m | 2,54 | 2,42 | 2,30 | 2,26 | 2,02 | 1,68 | 1,53 | 1,58 | 1,57 |

| | | | | | | | | | | |
|-------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| sondage SP2 | D \ B | 2m | 3m | 4m | 5m | 6m | 7m | 8m | 9m | 10m |
| | 2m | 2,79 | 2,66 | 2,62 | 2,70 | 2,65 | 2,66 | 2,39 | 1,94 | 1,73 |
| | 3m | 3,16 | 3,06 | 3,09 | 3,09 | 3,01 | 2,73 | 2,23 | 2,22 | 1,98 |
| | 4m | 2,82 | 2,71 | 2,74 | 2,74 | 2,54 | 2,54 | 2,15 | 1,97 | 1,96 |

| | | | | | | | | | | |
|-------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| sondage SP3 | D \ B | 2m | 3m | 4m | 5m | 6m | 7m | 8m | 9m | 10m |
| | 2m | 2,25 | 2,32 | 2,39 | 2,36 | 2,39 | 2,06 | 1,83 | 1,82 | 1,66 |
| | 3m | 2,23 | 2,16 | 2,21 | 2,25 | 1,99 | 1,98 | 1,81 | 1,69 | 1,64 |
| | 4m | 2,73 | 2,63 | 2,62 | 2,58 | 2,31 | 2,12 | 1,99 | 1,98 | 1,92 |

ces tableaux sont représentés sous forme de graphes $\bar{q} = f(B)$ pour D donné.

sur ces mêmes graphes on a tracé les courbes de surcharge : $q = \frac{Q}{B \cdot L}$

$q = \frac{1470t}{17m \cdot B} \Rightarrow q = \frac{8,647}{B}$ B en mètres, q en bars. lors de la comparaison
On ajoutera le poids des terres et de la semelle à q.

conclusion : la comparaison entre q et \bar{q} a fait montrer que les ancrages D=3m et D=4m sont à rejeter sinon il faut opter pour une

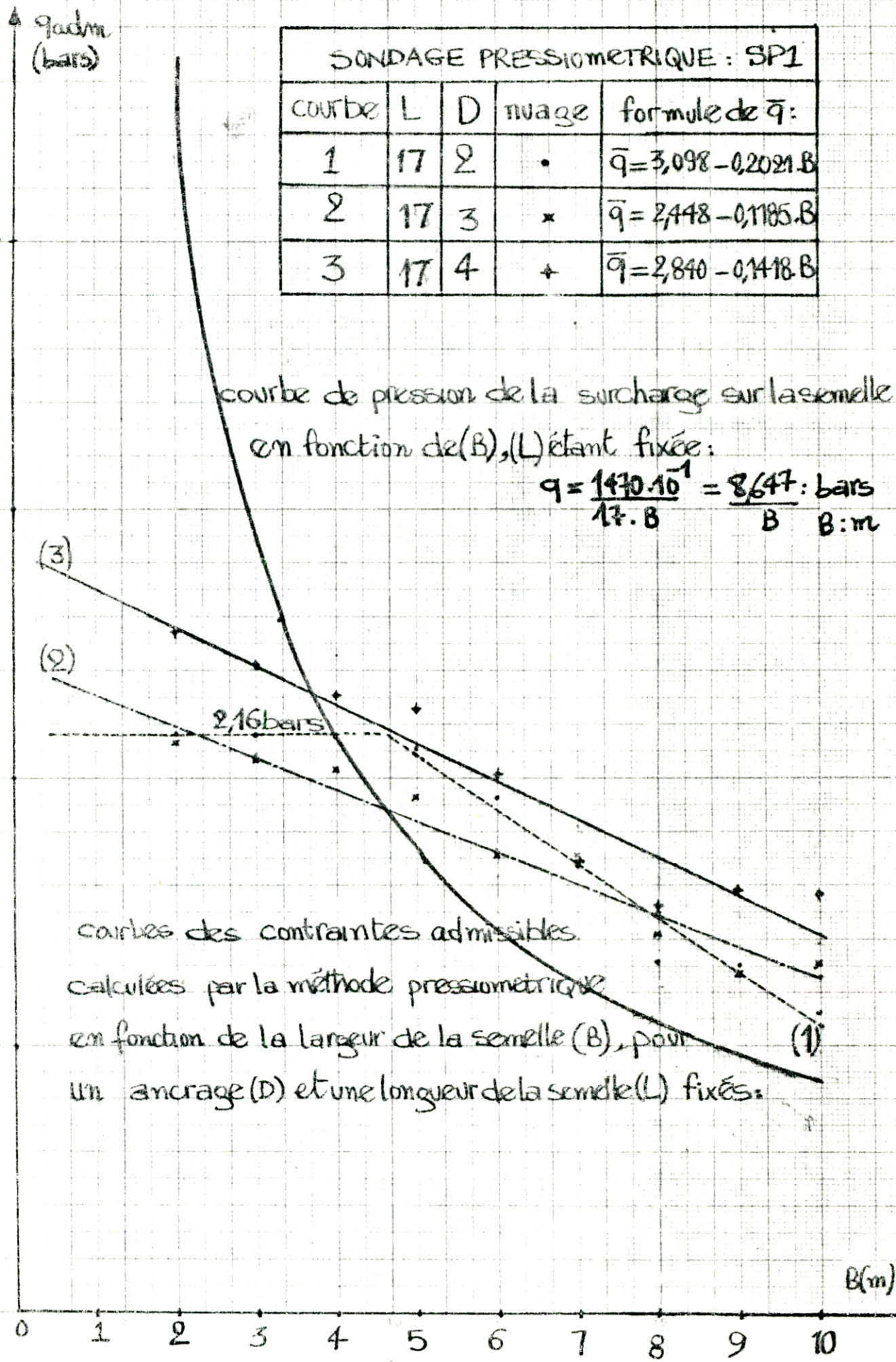
largeur B importante (D=3, D=4m \Rightarrow B dépasse 10m) qui exige des terrassements onéreux : D=3m : volume de terrassement = $3 \times 17 \times 10 = 510 m^3$.

D=4m : " " " = $4 \times 17 \times 10 = 680 m^3$.

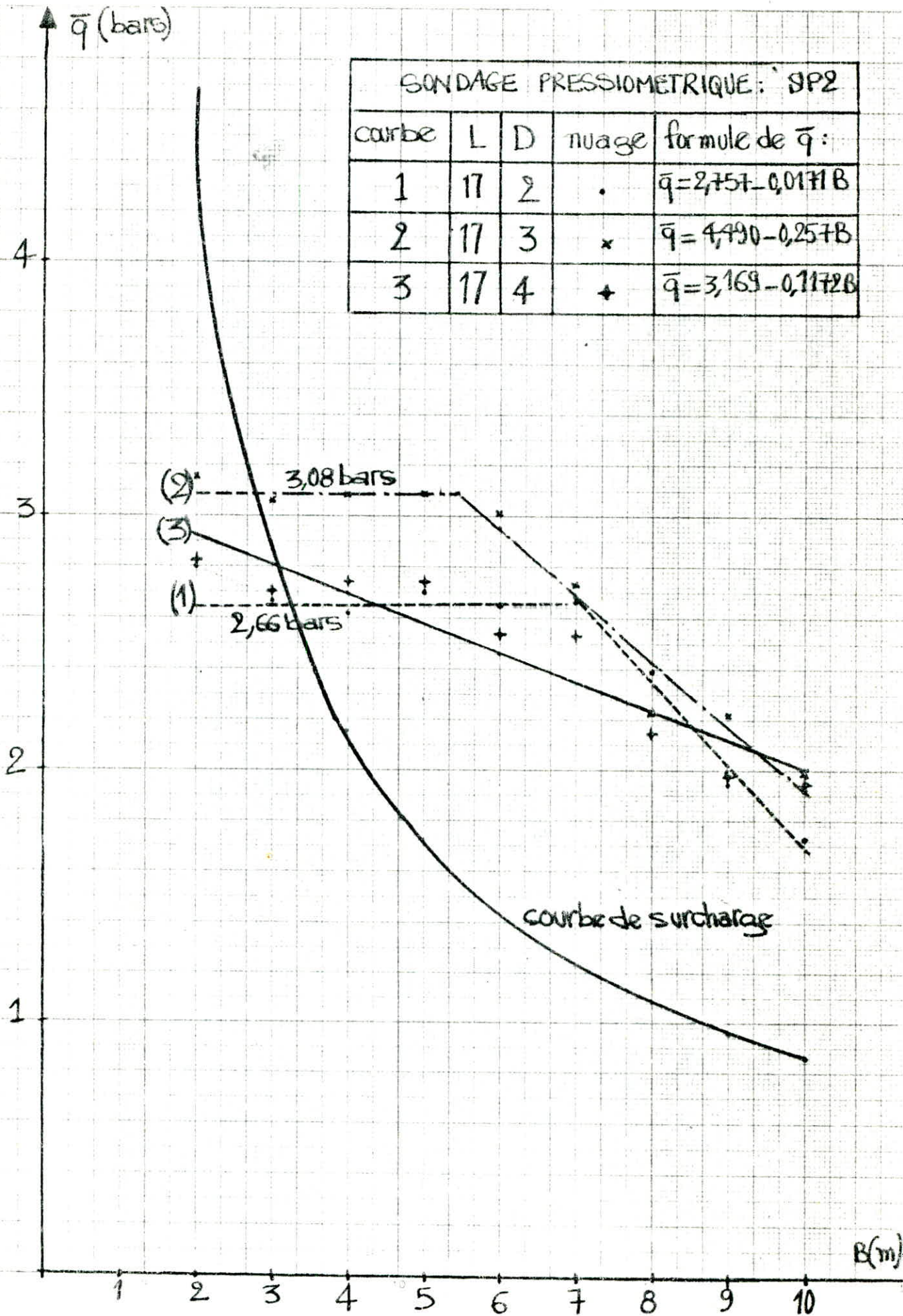
et pour D=2m largeur optimale est B=6m.

on propose alors de calculer le tassement d'une semelle rectangulaire

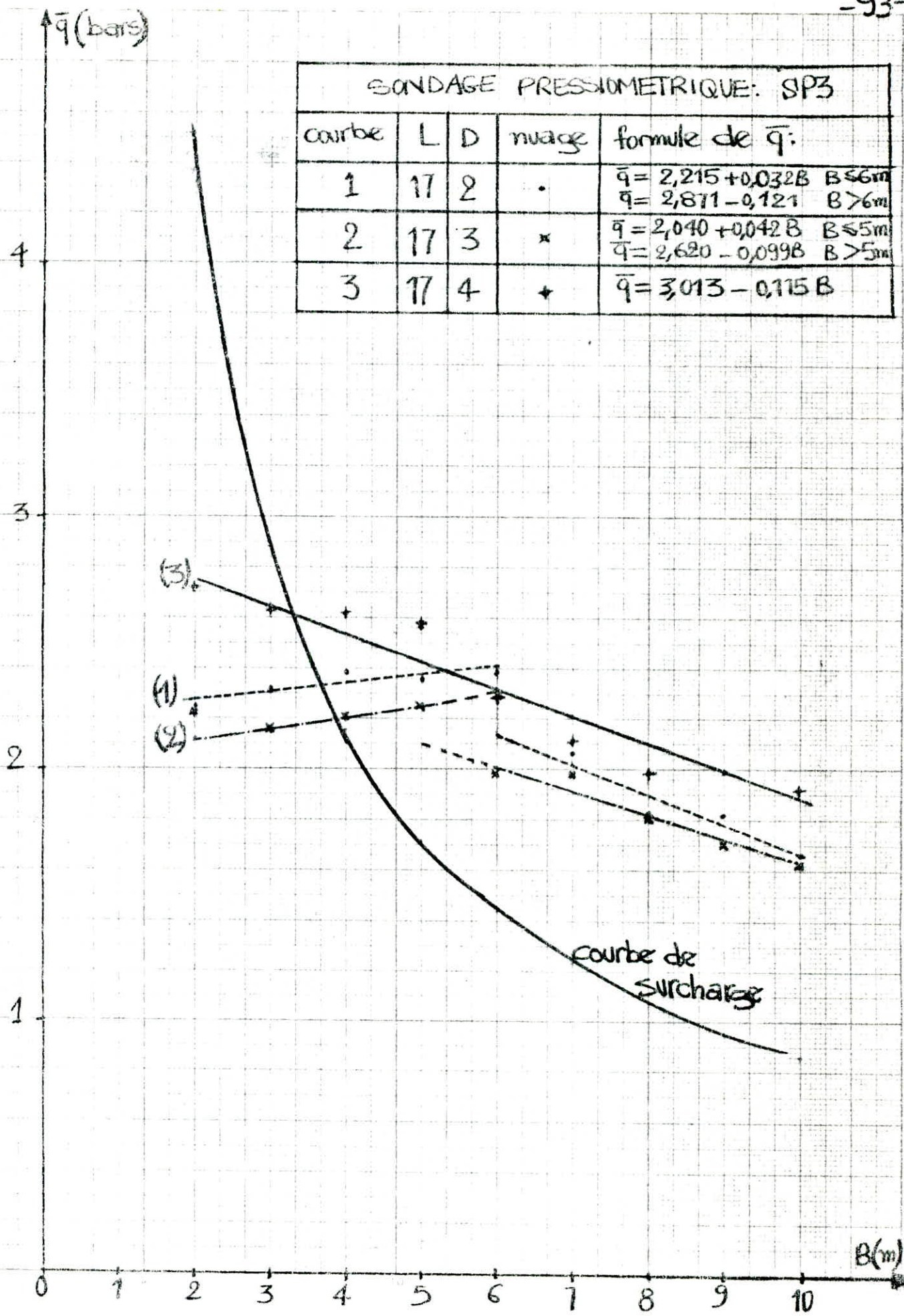
$B \times L = 6 \times 17m$ ancrée à D=2m.



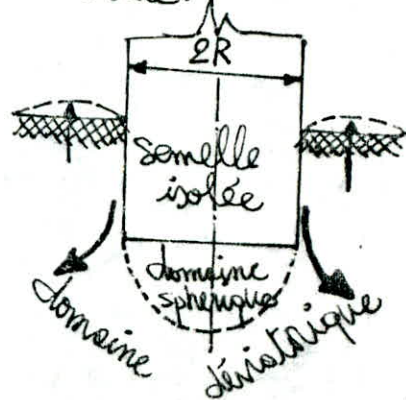
| SONDAGE PRESSIOMETRIQUE: SP2 | | | | |
|------------------------------|----|---|-------|-----------------------------|
| courbe | L | D | nuage | formule de \bar{q} : |
| 1 | 17 | 2 | . | $\bar{q} = 2,757 - 0,0171B$ |
| 2 | 17 | 3 | * | $\bar{q} = 4,490 - 0,257B$ |
| 3 | 17 | 4 | + | $\bar{q} = 3,169 - 0,1172B$ |



| SONDAGE PRESSIOMETRIQUE: SP3 | | | | |
|------------------------------|----|---|-------|--|
| courbe | L | D | nuage | formule de \bar{q} : |
| 1 | 17 | 2 | . | $\bar{q} = 2,215 + 0,032B$ $B \leq 6m$ $\bar{q} = 2,871 - 0,121 B$ $B > 6m$ |
| 2 | 17 | 3 | * | $\bar{q} = 2,040 + 0,042B$ $B \leq 5m$ $\bar{q} = 2,620 - 0,099B$ $B > 5m$ |
| 3 | 17 | 4 | + | $\bar{q} = 3,013 - 0,115B$ |



2/ TASSEMENT: Le phénomène de tassement dans une couche d'argile saturée peut se schématiser de la façon suivante:



i) juste au dessous de la fondation, le sol tasse de w_s avec variation de volume (par consolidation) une telle zone est formée d'une hémisphère soumise à des contraintes normales élevées et concentrées. elle est dite "domaine sphérique"

ii) au voisinage de la fondation, le sol se déforme de w_d , par cisaillement en se dirigeant vers l'extérieur de la fondation. la déformation se faisant à volume constant, elle est par contre instantanée. un tel domaine est dit "domaine déviatorique", par analogie avec le cisaillement créé par le champ déviatorique autour d'un pressiomètre. L. Ménard propose le calcul suivant:

i) tassement du domaine sphérique: il se calcule en considérant le raccourcissement élastique du rayon R d'une sphère soumise à une pression uniforme p :

$$w_s = (1-2\nu) \cdot p \cdot \frac{R}{E^+} \quad E^+ : \text{module de compression simple.}$$

soit $\alpha = \frac{2(1+\nu) \cdot G}{E^+}$ G : module de cisaillement réel. en milieu idéalement élastique $\alpha = 1$ car E^- (module de traction) = $E^+ = E$.

soit λ_3 : coefficient de forme qui permet le passage d'une fondation circulaire à une fondation rectangulaire. on a:

$$w_s = \frac{1}{45} \cdot a \cdot p \cdot \frac{\lambda_3 \cdot R}{EA}$$

ii) tassement du domaine déviatorique: il est calculé en considérant le tassement produit par une sphère rigide soumise à la charge de la semelle. à $t=0$ le déplacement instantané $u_0 = \frac{P}{6G\pi R}$.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \text{ soit } P = \frac{P}{\pi R^2} \Rightarrow u_0 = \frac{(1+\nu) \cdot p \cdot R}{3E}$$

$$\text{à } t = \infty : u_{\infty} = \frac{5-6\nu}{4(1-\nu)} \cdot \frac{P}{66\pi R} \quad u_{\infty} = \frac{(5-6\nu) \cdot (1+\nu)}{4(1-\nu)} \cdot \frac{p \cdot R}{3E}$$

notons que :

$$\frac{u_{\infty}}{u_0} = \frac{5-6\nu}{4(1-\nu)}$$

$\nu = 0,2 \div 0,4 \Rightarrow \frac{u_{\infty}}{u_0} = 1,08 \div 1,18$. la conclusion qu'on peut tirer est que le tassement est instantané et qu'il n'y a donc pas de consolidation. on peut donc écrire $W_d = u_0$.

L. Ménard introduit un coeff correcteur dit "coeff de structure: α " pour corriger la formule théorique $\frac{dW}{W} = \frac{dR}{R}$: $\frac{dW}{W} = \alpha \cdot \frac{dR}{R} \Rightarrow W = W_0 \cdot \left(\frac{R}{R_0}\right)^\alpha$

où $R_0 = 30 \text{ cm} =$ rayon de référence.

soit λ_2 : coefficient de forme qui permet le passage d'une fondation circulaire à une fondation rectangulaire. on a :

$$W_d = \frac{1+\nu}{3E_B} \cdot p \cdot R_0 \cdot \left(\lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0}\right)^\alpha$$

| L/2R | cerce:1 | carre:1 | 2 | 3 | 5 | 20 |
|---------------|---------|---------|------|------|------|------|
| λ_2 : | 1 | 1,12 | 1,53 | 1,78 | 2,14 | 2,65 |
| λ_3 : | 1 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 |

pour une semelle donnée, il y a lieu d'interpoler λ_2 et λ_3 .

détermination de E_A, E_B : si le terrain est homogène, E est le module estimé statistiquement à partir des histogrammes dressés des mesures effectuées à la profondeur donnée D. et lorsque E varie avec la profondeur mais d'une façon régulière, on peut utiliser les

formules approchées suivantes:

- domaine sphérique: $E_A = E_1$

- domaine élastique:

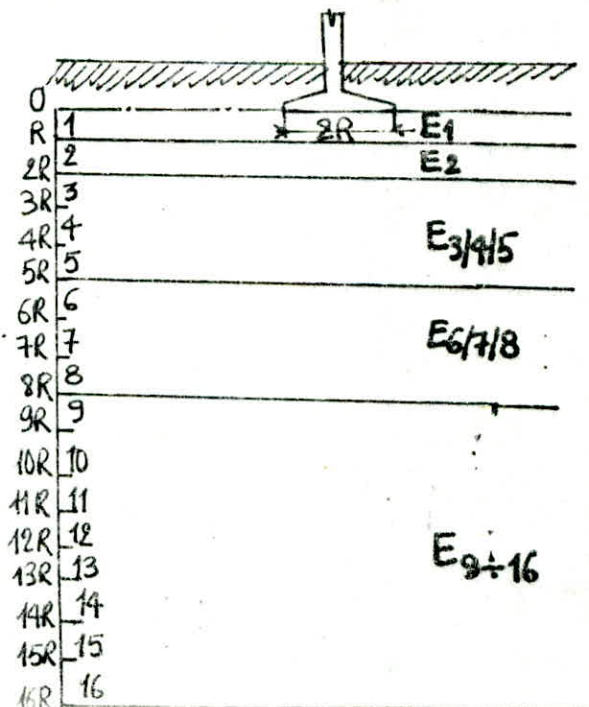
$$E_B = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}}}$$

si $E_{9/16}$ n'est pas connu:

$$E_B = \frac{3,6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}}}$$

et si $E_{6/7/8}$ n'est pas connu non plus:

$$E_B = \frac{3,2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}}}$$



Application: le coeff de structure α est donné par le tableau de MÉNARD. la règle 4-2 du "règlement piezométrique" précise que ce tableau est provisoire, légèrement pessimiste et peut toujours être révisé.

| | tourbe | | argile | | Limon | | sable | | sable+gravier | |
|--------------------|------------------|----------|------------------|----------|------------------|----------|------------------|----------|------------------|----------|
| matériau: | E/P _c | α | E/P _c | α | E/P _c | α | E/P _c | α | E/P _c | α |
| surconsolidé: | | | >16 | 1 | >14 | 2/3 | >12 | 1/2 | >10 | 1/3 |
| non consolidé: | | 1 | 9:16 | 2/3 | 8:11 | 1/2 | 7:12 | 1/3 | 6:10 | 1/4 |
| altéré et remanié: | | | 7:9 | 1/8 | | 1/2 | | 1/3 | | 1/4 |

la couche d'argile est formée de l'argile limoneuse avec $E/P_c = \frac{40}{5}, \frac{61}{75}, \frac{85}{32}$ et elle est surconsolidée alors que les rapports E/P_c correspondant à l'ancrage de la semelle sur les différents sondages piezométriques infirment ça. on propose alors de faire un calcul exact du coefficient α :

on sait que $\alpha = \frac{2(1+\mu) \cdot G}{E^+} = \frac{E}{E^+}$.

Abasi a montré dans l'annuaire de l'ITBTP que le module oedométrique E_o est tq :

$$E_o = \frac{E^+}{1+\mu_u} \cdot \frac{1-\mu'}{1-2\mu'}$$

ou on sait que :

$$G' = G_u \Rightarrow \frac{E'}{2(1+\mu')} = \frac{E_u}{2(1+\mu_u)} \Rightarrow E_u = E' \cdot \frac{1+\mu_u}{1+\mu'}$$

d'autre part: $E' = E_o \cdot \frac{(1+\mu')(1-2\mu')}{(1-\mu')}$

$\mu_u = 0,50$ pour un sol saturé.

$\mu' = 0,30$

donc on a :

$$E^+ = E_o \cdot \frac{(1+2\mu_u)(1-2\mu')}{(1-\mu')} \quad E_u = \frac{(1+\mu_u)}{(1+\mu')} \cdot \frac{(1-\mu')}{(1-\mu')} \cdot E_o \Rightarrow E^+ = E_u$$

$$E^+ = E_o \cdot \frac{(1+0,5)(1-0,3 \times 2)}{1-0,3} = 0,8571 \cdot E_o$$

finalement: $\alpha = \frac{E_{\text{piezométrique}}}{0,8571 \cdot E_o}$

notre couche est surconsolidée, son comportement, vu que la surcharge $\Delta \sigma'$ ne comble pas encore sa plage de surconsolidation. $\sigma_c - \sigma'_0$ ($\Delta \sigma' < (\sigma_c - \sigma'_0)$) est décrit par la courbe de chargement: $E_0 = - \frac{\Delta \sigma'}{\Delta V/H} \Rightarrow$

$$E_0 = \frac{(1 + e_0)}{c_\beta} \cdot \frac{\Delta \sigma'}{\log(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_0})}$$

$$\Delta \sigma' = \frac{1470}{17 \times 6} = 144 \text{ bars.}$$

$$E_0 = \frac{1 + 0,6086}{0,0286} \cdot \frac{1,44}{\log(1 + \frac{1,44}{0,21})}$$

$$\sigma'_0 = 10,54 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 0,21 \text{ bars.}$$

$$E_0 = 91 \text{ bars.}$$

On note que lors du calcul de E_A & E_B on divisera le terrain en des tranches d'épaisseur R et on affectera à chaque tranche i la moyenne harmonique des modules réellement mesurés de cette tranche: $\frac{1}{E_i} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_{ij}}$

ensuite E_{i-k} est la moyenne harmonique des modules

$$\text{des tranches } i \text{ à } k. \quad \frac{1}{E_{i-k}} = \frac{1}{k-i} \cdot \sum_{m=i}^k \frac{1}{E_m}$$

en adoptant le même module pressiométrique à la profondeur de 2m:

$$E = 40,78 \text{ m en cours: } \alpha = \frac{40,78}{91 \times 0,8571} = 0,5248$$

$B = 6 \text{ m} \Rightarrow R = 3 \text{ m}$. on a $\frac{L}{2R} = \frac{17}{6} = 2,83$ les interpolations donnent: $\lambda_2 = 1,7375$
 $\lambda_3 = 1,2830$

| sondage | $1/E_1$ | $1/E_2$ | $1/E_3$ | $1/E_4$ | $1/E_5$ | $1/E_{3/4/5}$ | $1/E_B$ | $W(\text{cm})$ |
|---------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------|------------------------|----------------|
| SP1 | $0,0248 \cdot 10^{-2}$ | $0,0250 \cdot 10^{-2}$ | $0,0339 \cdot 10^{-2}$ | $0,4057 \cdot 10^{-2}$ | $0,6188 \cdot 10^{-2}$ | 0,00353 | $1,2718 \cdot 10^{-3}$ | 8,59 cm |
| SP2 | 0,0001696 | 0,000254 | 0,000312 | 0,000669 | 0,02866 | 0,00988 | $3,2337 \cdot 10^{-3}$ | 19,77 cm |
| SP3 | 0,000700 | 0,000400 | 0,000356 | 0,0059 | 0,081 | 0,0061 | $2,25 \cdot 10^{-3}$ | 16,49 cm |

Évaluation du tassement spécifique:

définition: c'est le tassement d'une fondation de 1m de côté travaillant à 1bar. (pourvu que le niveau de la fondation choisi est 1m). il se calcule à chaque sondage pressiométrique en divisant le terrain en tranches de 1m d'épaisseur (sauf la 1^{ère} tranche qui ne fait que 50cm) sur 25m de profondeur pour obtenir: $W_s' = \sum_{i=1}^{i=25} \frac{n_i}{E_i}$ ou:

E_i : est le module pressiométrique de la couche comprise entre les profondeurs

$i-0,5$ m & $i+0,5$ m.

n_i : coefficient numérique de pondération à la profondeur i et dont les valeurs sont données par un tableau (règle 2.7.1 page 14 notice D60)

| $z(m)$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
|-----------------------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\frac{z-0,5}{z+0,5}$ | 0,05 | 0,5/1,5 | 1,5/2,5 | 2,5/3,5 | 3,5/4,5 | 4,5/5,5 | 5,5/6,5 | 6,5/7,5 | 7,5/8,5 | 8,5/9,5 | 9,5/10,5 | 10,5/11,5 | 11,5/12,5 | 12,5/13,5 | 13,5/14,5 | 14,5/15,5 |
| n | 18,5 | 15,5 | 9 | 6,65 | 5,3 | 4,25 | 3,40 | 2,75 | 2,25 | 1,85 | 1,50 | 1,25 | 1,10 | 0,95 | 0,875 | 0,80 |
| SP1: E | | | 4078 | 403 | 3982 | 3934 | 3887 | 39,96 | 41,06 | 32,03 | 23 | 13,74 | 4,48 | 3,09 | 1,70 | 1,62 |
| SP2: E | | | | 577 | 60,92 | 64,14 | 46,26 | 28,38 | 30,35 | 32,33 | 32,05 | 31,78 | 20,77 | 9,77 | 4,97 | 0,186 |
| SP3: E | | | | 8,52 | 13,07 | 17,63 | 22,31 | 27 | 27,36 | 27,73 | 28,1 | 28,47 | 15,43 | 2,40 | 1,85 | 1,24 |

| $z(m)$ | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\frac{z-0,5}{z+0,5}$ | 15,5/16,5 | 16,5/17,5 | 17,5/18,5 | 18,5/19,5 | 19,5/20,5 | 20,5/21,5 | 21,5/22,5 |
| n | 0,725 | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,55 | 0,50 | 0,50 |
| SP1: E | 1,54 | 7,38 | 13,23 | 19,84 | 26,76 | | |
| SP2: E | 1,49 | 2,81 | 6,77 | 10,73 | 27,31 | | |
| SP3: E | 1,18 | 2,27 | 3,37 | 8,26 | 13,15 | 46,1 | |

SP1: $W_g = 3,266 \text{ cm}$

SP2: $W_g = 6,158 \text{ cm}$

SP3: $W_g = 6,051 \text{ cm}$

Valeur moyenne: $\bar{W}_g = \frac{\sum W_{gi}}{n} = 5,158 \text{ cm}$

écart type: $e = \sqrt{\frac{\sum (W_i - \bar{W})^2}{n-1}} = 1,639$

on définit l'indice d'hétérogénéité $i = \frac{e}{\bar{W}_g} = \frac{1,639}{5,158} = 0,3179$.

plus i est faible, plus le terrain

étudié est homogène (en principe i doit être le plus faible possible: $< 0,1$)

évaluation du tassement différentiel: le tassement différentiel

élémentaire réel (défini pour les points d'appuis distants de 10m) est:

$\Delta W = \frac{i_m \cdot W}{k_n}$ $i_m = 0,2\beta + (2-\beta) \cdot \frac{i}{2}$ (règle 5-1 notice D60)

β : variant de 0 à 2. $\beta = 0$ si le terrain est parfaitement étudié.

$\beta = 2$ lorsque l'investigation est très réduite.

k_n : coeff croissant avec la rigidité de l'ouvrage, avec:

$k_n = 1$: pour une rigidité supposée nulle (supports indépendants)

$k_n = \infty$: pour un ouvrage infiniment rigide.

on considère $\beta = 2 \Rightarrow i_m = 0,2 \times 2 = 0,4$.

et on considère $R_n = 1$. d'où le tassement différentiel élémentaire à chaque soulage :

| | SP1 | SP2 | SP3 |
|------------|---------|----------|----------|
| W | 8,60 cm | 19,77 cm | 16,49 cm |
| ΔW | 3,44 cm | 7,91 cm | 6,59 cm |

Influence du tassement différentiel sur la superstructure :
 la consultation de la planche des profils en travers nous fait montrer que le dévers augmente progressivement sur la clothilde jusqu'à stabilisation sur 31 cm en courbe, de rayon en plan $R = 85$ m. ensuite le dévers s'abaisse à la moitié : 15,5 cm en alignement droit et se stabilise pour la courbe dont le rayon en plan est $R = 250$ m.

la formule $d = \frac{\text{Force centrifète}}{\text{poids véhicule}}$ montre que toute variation $\frac{\Delta d}{d}$ en

dévers engendre une variation identique en force centrifète : $\frac{\Delta F_n}{F_n} = \frac{\Delta d}{d}$.

par exemple au niveau de SP2 : $\Delta d = \pm \Delta W = \pm 7,91 \text{ cm} \Rightarrow \frac{\Delta d}{d} = \frac{7,91}{155} = 51\%$
 $\Rightarrow \frac{\Delta F_n}{F_n} = 51\%$.

Conséquences :

- 1) il résulte un risque de dérapage des véhicules.
- 2) variations brusques et inattendues dans la force centrifète.
- 3) perte de la stabilité et du confort pendant le parcours.
- 4) gauchissement du profil en travers ce qui dégrade la chaussée.

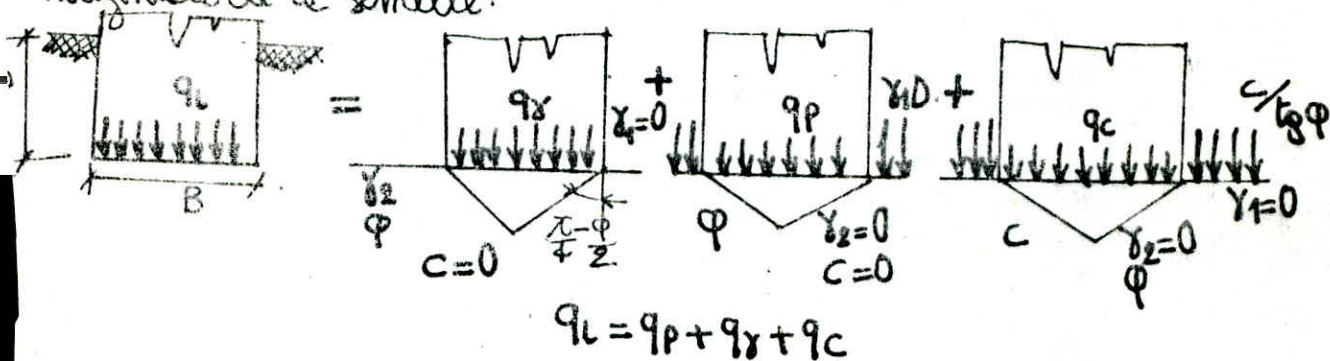
recommandations :

- 1) diminuer le taux de travail admissible. cette solution ne peut s'appliquer pour ce projet vu la médiocre potence du sol.
- 2) adopter des fondations profondes. cette éventualité sera étudiée dans les chapitres suivants.

B EXPLOITATION DES ESSAIS DE LABORATOIRE: - 100

1/ PORTANCE:

hypothèse : règle 3,224 DTU 13.1: "on admet que le sol sous la largeur de la semelle (continue), se comporte comme un coin lié à celle-ci et s'enfonçant dans le sol. la face latérale du coin faisant un angle $\frac{\pi + \varphi}{2}$ avec la sous-face horizontale de la semelle.



On utilise la formule de contrainte admissible recommandée par LCPC-SETRA dans FOND 72 :

$$\bar{q} = q_s + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma_s \frac{B}{2} N_\gamma + q_s (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) c N_c \right]$$

il y a lieu de vérifier les comportements à court terme et long terme (règle 3,225-2) DTU 13.1. la charge appliquée étant inclinée de $\delta = 7,75^\circ$, les tableaux de Y. LEBÈGUE dans "ouvrages en terre & fondations" donnent:

- $\varphi_u = 14,17^\circ$, $N_\gamma = 0,635$, $N_q = 3,15$ et $N_c = 8,55$. on a $\gamma' = 0,62 \gamma_d = 0,62 \times 170 = 105,4 \text{ kN/m}^3$

$$\bar{q} = 20,54 \times 2 + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \times \frac{6}{17}\right) \times 20,54 \times \frac{6}{2} \times 0,635 + (3,15 - 1) \times 20,54 \times 2 + \left(1 + 0,2 \times \frac{6}{17}\right) \times 86,3 \times 8,55 \right]$$

$$\bar{q} = 3,46 \text{ bars.}$$

- $\varphi' = 24,50^\circ$, $c' = 0,50 \text{ bars}$: $N_\gamma = 5,25$, $N_q = 8,5$ et $N_c = 16,47$.

$$\bar{q} = 10,54 \times 2 + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \times \frac{6}{17}\right) \times 10,54 \times \frac{6}{2} \times 5,25 + 10,54 \times 2 (8,5 - 1) + \left(1 + 0,2 \times \frac{6}{17}\right) \times 50 \times 16,47 \right]$$

$$\bar{q} = 4,20 \text{ bars.}$$

les calculs ont bien illustré le fait que la couche d'argile formée par l'argile limoneuse saturée aura pour comportement le plus défavorable celui à court terme. une remarque s'impose : essayons de déterminer la largeur minimale à partir

$$q = \frac{14700}{17 \times B} \leq \bar{q} = 20,54 \times 2 + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{17}\right) \times 20,54 \times B \times 0,635 + (3,15 - 1) \times 20,54 \times 2 + \left(1 + 0,2 \cdot \frac{B}{17}\right) \times 86,3 \times 8,55 \right]$$

on trouve : $B \geq 2,63$ m ce qui veut dire que les résultats déduits de la formule de TERZAGHI sont plus optimistes que ceux de l'essai pressiométrique.

une tentative séduisante consiste à limiter la contrainte admissible à la contrainte de consolidation, afin d'éviter des tassements :

$$q = \frac{14700}{17 \times B} + 20,54 \times 2 \leq \sigma_c + u = 254 + 1 \times 2 \Rightarrow B \geq 3,71 \text{ m.}$$

toutefois, on considère la variante $B = 6$ m pour pouvoir confronter les résultats du calcul de tassement de la fondation à partir du pressiomètre et l'œdomètre. à titre d'exemple on calculera le tassement d'une semelle superficielle $B \times L = 6 \times 17$ m posée à proximité de SP3 :

on a la coupe géotechnique suivante :

couche 1: $e_0 = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{\gamma_w \cdot Br} = \frac{27 \times 20,54}{10 \cdot 91,14} = 0,6086$

$$\sigma'_z = 10,54 \times 5,5 = 0,579 < \sigma'_c : \text{sol}$$

non consolidé. la formule de Boussinesque

donne: $\Delta \sigma'_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{1009,71}{(4,5)^2}$
 $\Delta \sigma'_z = 2,38 \text{ bars.}$

$$\sigma'_z + \Delta \sigma'_z = 2,96 > \sigma'_c = 2,54 \text{ bars.}$$

$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \left(c_\beta \cdot \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_c} + c_\alpha \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_c} \right)$$

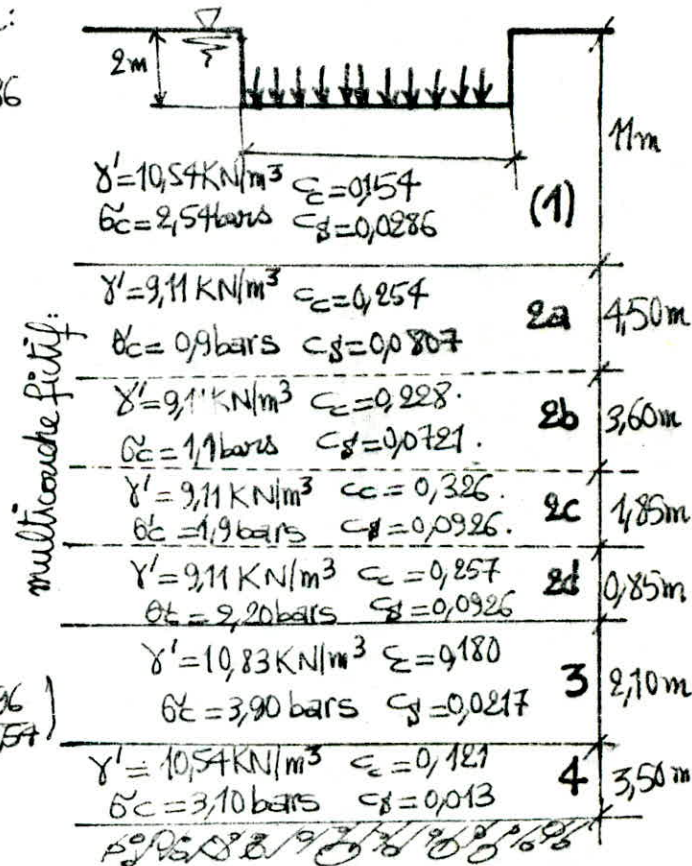
$$= \frac{9}{1 + 0,6086} \cdot \left(0,0286 \cdot \log \frac{2,54}{0,579} + 0,154 \cdot \log \frac{2,96}{2,54} \right)$$

$$\Delta H_1 = 16,00 \text{ cm.}$$

couche 2a: $e_0 = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{\gamma_w \cdot Br} = \frac{27 \cdot 29,38}{10 \cdot 91,75} = 0,8646$

$$\sigma'_z = 10,54 \times 11 + 9,11 \times 2,25 = 1,36 \text{ bars.} > \sigma'_c = 0,9 \text{ bars}$$

$$\Delta \sigma'_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1009,71}{(11,25)^2} = 0,381 \text{ bars} \quad \sigma'_z + \Delta \sigma'_z = 1,741 \text{ bars} > \sigma'_c$$



$$\Delta H_{2a} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left(c_c \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} \right) = \frac{4,50}{1+0,8646} \cdot 0,254 \cdot \log \frac{1,744}{1,36} = 6,57 \text{ cm.}$$

couche 2b: $e_0 = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{\gamma_w \cdot s_r} = \frac{27 \cdot 32,97}{10 \cdot 94,36} = 0,9434.$

$$\sigma'_z = 10,54 \times 11 + 9,11 \times (4,5 + 1,8) = 1,73 \text{ bars} > \sigma'_c$$

$$\Delta \sigma'_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1009,71}{(15,3)^2} = 0,206 \text{ bars.}$$

$$\Delta H_{2b} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left(c_c \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} \right) = \frac{3,60}{1+0,9434} \cdot \left(0,228 \cdot \log \frac{1,936}{1,73} \right) = 2,06 \text{ cm.}$$

couche 2c: $e_0 = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{\gamma_w \cdot s_r} = \frac{27 \cdot 27,02}{10 \cdot 83,85} = 0,870.$

$$\sigma'_z = 10,54 \times 11 + 9,11(4,5 + 3,6 + 0,925) = 1,98 \text{ bars} > \sigma'_c.$$

$$\Delta \sigma'_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{(1009,71)}{(20,02)^2} = 0,12 \text{ bars}$$

$$\Delta H_{2c} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot c_c \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} = \frac{1,85}{1+0,87} \cdot 0,326 \log \frac{1,98+0,12}{1,98} = 0,82 \text{ cm.}$$

couche 2d: $e_0 = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{\gamma_w \cdot s_r} = \frac{27 \times 25,40}{10 \cdot 95,10} = 0,7211.$

$$\sigma'_z = 2,10 \text{ bars} < \sigma'_c = 2,20 \text{ bars.}$$

$$\Delta \sigma'_z = \frac{3 \times 1009,71}{2 \cdot (21,375)^2} = 0,33 \text{ bars.}$$

$$\Delta H_{2d} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left(c_c \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} + c_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_z} \right)$$

$$= \frac{0,85}{1+0,7211} \left(0,257 \cdot \log \frac{2,43}{2,10} + 0,0926 \cdot \log \frac{2,2}{2,10} \right) = 0,59 \text{ cm.}$$

couche 3: $e_0 = \frac{27 \cdot 18,90}{10 \cdot 93,50} = 0,545$

$$\sigma'_z = 10,54 \times 11 + 9,11(4,5 + 3,6 + 1,85 + 0,85) + 10,83 \times 11 = 2,26 \text{ bars} < \sigma'_c$$

$$\Delta \sigma'_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1009,71}{(22,9)^2} = 0,919 \text{ bars.}$$

$$\Delta H_3 = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left(c_s \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} \right) = \frac{2,10}{1+0,545} \cdot \left(0,0217 \log \frac{2,26+0,919}{2,26} \right)$$

couche 4: $\sigma'_z = 2,33 \text{ bars} < \sigma'_c. \Delta \sigma'_z = 0,073 \text{ bars. } e_0 = \frac{27 \cdot 20,28}{10 \cdot 94,90} = 0,5769$

$$\Delta H_4 = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left(c_s \cdot \log \frac{\sigma'_z + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_z} \right) = 0,038 \text{ cm (tassement négligeable)}$$

le tassement total $\Delta H = \sum_1^4 \Delta H_i = 16 + 6,57 + 2,06 + 0,82 + 0,59 + 0,43 = 26,50 \text{ cm.}$

le rapport: $\frac{\Delta H_{total}}{\Delta H_{prev}} = \frac{26,50}{16,49} = 1,60$ ce qui est normal du fait que l'essai oedométrique est un essai à déformation unilatérale donc plus grande

CALCUL DES PIEUX :

l'étude précédente a fait illustrer la faible portance du sol d'assise et les désordres architecturaux qui en résultent si la superstructure du VIADUC repose sur des semelles de fondations superficielles. on projette de calculer des fondations sur pieux qui travaillent en pointe en reposant sur une couche "dure". le souci d'uniformiser les fiches des pieux nous a poussé à omettre la possibilité d'exploiter la couche de sable et angile graveleuse comme couche d'assise des pieux, vu qu'elle représente des pentaches irrégulières. de surcroît, son hétérogénéité (formation de grume enveloppée dans une matrice angileuse) et le manque des conclusions sur son comportement mécanique nous a poussé à décider peu que la couche de sable gresillé soit la couche d'ancrage des pointes des pieux. la planche du profil géotechnique laisse montrer que la fiche de 36 m est suffisante pour que les surcharges provenant de la structure, le long du viaduc se transmettent directement au sable gresillé.

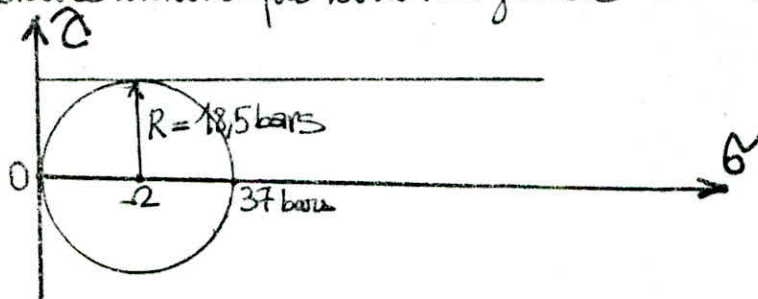
A/CALCUL DE LA PORTANCE :

on a proposé d'effectuer des essais de compression simple sur des échantillons du sable gresillé extraits des caisses à une profondeur 35/4/15 :

| éprouvette | h | ϕ | poide | charge | Rupture |
|------------|---------|--------|---------|---------|--------------------------|
| n°1 | 14,7 cm | 8,8 cm | 1,67 kg | 3400 kg | 55,93 kg/cm ² |
| n°2 | 14,7 cm | 8,8 cm | 1,43 kg | 1100 kg | 18,11 kg/cm ² |

les valeurs des contraintes de rupture par compression étant divergentes, on considère une moyenne $\bar{\sigma} = 37 \text{ kg/cm}^2$

on a un matériau cimenté; donc on peut le considérer purement cohérent. sa chute intrinsèque sera horizontale $\alpha = c_u$.



La contrainte limite de rupture sera:

$q_L = \gamma D N_{qmax} + c N_c^{max}$. où le terme de surface en N_c est négligé

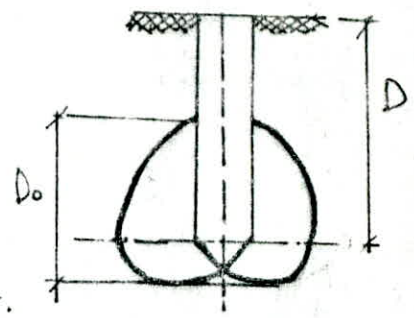
cette formule décrite dans "ouvrages enterrés & fondation" est valable lorsque la flèche D du pieu est suffisante pour que les courbes de glissement assimilées à des spirales logarithmiques retournent au le fût sur une distance D_0 , dont l'expression donnée par CAQUOT est: $D_0 = \frac{B}{4} \cdot N_q^{2/5} \Rightarrow D > D_0$
 N_{qmax}, N_{cmax} facteurs de portance mesurés à partir des essais sur micropieux.

on considère une contrainte admissible

$\bar{q} = \frac{q_L}{F_s} = \frac{1}{2} (\gamma D N_{qmax} + c \cdot N_c^{max})$

$F_s = 2$ car le pieu travaille en pointe *

$\varphi = 0$ les tableaux donnent: $N_{qmax} = 1$ & $N_{cmax} = 7$.



pois total des terres = $20,54 \times 11 + 19,11 \times 10,8 + 20,78 \times 2,1 + 20,54 \times 3,7 + 20,73 \times 10$
 $= 7,53 \text{ bars} \cdot (\text{densité du sol granifié} = \frac{\text{pois moyen}}{\text{volume}} = \frac{(1,43 + 1,67)/2}{\pi \cdot \frac{0,8^2}{4} \times 14,7} = 1,73 \text{ t/m}^3)$

$\bar{q} = \frac{7,53 + (7 \times 18,5)}{2} = 68,5 \text{ bars}$ identique à $\bar{\sigma}_b'$ du béton armé!

B/ DIMENSIONNEMENT DU PIEU :

on propose une semelle de longueur $L = 15 \text{ m}$, de largeur $b = 5 \text{ m}$ et de hauteur 1 m . soit n le nombre de pieux qui supportent cette semelle,

la surcharge par pieu est: $Q = \frac{1470 \cdot 10^3}{n} + \frac{15 \times 5 \times 1 \times 2500}{n} + 2500 \times 36 \times \frac{\pi \phi^2}{4}$

$\frac{Q}{\frac{\pi \phi^2}{4}} \leq \bar{\sigma}_b' = \text{contrainte admissible de compression du pieu en Béton armé normal classé à } 35 \text{ kg de } C4325 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{3,55}{n}}$

le diamètre usuel des pieux étant $\phi = 1,20 \text{ m}$ on propose alors un groupe de 6 pieux et l'inégalité d'en haut est largement satisfaite.

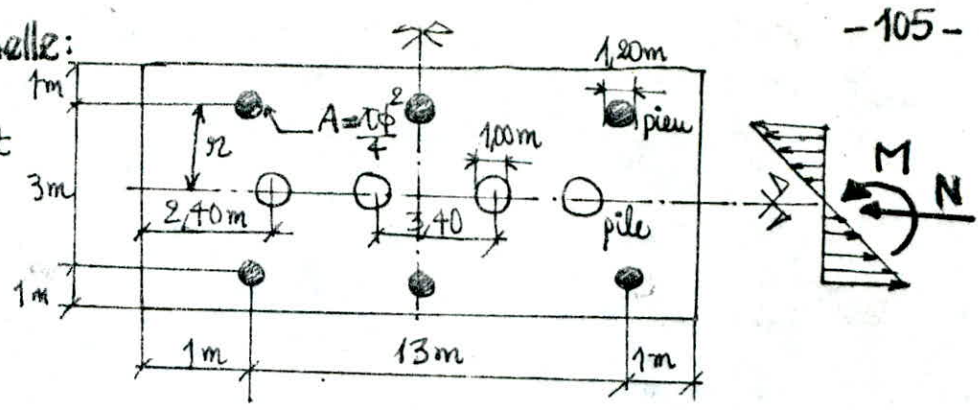
* recommandation de G. SANGLERAT dans "cours pratique de mécanique des sols" II

efforts sur la semelle:

forces verticales: 1470t

forces horizontales: 200t.

Moment: 1080mt



On assimiler le groupe des pieux à une section rectangulaire soumise à un moment M et un effort normal N et dont le moment d'inertie est

$$I = \sum_i A_i r_i^2 = A \sum_i r_i^2 = A \cdot n r^2$$

la contrainte normale sur un pieu

$$\sigma = \frac{N}{(nA)} \pm \frac{M \cdot r}{A \cdot n r^2} = \frac{Q}{A} \Rightarrow Q = \frac{N \pm M}{n r^2}$$

Application: $Q = \frac{1470}{6} \pm \frac{1080}{6 \times 1,5} = 245 \pm 120$ $Q_{max} = 365t$
 $Q_{min} = 125t$

pois de la semelle revenant = $\frac{15 \times 5 \times 1 \times 2,5}{6} = 31,25t$

pois propre du pieu = $36 \times 2500 \times \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 101t$

$\Rightarrow Q = 500t$.

la contrainte de service est $q = \frac{Q}{\frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{500}{\frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}} = 44,21 \text{ bars} < \bar{q} = 68,5 \text{ bars}$

C/ EFFET DU GROUPE: cet effet provient du fait qu'un

groupe de pieux travaillant en collectif peut porter moins que si chaque pieu était isolé. un tel effet est dû aux conséquences de la pénétration du groupe de pieux dans le sol. on a remarqué que la pénétration des pieux dans un sable lâche le renverse, le compacte et donc améliore sa capacité portante. par contre, lorsque le milieu est serré, la pénétration du groupe de pieux produit une augmentation de l'indice des vides, donc d'une diminution de la capacité portante du sol.

on peut donc définir un coefficient dit d'efficacité, α :

$$\alpha = \frac{\text{charge limite du groupe}}{\sum \text{charge limite d'un pieu isolé}}$$

appliquons à titre d'exemple, la méthode dite de LOS ANGELES :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi m n} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1)(n-1) \right]$$

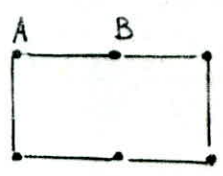
n : Nbre de pieux dans chaque rangée. B : diamètre d'un pieu. m : Nbre de rangées.
L : écartement des pieux d'une même rangée.

$$f = 1 - \frac{1,2}{6,50} \cdot \frac{1}{\pi \cdot 3 \cdot 2} \left[3(2-1) + 2(3-1) + \sqrt{2} \cdot (2-1)(3-1) \right] = 90,37\%$$

une autre méthode est celle de FELD : chaque pieu aura pour charge portante la charge potentielle d'un pieu isolé diminuée d'autant de fois $\frac{1}{16}$ de sa valeur qu'il y a de pieux VOISINS :

pieu A : $f = \frac{13}{16} = 81\%$

pieu B : $f = \frac{11}{16} = 68,75\%$

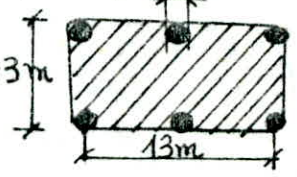


l'inconvénient de ces formules empiriques est qu'elles ne tiennent pas compte de la nature du sol et de son comportement mécanique, mais seulement de la géométrie du groupe des pieux. elles sont abandonnées au profit d'une méthode plus intéressante : méthode de la pile fictive (TERZAGHI). elle consiste à considérer le groupe de pieux comme une pile unique de section B et de fiche D (pour les pieux travaillant en pointe).

le périmètre de la pile est $p = (3+3) \times 2 + \pi \times 1,2 = 35,77m$.

la section de la pile est $A = (3+1,2) \times 3 + 3 \times 1,2 + \pi \frac{1,2^2}{4}$

$$A = 59,33m^2$$



cette pile, de forte élancement ($\frac{D}{B} = \frac{36}{3} = 12$), se comporte comme une fondation profonde. il s'agit de vérifier que :

$$q_{gr} = \frac{\sum q_i}{A} + \text{poids des terres} < \bar{q}_G : \text{taux de travail admissible du groupe.}$$

$$q_{gr} = \frac{1470 + 15 \times 5 \times 1 \times 25 + 6 \times 2,5 \times 36 \times \pi \cdot \frac{1,2^2}{4}}{59,33} + 75,3 = 11,35 \text{ bars}$$

$\bar{q}_G = \bar{q} = 68,5 \text{ bars}$: l'effet du groupe est négligeable, alors que les méthodes de LOS-ANGELES & de FELD montrent qu'il y a une diminution dans la capacité portante du pieu

D/ FROTTEMENT NEGATIF:

dans le cas où le pieu traverse une couche sous-consolidée, c'est à dire qui tasse sous son propre poids ou un terrain normalement consolidé mais surchargé, il se produit alors des tassements qui augmentent la charge que le pieu doit supporter. il s'agit d'un phénomène à long terme qui fait intervenir les contraintes effectives et non les contraintes totales.

soit p la surcharge du massif, à une profondeur z au dessous de la tête du pieu on a:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + p \quad \sigma'_v = k(p + \gamma \cdot z)$$

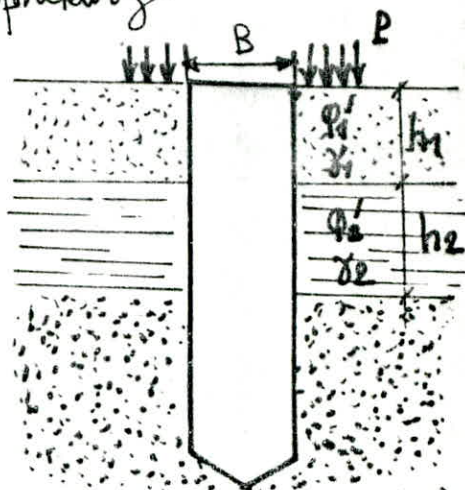
à la limite $\tau = (p + \gamma \cdot z) \cdot k \cdot \tan \phi'_a$

ϕ'_a : angle de frottement du sol sur le pieu.

sur une portion dz , le frottement négatif:

$$dF_n = \tau(B) \cdot dz$$

$$F_n = \pi B \int_0^z \tau dz$$



(schéma du sol étudié)

on suppose que la couche de sable grésifié est suffisamment surconsolidée pour qu'elle ne tasse pas. la couche superficielle de remblai est sous-consolidée. le terrain peut donc être schématisé par deux couches incompressibles séparées par la couche d'argile grise sous-consolidée donc compressible.

l'intégration donne:

$$F_n = \pi B \cdot \left[k \cdot \tan \phi'_a \cdot h_1 \cdot \left(p + \gamma_1 \frac{h_1}{2} \right) + k \cdot \tan \phi'_a \cdot h_2 \cdot \left(p + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 \frac{h_2}{2} \right) \right]$$

usuellement on considère $k \cdot \tan \phi'_a = 0,2 \div 0,25$ pour les argiles et vases.

on signalera que le frottement négatif doit se calculer sous l'effet des

charges permanentes G . on doit vérifier que: $G + F_n \leq \bar{Q}$

$$F_n = \pi \times 1,2 \left[0,225 \times 11 \left(\frac{1009,71}{5 \times 15} + 1,054 \times \frac{11}{2} \right) + 0,225 \times 8 \left(\frac{1009,71}{15 \times 15} + 1,054 \times 11 + 0,9 \times \frac{8}{2} \right) \right] = 374 \text{ t.}$$

on a $G = \frac{1009,71}{6} = 168 \text{ t.}$ $G + F_n = 168 + 374 = 543 \text{ t}$

$$\bar{Q} = \bar{q} \cdot \frac{\pi B^2}{4} = 68,5 \times \pi \cdot \frac{1,2^2}{4} = 774 \text{ t.}$$

le frottement négatif peut être encadré par la couche de sable grésifié.

E / TASSEMENT DES PIEUX :

Théorie de H. CAMBEFORT :

hypothèses :

- 1) la contrainte π_p s'exerçant sur la pointe d'un pieu est une fonction linéaire de l'enfoncement y_p de la pointe : $\pi_p = \alpha + \beta \cdot y_p$.
 - 2) au début du chargement, il y a adhérence entre le pieu et le sol et la contrainte tangentielle de frottement F , à la profondeur x est liée à l'enfoncement y à cette même profondeur par une relation linéaire : $F = A + B \cdot y$.
- La méthode exposée par M. CASSAN* se base sur l'exploitation des résultats de l'essai pressiométrique.

exposé de la théorie : le tassement de la pointe est la somme des déformations des domaines sphérique et déviatorique. mais vu que la longueur du pieu (ϕ) est \ll sa fiche, le tassement du domaine sphérique est à négliger. la base du pieu est loin d'être plane surtout lors de la mise en place du béton. on peut l'assimiler par contre à une hémisphère et admettre que le comportement de la base du pieu est assimilé à celui d'une sphère rigide à l'intérieur d'un massif du sol et soumise à une force verticale.

on a la formule de JOSSELIN DE JONG : $y_p = \frac{1+\nu}{6E} \cdot p \cdot \phi$ (1)

Les essais de CHARGEMENT CAMBEFORT conclut que : $A \neq 0, \alpha \neq 0$

$\Rightarrow \pi_p = \beta \cdot y_p = \frac{R}{\phi} \cdot y_p$ ou $R = \beta \cdot \phi$. (2) la comparaison de (1) et (2) donne :

$$R = \frac{6E}{1+\nu} \quad \nu = \frac{1}{3} \Rightarrow R = 4,5 \cdot E$$

M. CASSAN a montré qu'on peut écrire que : $B = \frac{E}{\phi \cdot \psi(m)}$ ou : $m = \frac{2D}{\phi}$ et :

$$\psi(m) = 1,53 \log_{10} m + 0,95$$

lorsque le terrain est hétérogène et constitué de n couches d'épaisseurs et de modules de déformation différents, on calcule le module de déformation

* : ESSAIS *in situ* en MECANIQUE DES SOLS CASSAN (Tome II)

moyen : $E = \frac{1}{D} \cdot \sum E_i \cdot h_i$ h_i : épaisseur de la couche i .
 E_i : module de déformation de la couche i .

on peut écrire la formule générale du tassement :

$$y = \frac{4P}{\pi\Phi} \cdot \frac{1 + \frac{R}{a\Phi E_p} \cdot H \cdot aD}{R + a \cdot \Phi \cdot E_p \cdot H \cdot aD}$$

avec : $a = \frac{1}{D} \cdot \frac{m}{\sqrt{K \cdot \psi(m)}}$ et

$$K = \frac{E_{piem}}{E}$$

on peut définir un facteur adimensionnel dit "facteur de tassement" π_w

to : $y = \pi_w \cdot \frac{P}{E \cdot \Phi}$

cas particulier : lorsque le pieu repose sur un substratum rigide, il faut

écrire que : $\frac{\pi_p}{y_p} = \infty \Rightarrow \frac{R}{\Phi} = \infty \Rightarrow R = \infty \Rightarrow$

$$y = \frac{4P}{\pi\Phi} \cdot \frac{H \cdot aD}{a\Phi E_p} = \frac{P}{E \cdot \Phi} \cdot \frac{2 \cdot m \cdot H \cdot aD}{K \cdot aD}$$

$$\pi_w = \frac{2 \cdot m \cdot H \cdot z}{K \cdot z} \quad z = aD = \frac{m}{\sqrt{K \cdot \psi(m)}}$$

application : le terrain étudié présente des variations régulières de E avec la profondeur et vu que les résultats pressiométriques font défaut à partir de 21m, on a supposé - faute de mieux - que le reste des couches sont aussi raides que la dernière couche alors que la raideur de ces couches est évidemment croissante avec la profondeur. le comportement élastique étant prédominant dans le tassement (tassement sphérique négligeable), on considère dans les calculs un module d'élasticité instantané pour le béton :

$$E_{piem} = 21000 \sqrt{12 \times 270} = 378000 \text{ kg/cm}^2 \text{ on a } P = 500t \text{ (charge totale)}$$

$$m = 2D/\Phi = 2 \times 36/12 = 60 \Rightarrow \psi(m) = 1,53 \log 60 + 0,95 = 3,670$$

| sondage | $E = \frac{1}{D} \sum E_i \cdot h_i$ | $K = E_p/E$ | $z = \frac{m}{\sqrt{K \cdot \psi(m)}}$ | $H \cdot z$ | π_w | y |
|---------|--------------------------------------|-------------|--|-------------|--------------------|----------|
| SP1 | 23,85 bars | 15845 | 0,2488 | 0,2438 | $7,421 \cdot 10^3$ | 1,296 cm |
| SP2 | 38,72 bars | 11552 | 0,2914 | 0,2833 | 0,0100 | 1,273 cm |
| SP3 | 26,811 | 14098 | 0,2637 | 0,2578 | $8,319 \cdot 10^3$ | 1,293 cm |

on a trouvé moyennant des hypothèses sévères, des valeurs de tassement négligeables. en réalité, le tassement devrait être beaucoup plus faible (de l'ordre de mm).

reste à vérifier le tassement éventuel du groupe de pieux:

on suppose qu'on a une pile fictive ancrée à une fiche fictive que TERZAGHI recommande - par souci de prudence - égale à $\frac{2}{3}D = 24m$. la pression moyenne à la base de la pile fictive est:

$$p = \frac{p_0}{1 + \tilde{\omega} \cdot \frac{D'}{\Phi}}$$

$p_0 = \frac{\pi \cdot P}{S}$

S : section droite du groupe de pieux

$\tilde{\omega}$: coefficient adimensionnel pris égal à 0,2.

application: $p_0 = \frac{6 \times 5000}{59,33} = 5,05 \text{ kg/cm}^2$.

$$p = \frac{5,05}{1 + 0,2 \times \frac{24}{1,2}} = 1,011 \text{ kg/cm}^2$$

On calcule le tassement du groupe de pieux en considérant une fondation profonde (en effet $\frac{D}{S} = \frac{24}{3} = 8$) exerçant sur le sol

une pression = $p +$ pression du poids de la pile fictive (densité $\approx 2t/m^3$)
 $= 1,011 + 2 \times 24 = 5,81 \text{ bars}$

$$P = p \cdot S = 5,81 \times 59,33 = 3447 \text{ t}$$

on utilise l'artifice suivant: on considère ϕ = diamètre de la pile fictive équivalente au groupe: $S' = \pi \phi^2 / 4 = 59,33 \text{ m}^2 \Rightarrow \phi = 8,69 \text{ m}$.

$$m = \frac{2 \times 24}{8,69} = 5,523 \Rightarrow \psi(m) = 1,53 \cdot \log 5,523 + 0,95 = 2,085$$

à titre d'exemple: au niveau de 8P1, on a: $z = \frac{5,523}{\sqrt{15845 \times 2,085}} = 0,0304$

$$H_z = 0,0299 \text{ et } \pi w = \frac{2 \times 5,523 \times 0,0299}{15845 \times 0,0304} = 6,85 \cdot 10^{-4} \text{ et}$$

$$y = \frac{6,85 \cdot 10^{-4} \times 3447 \cdot 10^3}{23,85 \times 869} = 0,11 \text{ cm} = 1,1 \text{ mm: négligeable}$$

F / EFFET DES EFFORTS HORIZONTAUX :

hypothèses: on assimilera le pieu à une poutre reposant sur appuis élastiques. toutes les méthodes de calcul proposées se ramènent à deux hypothèses extrêmes:

- **hypothèse du pieu infiniment long:** le pieu résiste à la sollicitation en fléchissant. ce qui conduit à donner les équations de la déformée $y(x)$, du moment $M(x)$ et de l'effort tranchant $T(x)$ par intégrations successives de l'équation fondamentale:

$$M(x) = -EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \Rightarrow T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -EI \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} \Rightarrow \frac{dT(x)}{dx} = B \cdot p(x) = -EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4}$$

le module de réaction est défini tel que: $p(x) = E_s(x) \cdot y(x)$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -E_s \cdot B \cdot y \quad (1)$$

- **hypothèse du pieu infiniment rigide:** un pieu court résiste à la sollicitation en subissant un déplacement d'ensemble (déformée rectiligne). par les conditions d'équilibre, on peut déterminer les efforts en tout point.

méthode des différences finies*: elle consiste, en divisant le pieu de fiche L en n tranches égales de longueur $\frac{L}{n}$, à écrire par petites différences les valeurs de la pente ω_i , du Moment M_i et de l'effort tranchant T_i en tout point courant i du pieu, soit:

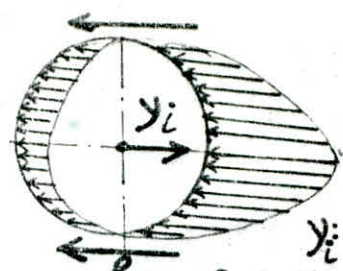
$$\omega_i = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2 \frac{L}{n}}$$
$$M_i = \frac{EI}{\left(\frac{L}{n}\right)^2} (y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1})$$
$$T_i = \frac{EI}{2 \left(\frac{L}{n}\right)^3} (-y_{i+2} + 2y_{i+1} - 2y_{i-1} + y_{i-2})$$

l'équilibre d'une tranche i de longueur $\frac{L}{n}$ exige que la différence des efforts tranchants aux deux extrémités de la tranche est la somme de:

* détaillé dans l'annale I.T.B.T.P n° 280.

1) la force exercée par la pression (ou différence de pressions du terrain) sur les faces frontales du pieu de largeur B, soit:

$$P_i \cdot \frac{L}{n} \cdot B = E s_i \cdot y_i \cdot \frac{L}{n} \cdot B$$



y_i : déplacement
 f : frottement latéral

2) la force exercée par le frottement latéral sur les côtés de largeur l, soit:

$$2 \cdot f s_i \cdot \frac{L}{n} \cdot l$$

d'où l'équation fondamentale:

$$E \cdot I \cdot \frac{(y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}))}{(\frac{L}{n})^4} = -E s_i \cdot y_i \cdot B - 2 f s_i \cdot l$$

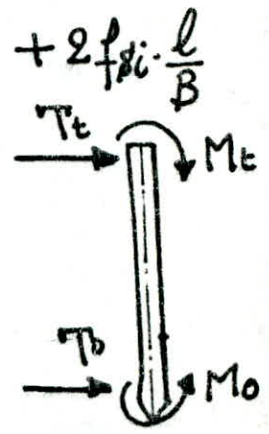
qui est la généralisation de l'équation (1)

on peut aussi écrire la formule de la pression:

$$P_i = \frac{EI}{B \cdot (\frac{L}{n})^4} (y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}) + 2 f s_i \cdot \frac{l}{B}$$

conditions aux limites:

soient: M_0, T_0 moment & effort tranchant en pied
 M_l, T_l " " " " " tête



nous avons:

$$y_1 + y_{-1} - 2y_0 = (\frac{L}{n})^2 \cdot \frac{M_0}{EI} = J_1$$

$$-y_2 + 2y_1 - 2y_{-1} + y_{-2} = 2(\frac{L}{n})^3 \cdot \frac{T_0}{EI} = J_2$$

$$y_{l+1} - 2y_l + y_{l-1} = (\frac{L}{n})^2 \cdot \frac{M_l}{EI} = J_3$$

$$-y_{l+2} + 2y_{l+1} - 2y_{l-1} + y_{l-2} = 2(\frac{L}{n})^3 \cdot \frac{T_l}{EI} = J_4$$

On voit qu'on est obligés d'introduire 4 points fictifs: y_{-1}, y_{-2}, y_{l+1} et y_{l+2} pour satisfaire les conditions aux limites.

méthode de résolution: posons:

$$g_i = \frac{E s_i \cdot B \cdot (\frac{L}{n})^4}{EI}$$

$$f_i = \frac{2 \cdot f s_i \cdot l \cdot (\frac{L}{n})^4}{EI}$$

on peut donc écrire: $y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2} = -g_i \cdot y_i - f_i$

on définit les termes suivants:

$$h_0 = \frac{2}{2+g_0}, h_1 = 2h_0, k_0 = (f_0 + J_2 - 2J_1) \cdot \frac{h_0}{2}$$

$$h_2 = \frac{1}{5 + 3i - 2h_1}, h_3 = h_2(4 - 2h_0) \text{ et } k_1 = (f_1 + J_1 + 2k_0)h_2.$$

$$h_{2i} = \frac{1}{6 + 3i - h_{2i-1} - h_{2i-1}(4 - h_{2i-1})} \quad i \geq 2$$

$$h_{2i+1} = h_{2i}(4 - h_{2i-1}), k_i = (f_i + k_{i-1}(4 - h_{2i-1}) - k_{i-2}) \cdot h_{2i}.$$

$$y_i = -h_{2i} \cdot y_{i+2} + h_{2i+1} \cdot y_{i+1} - k_i$$

les points fictifs en tête de pieu auront pour expression:

$$y_t = N/D$$

$$y_{t+1} = \frac{J_3 + y_t(2 - h_{2t-1}) + k_{t-1}}{1 - h_{2t-2}}$$

$$y_{t+2} = \frac{h_{2t+1} \cdot y_{t+1} - y_t - k_t}{h_{2t}}$$

$$N = J_4 \cdot h_{2t}(1 - h_{2t-2}) - J_3 [h_{2t}(2 + 2h_{2t-2} - h_{2t-2} \cdot h_{2t-3}) - h_{2t+1}] +$$

$$- k_t(1 - h_{2t-2}) + k_{t-1}(h_{2t+1} - 4h_{2t} + h_{2t} \cdot h_{2t-3}) + k_{t-2} \cdot h_{2t}(1 - h_{2t-2}).$$

$$D = 1 - h_{2t-2} - 2h_{2t+1} + h_{2t-1} \cdot h_{2t+1} + h_{2t}(4 - 4h_{2t-1} + 4h_{2t-2} - h_{2t-4} + h_{2t-1} \cdot h_{2t-3} -$$

$$- 2h_{2t-2} \cdot h_{2t-3} + h_{2t-2} \cdot h_{2t-4})$$

les points fictifs en pied du pieu auront pour expression:

$$y_0 = -h_0 \cdot y_2 + h_1 \cdot y_1 - k_0.$$

$$y_{-1} = -y_1 + 2y_0 + J_1.$$

$$y_{-2} = y_2 - 2y_1 + 2y_{-1} + J_2.$$

methodologie:

- 1) calcul des h_{2i}, h_{2i+1} & k_i en partant du pied du pieu.
- 2) calcul des points fictifs y_{t+1}, y_{t+2} .
- 3) calcul des y_i en partant de la tête du pieu.
- 4) calcul des points fictifs y_{-1}, y_{-2} .
- 5) calcul de w_i, π_i, M_i & P_i pour tout point i du pieu.

évaluation du module de réaction horizontal E_s :

on assimile le déplacement y du pieu au tassement "horizontal" d'une semelle de largeur $B = 2R$ et de longueur infinie. la formule de L. MENARD étant: $w = \frac{(1+\nu)}{3E} q \cdot R_0 \left(\lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0} \right)^4 + \frac{\alpha}{45E} \cdot q \cdot \lambda_3 \cdot R$

puisque $\frac{L}{2R} = \alpha \Rightarrow \lambda_2 = 2,65$ et $\lambda_3 = 1,5 \Rightarrow$

$$E_s = \frac{q}{w} = \frac{3E}{1,33 R_0 \left(\frac{2,65 R}{R_0} \right)^4 + \alpha R}$$

dans cette formule, il s'agit de déterminer le coefficient de structure: α , coefficient dont on propose de le calculer par:

$$\alpha(z) = \frac{E(z)}{E_u(z)} = \frac{E(z)}{0,8571 \cdot E_{\text{red}}(z)}$$

et pour déterminer il faut

connaître: 1) l'indice de vide $e(z)$. 2) caractéristiques de compressibilité: σ'_c , c_e & c_s . 3) le poids des terres à la profondeur z .

pour ce faire, on exploitera les résultats d'essais de laboratoire faits sur le sondage coroté le plus proche.

Sondage #P3 - Sondage #C1:

| Z(m) | ω % | sn % | e | σ'_c | $\Delta \sigma'_c$ | σ'_c | c_e | c_s | E_{red} | E_{press} | α | E_s |
|------|------------|--------|--------|-------------|--------------------|-------------|-------|--------|------------------|--------------------|----------|-------------------------------------|
| 2 | 20,46 | 94,42 | 0,5850 | 0,2bars | 12,05bars | 254 | 0,159 | 0,0286 | 163 | 8,52 | 0,06 | 0,49 $\frac{\text{bar}}{\text{cm}}$ |
| 3 | " | " | " | 0,3 | 5,356 | " | " | " | 142 | 13,07 | 0,14 | 0,58 " |
| 4 | " | " | " | 0,45 | 3,013 | " | " | " | 91 | 17,63 | 0,23 | 0,60 |
| 5 | " | " | " | 0,55 | 1,928 | " | " | " | 164 | 22,31 | 0,16 | 0,92 |
| 6 | " | " | " | 0,65 | 1,339 | " | " | " | 153 | 27,00 | 0,21 | 0,97 |
| 8 | " | " | " | 0,80 | 0,753 | " | " | " | 145 | 27,73 | 0,22 | 0,95 |
| 10 | " | " | " | 1,00 | 0,482 | " | " | " | 157 | 28,47 | 0,21 | 1,01 |
| 12 | 21,48 | 92,42 | 0,6275 | 1,02 | 0,334 | 140 | 0,207 | 0,0481 | 92 | 2,40 | 0,03 | 0,16 |
| 14 | 29,38 | 91,75 | 0,8646 | 1,40 | 0,246 | 0,85 | 0,254 | 0,0807 | 26 | 1,30 | 0,06 | 0,08 |
| 16 | " | " | " | 1,60 | 0,188 | 1,10 | 0,241 | 0,0764 | 30 | 1,18 | 0,05 | 0,07 |
| 18 | 32,97 | 94,36 | 0,9434 | 1,75 | 0,148 | 1,50 | 0,228 | 0,0721 | 36 | 3,37 | 0,11 | 0,16 |
| 20 | 27,02 | 86,10 | 0,8473 | 1,95 | 0,120 | 1,95 | 0,326 | 0,0926 | 26 | 13,15 | 0,59 | 0,19 |

Sondage SP2 - sondage SC3: des démarches analogues au cas précédent mènent au tableau suivant:

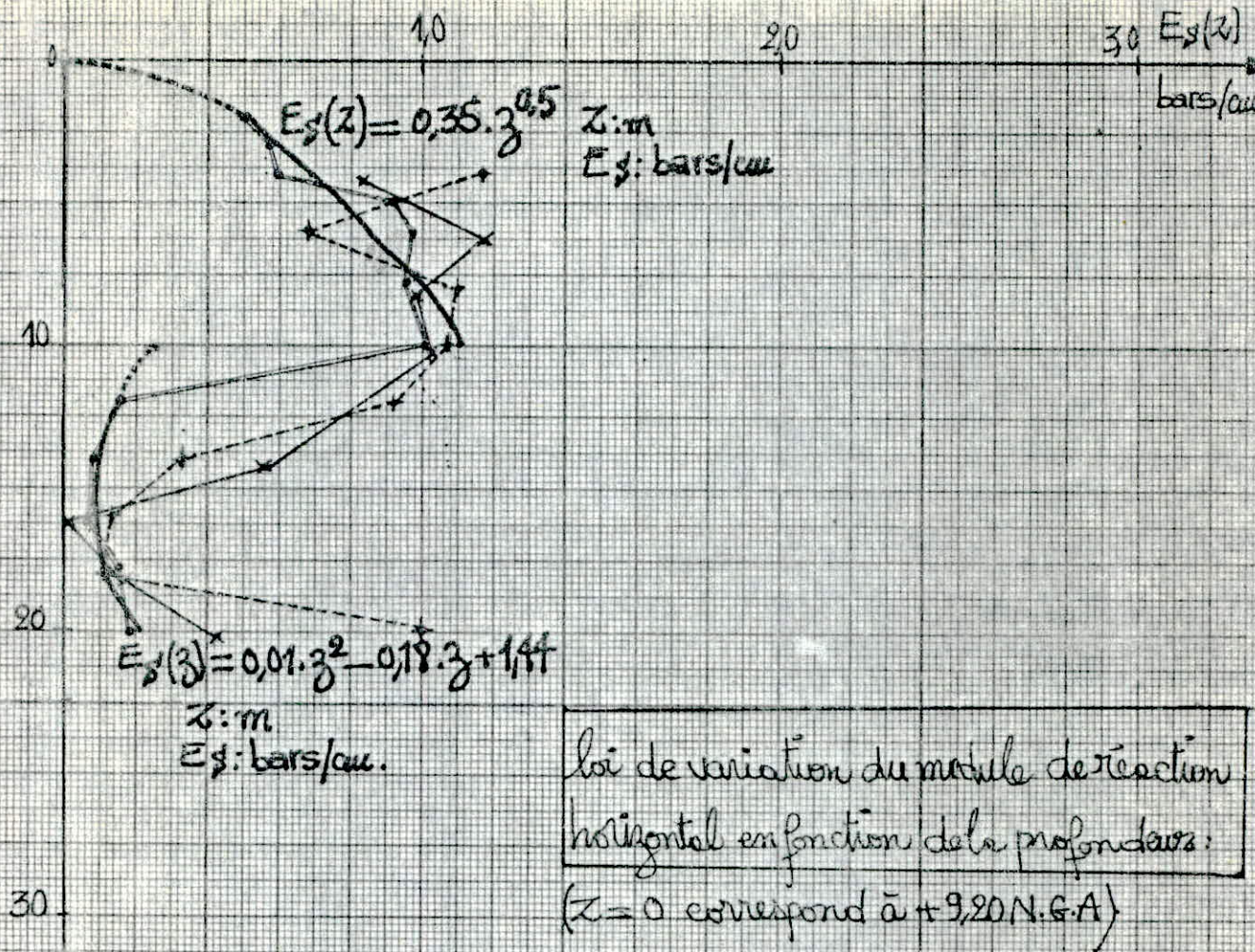
| Z(m) | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 | 19 |
|---|------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|
| E _{exc} | 112 | 156 | 150 | 150 | 171 | 176 | 51,6 | 57,6 | 70,0 |
| E _{press} | 5770 | 6414 | 2838 | 3233 | 3178 | 977 | 0,186 | 2,81 | 10,73 |
| α | 0,60 | 0,48 | 0,22 | 0,25 | 0,22 | 0,06 | 0,004 | 0,06 | 0,18 |
| E _{s base} C _{sol} | 0,83 | 1,18 | 0,98 | 1,03 | 1,11 | 0,56 | 0,01 | 0,17 | 0,42 |

Sondage SP1 - sondage SC4 & SC5: pour ce sondage au delà de 12m, on a un manque de données sur les paramètres de compressibilité (c_c, c_s). on est amenés à proposer l'hypothèse suivante: près du sondage SP1, le SC5 montre qu'on a un sol surconsolidé jusqu'à plus de 40m et dont la plage de surconsolidation peut atteindre 130 bars au delà de 10m. on néglige alors la compressibilité du sol, au niveau de SP1 lors de la phase de chargement:

$c_s = 0 \Rightarrow \alpha = 0$ (sol raide et surconsolidé). et on aura: $E_s(z) = \frac{3 \cdot E(z)}{133 \cdot R_0}$

| Z(m) | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| E _{exc} | 163 | 91 | 153 | 145 | 157 | | | | |
| E _{press} | 40,78 | 39,82 | 38,87 | 41,06 | 23,00 | 4,48 | 1,70 | 1,54 | 13,23 |
| α | 0,29 | 0,50 | 0,30 | 0,33 | 0,17 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E _{s base} C _{sol} | 1,17 | 0,69 | 1,10 | 1,07 | 0,92 | 0,336 | 0,128 | 0,116 | 1,00 |

on a proposé d'ajuster la courbe $E_s = E_s(z)$ en se basant sur les valeurs de SP3 car ce dernier se trouve très proche d'un sondage coroté, ce qui nous a permis d'avoir des données plus précise sur sa densité, compressibilité... etc. néanmoins les autres courbes sont très semblables à celle de SP3. finalement, c'est ce dernier qui est estimé le plus représentatif du sol. au delà de 20m, on est amenés à formuler - faute de mieux l'hypothèse du module de réaction constant



| Sondage | côte | usage | loi de $E_s(z)$ |
|---------|-----------|-------|---|
| SP1 | +7,20 NGA | + | $E_s(z) = 0,35 \cdot z^{0,5} ; z \leq 10m$ $E_s(z) = 0,01 z^2 - 0,18 z + 1,44 ; z \geq 11$ |
| SP2 | +8,00 NGA | x | |
| SP3 | +9,20 NGA | → | |

z(m)

évaluation du frottement latéral $f_s = f_s(z)$:

1) à l'aide de l'essai pressiométrique: la formule empirique proposée par L. MENARD est: $\hat{q}_f = \frac{pL - p_0}{a} + b$ a, b: donnés par le tableau suivant:

| | | | | |
|-------------|-------------------------|----------------|---------------|-----------------------|
| $p - p_0$: | $\leq 0,8 \text{ bars}$ | $\in]0,8, 4[$ | $\in [4, 10[$ | $\geq 10 \text{ bar}$ |
| a: | 5 | 10 | 20 | ∞ |
| b (bars) | 0 | 0,08 | 0,28 | 0,8 |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $z(m)$ | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| $p_0 (KN/m^2)$ | 15,27 | 30,54 | 45,81 | 61,08 | 76,35 | 91,62 | 106,89 | 122,16 | 137,4 | 152,7 | 167,9 | 183,2 | 198,5 | 213,8 |
| \hat{q}_f | SP1 | 49,15 | | 50,05 | | 50,92 | | 49,15 | | 28,7 | | | | |
| KN/m^2 | SP2 | | 52,03 | | 62,93 | | 56,95 | | 60,32 | | 56,45 | | 26,50 | |
| m^2 | SP3 | 37,60 | 42,15 | 53,5 | 59,3 | 65,1 | | 61,1 | | 57,1 | | | | |

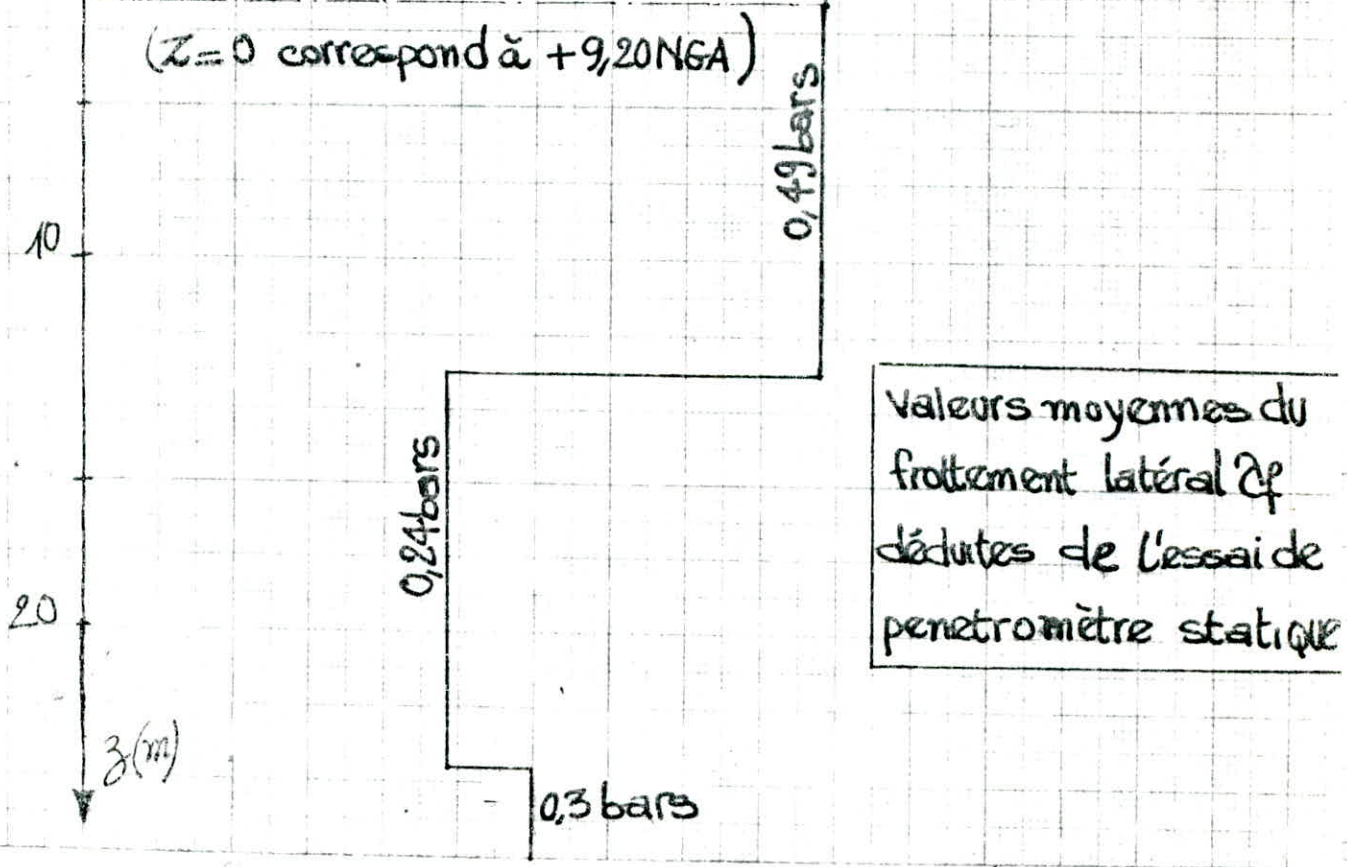
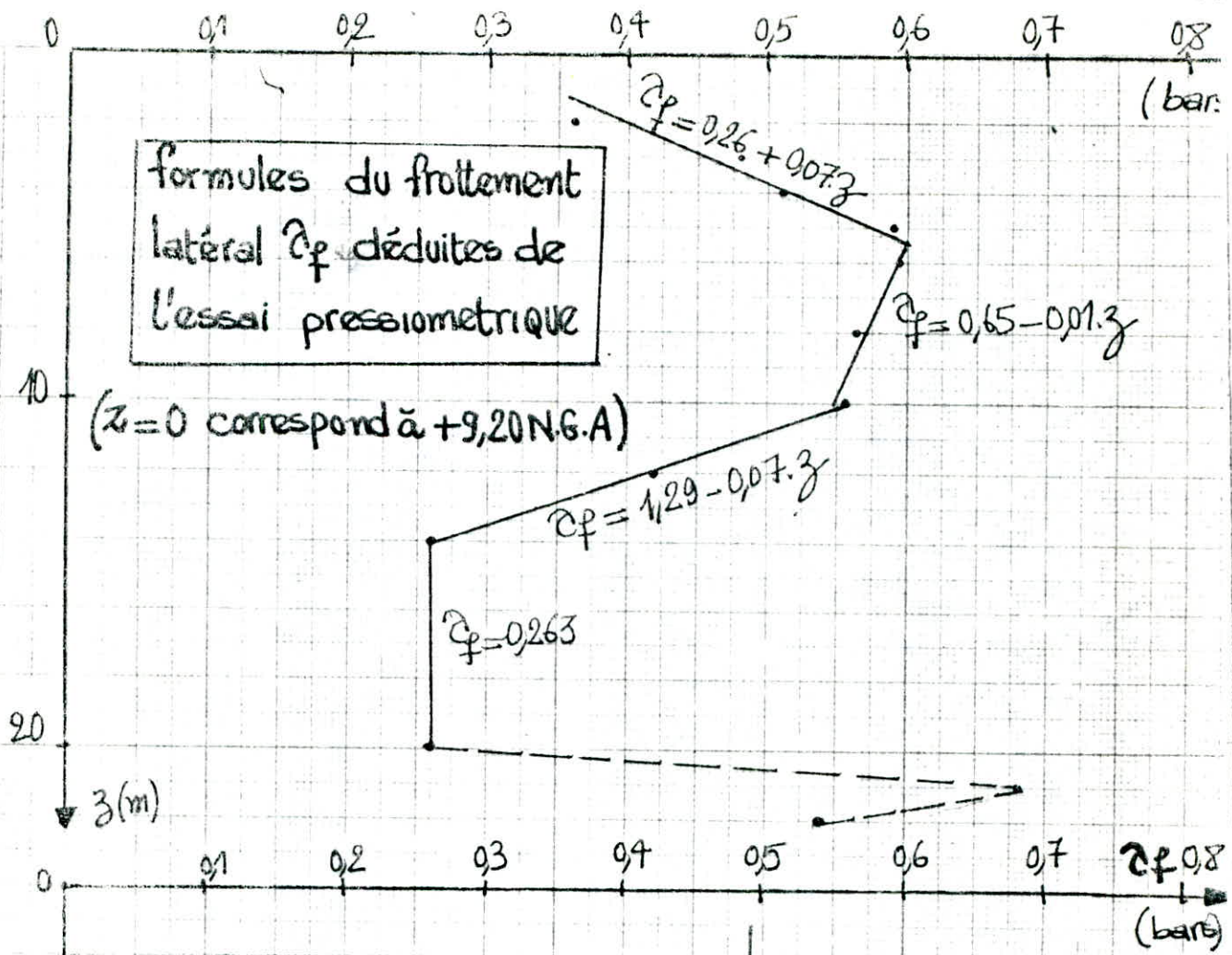
en fixant la référence des profondeurs à $z = +9,20 \text{ N.G.A}$ (côte de SP3), on constate que les valeurs du frottement latéral à une profondeur donnée z dans les 3 sondages pressiométriques sont rapprochées. on va donc uniformiser une courbe de frottement latéral et l'ajuster en fonction de la profondeur:

| | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $z(m)$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 20 | 21 | 22 |
| $\hat{q}_f(\text{bar})$ | 0,37 | 0,43 | 0,51 | 0,58 | 0,59 | 0,56 | 0,55 | 0,42 | 0,26 | 0,26 | 0,68 | 0,54 |

l'ajustement est fait par des droites brisées à coefficients de corrélation proches de 1.

2) à l'aide de l'essai de pénétration statique: on utilisera la formule suivante: $\hat{q}_f = \alpha_s \cdot R_p$. $\alpha_s = 0,85$ pour pieu foré en béton. $\alpha_s = \begin{cases} 50 & \text{pour l'argile;} \\ 200 & \text{pour le gravier.} \end{cases}$

on remarque que chaque pénétrogramme se décompose en un ensemble de paliers de R_p , dont on a essayé de les déterminer en prenant la valeur moyenne. La synthèse des résultats de tous les pénétrogrammes fait apparaître 3 couches distinctes. la dernière couche, lieu du refus du pénétromètre aura une résistance en pointe, supposée constante avec la profondeur (approche pessimiste).



| Sondage | $3 \leq z \leq 13$ | $13 \leq z \leq 23,60$ | $z \geq 23,60 \text{ m}$ |
|---------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| SP81 : | $R_p = 20,65 \text{ bars}$ | $R_p = 14,85 \text{ bars}$ | $R_p = 69,83 \text{ bars}$ |
| SP82 : | 33,26 bars | 14,57 bars | indéterminé |
| SP83 : | 31,18 | 14,92 | 76,4 bars |
| SP84 : | 28,32 | 15,35 | 70,00 |
| SP85 : | 30,53 | 11,31 | indéterminé |
| $R_{p \text{ moyenne}}$ | 28,78 bars | 14,20 bars | 72 bars |
| $\Delta f \text{ (bars)}$ | 0,49 bars | 0,24 bars | 0,30 bars |

une remarque s'impose : les moyennes analytiques des courbes de frottement latéral déduites de l'essai pressiométrique sont confondues avec les valeurs moyennes du frottement de chaque couche à partir du pénétromètre.

reste à noter que la couche superficielle de 2m présente sur les pénétrogrammes des valeurs locales et aigues dont on a négligé.

Application:

données : $L = 36 \text{ m}$, on considère $n = 36$ tranches. $B = 1,20 \text{ m}$ ($L = B = 1,20 \text{ m}$: largeur latérale du pieu) on sait que les forces horizontales : séisme, freinage ont des effets instantanés et le fluage et la température ont des effets à longue durée. néanmoins, on donne au béton du pieu le module d'élasticité instantané.

$$I = \frac{\pi B^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} = 1,01787 \text{ m}^4 \quad E = 21000 \sqrt{1,2 \times 270} = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI = 3,8476 \cdot 10^{12} \text{ kg cm}^2$$

$$s_i(z) = \frac{E s_i(z)}{EI} \cdot B \left(\frac{L}{n}\right)^4 = \frac{E s_i(z)}{321} \quad (\text{sans dimension})$$

$$f_i(z) = \frac{2 \cdot s_i(z)}{EI} \cdot l \cdot \left(\frac{L}{n}\right)^4 = \frac{s_i(z)}{160} \quad \text{en cm avec } s_i(z) \text{ en bars.}$$

conditions aux limites : par souci de ne pas solliciter le sable granifié par des effets parasites comme M_0 & T_0 et vu l'importante fiche du pieu ($L = 36 \text{ m}$) on estime $M_0 = 0$ et $T_0 = 0 \Rightarrow J_1 = 0$ et J_2 .

en tête : $M_t = 0$ et $T_t = 200 \text{ t} / 6 \text{ pieux} = 33 \text{ t}$.

$$J_3 = \left(\frac{L}{n}\right)^2 \frac{M_t}{EI} = 0 \quad J_4 = 2 \left(\frac{L}{n}\right)^3 \frac{T_t}{EI} = 0,01733 \text{ cm}$$

un calcul automatique, dont le programme figure en annexe sous

le label "HORIZON" donne les résultats suivants:

| $z(m)$ | i | z_i | Est | $z_i \cdot 10^3$ | $f_i \cdot 10^3$ | h_{zi} | $h_{z_{i-1}}$ | $k_i(cm)$ | $y_i(cm)$ | M_i | π_i | P_i | w_i |
|--------|-----|-------|-------|------------------|------------------|----------|---------------|-----------|-----------|--------|---------|--------|-------|
| 0 | 36 | 0,26 | 0 | 0 | 1,625 | 0,7333 | 1,6955 | 0,0518 | -0,256 | -3,07 | 31,74 | 0,88 | -1,6 |
| 1 | 35 | 0,33 | 0,35 | 1,090 | 2,062 | 0,7283 | 1,6879 | 0,0526 | -0,412 | 30,78 | 28,47 | -0,237 | -1,5 |
| 2 | 34 | 0,40 | 0,495 | 1,542 | 2,500 | 0,7248 | 1,6826 | 0,0520 | -0,560 | 53,86 | 21,16 | 0,48 | -1,4 |
| 3 | 33 | 0,47 | 0,606 | 1,988 | 2,937 | 0,7224 | 1,6787 | 0,0517 | -0,694 | 73,10 | 15,39 | 0,30 | -1,2 |
| 4 | 32 | 0,54 | 0,700 | 2,430 | 3,375 | 0,7208 | 1,6761 | 0,0497 | -0,809 | 84,65 | 9,04 | 0,663 | -1,0 |
| 5 | 31 | 0,61 | 0,782 | 2,876 | 3,812 | 0,7199 | 1,6745 | 0,0469 | -0,902 | 91,18 | 3,08 | 0,65 | -0,8 |
| 6 | 30 | 0,59 | 0,860 | 2,680 | 3,687 | 0,7195 | 1,6738 | 0,0436 | -0,971 | 90,80 | -1,92 | 0,93 | -0,6 |
| 7 | 29 | 0,58 | 0,926 | 2,885 | 3,625 | 0,7192 | 1,6735 | 0,0401 | -1,017 | 87,34 | -5 | 0,904 | -0,3 |
| 8 | 28 | 0,57 | 1,000 | 3,115 | 3,562 | 0,7185 | 1,6730 | 0,0363 | -1,040 | 80,79 | -7,12 | 1,05 | -0,1 |
| 9 | 27 | 0,56 | 1,050 | 3,271 | 3,500 | 0,7168 | 1,6715 | 0,0325 | -1,042 | 73,10 | -7,69 | 1,12 | 0,1 |
| 10 | 26 | 0,55 | 1,107 | 3,448 | 3,437 | 0,7137 | 1,6682 | 0,0288 | -1,025 | 65,41 | -7,69 | 1,10 | 0,3 |
| 11 | 25 | 0,52 | 0,670 | 2,087 | 3,250 | 0,7089 | 1,6626 | 0,0255 | -0,991 | 57,71 | -9,62 | 0,72 | 0,4 |
| 12 | 24 | 0,45 | 0,720 | 2,243 | 2,812 | 0,7033 | 1,6548 | 0,0228 | -0,942 | 46,17 | -13,46 | 0,58 | 0,6 |
| 13 | 23 | 0,38 | 0,790 | 2,461 | 2,375 | 0,6978 | 1,6471 | 0,0210 | -0,881 | 30,78 | -15,39 | 0,76 | 0,7 |
| 14 | 22 | 0,31 | 0,880 | 2,741 | 1,937 | 0,6925 | 1,6395 | 0,0199 | -0,812 | 15,39 | -15,39 | 0,62 | 0,7 |
| 15 | 21 | 0,263 | 0,990 | 3,084 | 1,644 | 0,6878 | 1,6325 | 0,0195 | -0,739 | 0 | -13,46 | 0,847 | 0,7 |
| 16 | 20 | 0,263 | 1,120 | 3,489 | " | 0,6838 | 1,6264 | 0,0194 | -0,666 | -11,54 | -11,54 | 0,526 | 0,7 |
| 17 | 19 | " | 1,270 | 3,956 | " | 0,6809 | 1,6216 | 0,0195 | -0,592 | -23,08 | -9,62 | 0,852 | 0,7 |
| 18 | 18 | " | 1,440 | 4,486 | " | 0,6793 | 1,6185 | 0,0197 | -0,532 | -30,78 | -3,84 | 1,167 | 0,5 |
| 19 | 17 | " | 1,630 | 5,078 | " | 0,6787 | 1,6172 | 0,0199 | -0,476 | -30,78 | -3,80 | -0,115 | 0,5 |
| 20 | 16 | " | 1,840 | 5,732 | " | 0,6791 | 1,6173 | 0,0200 | -0,428 | -38,47 | 7,695 | 1,463 | 0,4 |
| 21 | 15 | 0,30 | 1,84 | 5,732 | 1,875 | 0,6798 | 1,6183 | 0,0201 | -0,350 | 12,312 | -2,3 | -30,18 | 0,5 |
| 22 | 14 | " | " | " | " | 0,6805 | 1,6194 | 0,0200 | -0,320 | -8,465 | -1,00 | 18,56 | 0,6 |
| 23 | 13 | " | " | " | " | 0,6810 | 1,6203 | 0,0199 | -0,272 | -7,695 | 17,31 | 2,20 | 0,4 |
| 24 | 12 | " | " | " | " | 0,6813 | 1,6208 | 0,0198 | -0,244 | -50,02 | 17,31 | -1,0 | 0,2 |
| 25 | 11 | " | " | " | " | 0,6814 | 1,6210 | 0,0198 | -0,229 | 42,32 | 10,38 | +1,05 | 0,1 |
| 26 | 10 | " | " | " | " | 0,6816 | 1,6210 | 0,0198 | -0,225 | -29,24 | 11,92 | +0,41 | 0 |
| 27 | 9 | " | " | " | " | 0,6832 | 1,6219 | 0,0201 | -0,2286 | -18,47 | 9,61 | 0,41 | -0,1 |
| 28 | 8 | " | " | " | " | 0,6883 | 1,6260 | 0,0204 | -0,237 | -10,00 | 5,38 | 0,087 | -0,1 |
| 29 | 7 | " | " | " | " | 0,7009 | 1,6377 | 0,0207 | -0,248 | -7,69 | 3,08 | 0,728 | -0,1 |
| 30 | 6 | " | " | " | " | 0,7262 | 1,6633 | 0,0206 | -0,261 | -3,84 | 3,27 | 0,504 | -0,1 |
| 31 | 5 | " | " | " | " | 0,7690 | 1,7094 | 0,0195 | -0,275 | 1,15 | 3,08 | 0,664 | -0,1 |
| 32 | 4 | " | " | " | " | 0,8285 | 1,7770 | 0,0169 | -0,289 | 2,30 | 1,92 | 0,344 | -0,1 |
| 33 | 3 | " | " | " | " | 0,8941 | 1,8552 | 0,0127 | -0,303 | 2,69 | 1,15 | 0,342 | -0,1 |
| 34 | 2 | " | " | " | " | 0,9491 | 1,9250 | 0,0078 | -0,316 | 0 | -1,34 | 0,825 | -0,1 |
| 35 | 1 | " | " | " | " | 0,9831 | 1,9719 | 0,0037 | -0,329 | 0 | 0 | 0,60 | -0,1 |
| 36 | 0 | " | " | " | " | 0,9971 | 1,9943 | 0 | -0,342 | 0 | 0 | 0,60 | -0,1 |

base base/cm cm cm cm base $\cdot 10^3$

pts fictifs: $y_{-2} = -0,368cm$, $y_{-1} = -0,355cm$, $y_{t+2} = 0,0460cm$ et $y_{t+1} = -0,1000cm$.

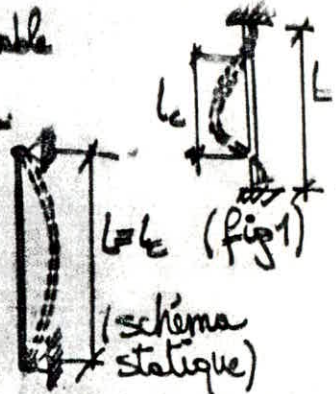
1) élancement du pieu: voyons si le pieu se comporte comme une pièce courte ou élancée. $\lambda = \frac{l_c}{i}$ $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{\pi \phi^4}{64 \cdot \pi \phi^2}} = \frac{\phi}{4}$

une pièce comprimée en béton armé est dite courte, si $\lambda < 50 \Rightarrow \frac{4l_c}{\phi} < 50 \Rightarrow l_c < 15m$
 $\Rightarrow \frac{l_c}{L} = \frac{15}{36} = 0,416$. une telle condition exige que le pieu doit se comporter comme

une pièce dont les deux extrémités sont parfaitement encastées (c'est le cas où $\frac{l_c}{L} = \frac{1}{2}$. fig 1)

le souci d'éliminer des sollicitations parasites au niveau du sable

qualifié nous a poussé à proposer le schéma statique suivant (au niveau de la tête le moment calculé est négligeable)



on a $l_c = L = 36m$ $\lambda = \frac{4 \times 36}{1,2} = 120$

$50 < \lambda < 120$: on a une pièce élancée. on peut

considérer le pieu travaillant en flexion composée où le pieu est soumis à un effet normal N excentré / C.O.G de la section du béton seul de.

$$f_c = \frac{8l^2}{\phi^2} \cdot (1 + \xi) \cdot 10^{-3} \cdot (120 - 50)^{\frac{3}{2}} \quad \xi = \frac{\phi}{2} = 0,6m$$

$$\xi = \frac{\text{charge permanente}}{\text{charge totale}} = \frac{301}{378} = 0,796$$

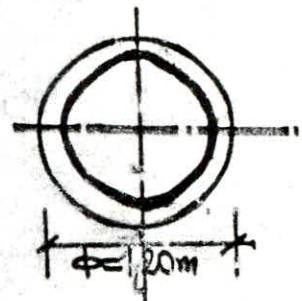
$$f_c = \frac{8 \times 0,6^2}{0,6^2} \cdot (1 + 0,796) \cdot 10^{-3} \cdot (120 - 50)^{\frac{3}{2}} = 1,26m.$$

article 33,12
CC BA 68

le risque de flambement est justifié par le fait qu'au delà d'environ 10m, le pieu traverse une couche d'argile grise molle de 10m d'épaisseur, qui peut ne pas s'opposer à son flambement.

2) ferrailage: effets de calcul: $N = 500t$, $M = \pm 91mt$ $T = 33t$.

site $e_0 = f_c + \frac{M}{N} = 1,26 + \frac{91}{500} = 1,442 > \phi = 1,20m$
 on a une section partiellement comprimée



contrainte admissible de compression en flexion composée :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \varepsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \delta \times \varepsilon \cdot 270 \quad \delta = 0,3 \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{3\varepsilon_1}\right) \quad \varepsilon_0 = \text{contrainte} = 1442 \mu\text{m}$$

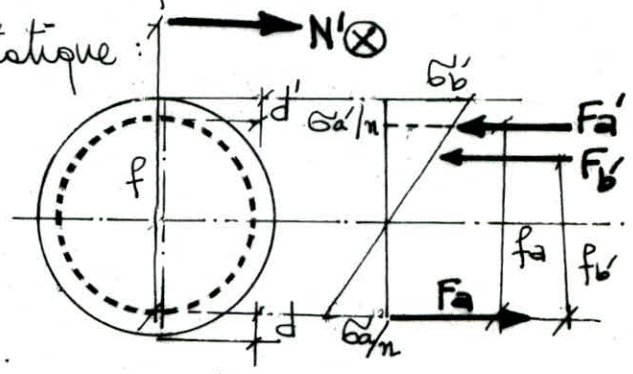
$$e_1 = \frac{\phi}{8} = 0,15 \text{ m} \quad \delta = 1,26 \Rightarrow \delta_{\text{max}} = 0,6 \Rightarrow \delta = 0,6 \quad 0,5 < \varepsilon < 1 \Rightarrow 68,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b < 137 \text{ kg/cm}^2$$

le pieu à ferriller est fortement sollicité; on signale par exemple, que le cas d'une telle pièce chargée ne figure pas dans les abaques de l'ouvrage "calcul pratique des pièces en béton armé". aussi propose-t-on de faire un calcul de la section à partir des conditions d'équilibre statique :

$$A \cdot \sigma'_a + F'_b - \sigma'_a (A + \frac{N'}{\sigma'_a}) = 0 \quad (1)$$

$$N' \cdot f - \sigma'_a \cdot A \cdot f_a - F'_b \cdot f_b = 0 \quad (2)$$

$$\text{Me la symétrie de révolution: } A = A' \quad (3)$$



$$\text{On a } f_a = 108 \text{ cm}, f'_b = \frac{2}{3} \times 60 + 57 = 94 \text{ cm}.$$

$$f = f_c + \left(\frac{\phi}{2} - d\right) = 198,2 \text{ cm} \quad \text{on a: } \delta = \frac{d}{\phi} = \frac{d'}{\phi} = 0,05 \quad (d = d' = 6 \text{ cm})$$

$$\text{on a: } \sigma'_a = n \left[\bar{\sigma}'_b - \left(\bar{\sigma}'_b + \frac{\sigma'_a}{n} \right) \cdot \frac{\delta}{1-\delta} \right]$$

on prend $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ bars}$, et on propose par tâtonnement des valeurs

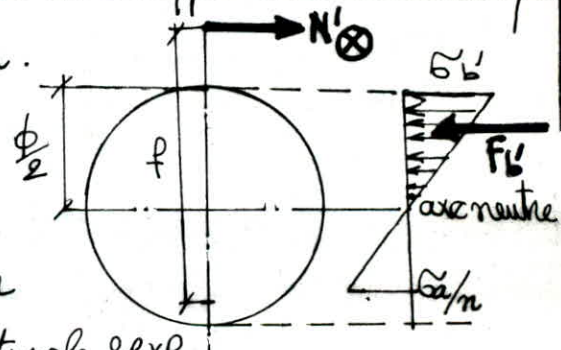
de $\sigma'_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$. la valeur optimale est $\sigma'_a = 1800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_a = 1852 \text{ kg/cm}^2$

la résolution du système d'équations (1) (2) & (3) donne $A = A' = 267 \text{ cm}^2$.

les armatures longitudinales seront disposées en 2 nappes circulaires concentriques de $85 \phi 20 = 270 \text{ cm}^2$ avec un enrobage de 6 cm.

Verification des contraintes:

le volume de contraintes de compression, peut se calculer avec une bonne approximation, en assimilant le demi-cercle comprimé à un rectangle $2R \times R$



$$\Rightarrow F'_b = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_b \cdot 2R \times R = \sigma'_b \cdot R^2 \Rightarrow \sigma'_b = F'_b / R^2 \quad \text{Or } F'_b = \sigma'_a \left(A + \frac{N'}{\sigma'_a} \right) - A \cdot \sigma'_a = 486 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = 486 \cdot 10^3 / 60^2 = 135 \text{ bars} \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ bars} \quad \text{la valeur } \sigma'_a = 1800 \text{ bars}$$

et bien choisi puisqu'on retrouve $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$. on a $\sigma'_a = n \cdot \sigma'_b = 2025 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$\text{et } \sigma'_a = 15 \left[135 - \left(135 + \frac{2025}{15} \right) \cdot \frac{0,05}{1-0,05} \right] = 1812 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

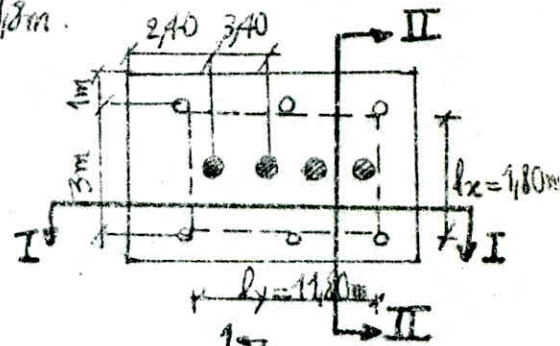
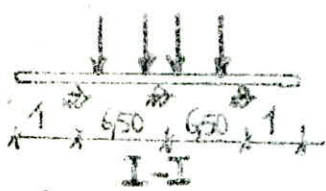
armatures transversales: on peut prendre comme

$$\text{valeur de } t: t = 15 \phi_e = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \text{ et un diamètre } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

triple
32,42
CCBA68

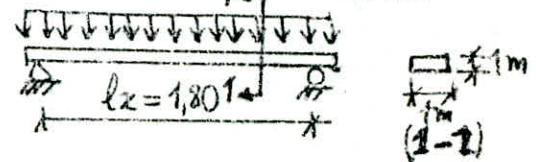
Schéma statique : la semelle transmet les charges provenant des piles aux pieux.
 Cette transmission des charges signifie qu'elle n'a pas de contact effectif avec le sol.
 elle est entourée par un groupe de six pieux qui lui servent à des points d'appuis
 simples (articulation de moment nul). on a donc une dalle dont les portées sont :

$l_x = 1,80m$ et $l_y = 11,8m$. $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{11,8} = 0,15$ il s'agit d'une dalle de grande
 longueur, qui travaille dans le sens de $l_x = 1,8m$.



3.1) effet du poids propre :

$q = 2,5 \times 1 \times 1 = 2,5 \text{ t/ml}$. $M_0 = q l_x^2 / 8 = 1,01 \text{ mt}$

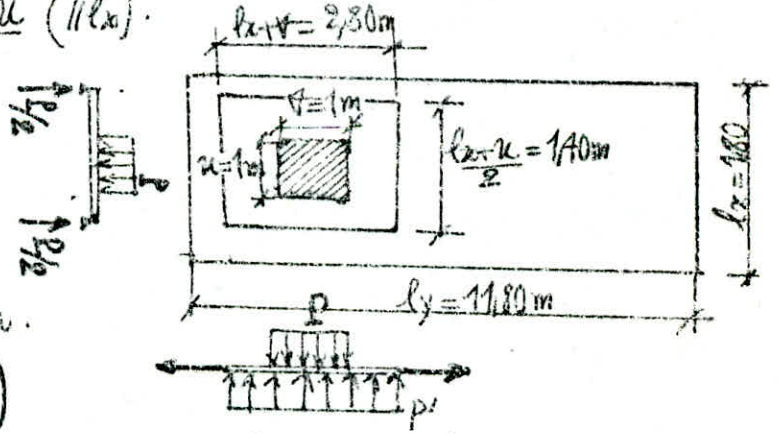


3.2) effet des surcharges : la flexibilité

dans le sens l_y étant faible, on peut supposer que la dalle est articulée suivant l_y .
 on appliquera la méthode suivante :

cette méthode est basée sur la constatation expérimentale (issue des mesures par
 le fleximètre) suivante sur une dalle de grande longueur :

l'action d'une surcharge localisée est limitée par un rectangle de longueur
 $l_x + v$ ($v < l_y$) et de largeur $\frac{l_x - u}{2}$ ($u < l_x$).



la charge p' est dite " RÉACTION
 D'ARC". elle est due à l'action

simultanée d'une traction + flexion.

$M_{0y} = p' \cdot \frac{l_x}{8}$, $M_{0x} = \frac{p'}{2} \left(\frac{l_x}{2} - \frac{u}{4} \right)$

et pour 1m de bande : $M_y = \frac{M_{0y}}{l_x + v} = \frac{p' \cdot l_x}{4} \cdot \frac{1}{l_x + v}$ /ml.

$M_x = \frac{M_{0x}}{l_x + v} = \frac{p' (l_x - \frac{u}{2})}{4} \cdot \frac{1}{l_x + v}$ /ml.

notons que les actions des charges concentrées provenant des piles sont isolées, car :

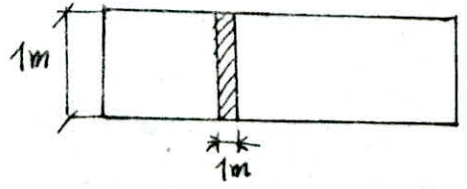
$\frac{l_x + v}{2} = \frac{3,80}{2} = 1,90 < \text{demi entreaxe des piles} = \frac{3,70}{2} = 1,70m.$

une bande de 1m de l'x sera dimensionnée par $M_y = \frac{1470 \cdot 1,8}{4} \cdot \frac{1}{1,8+1} = 59mt.$

et " " " " l'y " " " " $M_x = \frac{1470}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot (1,8 - \frac{1}{2}) \cdot \frac{1}{1,8+1} = 42,65mt.$

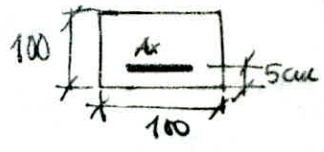
3.3). calcul des armatures: Béton: solinaire dosé à 350 kg de CPA 325 avec un contrôle atténué $\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137 kg/cm^2$. acier: tel $\phi \leq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = 2800 kg/cm^2$.
considérons une bande de 1m // l'x.

$M_x = 42,65 + 1,01 = 43,66mt.$



$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}'_a b h^2} = \frac{15 \times 43,66 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 95^2} = 0,0259$

les tableaux de P. CHARON donnent $\left\{ \begin{array}{l} k = 56,5 \\ \epsilon = 0,9301 \end{array} \right.$



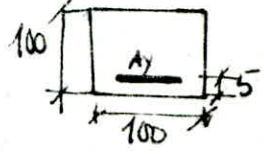
ou $k = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 49,55 < \bar{\sigma}'_b$: pas d'armatures comprimées.

et $A_x = \frac{M_x}{\epsilon h \bar{\sigma}'_a} = \frac{43,66 \cdot 10^5}{0,9301 \times 95 \times 2800} = 17,64 cm^2.$

considérons une bande de 1m // l'y :

$M_y = 59mt.$

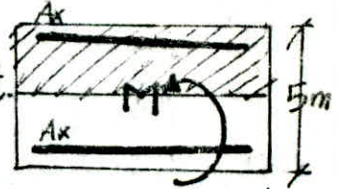
$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}'_a b h^2} = \frac{15 \times 59 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 95^2} = 0,035 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 47,7 \\ \epsilon = 0,9199 \end{array} \right.$



$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 59 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b$ et $A_y = \frac{M_y}{\epsilon h \bar{\sigma}'_a} = \frac{59 \cdot 10^5}{0,9199 \times 95 \times 2800} = 24,11 cm^2.$

• effet du moment renversant :

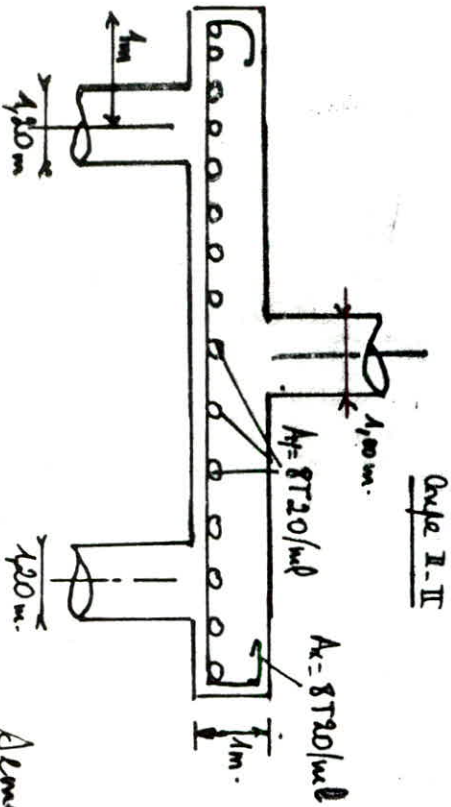
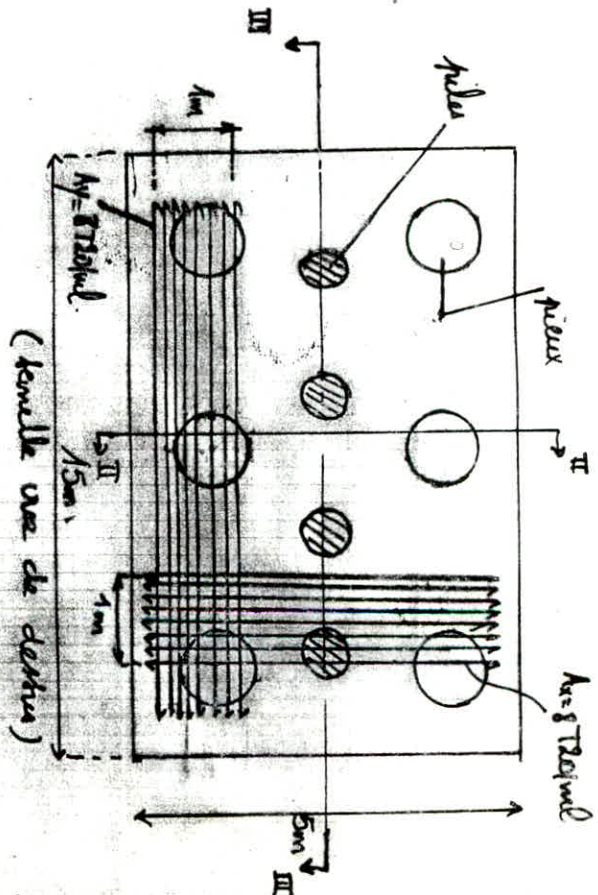
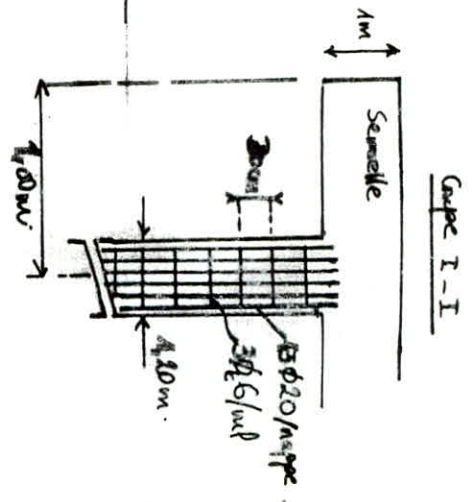
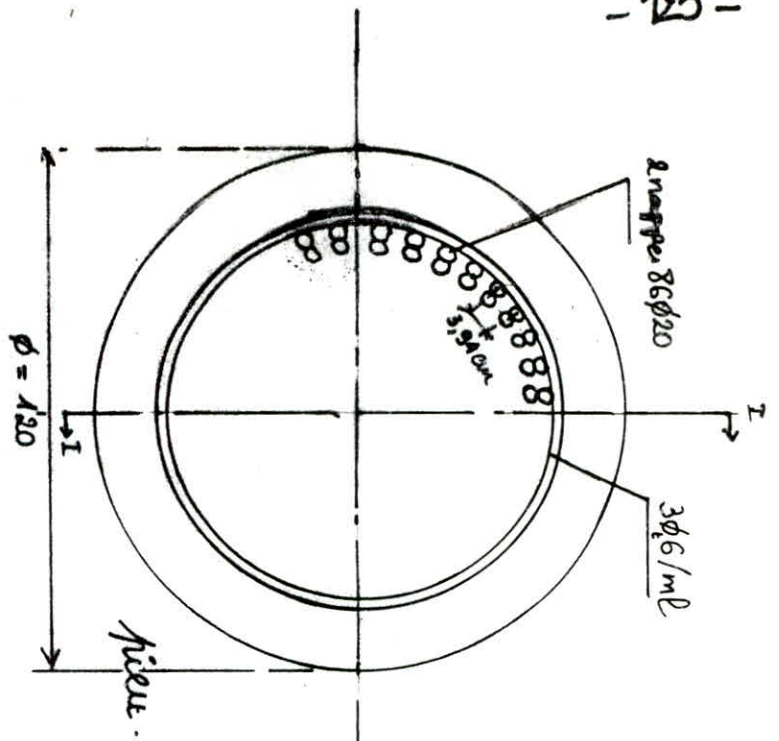
les armatures suivant l'x absorbent le moment renversant. la dalle est assimilée à une section rectangulaire fléchie



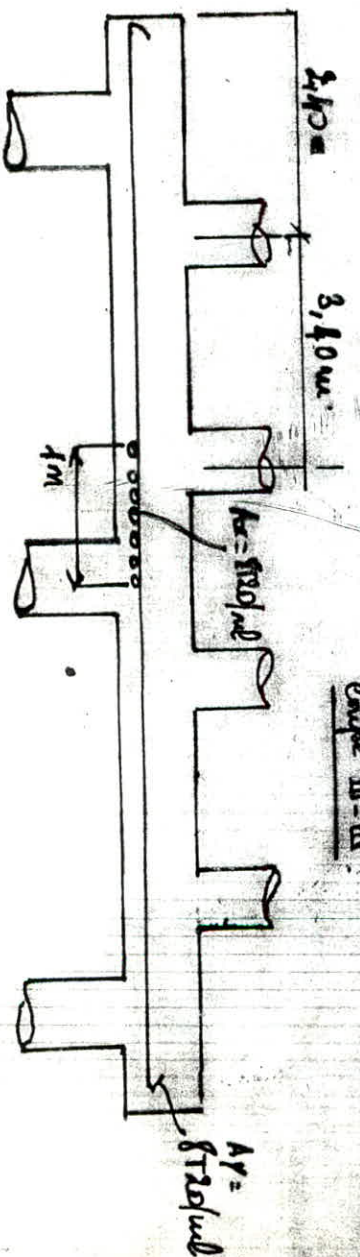
par un moment $M = 1080mt$, en effet, on a $\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}'_a b h^2} = \frac{15 \times 1080 \cdot 10^5}{2800 \times 1500 \times 500^2} = 1,543 \cdot 10^{-3}$
 $\Rightarrow \epsilon = 0,9821$ et $A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}'_a} = \frac{1080 \cdot 10^5}{0,9821 \times 500 \times 2800} = 78,55 cm^2$. on doit avoir:
 $\frac{78,55}{15} = 5,23 cm^2/ml < A_x = 17,64 cm^2/ml.$

• effet de l'effort horizontal: l'effort $T = 200t$ est absorbé par les armatures suivant l'x. en effet elles peuvent reprendre $A \cdot \bar{\sigma}'_a \cdot 15m = 17,64 \times 2800 \times 15 = 741t > T = 200t.$

- disposition des armatures: l'espacement maximal entre les armatures d'une dalle sont $\left\{ \begin{array}{l} \leq 2h = 2 \times 95 = 190cm, \text{ et } \dot{a} \ 22cm \text{ dans le sens } l_y. \\ \leq 3h = 3 \times 95 = 285cm, \text{ et } \dot{a} \ 33cm \text{ " " " } l_x. \end{array} \right.$
 on choisit un espacement $t = 125cm$ et $A_x = A_y = 8T20 = 25,13 cm^2/ml.$



Coupe I-I



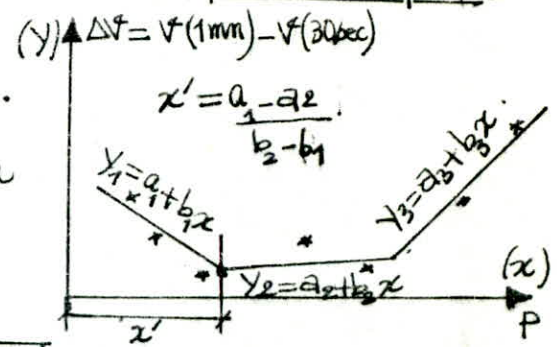
Coupe II-II

Assemble au élévation.

PROG: 1 INTITULÉ: ajustement de la courbe de fluage

le programme propose d'ajuster par une droite $y = a + bx$ l'ensemble des points introduits. il affiche "a & b" lorsqu'il a obtenu le meilleur coefficient de corrélation r^2 .

d'un essai pressiométrique.



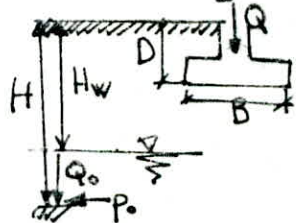
NOTA: lorsque le usage d'une droite est remarquable, ne pas faire introduire les autres points éloignés, mais essayer de proposer des points très proches du dernier point introduit appartenant au usage.

| | | | | | | | |
|----|----------|----|-------|----|-------|----|--------|
| 1 | T FLUAGE | 22 | RCL13 | 43 | STOϕ4 | 64 | x > y? |
| 2 | CLRG | 23 | RCL12 | 44 | x ≥ y | 65 | GTOϕ2 |
| 3 | CLST | 24 | * | 45 | ST*ϕ4 | 66 | RCLϕ8 |
| 4 | 1,00301 | 25 | RCL11 | 46 | 1 | 67 | STOϕ6 |
| 5 | STOϕ7 | 26 | RCL15 | 47 | RCL16 | 68 | GTOϕ5 |
| 6 | LBLϕ5 | 27 | * | 48 | - | 69 | LBLϕ2 |
| 7 | T y = ? | 28 | - | 49 | CHS | 70 | T a = |
| 8 | PROMPT | 29 | RCLϕ2 | 50 | ST*ϕ4 | 71 | ARCLϕ1 |
| 9 | ENTER ↵ | 30 | / | 51 | RCL11 | 72 | AVIEW |
| 10 | T x = ? | 31 | STOϕ1 | 52 | RCL13 | 73 | PROMPT |
| 11 | PROMPT | 32 | RCL16 | 53 | * | 74 | T b = |
| 12 | Σ+ | 33 | RCL15 | 54 | RCL16 | 75 | ARCLϕ5 |
| 13 | ISG ϕ7 | 34 | * | 55 | / | 76 | AVIEW |
| 14 | GTOϕ5 | 35 | RCL11 | 56 | RCL15 | 77 | PROMPT |
| 15 | RCL16 | 36 | RCL13 | 57 | - | 78 | CLRG |
| 16 | RCL12 | 37 | * | 58 | CHS | 79 | CLST |
| 17 | * | 38 | - | 59 | RCLϕ4 | 80 | END |
| 18 | RCL11 | 39 | RCLϕ2 | 60 | / | | |
| 19 | x ↗ 2 | 40 | / | 61 | ABS | | |
| 20 | - | 41 | STOϕ5 | 62 | STOϕ8 | | |
| 21 | STOϕ2 | 42 | SDEV | 63 | RCLϕ6 | | |

formule de la contrainte admissible : $Q_{ad} = Q_0 + \frac{k}{3}(P_e - P_0)$

k: coefficient de portance

le programme utilise le prédimensionnement suivant : $Q_{ad} \approx \frac{PL}{3}$.



données à introduire:

Q: charge totale

Ko: coeff de pression des terres au repos

γw: poids volumique d'eau

γ': " " effectif

γh: " " humide

H: profondeur de la base de la semelle.

Pi: pression limite à la base de semelle

LONG: longueur de semelle

B: largeur de la semelle

D: ancrage.

Pe: pression limite équivalente

Δz: différence entre deux pressions limites consécutives.

he: encastrement équivalent

K: coeff de portance

affichage:

Po: pression des terres au repos.

Qo: pression verticale des terres au repos.

Pe: moyenne harmonique des Pi entre +3R et -3R de part et d'autre de la base de la semelle.

| | | | | | |
|----------------------------|-----------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|
| 1 ^T PRESSIO | 23 STO φ6 | 45 ^T P0 = | 67 STO 19 | 89 STO 1 φ | 111 RCL 19 |
| 2 ^T PORTANCE | 24 RCL φ4 | 46 ARCL 18 | 68 ^T D = ? | 90 ^T Pe = | 112 / |
| 3 CLRG | 25 * | 47 AVIEW | 69 PROMPT | 91 ARCL 1 φ | 113 ^T He/R = |
| 4 CLST | 26 ^T H = ? | 48 PROMPT | 70 STO 2 φ | 92 AVIEW | 114 ARCL X |
| 5 Q = ? | 27 PROMPT | 49 RCL φ1 | 71 ^T Qo = | 93 PROMPT | 115 AVIEW |
| 6 PROMPT | 28 RCL φ4 | 50 ^T PL = ? | 72 ARCL φ7 | 94 CLΣ | 116 PROMPT |
| 7 STO φ1 | 29 - | 51 PROMPT | 73 AVIEW | 95 LBL 11 | 117 LBL 15 |
| 8 Ko = ? | 30 STO φ4 | 52 STO 17 | 74 PROMPT | 96 ^T PL = ? | 118 ^T K = ? |
| 9 PROMPT | 31 RCL φ5 | 53 3 | 75 1 | 97 PROMPT | 119 PROMPT |
| 10 STO φ2 | 32 * | 54 / | 76 STO φ8 | 98 ENTER / | 120 3 |
| 11 LBL φ1 | 33 + | 55 / | 77 CLΣ | 99 ^T Δz = ? | 121 / |
| 12 ^T GAMMAW = ? | 34 ST+ φ7 | 56 ^T LONG = ? | 78 LBL φ3 | 100 PROMPT | 122 RCL 1 φ |
| 13 PROMPT | 35 RCL φ2 | 57 PROMPT | 79 ^T PL = ? | 101 Σ+ | 123 RCL 18 |
| 14 STO φ3 | 36 * | 58 / | 80 PROMPT | 102 GTO 11 | 124 - |
| 15 ^T Hw = ? | 37 RCL φ3 | 59 ^T B = | 81 ST* φ8 | 103 LBL 1 φ | 125 * |
| 16 PROMPT | 38 RCL φ4 | 60 ARCL X | 82 Σ+ | 104 RCL 15 | 126 RCL φ7 |
| 17 STO φ4 | 39 * | 61 AVIEW | 83 GTO φ3 | 105 RCL 1 φ | 127 + |
| 18 ^T GAMMA' = ? | 40 ST+ φ7 | 62 PROMPT | 84 LBL φ4 | 106 / | 128 ^T Qad = |
| 19 PROMPT | 41 + | 63 ^T B = ? | 85 RCL φ8 | 107 ^T He = | 129 ARCL X |
| 20 STO φ5 | 42 ST+ 18 | 64 PROMPT | 86 RCL 16 | 108 ARCL X | 130 AVIEW |
| 21 ^T GAMMAH = ? | 43 GTO φ1 | 65 2 | 87 1/X | 109 AVIEW | 131 PROMPT |
| 22 PROMPT | 44 LBL φ2 | 66 / | 88 XAX | 110 PROMPT | |

- Si le terrain en deca de D, présente plusieurs couches, on fait introduire $H, \gamma_w, \gamma', \gamma_h$

pour chaque couche. ceci étant fait, on introduit XEQ $\phi 2$

- après avoir introduit les p_c se trouvant entre $+3R$ et $-3R$ de la semelle, introduire XEQ $\phi 4$

- " " " " $(R, \Delta z)$ se trouvant en deca de D, introduire XEQ $\phi 1$

| | | | | | |
|---------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------|---------|
| 132 CLΣ | 156 $\frac{1}{E}=?$ | 180 PROMPT | 204 ARCL28 | 228 RCL19 | 252 END |
| 133 LBL12 | 157 PROMPT | 181 $\frac{1}{E_{6/7/8}}=?$ | 205 AVIEW | 229 * | |
| 134 RCL19 | 158 Σ+ | 182 PROMPT | 206 PROMPT | 230 RCL29 | |
| 135 ST+21 | 159 GTO $\phi 6$ | 183 $\frac{1}{E_{9/16}}=?$ | 207 ALPHA=? | 231 / | |
| 136 LBL $\phi 6$ | 160 RTN | 184 PROMPT | 208 PROMPT | 232 RCL24 | |
| 137 $Z=?$ | 161 CLΣ | 185 + | 209 STO24 | 233 $Y \uparrow X$ | |
| 138 PROMPT | 162 LBL $\phi 7$ | 186 $\phi, 1$ | 210 LANDA2=? | 234 * | |
| 139 RCL2 ϕ | 163 $\frac{1}{E}=?$ | 187 * | 211 PROMPT | 235 RCL27 | |
| 140 - | 164 PROMPT | 188 $X \geq Y$ | 212 STO25 | 236 RCL26 | |
| 141 STO29 | 165 Σ+ | 189 $\phi, 25$ | 213 LANDA3=? | 237 * | |
| 142 RCL21 | 166 CLΣ | 190 * | 214 PROMPT | 238 RCL19 | |
| 143 ST-29 | 167 GTO $\phi 7$ | 191 + | 215 STO26 | 239 * | |
| 144 RCL29 | 168 RTN | 192 $\frac{1}{E_2}=?$ | 216 P=? | 240 RCL24 | |
| 145 $X \leq 0?$ | 169 LBL $\phi 8$ | 193 PROMPT | 217 PROMPT | 241 * | |
| 146 XEQ $\phi 5$ | 170 MEAN | 194 34 | 218 STO27 | 242 $\frac{1}{E_1}=?$ | |
| 147 MEAN | 171 $\frac{1}{E_{ij}}=?$ | 195 / | 219 $R_0=?$ | 243 PROMPT | |
| 148 $\frac{1}{E}=?$ | 172 ARCLX | 196 + | 220 PROMPT | 244 * | |
| 149 ARCLX | 173 AVIEW | 197 $\frac{1}{E_1}=?$ | 221 STO29 | 245 4,5 | |
| 150 AVIEW | 174 PROMPT | 198 PROMPT | 222 * | 246 / | |
| 151 PROMPT | 175 CLΣ | 199 4 | 223 $\phi, 1, 433$ | 247 + | |
| 152 CLΣ | 176 GTO $\phi 7$ | 200 / | 224 * | 248 $W=?$ | |
| 153 GTO12 | 177 RTN | 201 + | 225 RCL28 | 249 ARCLX | |
| 154 RTN | 178 LBL $\phi 9$ | 202 STO28 | 226 * | 250 AVIEW | |
| 155 LBL $\phi 5$ | 179 $\frac{1}{E}=?$ | 203 $\frac{1}{E_R}=?$ | 227 RCL25 | 251 PROMPT | |

$$W = \frac{1,33}{3E_B} p \cdot R_0 \left(\lambda_2 \cdot \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{45E_1} p \cdot \lambda_3 \cdot R$$

$R_0 = 30 \text{ cm}$ (référence)

données à introduire:

Z : profondeur à laquelle est mesurée E .

- après avoir fini le calcul des moyennes harmoniques des tranches: XEQ $\phi 7$

- après avoir fini d'introduire les moyennes harmoniques des tranches: XEQ $\phi 8$

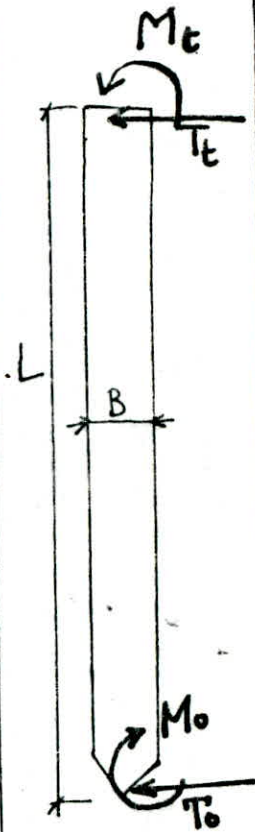
- après avoir fini de calculer: $E_{3/4/5}$, $E_{6/7/8}$, $E_{9/16}$: XEQ $\phi 9$.

- si $E_{9/16}$ n'existe, multiplier $\frac{1}{E_B}$ par 1,11 ensuite STO28.

- si $E_{6/7/8}$ n'existe pas non plus, multiplier $\frac{1}{E_B}$ par 1,25 ensuite STO28.

INTITULE : calcul d'un poutre sollicitée
 horizontalement par la méthode
 des différences finies.

| | | | | | | |
|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 ^T HORIZON | 27 ^T J1=? | 53 STOφ4 | 79 RCLφ4 | 105 STOφ1 | 131 + | 157 ^T H2i= |
| 2 ^T Gφ=? | 28 PROMPT | 54 ^T H2= | 80 * | 106 ^T H2i= | 132 + | 158 ARCLφ4 |
| 3 PROMPT | 29 STOφ6 | 55 ARCLφ4 | 81 STOφ7 | 107 ARCLφ1 | 133 RCLφ1 | 159 ANIEW |
| 4 2 | 30 2 | 56 ANIEW | 82 RCLφ3 | 108 ANIEW | 134 * | 160 PROMPT |
| 5 + | 31 * | 57 PROMPT | 83 STOφ9 | 109 PROMPT | 135 STOφ2 | 161 RCLφ7 |
| 6 1/x | 32 CHS | 58 RCLφ1 | 84 ^T K1= | 110 RCLφ9 | 136 ^T H2H1= | 162 CHS |
| 7 2 | 33 + | 59 CHS | 85 ARCLφ7 | 111 CHS | 137 ARCLφ2 | 163 RCLφ5 |
| 8 * | 34 RCLφ1 | 60 2 | 86 ANIEW | 112 RCLφ2 | 138 ANIEW | 164 CHS |
| 9 STOφ1 | 35 * | 61 * | 87 PROMPT | 113 CHS | 139 PROMPT | 165 + |
| 10 H0= | 36 2 | 62 + | 88 LBLφ2 | 114 + | 140 ^T G1=? | 166 + |
| 11 ARCLφ1 | 37 / | 63 + | 89 ^T G1=? | 115 + | 141 PROMPT | 167 RCLφ9 |
| 12 ANIEW | 38 STOφ3 | 64 RCLφ4 | 90 PROMPT | 116 RCLφ7 | 142 6 | 168 * |
| 13 PROMPT | 39 ^T K0= | 65 * | 91 RCLφ1 | 117 * | 143 + | 169 + |
| 14 2 | 40 ARCLφ3 | 66 STOφ5 | 92 CHS | 118 + | 144 RCLφ4 | 170 ^T F1=? |
| 15 * | 41 ANIEW | 67 ^T H3= | 93 + | 119 ^T F1=? | 145 CHS | 171 PROMPT |
| 16 STOφ2 | 42 PROMPT | 68 ARCLφ5 | 94 6 | 120 PROMPT | 146 + | 172 + |
| 17 ^T H1= | 43 ^T G1=? | 69 ANIEW | 95 + | 121 + | 147 RCLφ5 | 173 RCLφ4 |
| 18 ARCLφ2 | 44 PROMPT | 70 PROMPT | 96 RCLφ2 | 122 RCLφ1 | 148 CHS | 174 * |
| 19 ANIEW | 45 5 | 71 ^T F1=? | 97 CHS | 123 * | 149 + | 175 STOφ7 |
| 20 PROMPT | 46 + | 72 PROMPT | 98 4 | 124 STOφ9 | 150 + | 176 ^T K1= |
| 21 ^T Fφ=? | 47 RCLφ2 | 73 RCLφ6 | 99 + | 125 ^T K1= | 151 RCLφ2 | 177 ARCLφ7 |
| 22 PROMPT | 48 CHS | 74 + | 100 RCLφ5 | 126 ARCLφ9 | 152 * | 178 ANIEW |
| 23 ^T J2=? | 49 2 | 75 RCLφ3 | 101 * | 127 ANIEW | 153 CHS | 179 PROMPT |
| 24 PROMPT | 50 * | 76 2 | 102 CHS | 128 PROMPT | 154 + | 180 RCLφ2 |
| 25 STOφ3 | 51 + | 77 * | 103 + | 129 RCLφ5 | 155 1/x | 181 CHS |
| 26 + | 52 1/x | 78 + | 104 1/x | 130 CHS | 156 STOφ4 | 182 + |



Données à introduire:

$$\delta_i = \frac{E \delta_i \cdot B \left(\frac{L}{n}\right)}{EI}$$

$$f_i = \frac{2 \delta_i \cdot l \left(\frac{L}{n}\right)}{EI}$$

$$J_1 = \frac{M_0 \cdot \left(\frac{L}{n}\right)^2}{EI}$$

$$J_2 = \frac{T_0 \cdot \left(\frac{L}{n}\right)^3}{EI} \cdot 2$$

$$J_3 = \frac{M_e \cdot \left(\frac{L}{n}\right)^2}{EI}$$

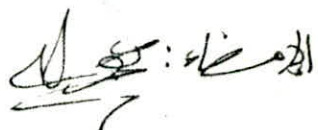
$$J_4 = \frac{2 \cdot T_e \cdot \left(\frac{L}{n}\right)^3}{EI}$$

- les calculs de h2i, h2H1, ki finis: XEQ12
 - les calculs de xi finis: XEQ13

| | | | | | | | |
|--------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|-------------------|--------------------|
| 183 + | 211 $K_N = ?$ | 239 RCL13 | 267 RCL19 | 295 + | 323 + | 351 RCL15 | 379 * |
| 184 RCL ϕ 4 | 212 PROMPT | 240 RCL19 | 268 * | 296 RCL10 | 324 RCL ϕ | 352 + | 380 CHS |
| 185 * | 213 STO14 | 241 * | 269 + | 297 RCL12 | 325 RCL13 | 353 RCL13 | 381 $H_{2i+1} = ?$ |
| 186 STO ϕ 5 | 214 $K_{N-1} = ?$ | 242 CHS | 270 RCL15 | 298 * | 326 * | 354 CHS | 382 PROMPT |
| 187 $H_{2i+1} =$ | 215 PROMPT | 243 + | 271 * | 299 + | 327 + | 355 1 | 383 $Y_{i+1} = ?$ |
| 188 ARCL ϕ 5 | 216 STO15 | 244 RCL11 | 272 + | 300 RCL12 | 328 RCL11 | 356 + | 384 PROMPT |
| 189 ANIEW | 217 $K_{N-2} = ?$ | 245 * | 273 RCL16 | 301 4 | 329 * | 357 / | 385 * |
| 190 PROMPT | 218 PROMPT | 246 RCL1 ϕ | 274 RCL11 | 302 * | 330 + | 358 $Y_{t+1} =$ | 386 + |
| 191 STO ϕ 2 | 219 STO16 | 247 - | 275 * | 303 CHS | 331 $T_D =$ | 359 ARCLX | 387 $K_i = ?$ |
| 192 LBL12 | 220 $J_3 = ?$ | 248 RCL17 | 276 RCL13 | 304 4 | 332 ARCLX | 360 ANIEW | 388 PROMPT |
| 193 $H_{2i+1} = ?$ | 221 PROMPT | 249 * | 277 CHS | 305 + | 333 ANIEW | 361 PROMPT | 389 CHS |
| 194 PROMPT | 222 STO17 | 250 CHS | 278 1 | 306 RCL13 | 334 PROMPT | 362 RCL1 ϕ | 390 + |
| 195 STO1 ϕ | 223 $J_4 = ?$ | 251 + | 279 + | 307 4 | 335 RCL21 | 363 * | 391 $Y_i =$ |
| 196 $H_{2N} = ?$ | 224 PROMPT | 252 RCL14 | 280 * | 308 * | 336 / | 364 RCL22 | 392 ARCLX |
| 197 PROMPT | 225 STO18 | 253 RCL13 | 281 + | 309 + | 337 $1/x$ | 365 - | 393 ANIEW |
| 198 STO11 | 226 RCL18 | 254 CHS | 282 STO21 | 310 RCL2 ϕ | 338 $Y_t =$ | 366 RCL14 | 394 PROMPT |
| 199 $H_{2N-1} = ?$ | 227 RCL11 | 255 1 | 283 $T_N =$ | 311 CHS | 339 ARCLX | 367 - | 395 STO ϕ 4 |
| 200 PROMPT | 228 * | 256 + | 284 ARCL21 | 312 + | 340 ANIEW | 368 RCL11 | 396 LBL13 |
| 201 STO12 | 229 RCL13 | 257 * | 285 ANIEW | 313 RCL12 | 341 PROMPT | 369 / | 397 $Y_0 = ?$ |
| 202 $H_{2N-2} = ?$ | 230 CHS | 258 CHS | 286 PROMPT | 314 RCL19 | 342 STO22 | 370 $Y_{t+2} =$ | 398 PROMPT |
| 203 PROMPT | 231 1 | 259 + | 287 RCL13 | 315 * | 343 RCL12 | 371 ARCLX | 399 2 |
| 204 STO13 | 232 + | 260 RCL1 ϕ | 288 CHS | 316 + | 344 CHS | 372 ANIEW | 400 * |
| 205 $H_{2N-3} = ?$ | 233 * | 261 RCL11 | 289 1 | 317 RCL13 | 345 2 | 373 PROMPT | 401 RCL ϕ 6 |
| 206 PROMPT | 234 RCL13 | 262 4 | 290 + | 318 RCL19 | 346 + | 374 LBL ϕ 4 | 402 + |
| 207 STO19 | 235 2 | 263 * | 291 RCL1 ϕ | 319 * | 347 RCL22 | 375 $H_{2i} = ?$ | 403 $Y_1 = ?$ |
| 208 $H_{2N-4} = ?$ | 236 * | 264 CHS | 292 2 | 320 2 | 348 * | 376 PROMPT | 404 PROMPT |
| 209 PROMPT | 237 2 | 265 + | 293 * | 321 * | 349 RCL17 | 377 $Y_{i+2} = ?$ | 405 STO29 |
| 210 STO2 ϕ | 238 + | 266 RCL11 | 294 CHS | 322 CHS | 350 + | 378 PROMPT | 406 CHS |

| | | | | |
|---------------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 407 + | 435 $Y_{i-2}=?$ | 463 + | 491 RCL32 | 519 RCL32 |
| 408 $Y(-1)=$ | 436 PROMPT | 464 RCL26 | 492 * | 520 * |
| 409 ARCLX | 437 STO24 | 465 . 2 | 493 RCL31 | 521 RCL31 |
| 410 ANVIEW | 438 $Y_{i-1}=?$ | 466 * | 494 ENTER | 522 ENTER |
| 411 PROMPT | 439 PROMPT | 467 CHS | 495 3 | 523 4 |
| 412 2 | 440 STO25 | 468 + | 496 $Y \uparrow X$ | 524 $Y \uparrow X$ |
| 413 * | 441 $Y_i=?$ | 469 RCL32 | 497 / | 525 / |
| 414 RCL30 | 442 PROMPT | 470 * | 498 2 | 526 $T B=?$ |
| 415 + | 443 STO26 | 471 RCL31 | 499 / | 527 PROMPT |
| 416 RCL29 | 444 $Y_{i+1}=?$ | 472 $X \uparrow 2$ | 500 $T =$ | 528 / |
| 417 2 | 445 PROMPT | 473 / | 501 ARCLX | 529 $T F_i=?$ |
| 418 * | 446 STO27 | 474 $T M =$ | 502 ANVIEW | 530 PROMPT |
| 419 CHS | 447 $Y_{i+2}=?$ | 475 ARCLX | 503 PROMPT | 531 CHS |
| 420 + | 448 PROMPT | 476 ANVIEW | 504 RCL28 | 532 2 |
| 421 $Y_2=?$ | 449 STO28 | 477 PROMPT | 505 RCL27 | 533 * |
| 422 PROMPT | 450 RCL25 | 478 RCL24 | 506 4 | 534 + |
| 423 + | 451 RCL27 | 479 RCL27 | 507 * | 535 $T P_i =$ |
| 424 $Y(-2)=$ | 452 - | 480 2 | 508 - | 536 ARCLX |
| 425 ARCLX | 453 2 | 481 * | 509 RCL26 | 537 ANVIEW |
| 426 ANVIEW | 454 / | 482 + | 510 6 | 538 PROMPT |
| 427 PROMPT | 455 RCL31 | 483 RCL25 | 511 * | 539 $GTO \phi 5$ |
| 428 $L/N=?$ | 456 / | 484 2 | 512 + | 540 END |
| 429 PROMPT | 457 $T W =$ | 485 * | 513 RCL25 | |
| 430 STO31 | 458 ARCLX | 486 CHS | 514 4 | |
| 431 $T EI=?$ | 459 ANVIEW | 487 + | 515 * | |
| 432 PROMPT | 460 PROMPT | 488 RCL28 | 516 - | |
| 433 STO32 | 461 RCL27 | 489 CHS | 517 RCL24 | |
| 434 $T B_i=?$ | 462 RCL25 | 490 + | 518 + | |

تم بعد الله تعالى في يوم:
الجمعة 28 رمضان 1406
الموافق لـ 6 جوان 1986

الإمضاء: 



~ REMERCIEMENTS ~

Nous tenons à remercier vivement :

- M^r BARAKA notre promoteur, pour ses aides si précieuses et ses conseils judicieux qui nous ont éclairé la voie.
- M^r LADJ, notre encadreur au niveau de la SNTF pour son soutien et ses encouragements.
- M^{lle} SAÏMANI et M^r ABAS, collègues à la DiB qui ont souvent aidé et sans oublier M^r KRIM pour ses consultations.
- M^r HABBA contrôleur de géotechniques au C.T.C pour ses appréciations et recommandations.
- des gens du laboratoire de L.T.P.C pour leur accueil chaleureux et particulièrement M^r LABJADJ.
- M^r YAQHMOUR, ingénieur à la S.E.R.OA

Pour tous ces gens et pour d'autres qu'on a oublié de citer, on dédie ce modeste travail avec nos remerciements les plus chaleureux.

BIBLIOGRAPHIE :

1. Essais in situ en mécanique des sols : MAURICE CASSAN
tome 1: réalisation & interprétation } éd : EYROLLES 1978
tome 2: applications & méthodes de calcul }
 2. Les fondations : A. LEONARDS éd : DUNOD 1968 .
 3. Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats pour le calcul des fondations : L. MENARD éd : janv 75
 4. Cours pratique de mécanique des sols : J. COSTET & G. SANGLERAT.
tome 1: plasticité & calcul des tassements } éd : DUNOD 83.
tome 2: calcul des ouvrages }
 5. Ouvrages en terre & fondations : PHILIPPONAT éd : EYROLLES
 6. Aide de géotechnique / lexique & essais : J. COLLAS & M. HAVARD.
 7. Calcul des ouvrages en Béton-Armé : M^E BELLAZOUGUI.
 8. Traité de mécanique des sols : CAQUOT & KERIXEL
 9. Traité de Béton armé (tome III) : A. GUERRIN éd : EYROLLES.
 10. Annales de l'I.T.B.T.P .
 11. L.C.P.C-SETRA : FOND 72
-

SOMMAIRE :

| | page |
|--|------|
| Aperçu sur le projet & objectifs de l'étude | 1 |
| Introduction | 2 |
| Décompte des charges | 5 |
| Evaluation des efforts horizontaux | 8 |
| Méthodologie de l'étude | 9 |
| Reconnaissance préliminaire du sol | 10 |
| a) enquête préalable in situ | |
| b) topographie & environnement | |
| c) contexte géologique local | |
| Forages sur le terrain - coupes de sondage | 14 |
| Etablissement du programmes d'essais géotechniques | 15 |
| a) essais de laboratoire | |
| a1) essai d'identification | 17 |
| a2) essai mécanique | 31 |
| a3) essai de compressibilité | 41 |
| b) essai in situ : | |
| b1) essai pressiométrique : | 55 |
| b2) essai de pénétration statique : | 75 |
| Profil géotechnique : | 82 |
| CALCUL DES FONDATIONS : | |
| a) par l'essai pressiométrique | 85 |
| b) par l'essai de laboratoire | 100 |
| CALCUL DES PIEUX : | |
| a) portance du sol | 103 |
| b) dimensionnement du pieu | 104 |
| c) effet de groupe | 105 |
| d) frottement négatif | 107 |
| e) tassement des pieux | 108 |
| f) effet de forces horizontales | 111 |
| g) ferrailage des fondations | 122 |

49/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

2ex.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ANNEXE DE L'ETUDE

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

BOUAFIA - Ali

SAIDANI - Messaoud

PROMOTION : JUIN 86

A N N E X E

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

LES ESSAIS

DE

LABORATOIRE

LES LIMITES D'ATTERBERG.

des argiles, en leur constitution structurale, ont la propriété d'absorber de quantités importantes d'eau, ou au contraire se dessécher.

Une argile, quelque soit sa nature, lorsqu'elle est malaxée avec de l'eau, au delà d'une certaine humidité, elle se transforme en boue \Rightarrow l'argile a un comportement liquide. Contrairement, en desséchant l'argile, les feuillets et éventuellement les grains se resserrent et les liaisons deviennent intenses \Rightarrow l'argile a un comportement solide.

Entre ces 2 états extrêmes l'argile a un comportement plastique. D'où la définition des limites d'atterberg correspondant à chacun de ces états.

on définit:

« W_L » : la limite de liquidité \rightarrow passage de l'état liquide à l'état plastique.

« W_P » : la limite de plasticité \rightarrow passage de l'état plastique à l'état solide.

On définit l'Indice de plasticité I_p par: $I_p = W_L - W_P$.

" " " de consistance I_c par: $I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$.

" " " de liquidité " $I_p = \frac{W - W_P}{I_p}$.

Définitions des limites d'Atterberg:

- limite de liquidité W_L : c'est la teneur en eau % qui correspond à une fermeture en 25 chocs. (d'une couche d'argile étendue sur une coupelle, dans la couche d'argile on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V).
- limite de plasticité W_P : c'est la teneur en eau % du fuseau qui se brise en petits triangles de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm.

Essai de Compressibilité à l'OEDOMETRE.

Définition de l'essai :

Lorsqu'on soumet un sol fin saturé à une charge, celle-ci est supportée en premier lieu par l'eau, car l'eau est incompressible. Il en résulte alors une surpression au voisinage d'application de la charge. Ainsi il s'établira un gradient de pression et l'eau est chassée plus ou moins rapidement suivant la perméabilité du sol. (consolidation primaire)

Et au fur et à mesure que le drainage s'effectue, la charge sera peu à peu supportée par le squelette solide (consolidation secondaire).

But de l'essai :

Il permet d'avoir :

- l'importance et la durée des tassement des sols (à court terme ou à long terme).
- des renseignements sur la compressibilité du sol par la connaissance de l'indice de compressibilité C_c .
- le temps de consolidation pour une charge donnée par la connaissance du coefficient de consolidation C_v .
- la perméabilité verticale k_v pour une compacité déterminée.

Principe de l'essai :

* appareillage : Il comprend : (Voir fig 1.)

- une cellule contenant l'échantillon.
- un bâti de chargement.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- un cylindre en métal contenant l'échantillon
 - deux pierres poreuses assurent le drainage des 2 faces de l'éch.
 - un piston coulissant dans le cylindre et venant charger l'échantillon
 - des comparateurs mesurent les déplacements du piston au 1/100
- Le bâti de chargement permet d'appliquer par le piston des charges verticales P correspondant à des pressions comprises entre $5 \cdot 10^3$ Pa et $2,5 \cdot 10^6$ Pa.

* Procédure de l'essai:

L'œdomètre nous permet d'établir deux types de courbes :

- des courbes de compressibilité qui indiquent le tassement total en fonction de la pression (la contrainte appliquée)
- des courbes de consolidation qui nous donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée ($\sigma = \text{cte}$).

Courbe de compressibilité:

Après saturation de l'échantillon, on lui applique des pressions normales croissantes qui sont dans notre cas en général :

0,06; 0,13; 0,37; 1,09; 2,3; 4,7; 9,5. (bars).

Sous chaque palier, et après stabilisation, on mesure le tassement de l'échantillon. Une fois la charge maximale est atteinte on procède au déchargement par paliers successifs en notant le gonflement du sol. Ainsi on obtient une courbe de chargement et une courbe de déchargement.

A partir de cette courbe on peut tirer les coefficients :

C_c : de compressibilité du sol.

C_g : de gonflement du sol.

Aussi, l'allure de cette courbe nous donne de précieux renseignements sur l'histoire du sol et ceci par la connaissance de la pression de consolidation P_c qui, une fois comparée à la pression P_0 due poids des terres, nous permet de dire si notre sol est :

normalement consolidé, sous consolidé ou sur consolidé.

La détermination de P_c , de notre cas d'étude, est faite par la construction géométrique de Casagrande. (Voir fig. 2)

Courbe de Consolidation:

Sous une charge constante ($\sigma = \text{cte}$), on mesure les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction du temps.

Le temps $t=0$ correspond au début de chargement. On mesure les tassements à des temps variable, par exemple :

15", 30", 1', 2', 10', 20', 40', 60', 2h, ...

Ceci nous mène à tracer $H_{\text{échantillon}} = f(\log t)$.

Résultats :

- Par définition le module oedométrique (du nom de l'appareil) est égal à :

$$E_o = - \frac{\Delta \sigma'}{\Delta H/H} \quad \text{ou} \quad \frac{\Delta H}{H} : \text{tassement relatif du sol}$$

avec c'est le rapport entre la pression effective normale appliquée et le tassement relatif lorsque le sol ne peut se déformer latéralement.

- Il facile de montrer, la relation existant entre la contrainte et le tassement relatif :

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o}$$

- on définit le coefficient de compressibilité par :

$$c_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

- Coefficient de consolidation du sol :

c_v le coefficient de consolidation du sol, est le coefficient qu'on voit apparaître dans l'équation différentielle qui régit le phénomène de la consolidation (eq. de Terzaghi) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

u : pression interstitielle en 1 point quelconque situé à une cote z dans la couche et à l'instant t .

on montre que $c_v = \frac{k}{\gamma_w} \cdot E_o$ (cm^2/s)

- pression de consolidation P_c :

C'est la pression maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. On la détermine à partir de la courbe de compressibilité par la construction géométrique de Casagrande.

soit σ'_o : la pression normale effective appliquée sur un sol prélevé à la profondeur Z par le poids des terres qui le surcharge.

si : $\sigma'_o < P_c \rightarrow$ le sol est surconsolidé'

$\sigma'_o = P_c \rightarrow$ " " " normalement consolidé'

$\sigma'_o > P_c \rightarrow$ " " " sous consolidé'.

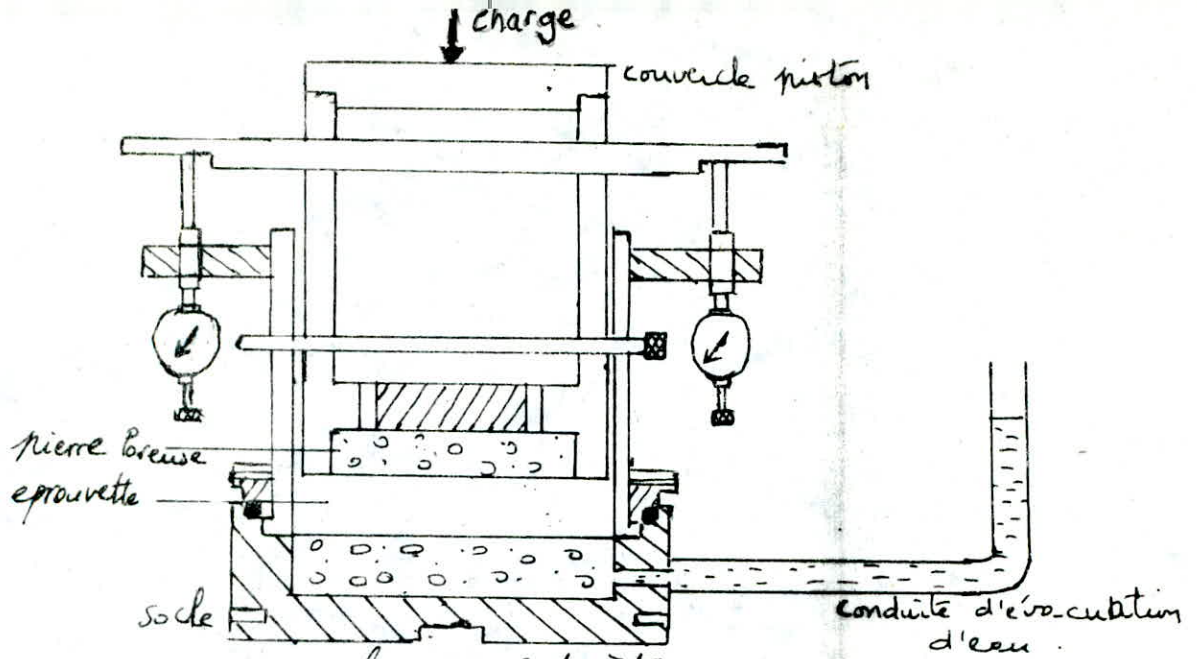


fig 1. oedomètre

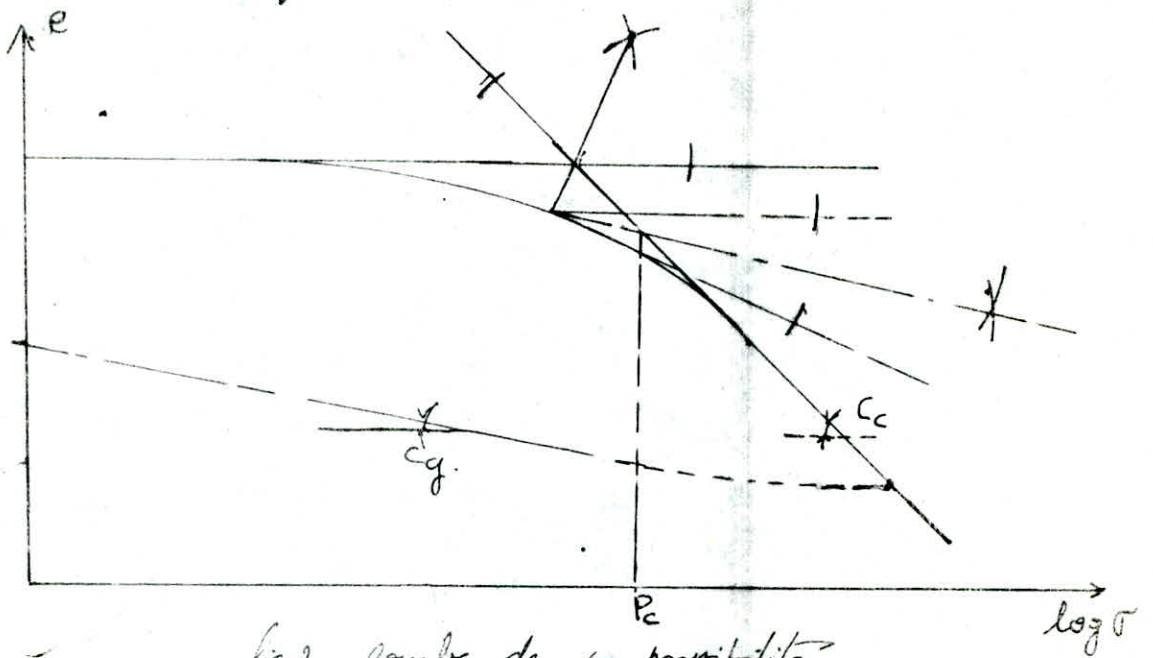


fig 2. courbe de compressibilité

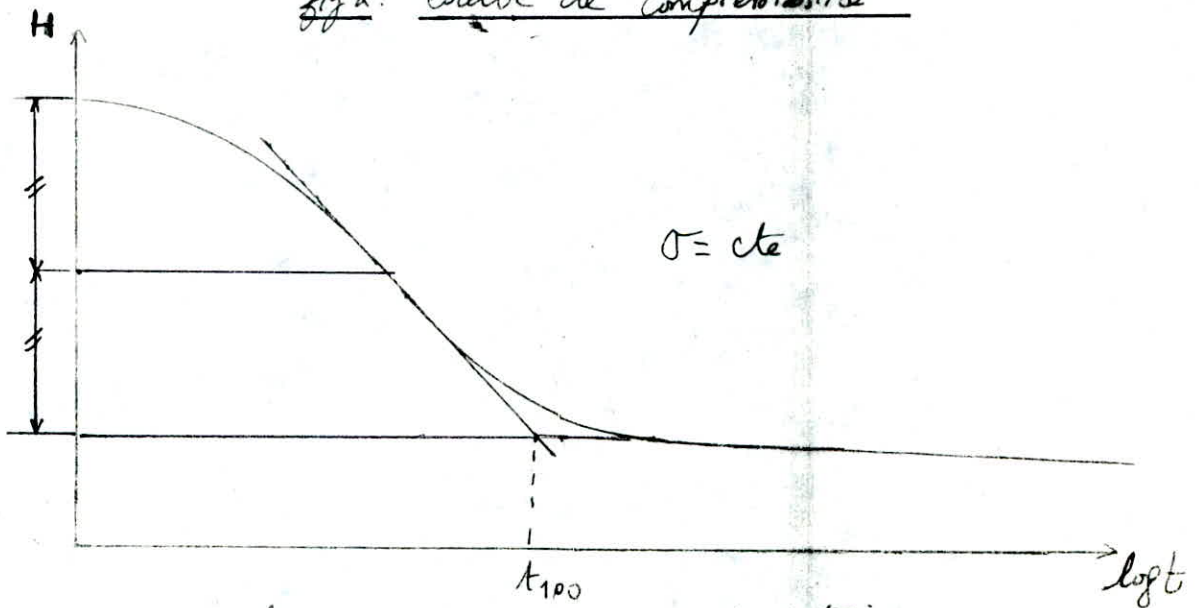


fig 3. courbe de consolidation

L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

I. Principe :

l'essai consiste à écraser un échantillon de sol intact entre deux plateaux d'un presse.

C'est un essai rapide au cours duquel l'éprouvette est rompue par compression simple.

La vitesse de déformation est environ $1,5 \times 10^{-2}$ mm/m, la durée de l'essai 5×20 mm.

Cet essai est un cas particulier de l'essai triaxial, celui où $\sigma_3 = 0$.

II. Resultat :

La contrainte de la rupture à la compression R_c est liée à c et φ par la relation :

$$R_c = 2 C_u \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_u}{2} \right).$$

qui se déduit de la formule :

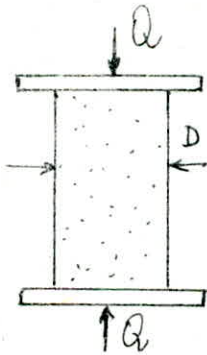
$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

en posant $\sigma_3 = 0$ dans le cas de la compression simple.

si de plus le sol est purement cohérent c'est à dire si

$\varphi = 0$ on aura :

$$R_c = 2 C_u.$$

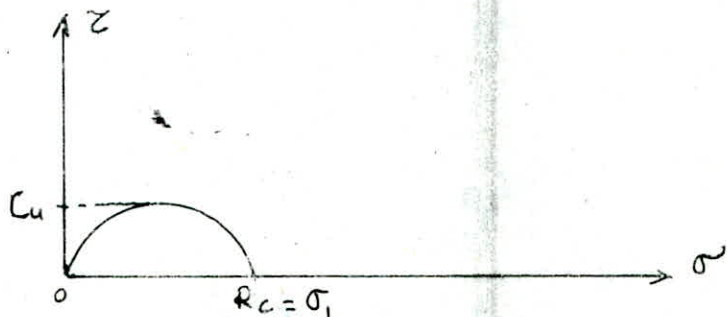


si : Q : force appliquée.

D : diamètre de l'éprouvette.

$$\text{ma } R_c = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$(R_c = \sigma_1 = \frac{Q}{S}).$$



Cisaillement rectiligne à la boîte.

I. Notion de résistance au cisaillement :

Un volume déterminé d'un sol, soumis à un système de force, développe des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations dans le plan d'application de ces contraintes. Ces déformations peuvent être importantes dans le sens de certaines surfaces qu'on appelle : surface de glissement ou de rupture.

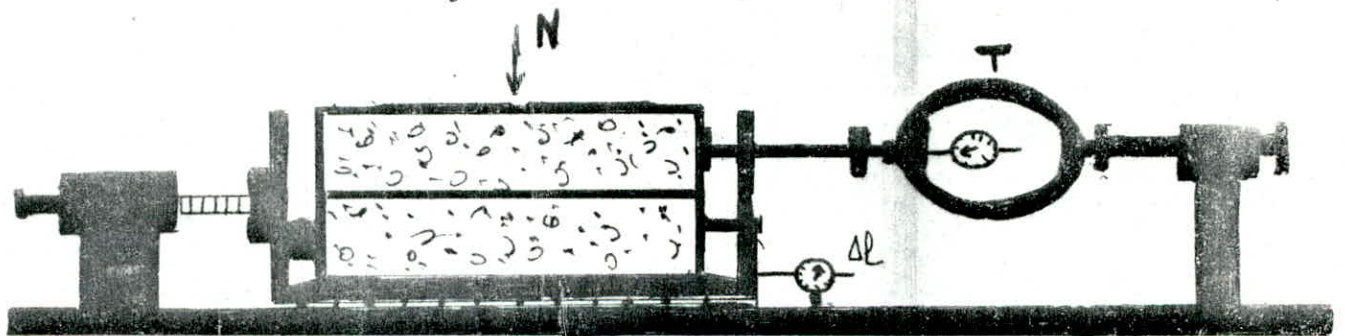
II. L'essai et appareillage :

a) appareillage et mode opératoire :

Il est à noter que pour le triaxial le plan de cisaillement est libre par contre au cisaillement à la boîte le plan de cisaillement est imposé, c'est un plan rectiligne.

L'appareillage est composé :

- 2 pierres poreuses entre lesquelles sera placé le sol et qui permettent le drainage de celui-ci
- un dynamomètre qui mesure l'effort horizontal T .
- On a aussi un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston.



Boîte de Casagrande.

b) L'essai : Il consiste à tirer horizontalement sur la mâchoire supérieure suivant le plan choisi, on mesure alors les déformations Δl pour chaque valeur de T .

Ce qui nous permettra de tracer la contrainte tangentielle

$\tau = \frac{T}{S}$ en fonction des déformations Δl et ceci pour une contrainte normale $\sigma = \frac{N}{S} = \text{cte}$.

III. Essai Proprement dit:

- 1) mise en place de la boîte sur la machine de cisaillement.
- a) placer l'étrier de charge sur le piston - placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.
- b) monter l'anneau dynamométrique, le relier à la boîte.
- c) appliquer sur l'éprouvette, la charge normale désirée en plaçant des poids convenables sur le plateau de la machine après s'être assuré que le bras de levier est horizontal.
- d) désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles.
- e) Mettre l'essai en cours à la vitesse désirée.

2) Vitesse d'essai :

- a) sols pulvérulents : elle sera de l'ordre de $1,5 \text{ mm/min}$.
- b) sols cohérents :

essais non drainés consolidés ou non (CU ou UU) : de l'ordre de $1,5 \text{ mm/min}$

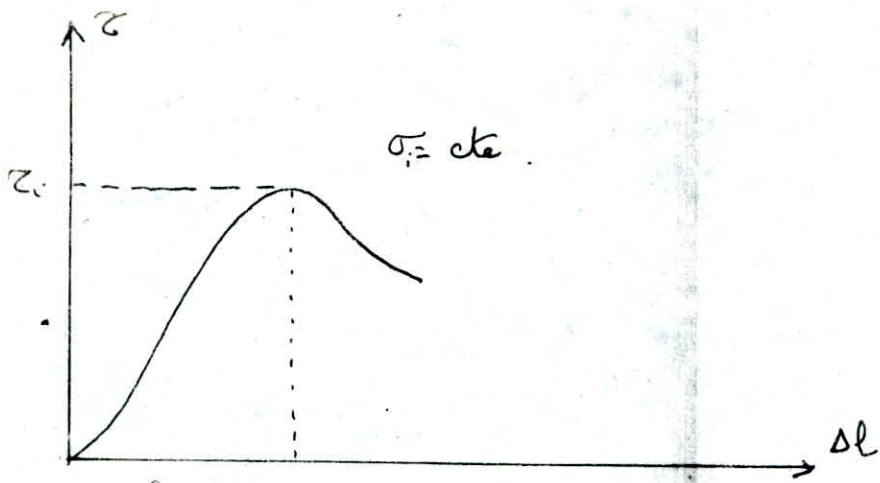
essai drainé (CD) : la vitesse est de l'ordre de $0,002 \text{ mm/min}$.

3) Lectures :

- Pour tous les essais, on notera les indications du comparateur de l'anneau environ toutes les 15 secondes.
- Relever les indications du comparateur vertical toutes les 15 secondes.
- Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante ou si elle continue à croître. On s'assurera que le cisaillement a eut lieu lorsque la différence entre deux lectures est inférieure ou égale à 10 graduations.

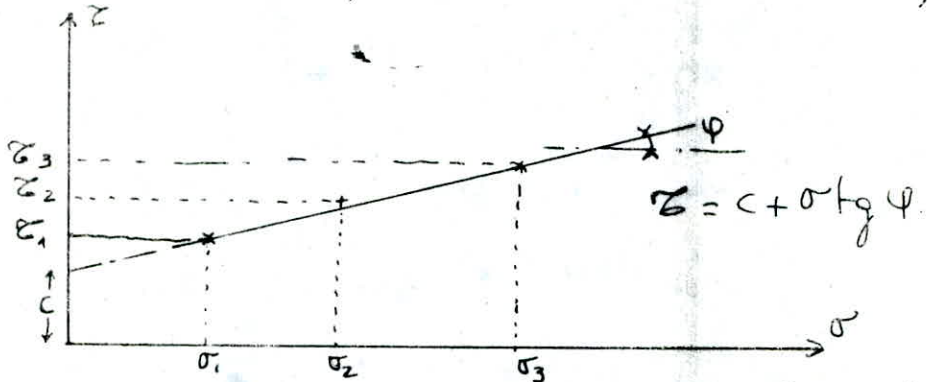
4) fin de l'essai :

- enlever les poids du plateau de charge (déchargement).
- débloquer l'anneau dynamométrique.
- sortir l'éprouvette de la boîte.
- mesurer le poids spécifique final.
- examiner le plan de rupture et noter les particularités.
- prendre la teneur en eau finale.



d'essai est fait à une vitesse contrôlée suivant la nature de l'essai désiré!

On refait plusieurs fois l'essai (en général sur 3 échantillons pour différentes valeurs de σ : $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ce qui nous permettra d'avoir (à chaque valeur de σ : τ_i correspondant une contrainte τ_i de rupture) la courbe intrinsèque du sol.



Les valeurs de c et ϕ dépendent des conditions d'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré ou non ...).

Résultats :

On pourra récapituler les différents types d'essais qu'on peut réaliser :

| | Consolidation | Vitesse | Résultats | Type d'essai |
|--------------|---------------|---------|---------------------|----------------------------|
| Cisaillement | Non | Rapide | ϕ_{uu}, c_{uu} | essai non consolidé rapide |
| | Oui | Rapide | ϕ_{cu}, c_{cu} | " consolidé rapide |
| | | lente | ϕ', c' | " " lent |

Essai Triaxial.

But de l'essai :

L'essai triaxial consiste à déterminer les paramètres c et φ d'un sol appelés respectivement cohésion et angle de frottement interne.

On distingue 3 types de cet essai :

- Triaxial non consolidé non drainé saturé (U.U.Sat.)
- " consolidé non drainé avec mesure de u (CU+U)
- " " drainé (C.D)

Le choix de l'un de ces essais dépend de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol.

Mode d'expérimentation :

• Préparation de l'échantillon : (Taillage)

Pour réaliser l'essai il faut au minimum trois échantillons qu'on taille de la même façon sur moule cylindrique de \varnothing 57, 50, 76 ou bien 100 mm. Leur hauteur doit être comprise entre 1,5 à 2 fois le diamètre.

• Saturation de l'échantillon :

Une fois le taillage terminé, les échantillons sont mis dans leur cellule avec 2 pierres poreuses placées de part et d'autre de l'échantillon.

La saturation est assurée par 2 pressions u_c et σ_3 appliquées en parallèles.

u_c : pression d'eau qui est appliquée par le haut de l'échantillon, son rôle est de remplir toute les vides de celui-ci.

σ_3 : c'est une pression hydrostatique appliquée extérieurement tout au tour de l'échantillon.

En général la saturation est atteinte lorsque la pression latérale (σ_3) et la contre pression s'équilibrent.

Initialement on applique les mêmes couples de pressions σ_3 et u_c pour chaque échantillon, par le bas des échantillons on note les valeurs des pressions interstitielles dues au manomètre, une fois les valeurs sont notées sur les feuilles d'essai, on ferme le robinet de la contre pression u_c de chaque cellule, et on augmente σ_3 pour chaque échantillon (en valeurs différentes bien sûr), et on note une 2^{ème} fois les valeurs des pressions interstitielles u .

Les échantillons sont saturés, si le coefficient β est tel que:

$$0,95 \leq \beta \leq 1,0$$

$$\text{ou } \beta / : \Delta u = \beta [\Delta \sigma_3 + \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)]$$

à la saturation : $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ et $\beta = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$

β est appelé coefficient de Bishop.

Une fois la saturation est vérifiée pour les 3 échantillons on peut passer à une autre phase qui celle de cisaillement (pour un essai saturé non consolidé non drainé) ou de la consolidation pour les essais $CU+U$ ou CD .

Consolidation:

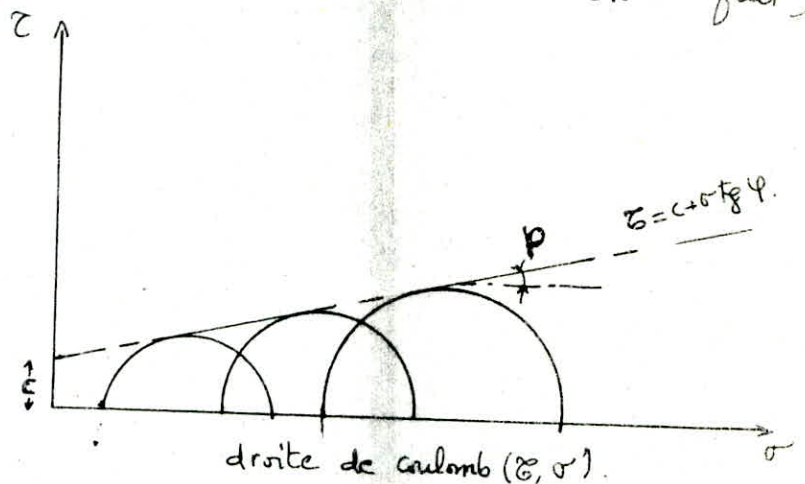
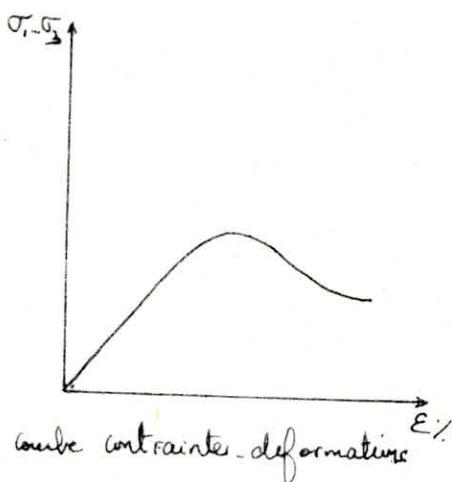
la consolidation est la diminution de volume suite à l'évacuation d'eau. Au labo, on remet le sol à son état de contrainte in-situ. à la fin de la consolidation on a $u=0$

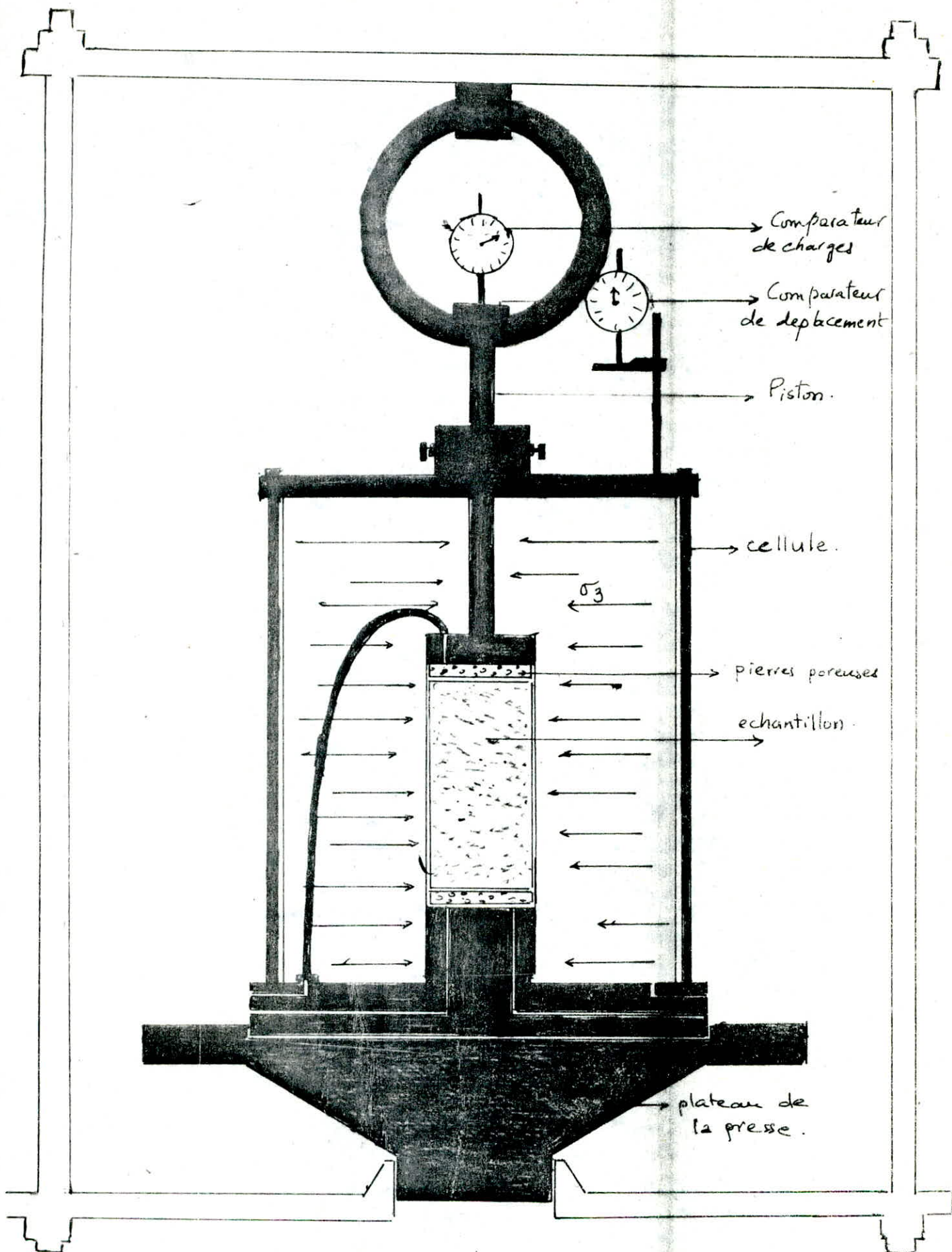
Ecrasement:

Cette dernière phase consiste à appliquer, à l'aide d'un piston, une pression normale, et à l'aide de comparateurs on peut lire les déformations et les lectures - anneau ; quant à la pression interstitielle elle est lue sur un manomètre.

Résultats:

Par l'un des essais (cité ci-dessus) qu'on effectue sur 3 échantillons, on note les contraintes principales à la rupture pour différentes valeurs de σ_3 , ce qui nous permettra de tracer les cercles de Mohr et d'en déduire la cohésion et l'angle de frottement interne (c, φ ou c_u, φ_u ou c_{cu} et φ_{cu} suivant l'essai fait).





Cellule du triaxial.

LES ESSAIS

IN SITU

LE PENETROMETRE STATIQUE

Definition :

Un penetrometre est un veritable pieu en modele reduit. d'essai, consiste à enfoncer dans le sol, à une vitesse lente (en general 2cm/s), des tiges à l'aide d'un verin.

- Un dispositif special nous permet de mesurer separement :
- la reaction des couches traversees sous la pointe (effort de pointe R_p).
 - le frottement lateral sur les tubes exterieurs entourant les tiges centrales.

Appareillage :

dors de cette etude, on a utilise un penetrometre Gours Lot, muni de cone type DELFT, la vitesse de penetration etant de 2cm/s.

d'appareil est monte sur un camion

Principe de mesure :

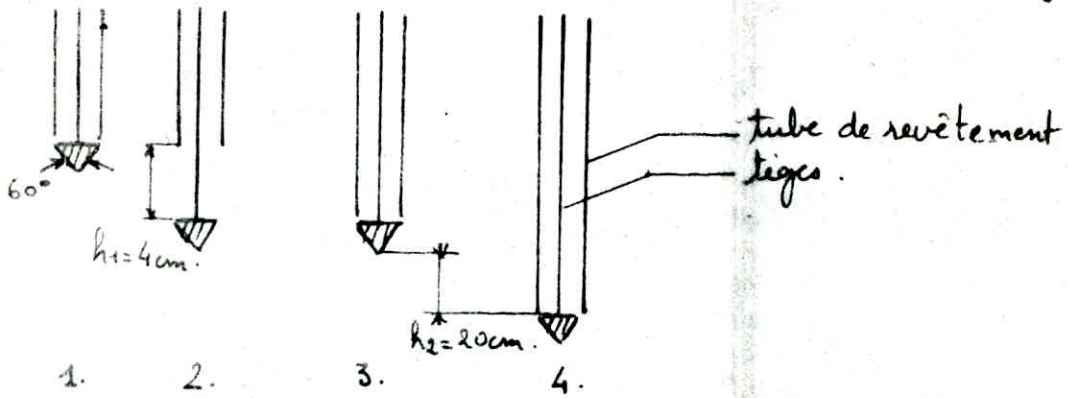
la pointe est poussée seule sur une longueur h_1 (dans notre cas de 40cm) par l'intermediaire de tiges rigides qui coulissent sans frottement, dans un tube de revetement.

d'effort de foyage est obtenue par un verin qui agit sur les tiges (ou les tubes) par l'intermediaire d'une chambre de compression sur laquelle sont branches deux manometres de sensibilité differente.

En poussant la pointe seule, on enregistre donc l'effort de pointe qu'il faut, corriger du poids des tiges surmontant le cône. En phase 3, on ramène les tubes au niveau du cône sans effectuer de mesure. Puis - en phase 4 - on pousse l'ensemble tubes-tiges sur une longueur h_2 (dans notre cas 20cm), ce qui donne l'effort total d'enfoncement, d'où l'effort lateral par

différences entre les opérations 4 et 2.

la précision de la lecture est de ± 2 bars dans les argiles molles.



Présentation des résultats :

les résultats sont représentés sur un "penetogramme" (un graph qui donne :

- la résistance unitaire de pointe $q_c = f(z)$.
- frottement latéral total cumulé entre la surface du sol et la profondeur considérée.

Les mesures sont faites sur un manchon spécial placé au-dessous de la pointe, et ce tous les 20 cm dans notre cas.

L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Introduction :

La pressiométrie est un appareil simple établi par Louis Menard.
Il permet d'avoir les caractéristiques mécaniques d'un sol sur place. C'est un essai de chargement direct du sol *in situ*. Il est rapide et peu coûteux.

Principe :

Dans un forage soigneusement exécuté, on descend une sonde cylindrique tricellulaire dilatable radialement. Par injection d'une pression hydraulique croissante, la sonde se dilate, alors elle exerce un champ de contraintes radiales sur le terrain. Durant l'essai, effectué à diverses profondeurs (en général de 1 en 1 m), on mesure les variations du volume de la sonde en fonction de la pression injectée.

Appareillage :

L'appareil pressiométrique est constitué d'une sonde cylindrique, celle-ci est composée de 3 cellules : 1 cellule de garde
1 cellule de mesure
1 cellule de garde.

L'appareil comporte aussi un antichamber pression volume, qui n'est rien d'autre qu'un ensemble de manomètres (3 manomètres) indiquant :

- la pression à la sortie de la réserve de gaz.
- la pression dans la tubulure axiale reliée à la sonde de mesure.
- la pression dans la tubulure concentrique reliée aux cellules de garde.

L'Essai :

On fait descendre la sonde dans le forage à une profondeur H , on la bloque et on fait varier progressivement la pression par paliers successifs (l'amplitude des paliers dépend de la nature du terrain).
Les lectures des déformations en fonction de la pression (et du temps) sont faites pour : 15 s, 30 s et 1 min.

Après la mise en pression, on ^a une de formation volumique du sol, à chaque palier de pression correspondante qui se traduit par un abaissement du niveau d'eau sous le tube gradué.

Résultats et calculs :

Toutes les lectures sont notées sur un carnet spécial sur lequel sont en outre portés divers renseignements nécessaires au dépouillement de l'essai, tel que :

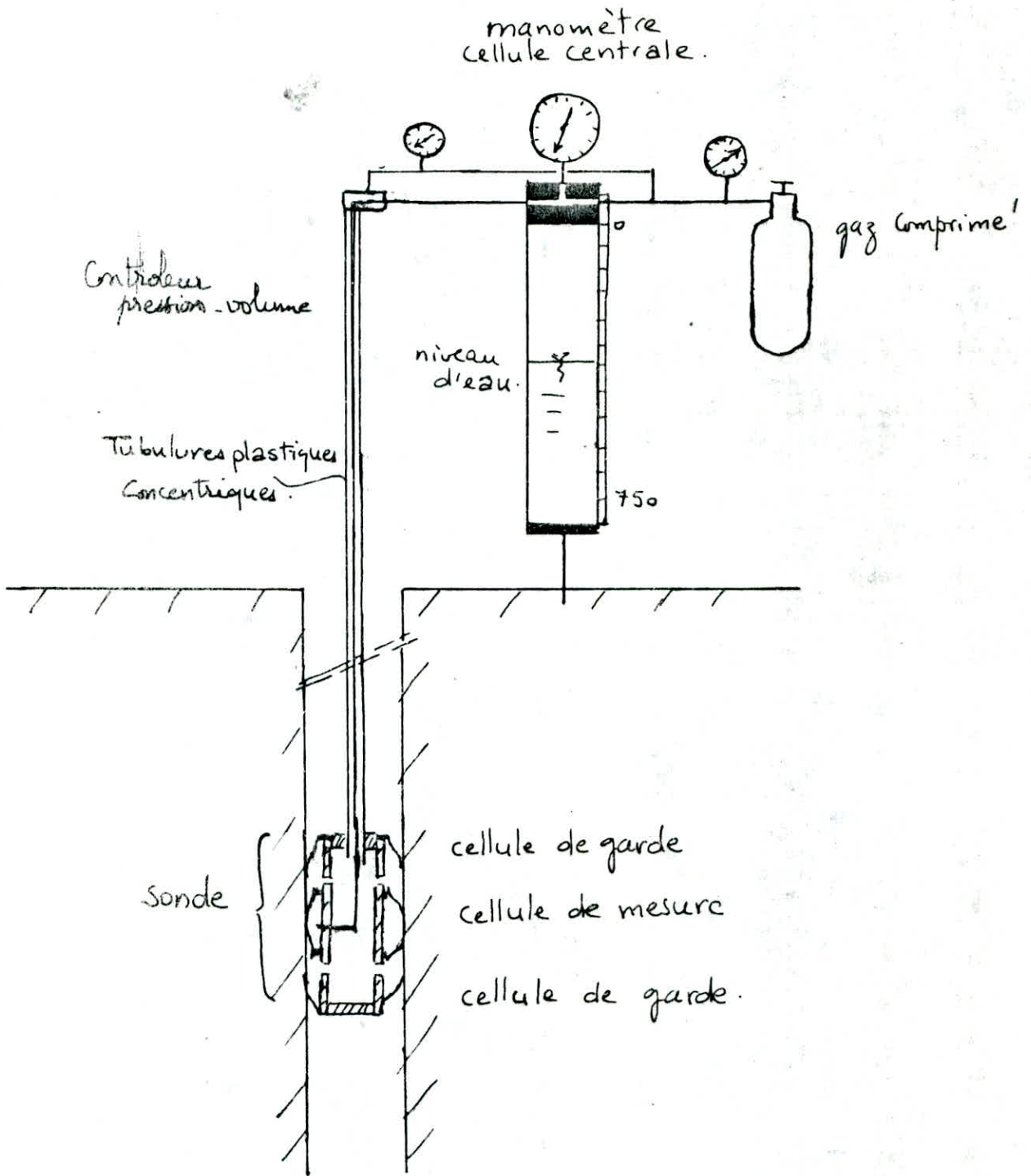
- profondeur de l'essai
- diamètre de la sonde.
- niveau de l'eau.
- nature géologique du sol, ...

L'ensemble des résultats de mesures peut se traduire par deux courbes :

- la courbe pressionométrique obtenue en portant en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations volumétriques au fin de palier.
- la courbe dite de "fluage" obtenue en portant en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations de fluage correspondantes.

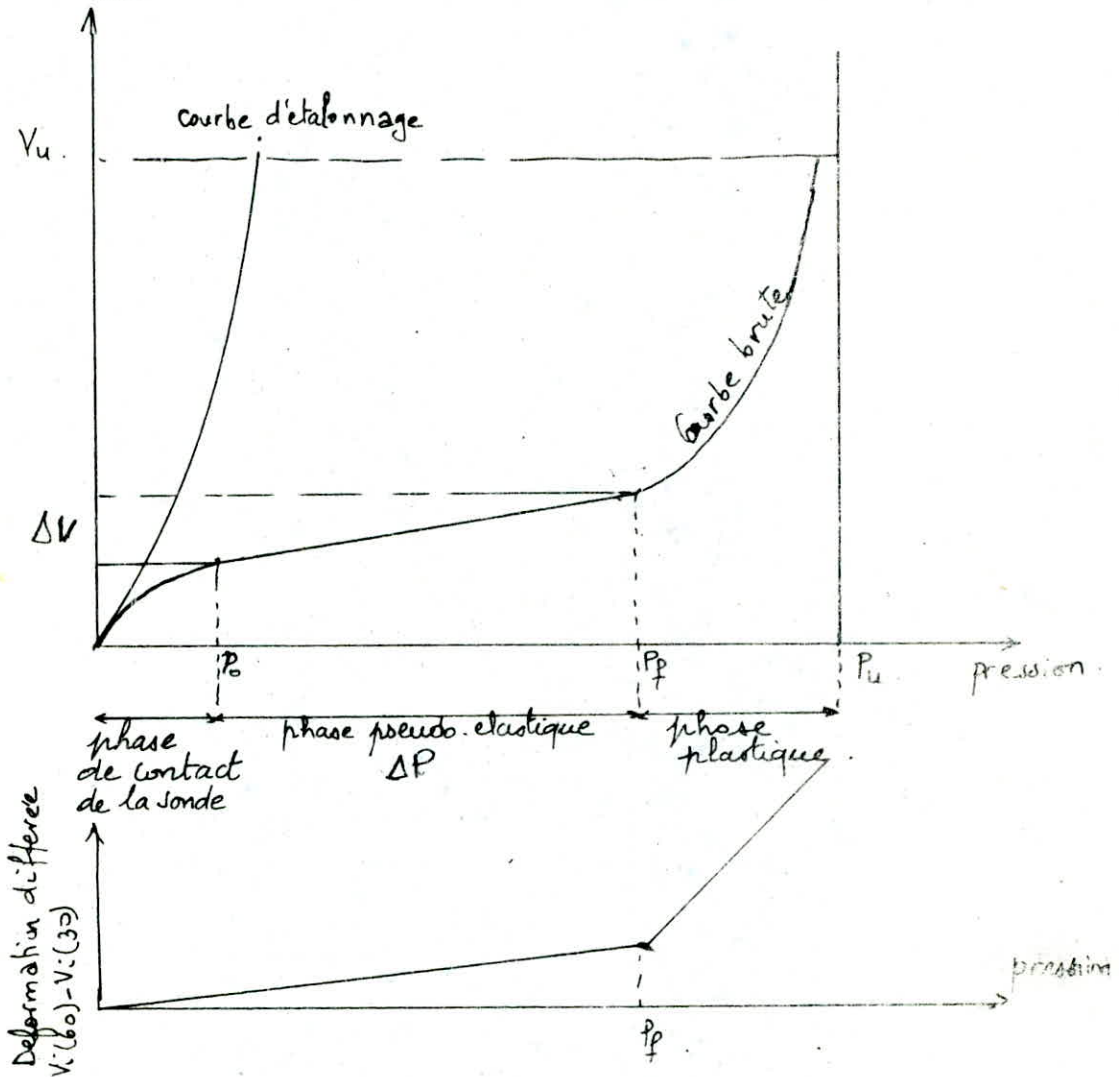
On peut alors en déduire les caractéristiques suivantes :

- le module pressionométrique "E" qui caractérise la compressibilité du sol et qui servira à l'estimation des tassements. Il est appelé aussi module de déformation du sol.
- Ce module E définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- la pression limite "P_e", elle correspond par définition à l'état limite de rupture du terrain lorsque celui-ci est soumis à une pression uniforme croissante sur la paroi d'une cavité cylindrique.
- la pression de fluage "P_f" ou limite élastique (limite entre la phase pseudo-élastique et la phase plastique)



- appareil pressiométrique de MENARD -

Variation de Volume



$$E \approx K \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

K : Constante géométrique de la sonde piéziométrique (en cm^3).

On montre que $K = 2,66 (V_0 + V_m)$ (avec $\nu = 0,33$).

V_0 : volume de la cellule de mesure au repos.

V_m : volume de liquide introduit dans la cellule de mesure pour la pression moyenne P_m appliquée.

Remarque:

Il existe différents types de sondes (Ex, Bx, Ax, Nx, ...) dont leur choix dépend du ϕ du forage qu'on exécute, et chaque sonde a son volume au repos V_0 et sa constante K géométrique.

Dans notre cas on a un forage $\phi 60 \text{ mm}$ \rightarrow sonde de volume au repos $V_0 = 535 \text{ cm}^3$ et $K = 2000 \text{ cm}^3$.

RESULTATS

DES

ESSAIS

NTPB

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RN8

Sondage N° 1

Date: Réf. dossier: 22. 86-3009.

PRECISION: INCLIO

10 m
100 m
1000 m

X = 5,38,10,15,10

Y = 13,7,9,3,3,15

Z = 11111 m

| échelle 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) |
|-----------------|--------------------------|--|---------------------|-------|---|-----------------------|--------------------------------------|
| 65 | rotatif Ball | 0 25 50 75 100 | | | remblai : limon argileux peu plastique de couleur marron, végétation + briques. à partir de 3 m il devient compact. | | |
| 4,00 | | | | | argile limoneuse compacte de couleur marron avec peu de concrétions de Øm ~ 1 à 2 mm à partir de 5 m elle devient peu plastique 1 échantillon paraffiné de 8 à 8,30 m. | | |
| 8,50 | | | | | | | |
| 11,50 | | | | | argile grise peu plastique, à partir de 16 m elle devient plastique. Et à partir de 18,40 m notera quelques passages de tourbe et matières végétales et ce jusqu'à 21,10 m. ma : 1 E-P de 13 à 13,60 m et 1 E-P de 21,10 à 21,90 m. | | |

N.T.P.B

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RN8.

Sondage N° 1

Date:

Réf. dossier: 22.86.3009

PRECISION: ±

10 m
100 m
1000 m

X = 539,0150

Z = 11111 m

INCL: 0

Y = 1379,1335

Appareil:

| Profondeur (m) | Echelle (m) | Ø et type d'outilage | Carottage nature prélèvement (P intact, P paraffiné) | niveau eau perte | COUPE | DESCRIPTION | E T A G E | Observations (boue, à sec etc) |
|----------------|-------------|----------------------|--|------------------|-------|---|-----------|--------------------------------|
| | | | | | | | | |
| 21,90 | | | | | | | | |
| 23,50 | | | | | | argile rouge brique barisolée de gris (compacte), sableuse et graveleuse (Øm v. 2 à 10 mm) EP de 22 à 22,50 m. | | |
| 5 | | | | | | Cailloux de 3 à 10 cm de diamètre envelopés dans une matrice argileuse de couleur rouge-marron et peu sableuse. | | |
| 27,00 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | |

L NTPB

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RNB.

Sondage N° 2

date:

Ref. dossier: 22.86.3009.

PRECISION: +

10 m
100 m
1000 m

X = 1530,1050

Z = 11111 m

INCL:

Y = 3170,1335

| 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) |
|------------------|-------------|-------------------------|---|---------------------|-------|--|-----------------------|--------------------------------------|
| Date | Prof (m) | Subgérolat | Batt. | % 0 25 50 75 100 | | | | |
| | 1,50 | | | | | remblai : débris de brique + cailloux et carrelage + terre argileuse limoneuse avec débris végétaux. | | |
| | 3,50 | | | | | limon argileux couleur ocre/marron de plus en plus humide + qq gros cailloux + végétation. | | |
| | 5 | | | | | limon argileux compact couleur ocre/marron + Traces de coquillage + qq Traces végétales. E.P: 3,30 - 4,20 4,20 - 4,80 à partir de 6,50 elle devient barillée de gris. | P P | |
| | 7,50 | | | | | E.P: 7,50 - 8,40 argile, très compact, couleur ocre barillée de gris et jaune + qq traces de tourbe et traces végétales. E.P: 10,60 - 11,50. 11,50 - 11,80. 11,80 - 12,20 | P P P | |
| | 10 | | | | | argile grise peu plastique avec traces de tourbe. de plus en plus tourbeuse en profondeur. E.P: 12,50 - 13,00 14,50 - 15,30 16,00 - 16,60 20,50 - 21,00 21,80 - 22,80. | P P | |
| | 12,20 | | | | | | | |
| | 15 | | | | | | | |
| | 20 | | | | | | | |

ETABLI par

N.T.P.B

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RNB. Sondage N° 2

date: réf. dossier: 22.86.3009.

PRECISION: ± $\frac{10\text{ m}}{100\text{ m}}$
INCL: $\frac{100\text{ m}}{1000\text{ m}}$

X = 559,050 Z = 1111,1 m
Y = 379,335

appareil:

| Prof (m) | Ø et type d'outilage | Carottage nature prélèvement (I intact P paraffiné) % | niveau eau | coupe | DESCRIPTION | E T A B L I | Observations |
|----------|----------------------|---|------------|-------|---|-------------|--------------|
| | | | | | | | |
| 22,80 | | | P | | argile grise | | |
| 24,50 | | | P | | argile rouge Très peu plastique avec qq traces calcaires + qq cailloux Øm ~ 3mm. | | |
| 5 | | | | | Cailloux Øm ~ 3 cm à 10cm envelopés de une matière argileuse de couleur ocre, mauvaise récupération | | |
| 10 | | | | | sable grésif très humide cailloux fins + qq galets et petits cailloux mauvaise récupération. | | |
| 35,00 | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | |

N.T.P.B

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RN8 Sondage N° 3

é. dossier 22.86.3009

PRECISION: ±

| |
|--------|
| 10 m |
| 100 m |
| 1000 m |

X = 5319,015 Z = 1111111
Y = 1379,1335

| Prof (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, sec etc) |
|----------|----------------------|-------|---|------------------|-------|---|-----------|------------------------------|
| | rotatif | Batt. | | | | | | |
| 22,8 | | | | P | | | | |
| 24,30 | | | | P | | argile rouge bariolée de gris avec qq concrétions de calcaire et gravier Øm=2 à 5mm. EP 23,60-23,90 | | |
| 5 | | | | | | gravier roulé (galets) de Øm ~ 10 à 50 mm à partir de 27 m on note quelques passages d'argile de couleur ocre + du calcaire | | |
| 10 | | | | | | échantillon paraffiné: 31 - 31,50 m. | | |
| 33,10 | | | | P | | sable grésifié de couleur jaune + grave sableuse grain de 1 à 70 mm de diamètre. | | |
| 15 | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | |

ETABLI par

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH ~~RNB~~ Sondage N° 4

date:

Réf. dossier: 22.86.3009

appareil:

PRECISION: ±
INCL: 0

10 m
100 m
1000 m

X = 53,9,050

Z = m

Y = 37,9,335

| 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 et) |
|---------------|----------|-----------------------|---------|--|----------------|------------------|-------|--|-----------|-------------------------------|
| Cote (m) | Prof (m) | trépan | rotatif | Batt. | % | | | | | |
| | | | | | 0 25 50 75 100 | | | | | |
| | 3,0 | | | | | | | remblai : débris de briques et grains (Ø ~ 3 à 5 mm) + terre végétale de couleur ocre à marron | | |
| | 5 | | | | | | | argile très compacte de couleur ocre-marron à 6,70 m on trouve de traces de coquillages et quelques gravillons (2 à 4 mm de Ø) Echantillons paraffinés : 9,20 - 9,50 m. 9,60 - 10,0 m. 10,0 - 10,50 m. | | |
| | 10 | | | | | P | | | | |
| | 11,0 | | | | | P | | | | |
| | 15 | | | | | P | | argile grise très peu plastique avec quelques traces de tourbe. A partir de 15m on note la présence de quelques débris végétaux (l'argile est un peu bricolée de jaune). | | |
| | | | | | | P | | A partir de 21m on note la disparition de la tourbe | | |
| | | | | | | P | | Echantillons paraffinés : 12,0 - 12,50 m. 14,0 - 14,50 15,0 - 15,50 | | |
| | 10 | | | | | P | | | | |

L. T. P. C.

CHANTIER: VIADUC EL HARRACH RN8 Sondage N° 4

date:

Réf. dossier: 22-863009

appareil:

PRECISION: ±

| |
|--------|
| 10 m |
| 100 m |
| 1000 m |

INCL:

X = 539,050 Z =

| |
|--|
| |
| |
| |

Y = 379,335

| 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 | Observati (boue, sec) |
|---------------|----------|-----------------------|-------|---|----|------------------|---------|--|-----------|-----------------------|
| Cote (m) | Prof (m) | Tubage rotat | Batt. | 0 | 25 | | | | | |
| | | | | | | | | 18,20 - 18,50 m 19,20 - 19,80 20,00 - 20,80 | | |
| 22,80 | | | | | | | | argile grise bariolée de rouge. | | |
| 23,80 | | | | | | | | argile rouge brique peu plastique avec grains Ø m ~ 2 à 30 mm | | |
| 25,8 | | | | | | | | Au début on trouve des cailloux de Ø: 2 à 50 mm dans une matrice argileuse puis à 25,30 m on a des cailloux de Ø: 2 à 100 mm (poudingues). | | |
| 10 | 33,50 | | | | | | | sable grossier humide, couleur faune (Très consolidé) | | |
| | 15 | | | | | | | | | |
| | 36,50 | | | | | | | | | |
| | 10 | | | | | | | | | |

L.T.P.C.

CHANTIER: VIADUC EL'HARRACH RN8. Sondage N° 5
 date: _____
 Réf. dossier: 2286.3009 PRECISION: ±

| |
|--------|
| 10 m |
| 100 m |
| 1000 m |

 X = 5139,10150 Z = 11111
 appareil: _____ INCL: 0 Y = 3719,3135

| Echelle en m. | | Ø et type d'outillage | | Carottage nature prélèvement (I: intact P: paraffiné) | | niveau eau perte | Coupe | DESCRIPTION | ETA GE | Observat (boue, sec) |
|------------------|-------------|--------------------------|---------|---|----------------|---------------------|------------------|---|-----------|--------------------------------|
| Cote (m) | Prof (m) | tubage | rotatif | ball. | % | | | | | |
| | | | | | 0 25 50 75 100 | | | | | |
| 3,50 | | | | | | | [diagonal lines] | remblai : argile limoneuse, couleur marron /ocre + débris de briques. | | |
| 5 | | | | | | P | [wavy lines] | limon argileux de couleur grise, à partir de 6 m elle est variolée de jaune avec débris végétaux, elle est peu plastique et à partir de 9 m on trouve des traces de coquilles et ce jusqu'à 15,50 m. | | |
| 10 | | | | | | P | [wavy lines] | A partir de 16,50 m on note quelques traces de tourbe et ce jusqu'à 20,80 m. | | |
| 15 | | | | | | P | [wavy lines] | échantillons paraffinés: 5,50 - 6,00 m. 9,50 - 10,05 m. 10,50 - 11,00 m. 13,00 - 13,50 m. 19,30 - 19,90 m. | | |
| 20 | | | | | | P | [wavy lines] | | | |

L. T. P. C.

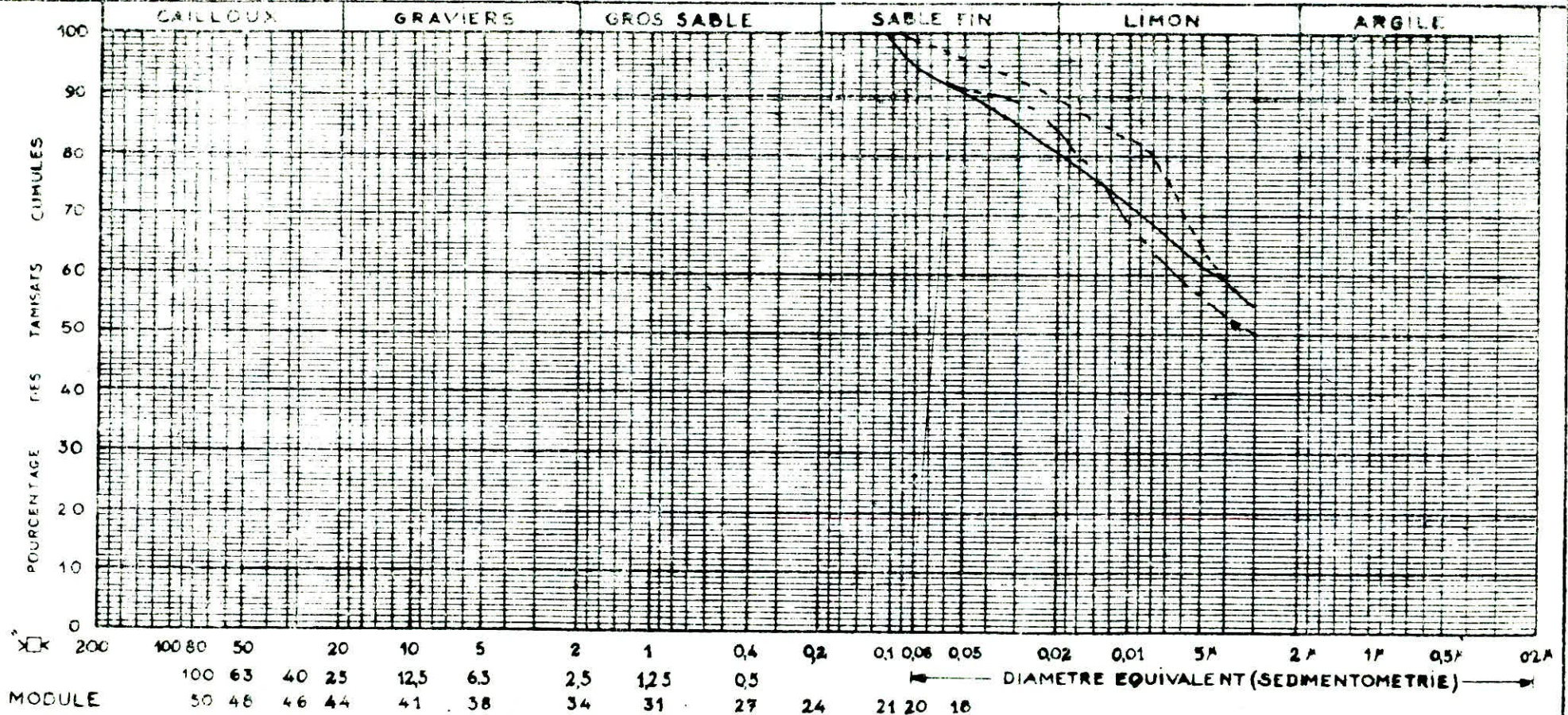
HUSSEIN-DEY - ALGER

VIADUC EL Harrach RN8

DESIGNATION DES ECHANTILLONS { ① N° 51 PROF 3,0^m - 3,5^m
 ② N° " " 10 - 10,5^m
 ③ N° " " 13 - 13,6^m

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| | % | S.8 LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 E.S. |
|--------|----|----------------------------|------|------|--------------|
| | | W.L. | W.P. | W.R. | |
| Ech. ① | 93 | 44,6 | 19,0 | | |
| Ech. ② | 93 | 38,5 | 13,5 | | |

L. T. P. C.

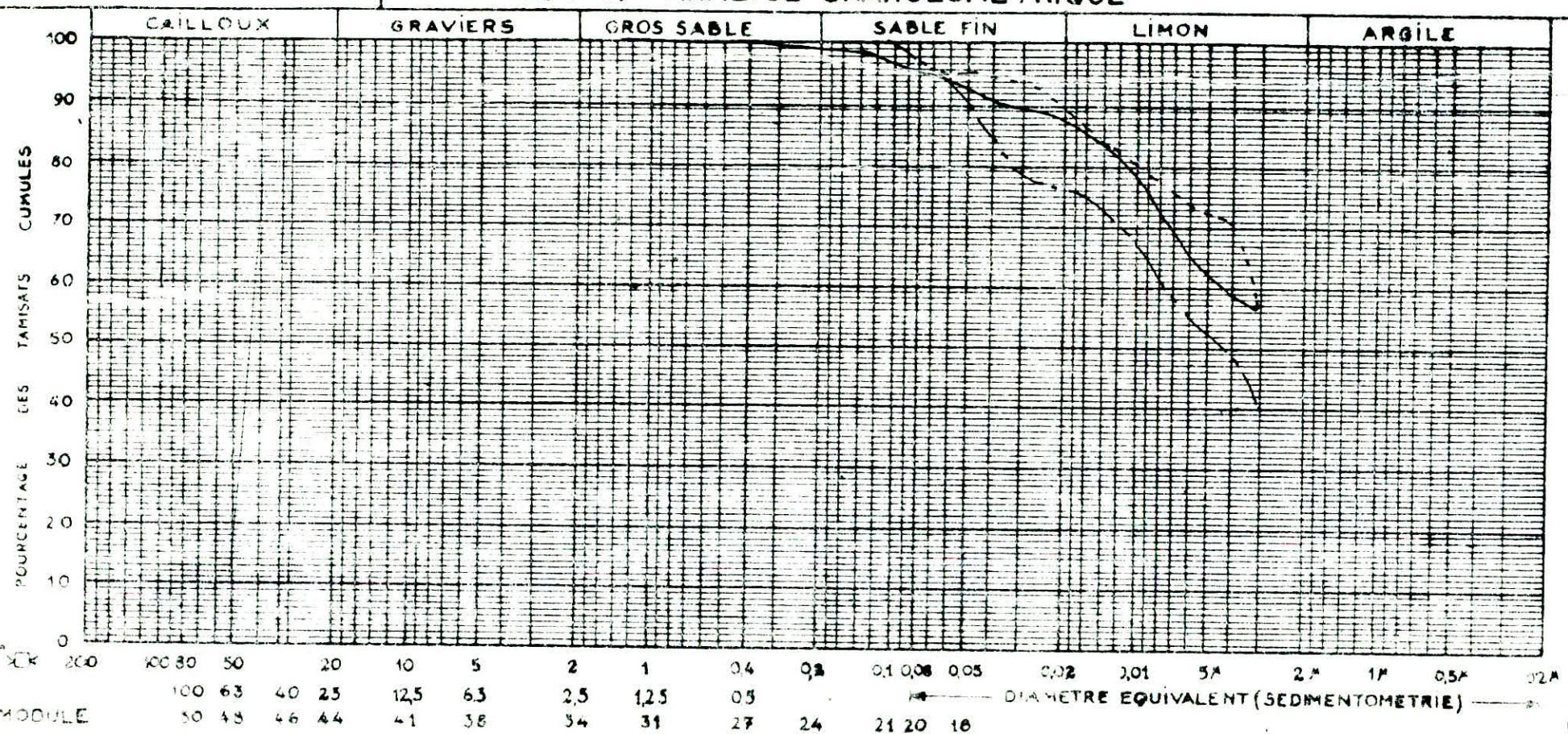
HUSSEIN-DEY - ALGER

VIADUC EL Harrach.

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS { ① N° S1 Prof.: 18,5 - 19 m.
 ② N° " " 20,0 - 21,0 m.
 ③ N° " " 21,0 - 21,90 m

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| Ech | % | S.B. LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 E.S. |
|-----|----|--------------------------|-------|------|-----------|
| | | M.L. | M.P. | M.R. | |
| ① | 96 | 44,0 | 18,15 | | |
| ② | 98 | 44,0 | 18,5 | | |
| ③ | 99 | | | | |

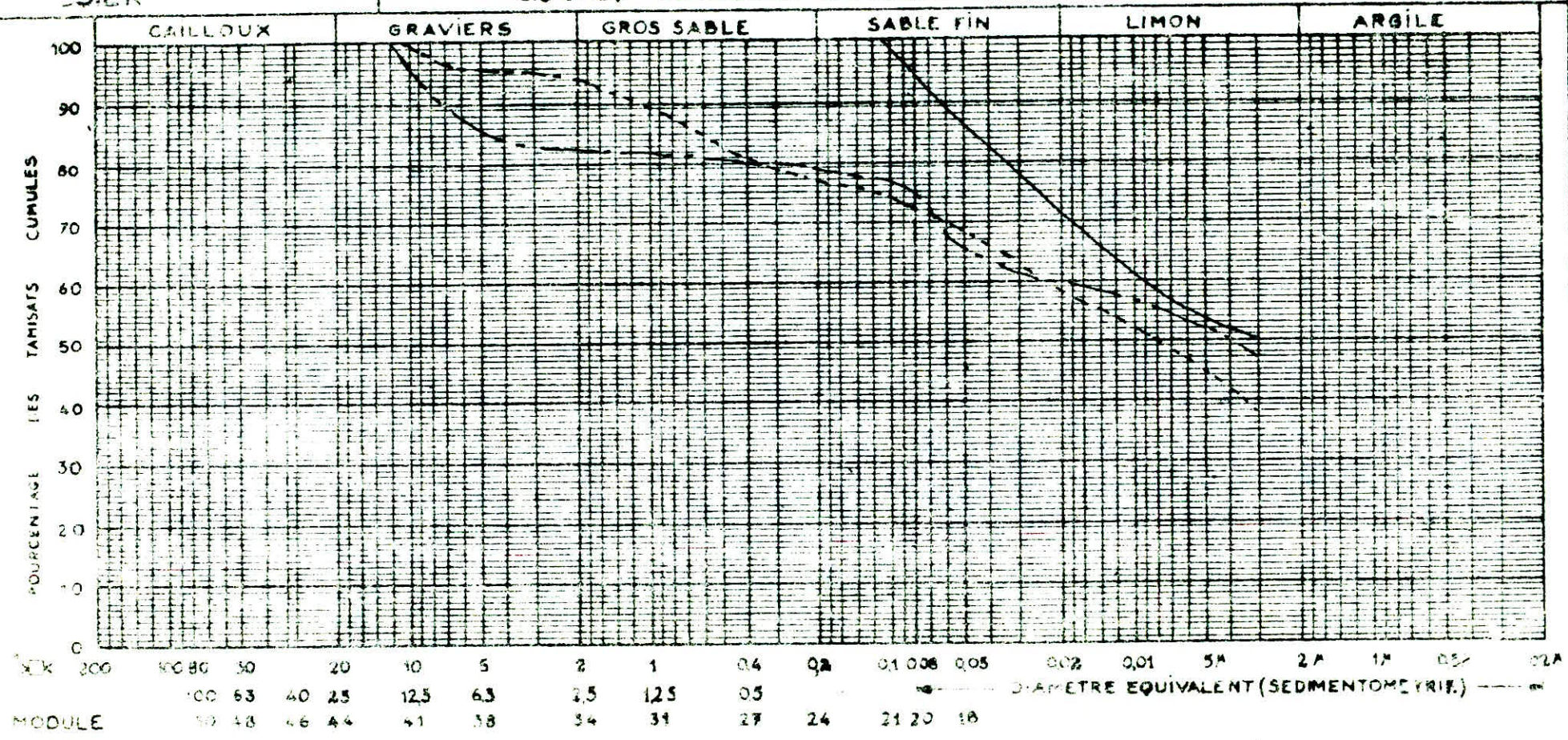
L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY - ALGER

VIANIC - EL HACH R.N.8

| | | | | |
|------------------------------------|---|-------|------|----------------|
| DÉSIGNATION DES ÉCHANTILLONS | ① | N° 51 | PROF | 22 - 22,5 m. |
| | ② | N° " | " | 22,5 - 23,0 m. |
| | ③ | N° " | " | 23,5 - 24,0 m. |

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| | % | S.8 LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 |
|--------|----|-------------------------|------|------|------|
| | | W.L. | W.P. | W.R. | |
| Ech. ① | 94 | 39,0 | 22,0 | | E.8 |
| Ech. ② | | | | | |
| Ech. ③ | | | | | |

L. T. P. C.

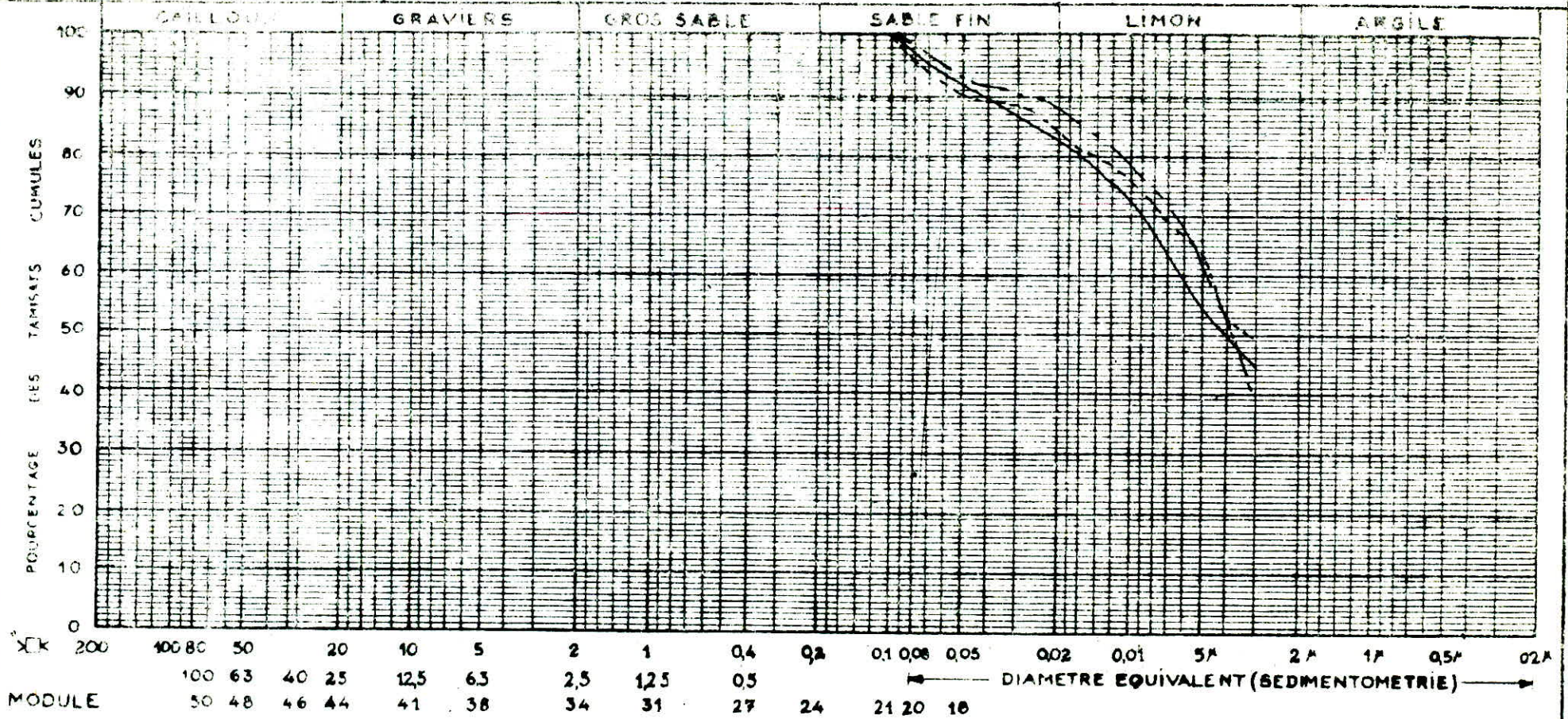
HUSSEIN-DEY ALGER

VIADUC EL HARRACH R.N.8

DESIGNATION DES ECHANTILLONS
 ① N° 53 PROF. 3,00 - 3,50 m.
 ② N° " " " 4,00 - 5,00 m.
 ③ N° " " " 6,50 - 7,00 m.

COSSIR

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| Ech. | % | S.8 LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 E.S. |
|------|----|-------------------------|------|------|-----------|
| | | W.L. | W.P. | W.R. | |
| ① | 97 | — | — | | |
| ② | 98 | 42,0 | 18,0 | | |
| ③ | 96 | 41,0 | 17,0 | | |

L. T. P. C.

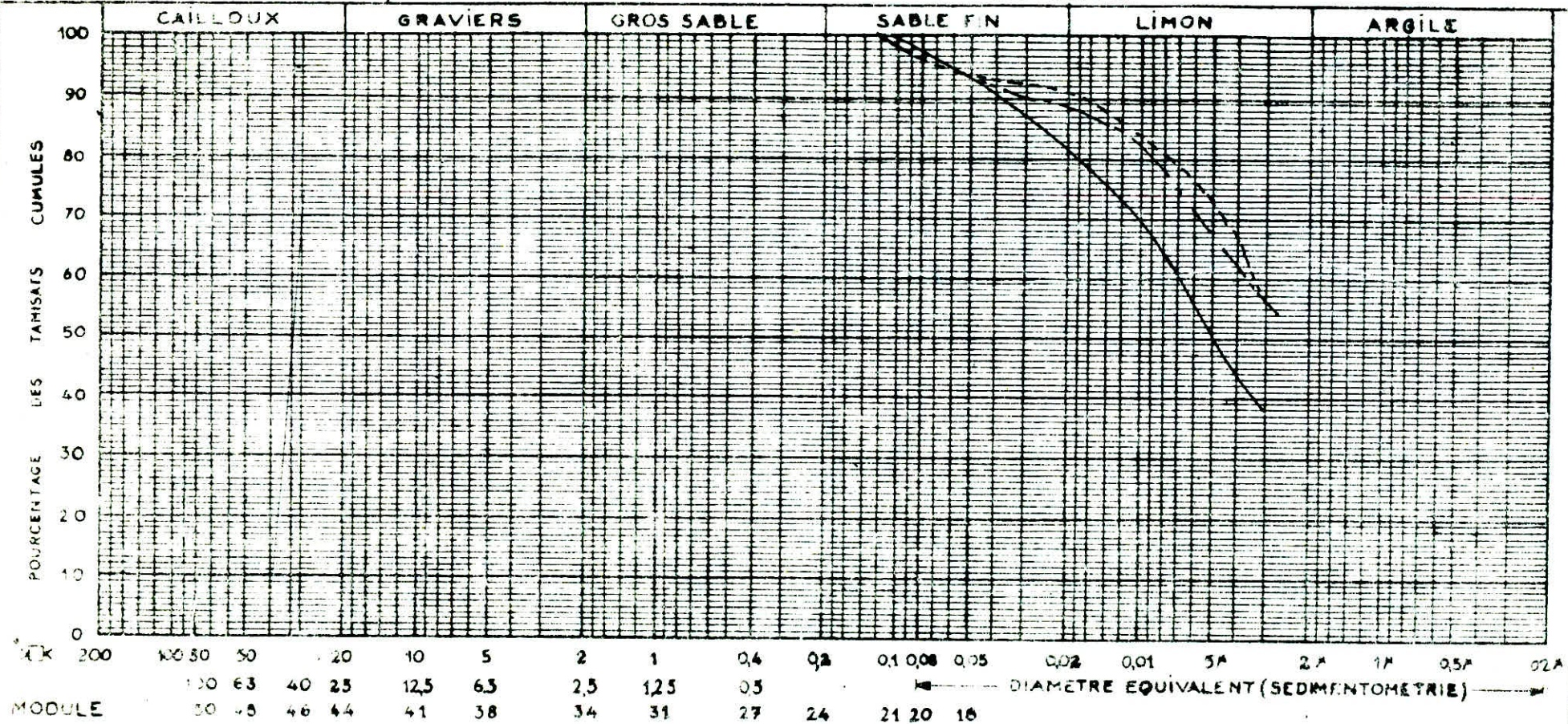
HUSSEIN-DEY - ALGER

DÉSIGNATION
DES
ÉCHANTILLONS

- ① N° S3 PROF 8,0 - 8,7 m.
- ② N° S3 PROF 13,5 - 14,2 m.
- ③ N° S3 PROF 16,0 - 16,6 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| | % | S.3 LIMITES D'ATTERBERG | | | S20 E.5 |
|--------|----|----------------------------|------|------|------------|
| | | W.L. | W.P. | W.F. | |
| Ech. ① | 98 | 37,0 | 16,5 | | |
| Ech. ② | 98 | 49,0 | 24,0 | | |
| Ech. ③ | 96 | 46,0 | 19,6 | | |

L. T. P. C.

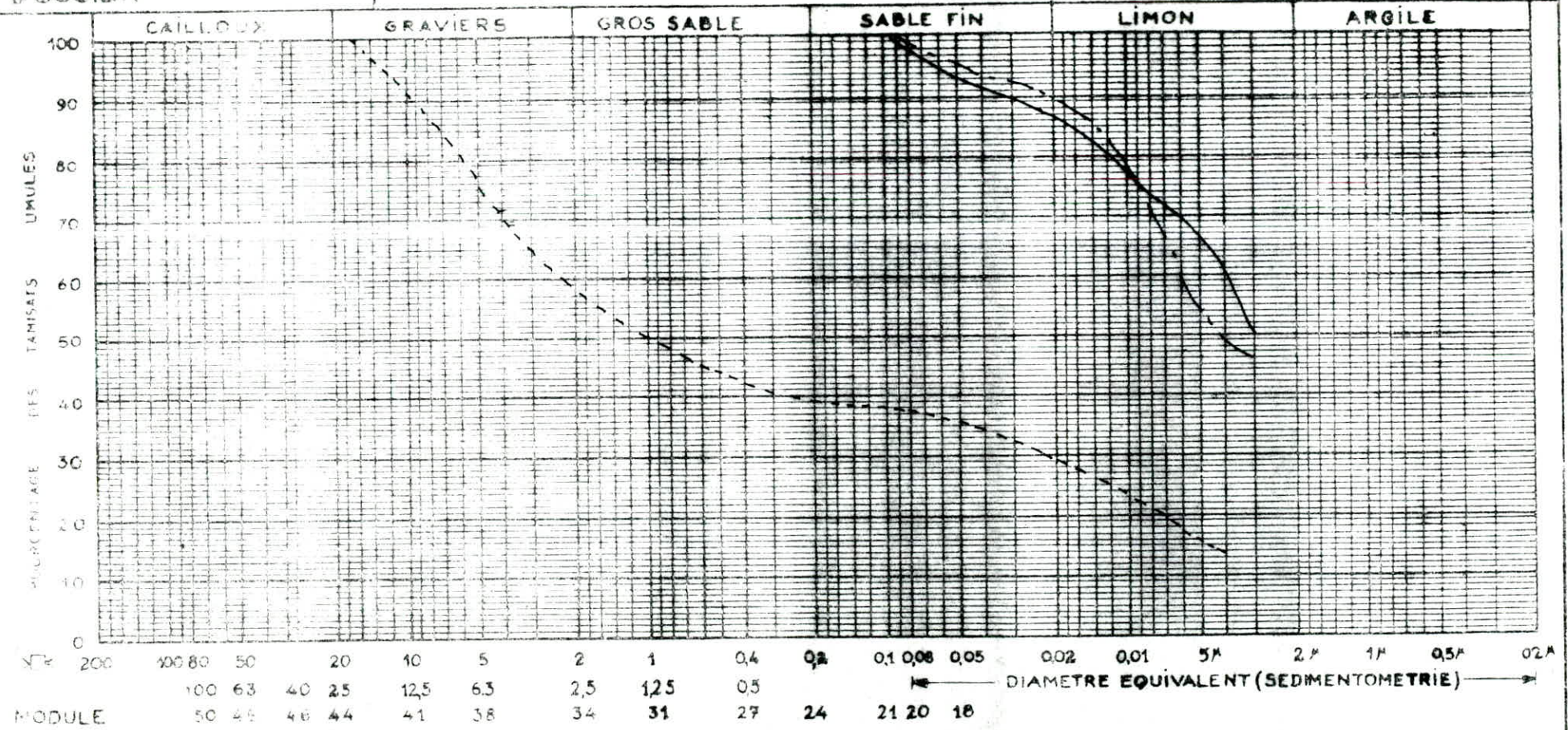
HUSSEIN-DEY - ALGER

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

- ① N° S3 PROF 20-21,0 m.
- ② N° S3 " 21-21,4 m.
- ③ N° S3 " 24-24,3 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| Ech. | % | S.8 LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 E.S. |
|------|----|-------------------------|------|------|-----------|
| | | W.L. | W.P. | W.R. | |
| ① | 99 | 44,6 | 18,4 | | |
| ② | 98 | 42,0 | 18,2 | | |
| ③ | | | | | |

L T. P. C.

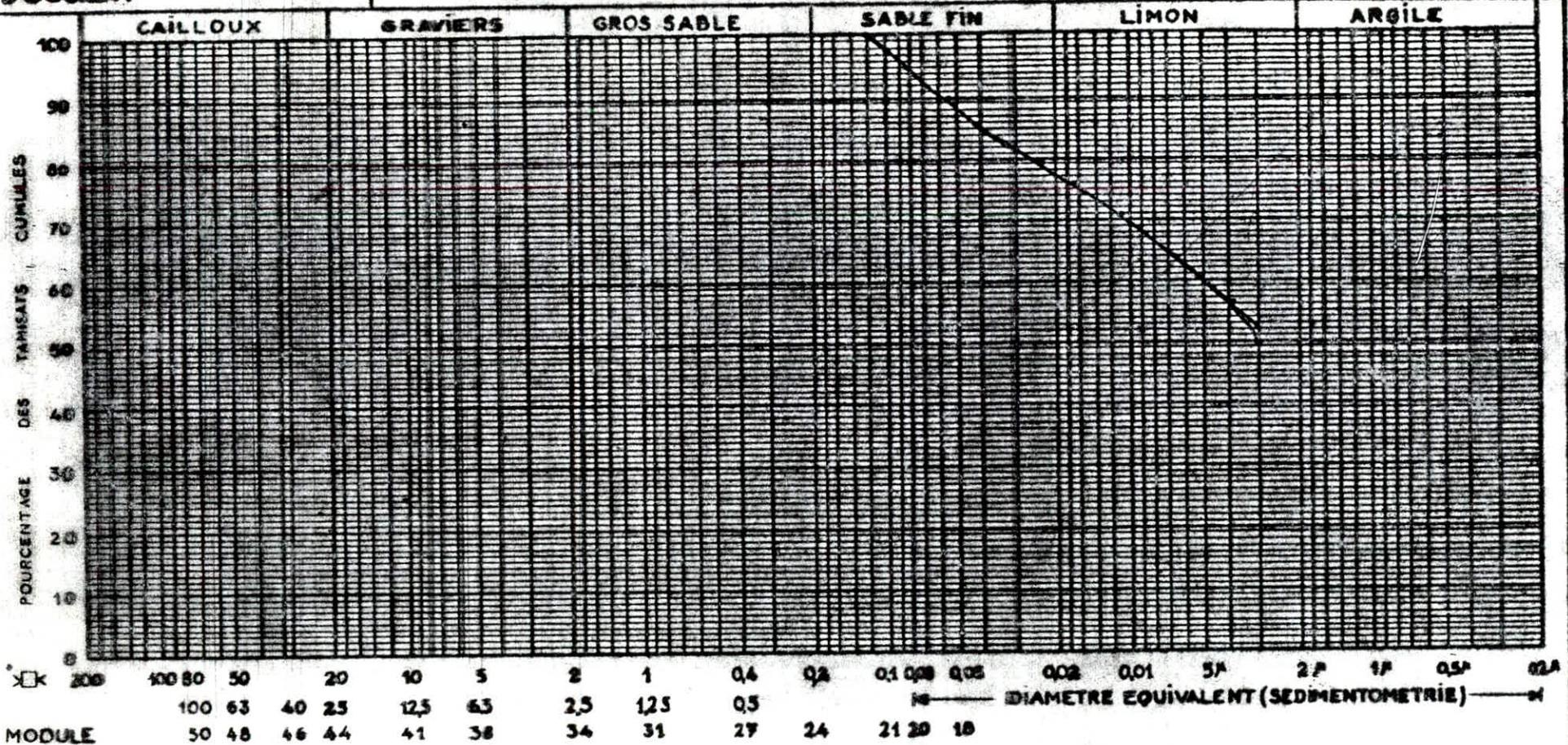
HUSSEINI-DEY - ALGER

VIADUC EL Harrach RN8

DESIGNATION N° S3 PROF 31,0-31,5m.
 DES N° _____
 EDIMTILLONS N° _____

DOSSIER

S6 of 57 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| | % | LIMITES D'ATTERBERG | | | S.20 E.S. |
|------------|----|---------------------|------|------|--------------|
| | | W.L. | W.P. | W.R. | |
| Ech. _____ | 95 | 44,0 | 20,6 | | |
| Ech. _____ | | | | | |
| Ech. _____ | | | | | |

L.N.T.P.B.

Dossier n°: _____

Viaduc EL Harrach RNB

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage: _____

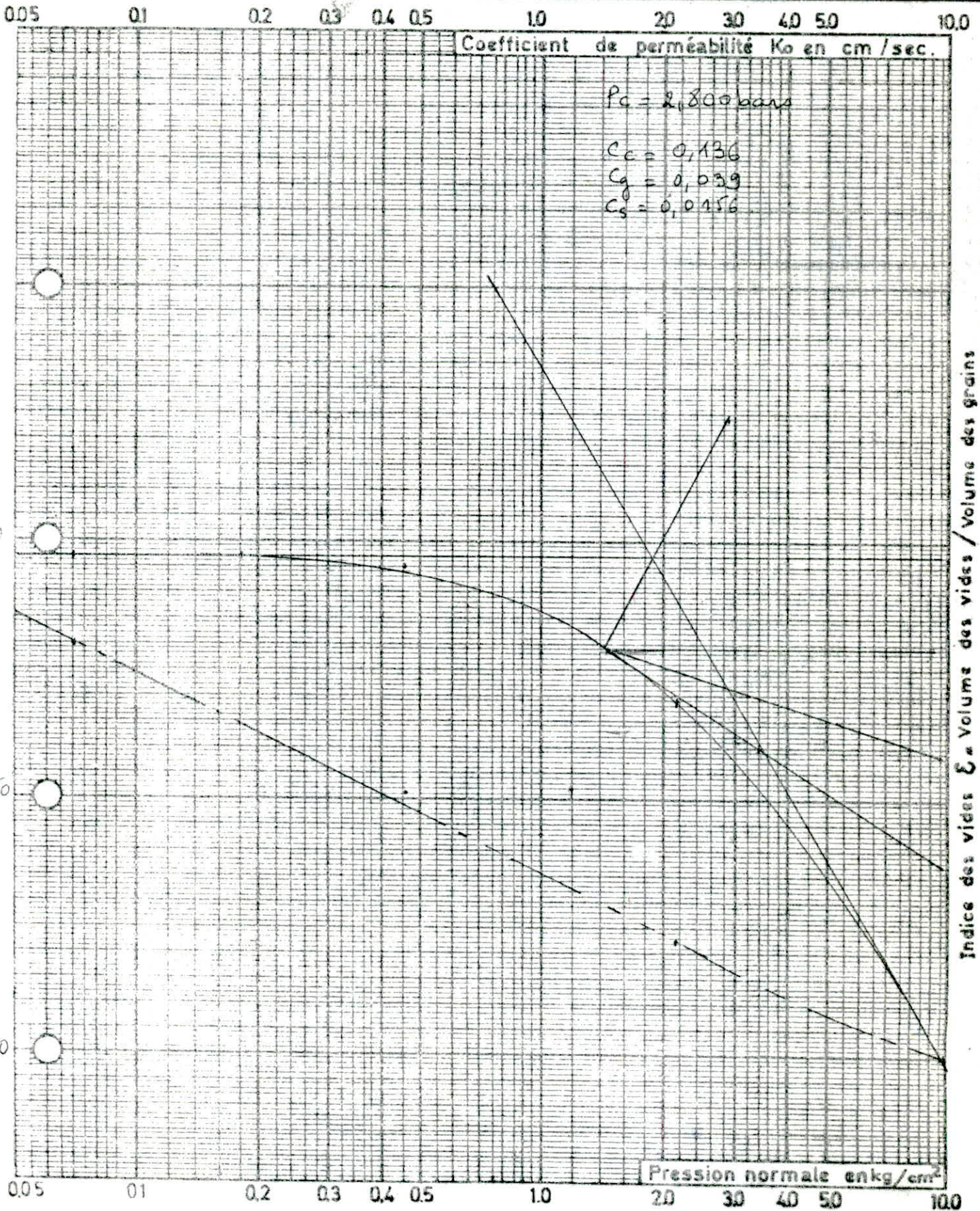
1

Echantillon: _____

II

Profondeur: _____

8,00 - 8,50 m



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

VIADUC EL Harrach RNB

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage:

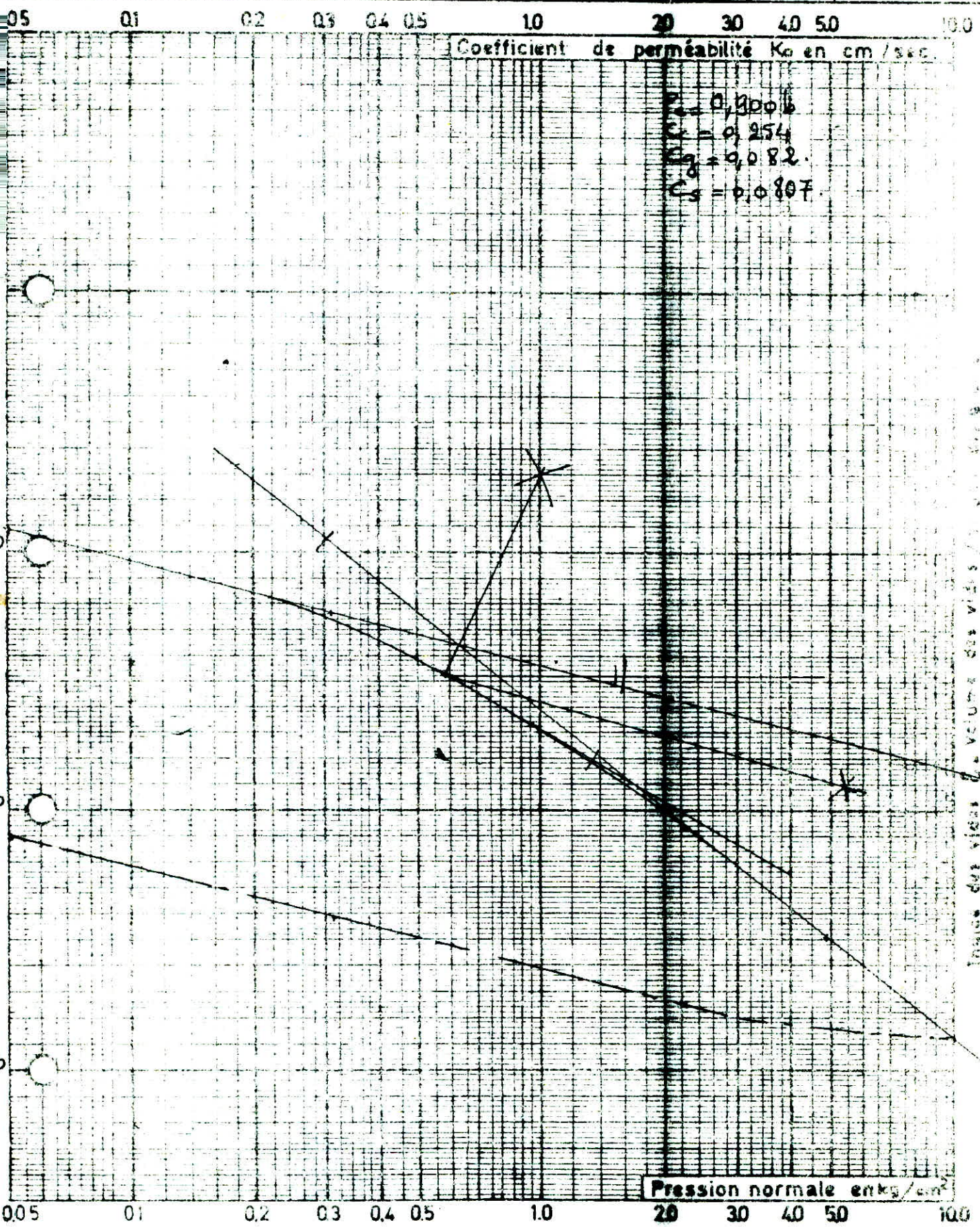
1

Echantillon:

II

Profondeur:

13,00-13,60 m



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

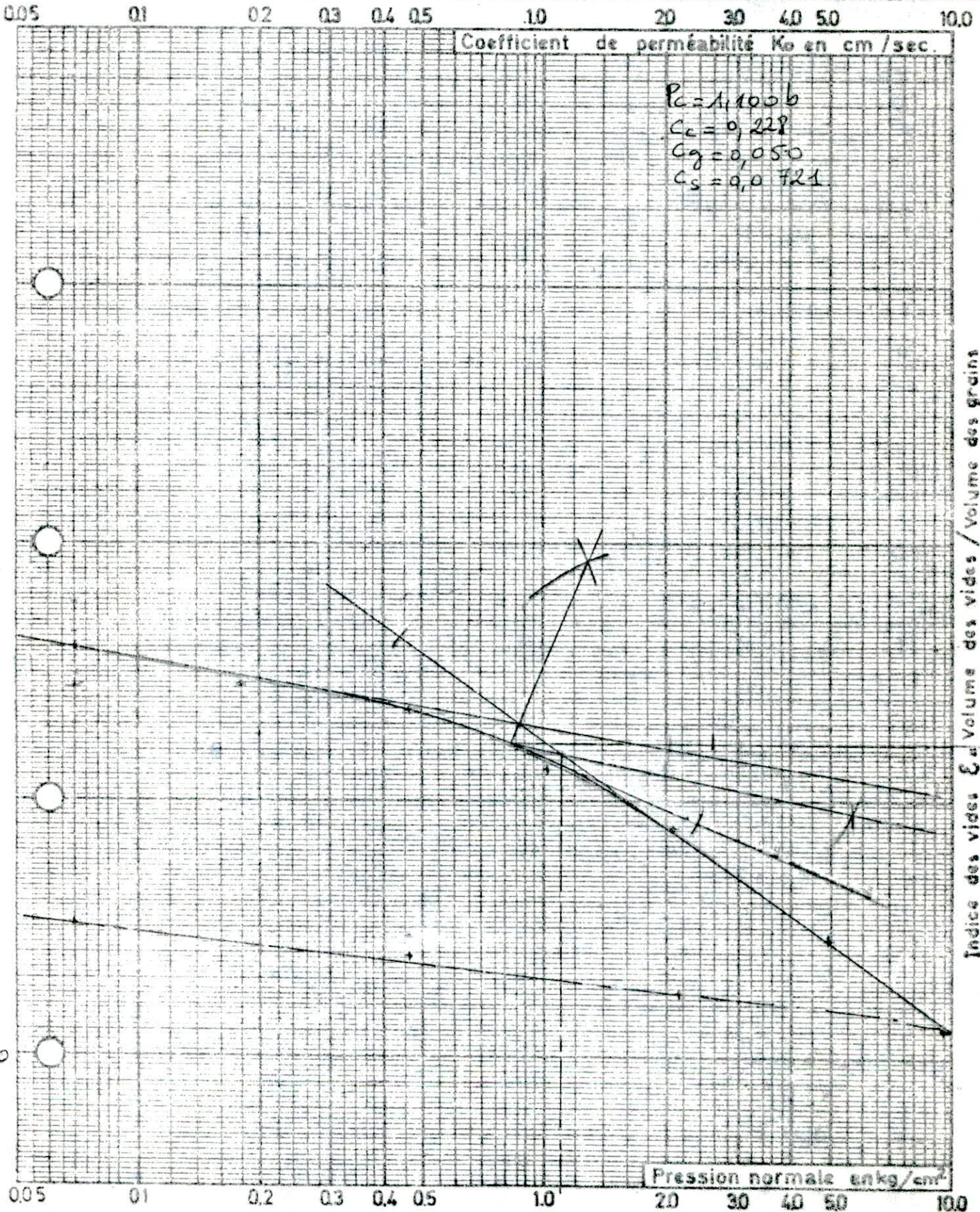
Viaduc El Harrach RN8

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 1

Echantillon: VII

Profondeur: 17,40 / 18,00 m.



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

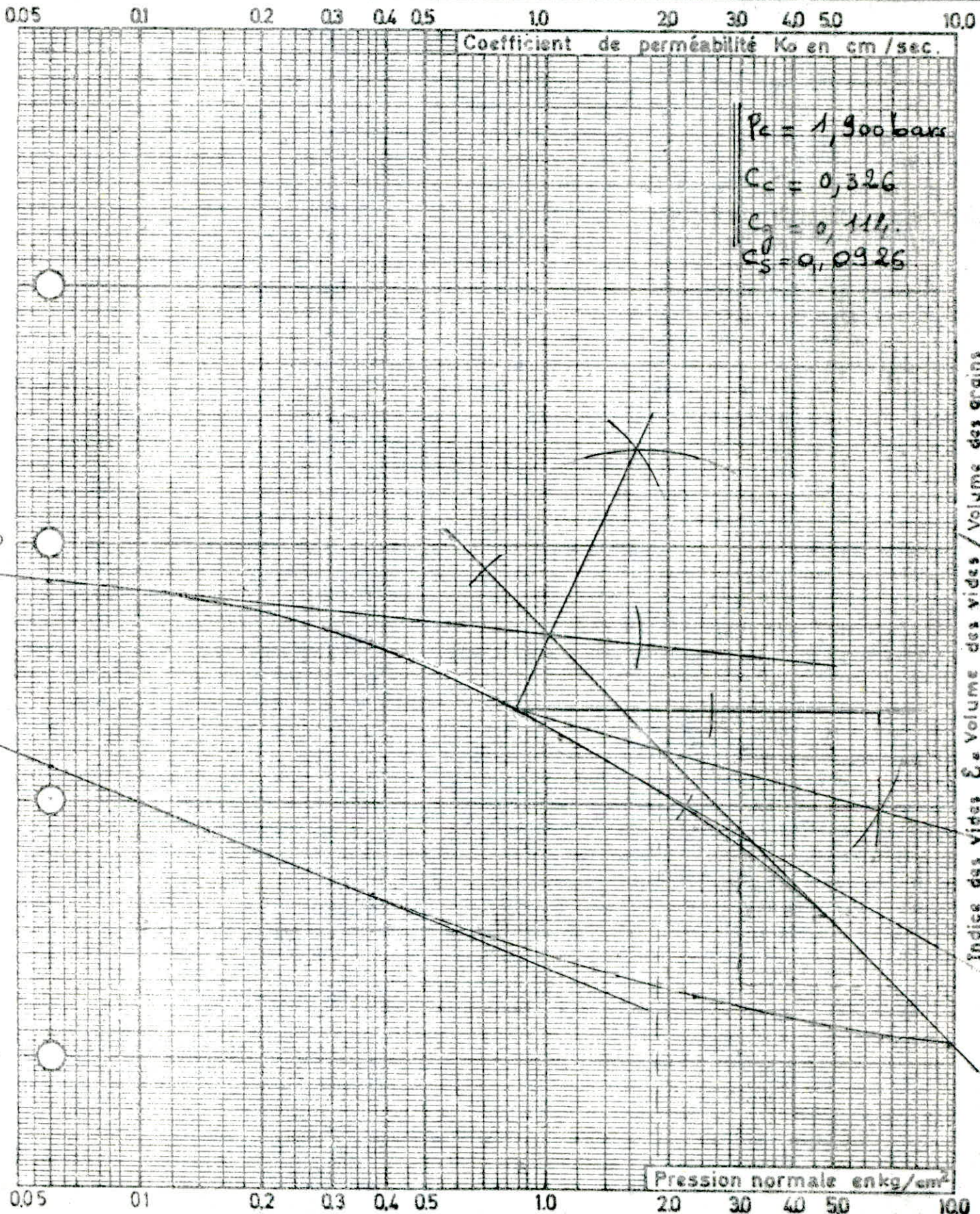
SNTF EL HARRACH

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 1

Echantillon: IV

Profondeur: 20,20 - 21,00 m

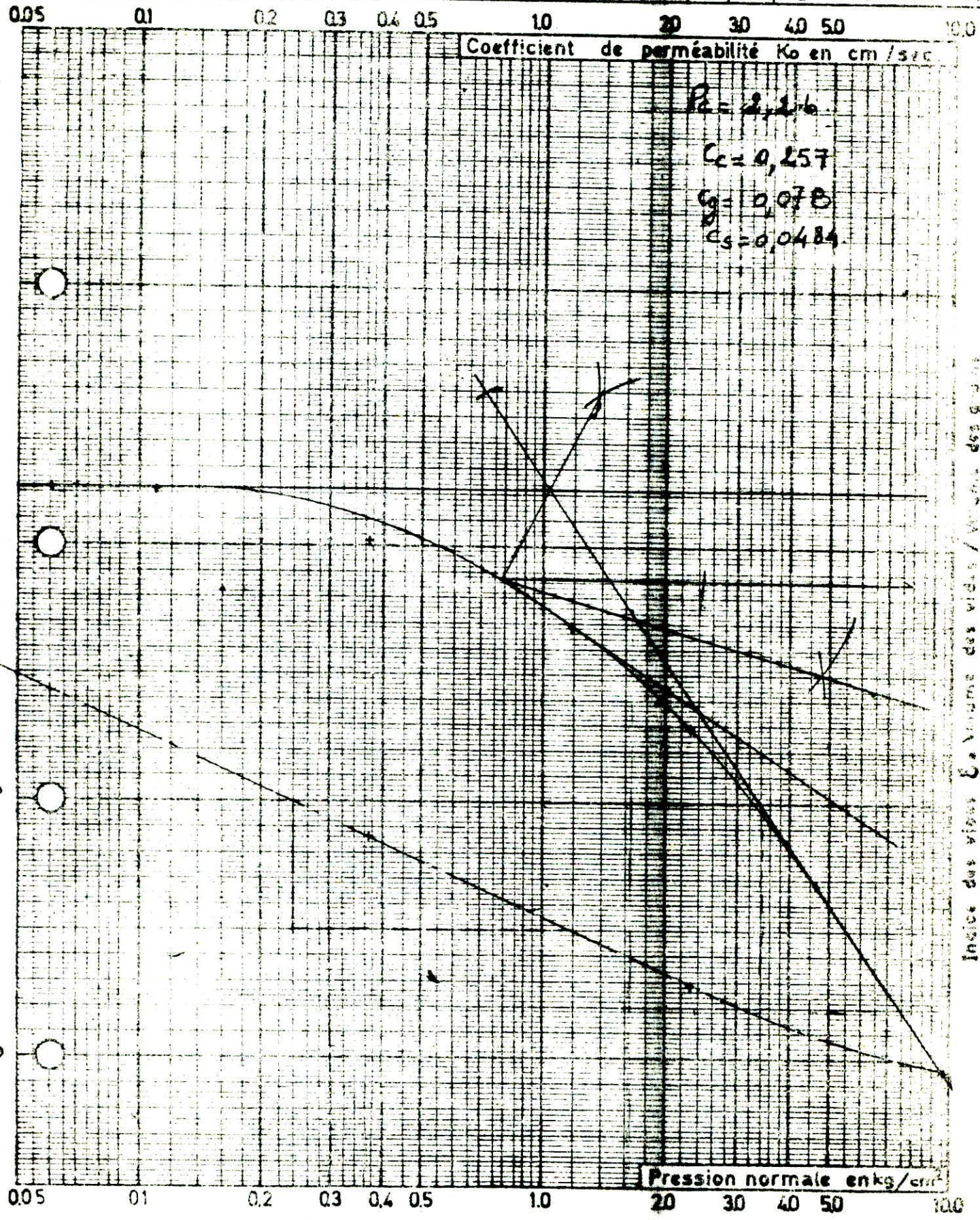


L.N.T.P.B. Dossier n°: 2286-3009

VIADUC ELHARRACH RN8

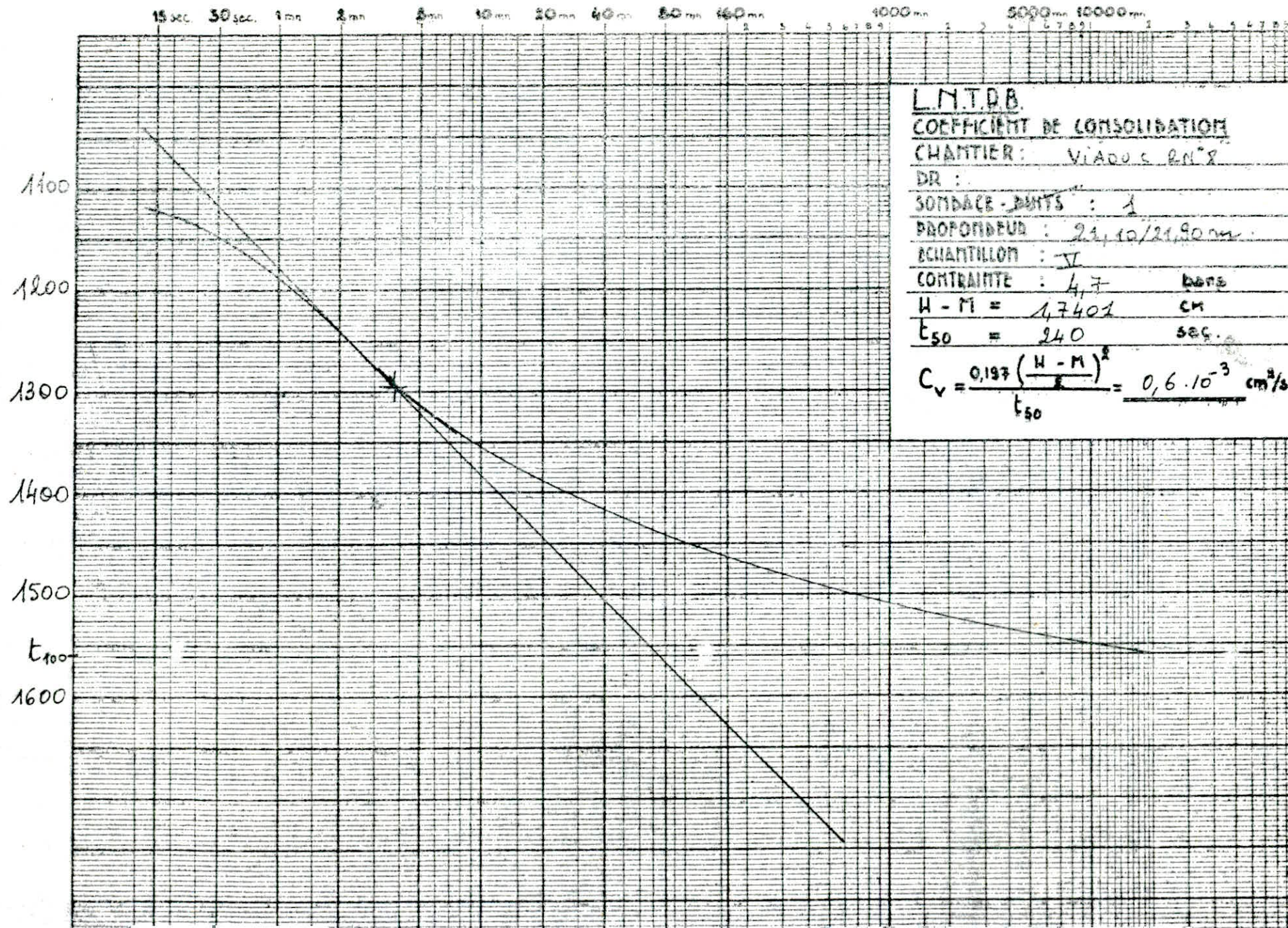
ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 1
Echantillon: V
Profondeur: 21,10/21,90m



$K_0 = 2,26$
 $C_c = 0,257$
 $C_g = 0,078$
 $C_s = 0,0484$

Indice des vides $e = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume des grains}}$



L.M.T.P.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER: VIADUC RM 8

DR :

SONDAGE - PUNTS : 1

PROFONDEUR : 21,10/21,90 m.

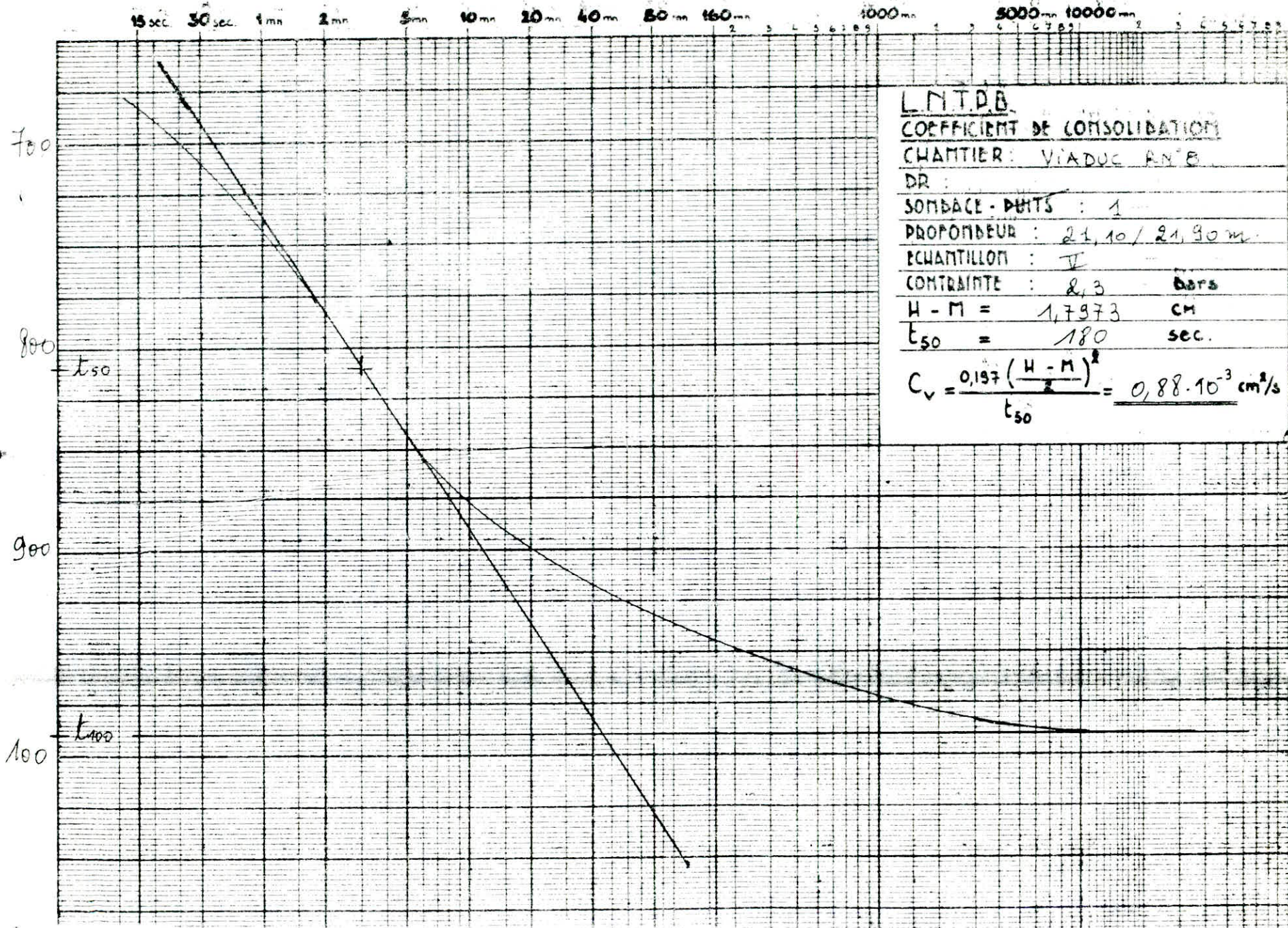
ECHANTILLON : V

CONTRAINTE : 4,7 bars

H - M = 1,7401 cm

t₅₀ = 240 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - M}{L} \right)^2}{t_{50}} = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$



L.N.T.P.B.
 COEFFICIENT DE CONSOLIDATION
 CHANTIER: VIADUC R.N.B.
 DR:
 SONDAGE - PUNTS : 1
 PROFONDEUR : 21,10 / 21,90 m.
 ECHANTILLON : V
 CONTRAINTE : 2,3 bars
 H - M = 1,7973 cm
 t₅₀ = 180 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 0,88 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

L.N.T.P.B.

Dossier n°:

EL HARRACH

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage:

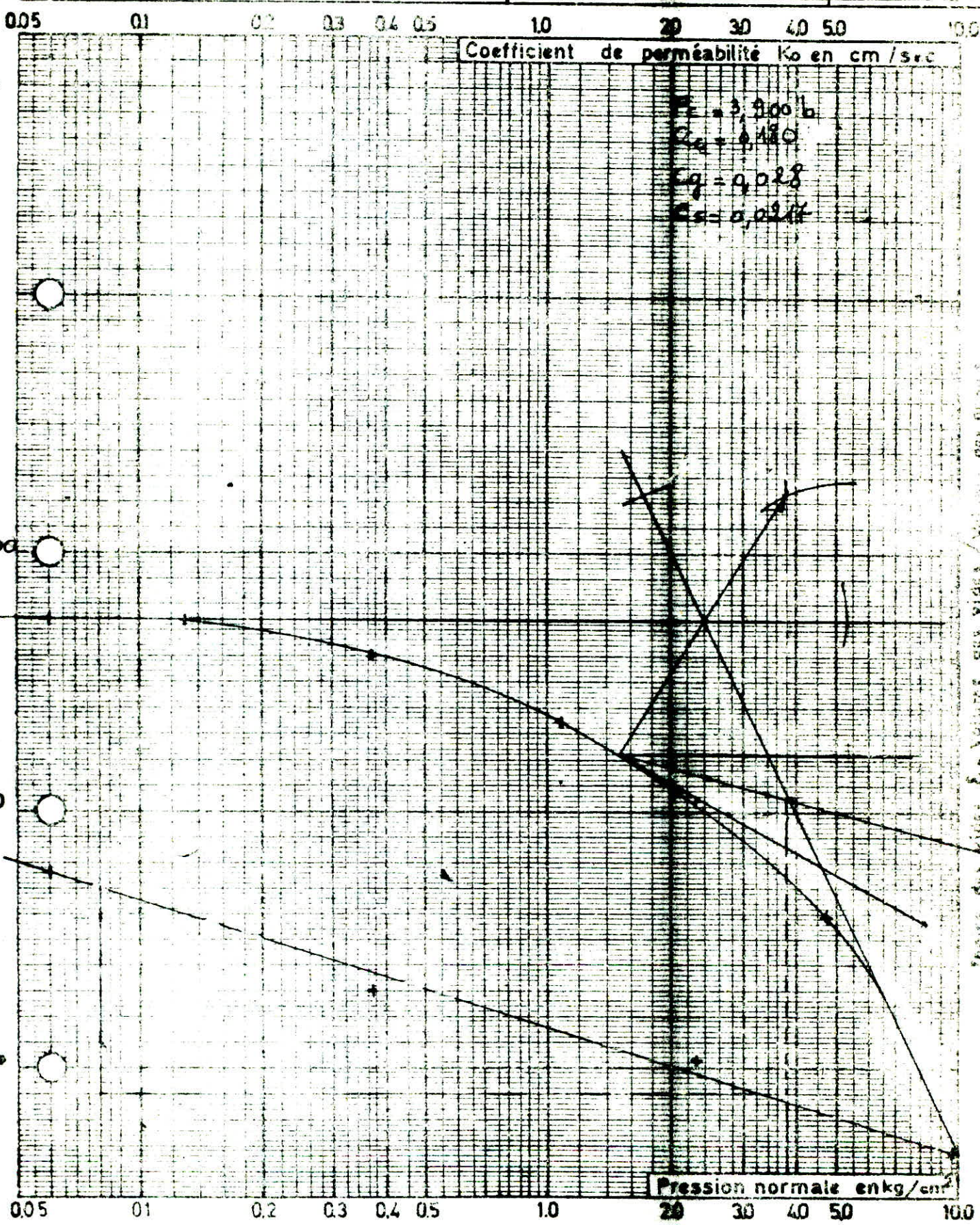
1

Echantillon:

IV

Profondeur:

22 - 22,50 m



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

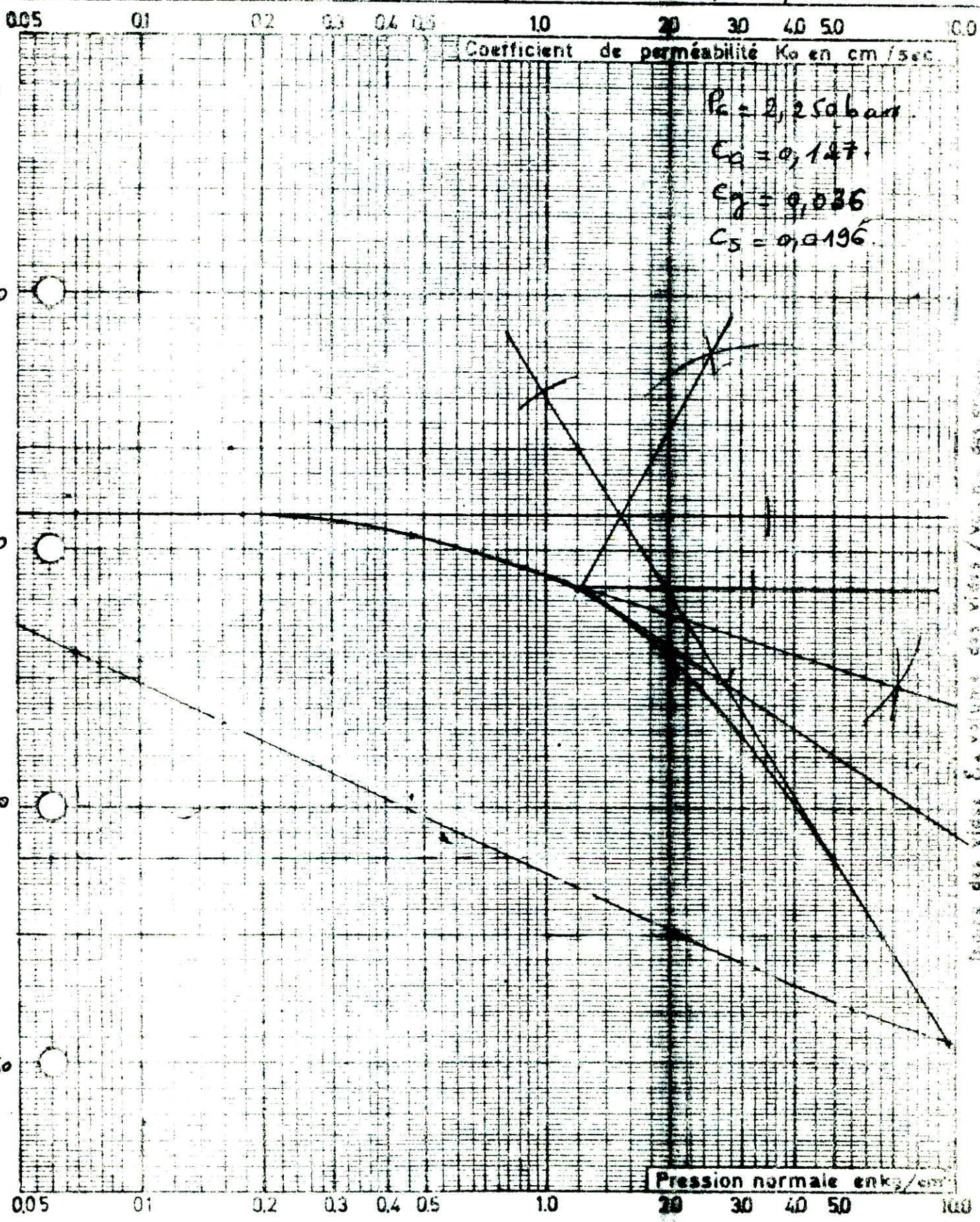
SNTF el Harrach

ESSAI DE COMPRESSIBILITE:
PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: VII

Profondeur: 4,00/5,00 m.



$P_c = 2,25 \text{ bar}$
 $C_D = 0,147$
 $C_g = 0,036$
 $C_s = 0,0196$

Pression des vides & volume des vides / volume des grains

L.N.T.P.B.

Dossier n°:

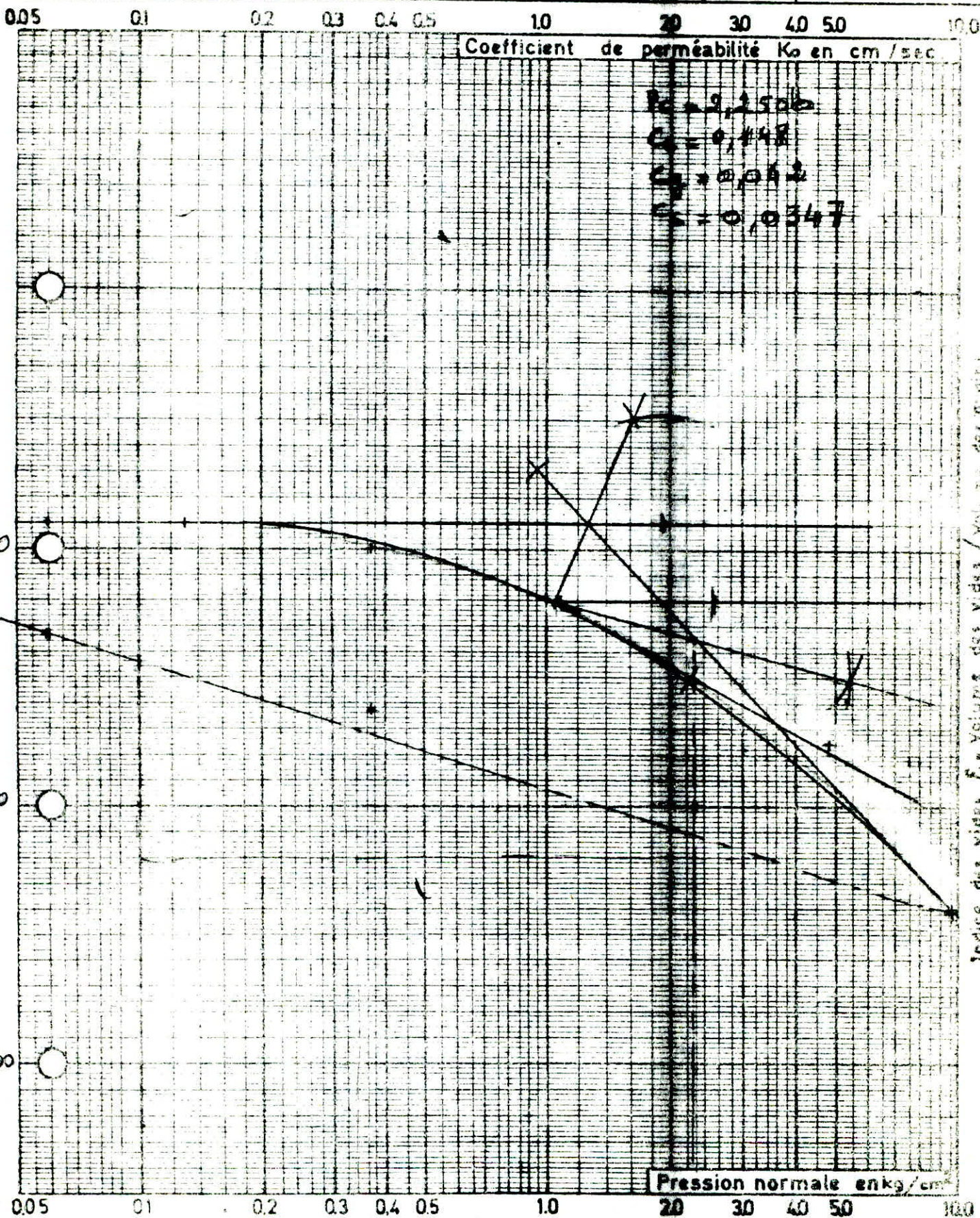
VIADUC EL HARRACH RN8

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: IV

Profondeur: 6,50 / 7,00 m.



L.N.T.P.B. Dossier n°:

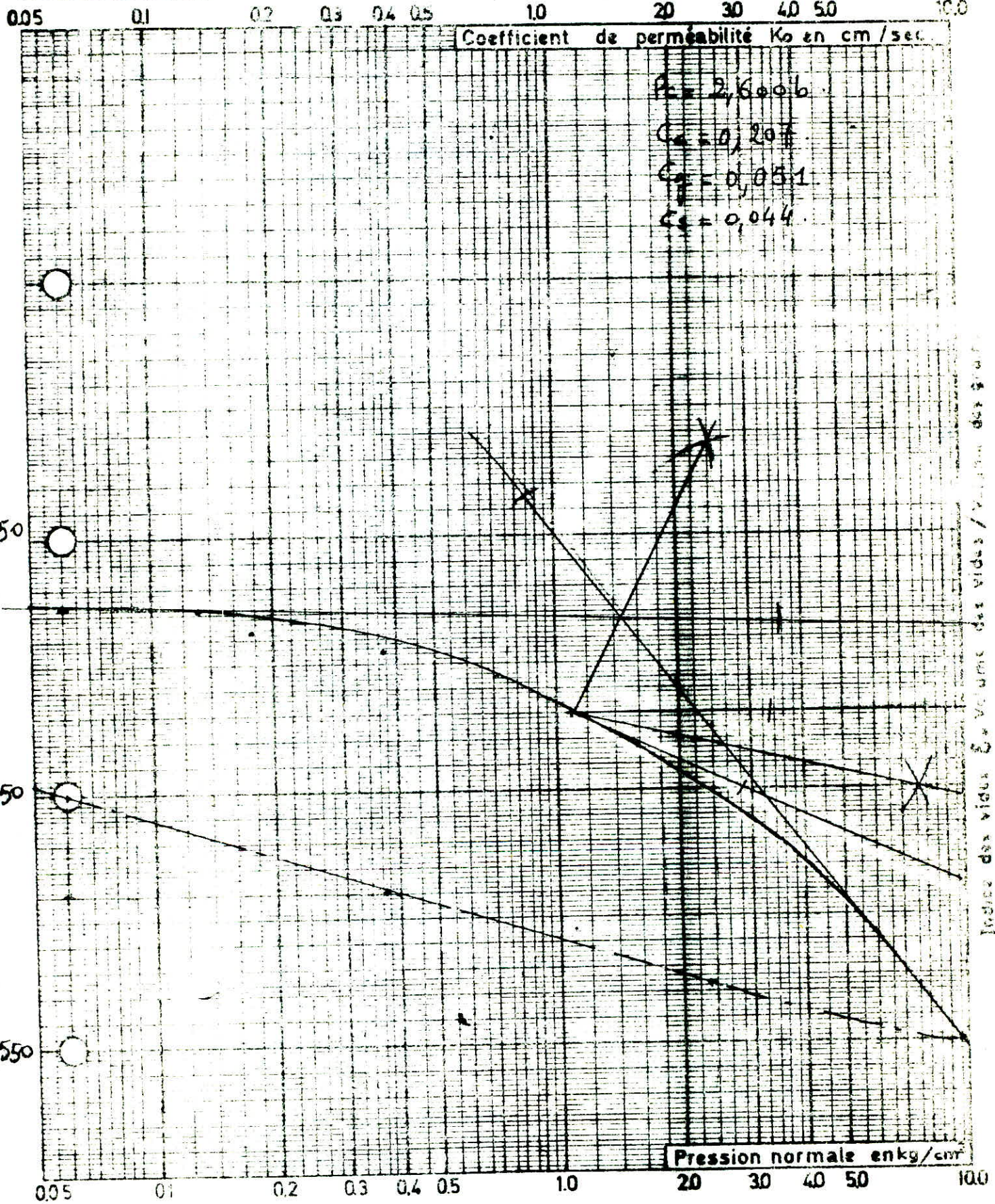
VIADUC EL Harrach RN8.

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: V

Profondeur: 8,00 / 8,70 m.



L.N.T.P.B. Dossier n°:

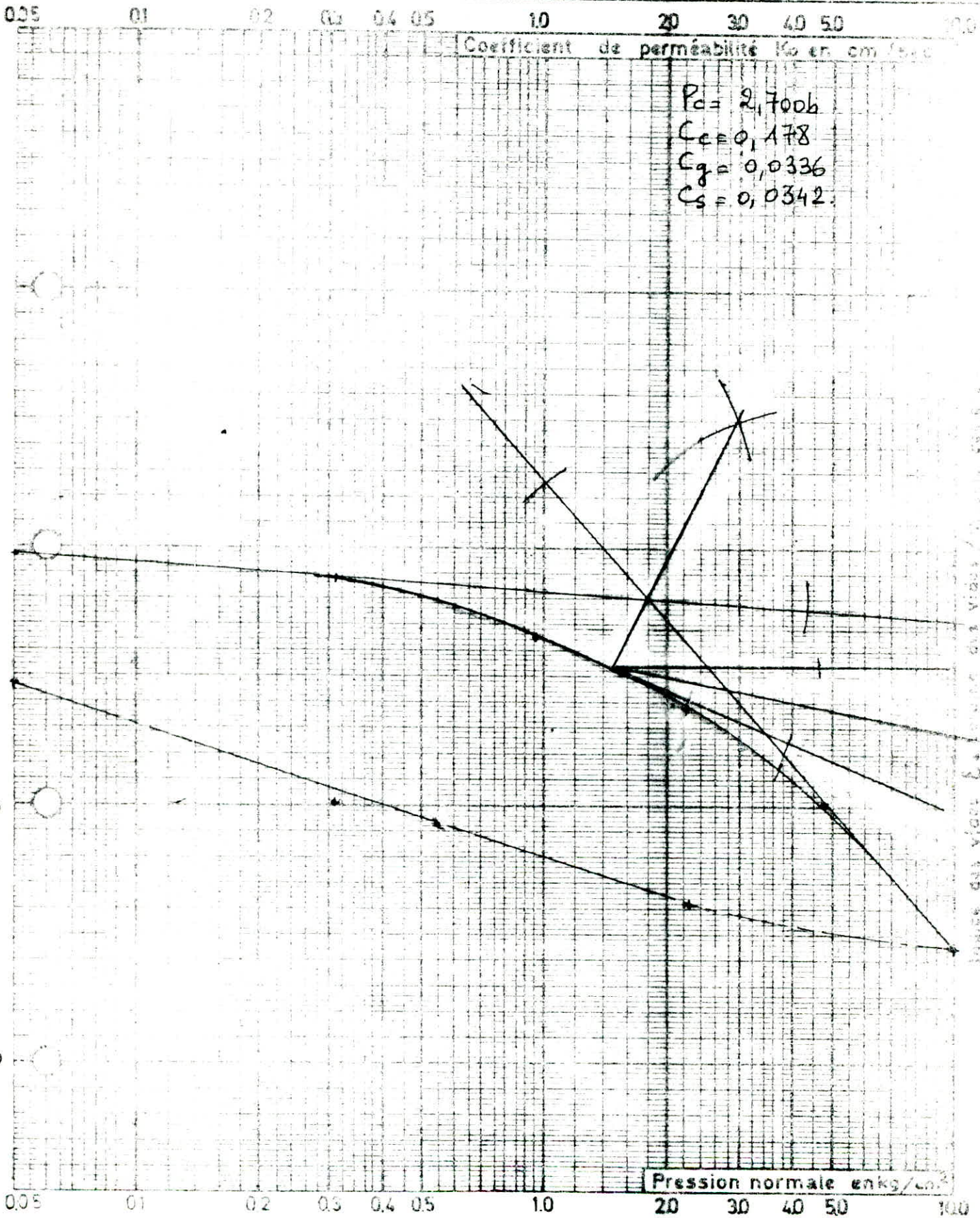
Viaduc El harrach RN8

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: III

Profondeur: 13,50 / 14,20 m



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

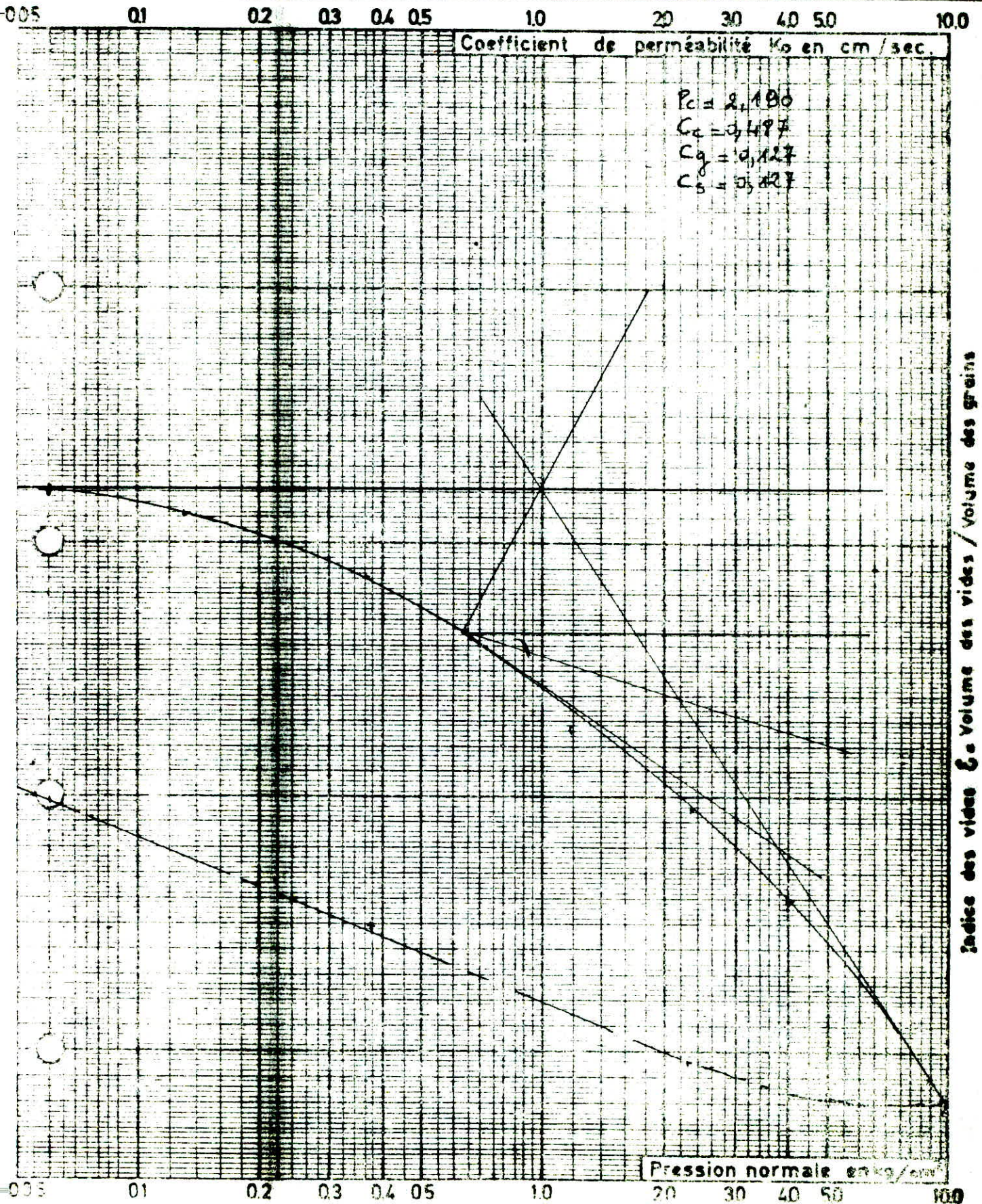
Viaduc El Harrach RN8

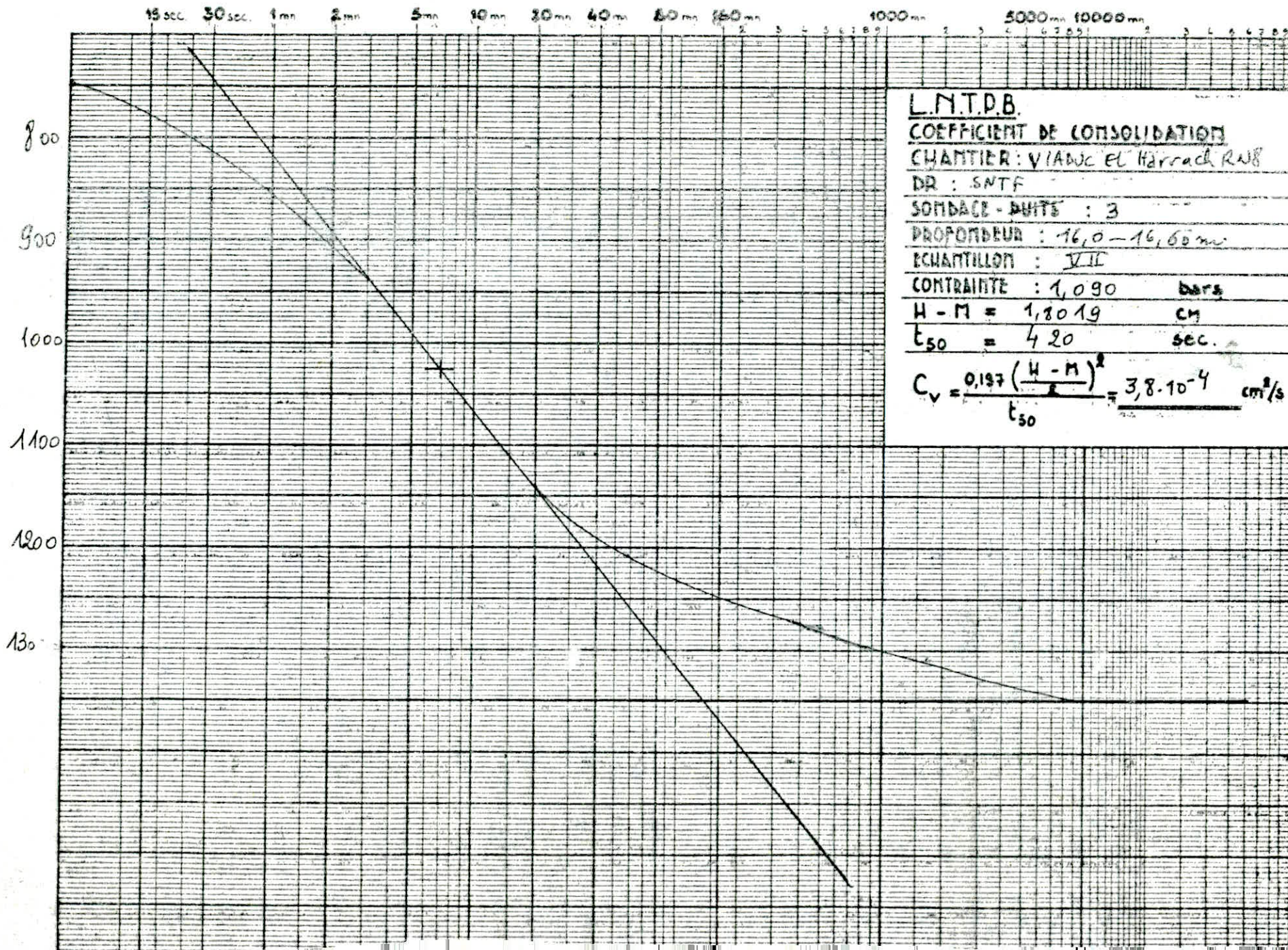
**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage: 3

Echantillon: VII

Profondeur: 16,00 - 16,60 m.





L.N.T.P.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER: VIADUC EL Harrach RNB

DR: SNTF

SONDAGE - BUTE : 3

PROFONDEUR : 16,0 - 16,60 m

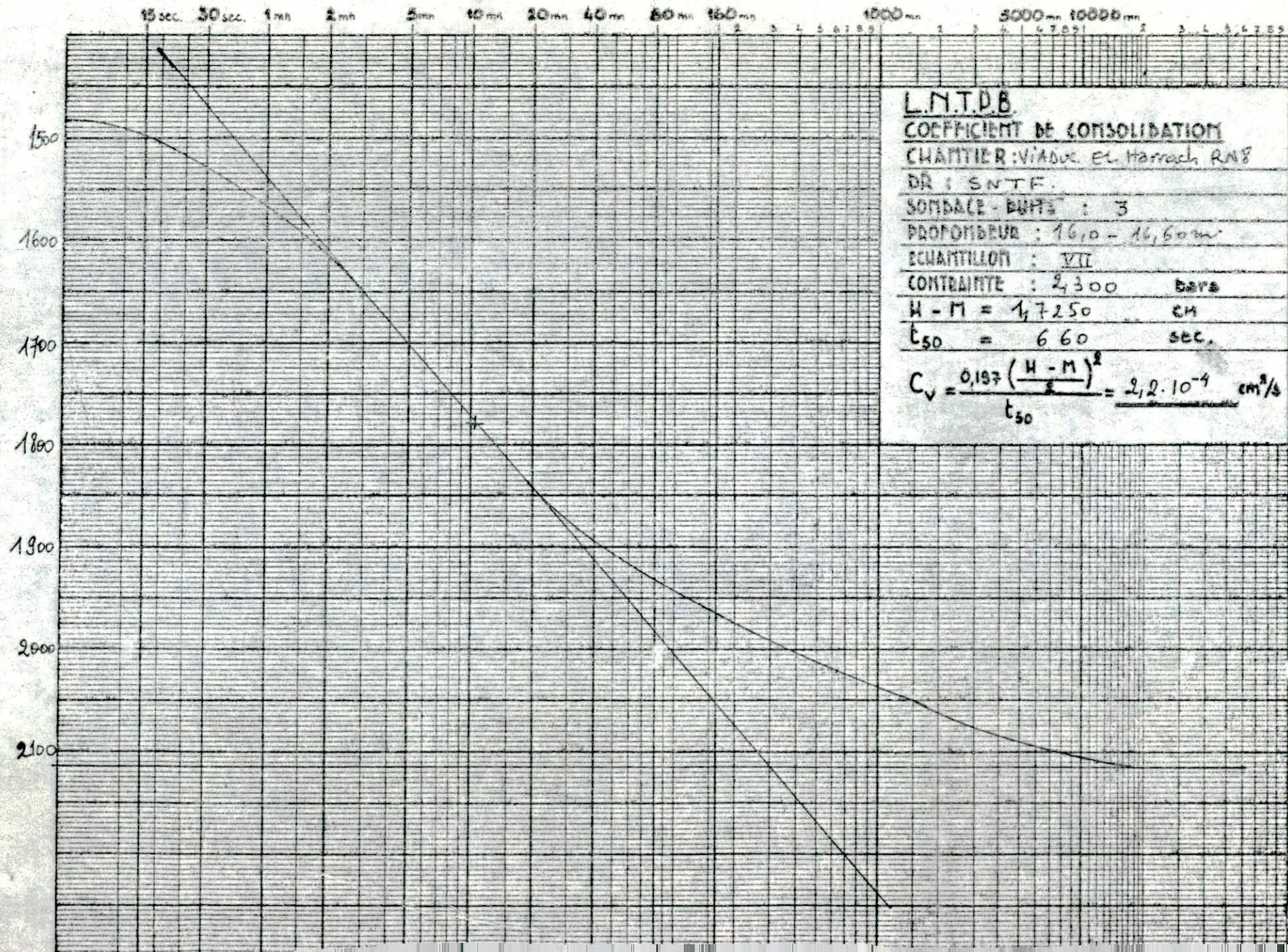
ECHANTILLON : VII

CONTRAINTE : 1,090 bars

H - M = 1,8019 cm

t₅₀ = 420 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H-M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 3,8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$



L.N.T.D.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER: VIADUC EL Harrach RN8

DR: SNTF.

SONDAGE - BHT: 3

PROFONDEUR: 16,0 - 16,60m

ECHANTILLON: VII

CONTRAINTE: 2,300 bars

H - M = 1,7250 cm

t₅₀ = 660 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 2,2 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

L.N.T.P.B. Dossier n°:

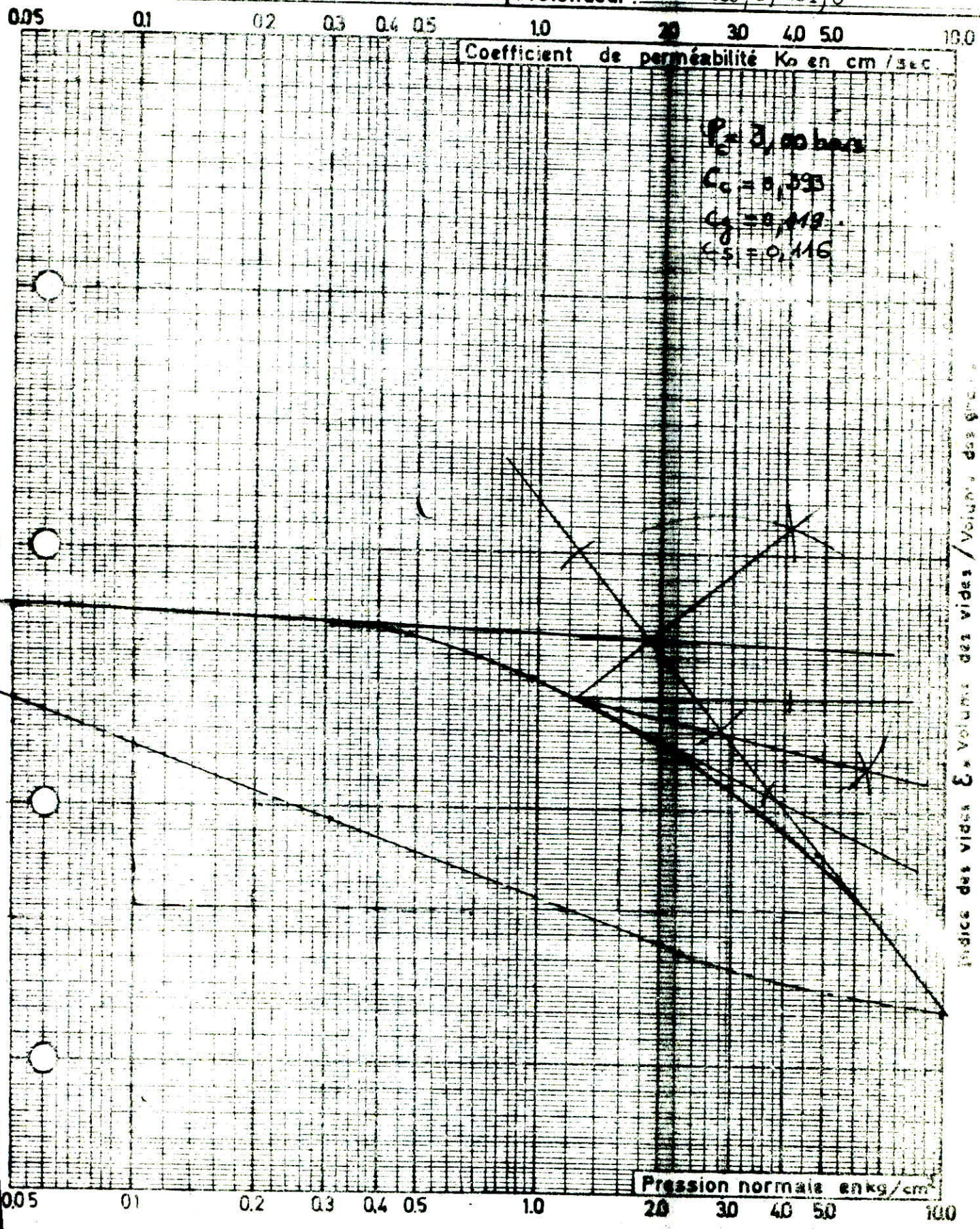
SNTF El Harrach.

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: VIII

Profondeur: 20,0 / 21,0



L.N.T.P.B.

Dossier n°:

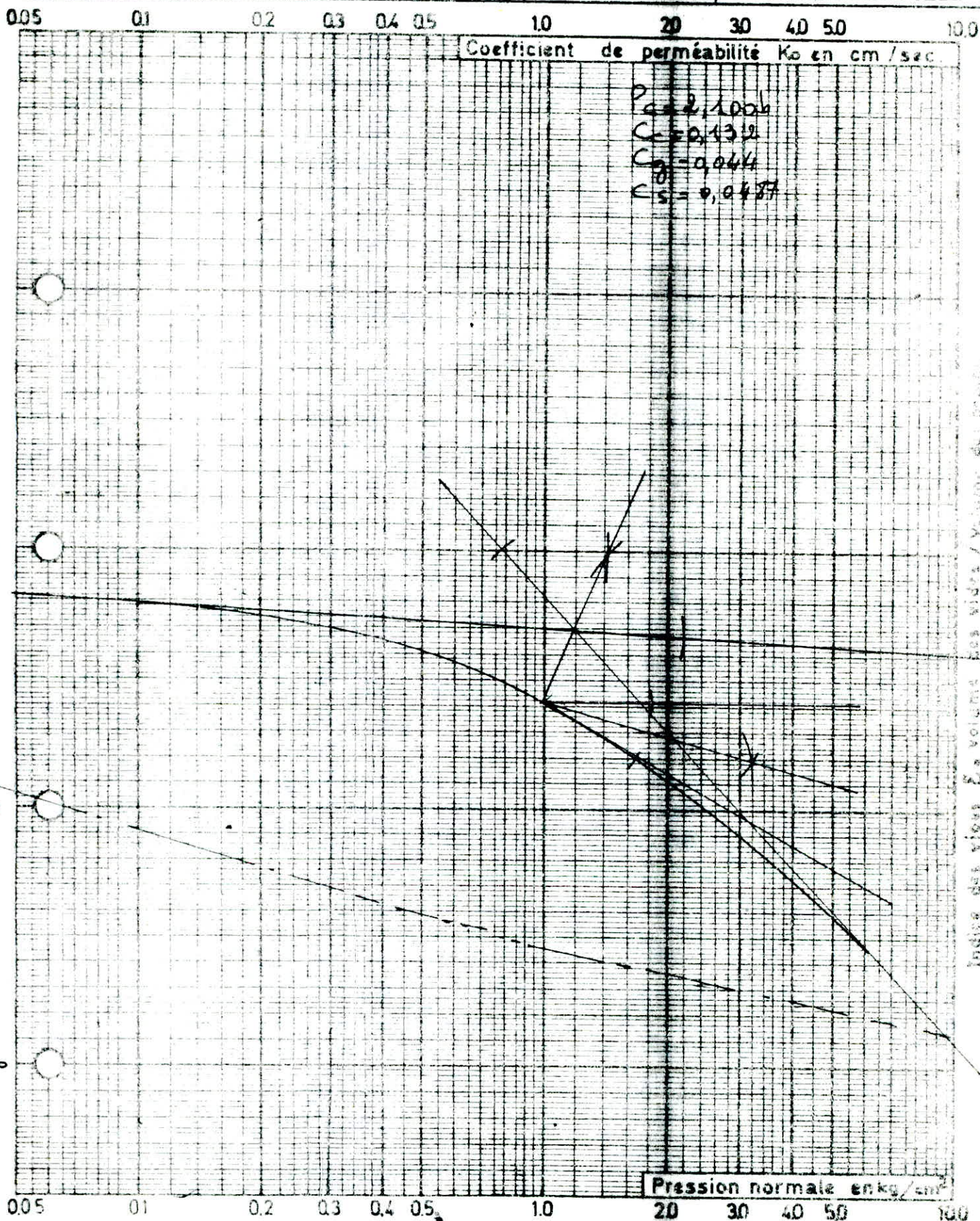
Viaduc Eparrach RNB

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 3

Echantillon: IV

Profondeur: 21,00 - 21,40 m.

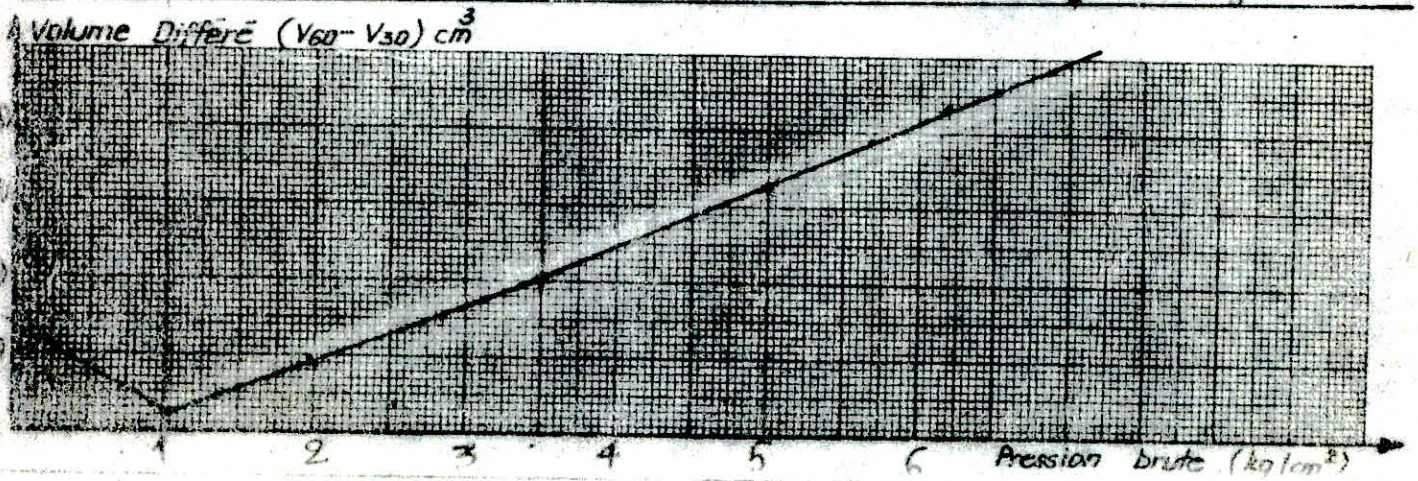
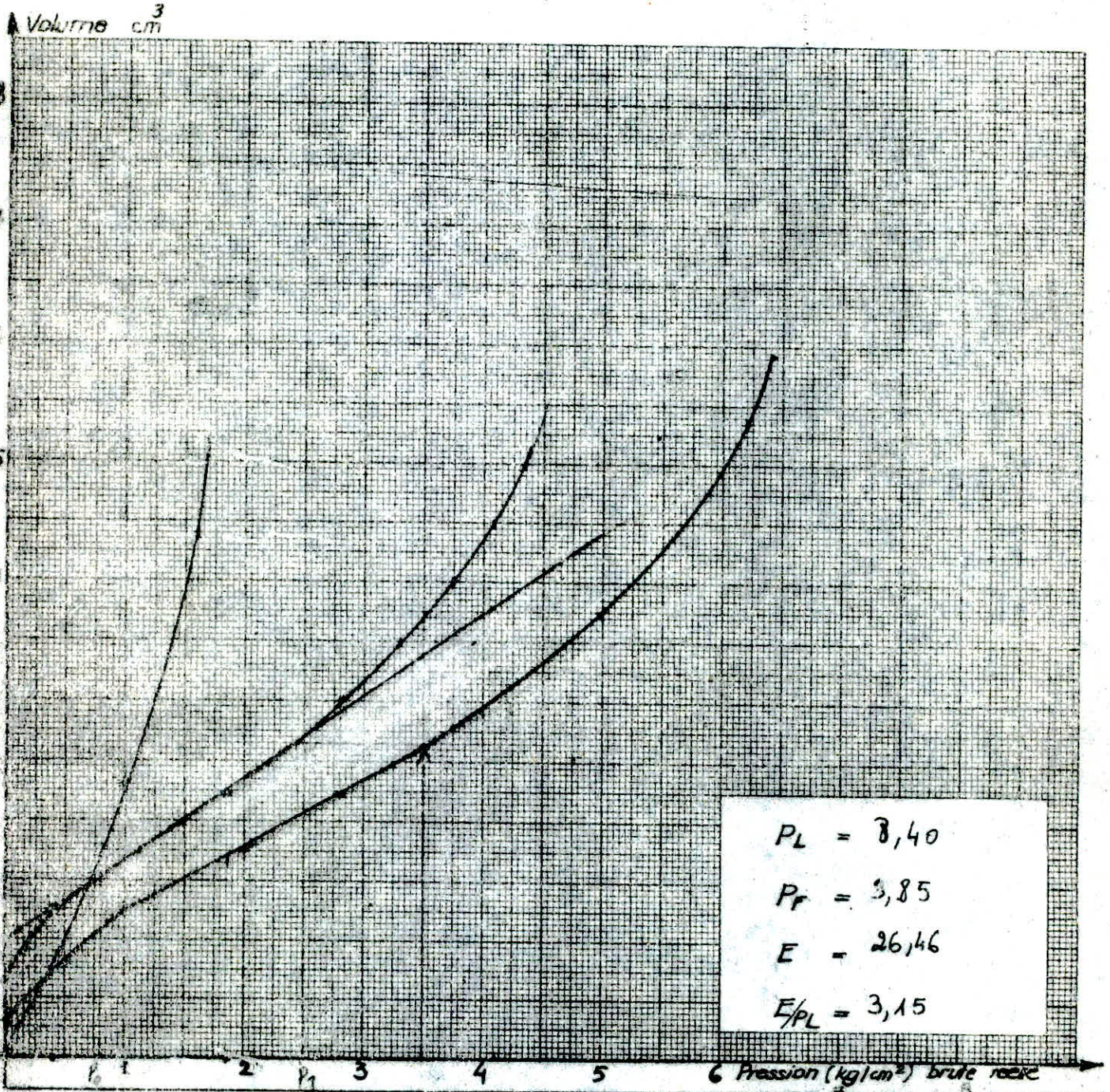


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage.
pressio: S.P1

Prof: 20,00 Dat:

Correction de press. kg/cm^2

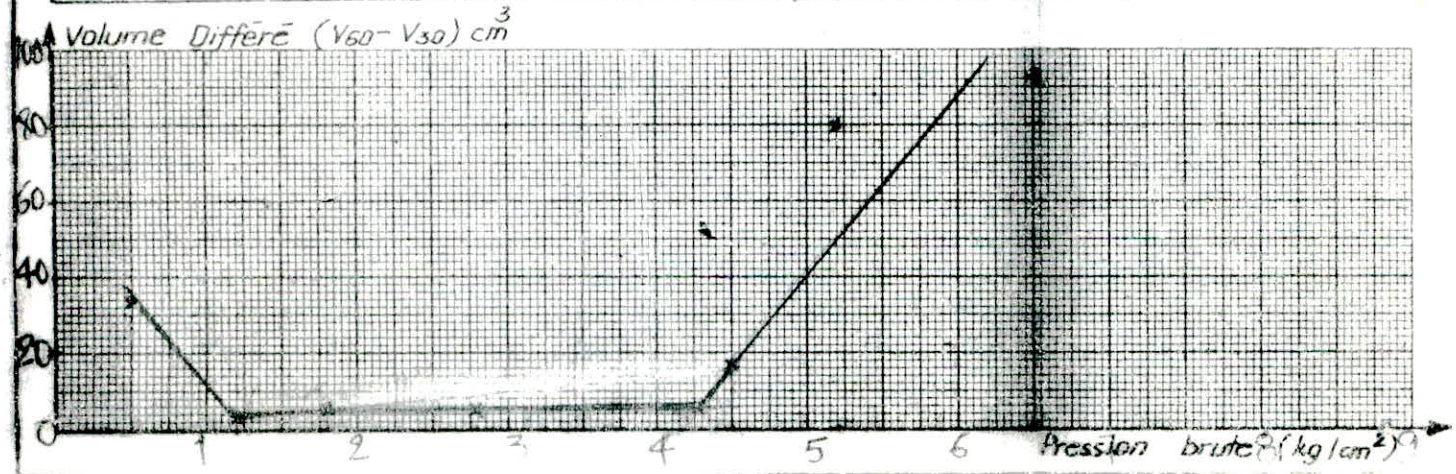
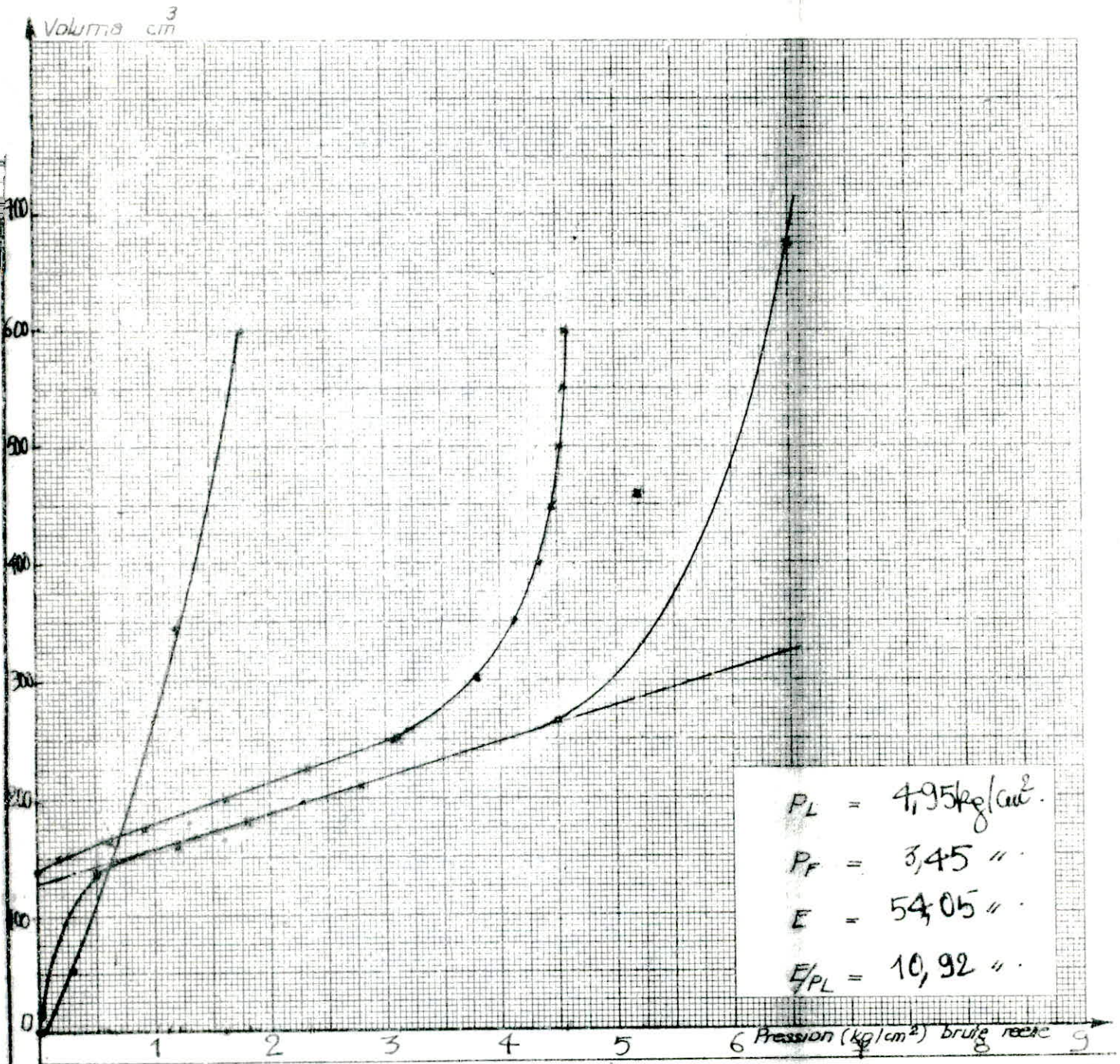


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage tarière
 pressio: $\phi 60GA$
 SP2

Prof: 3,00m Dat: 5/3/86

Correction de press: 0,3 kg/cm²

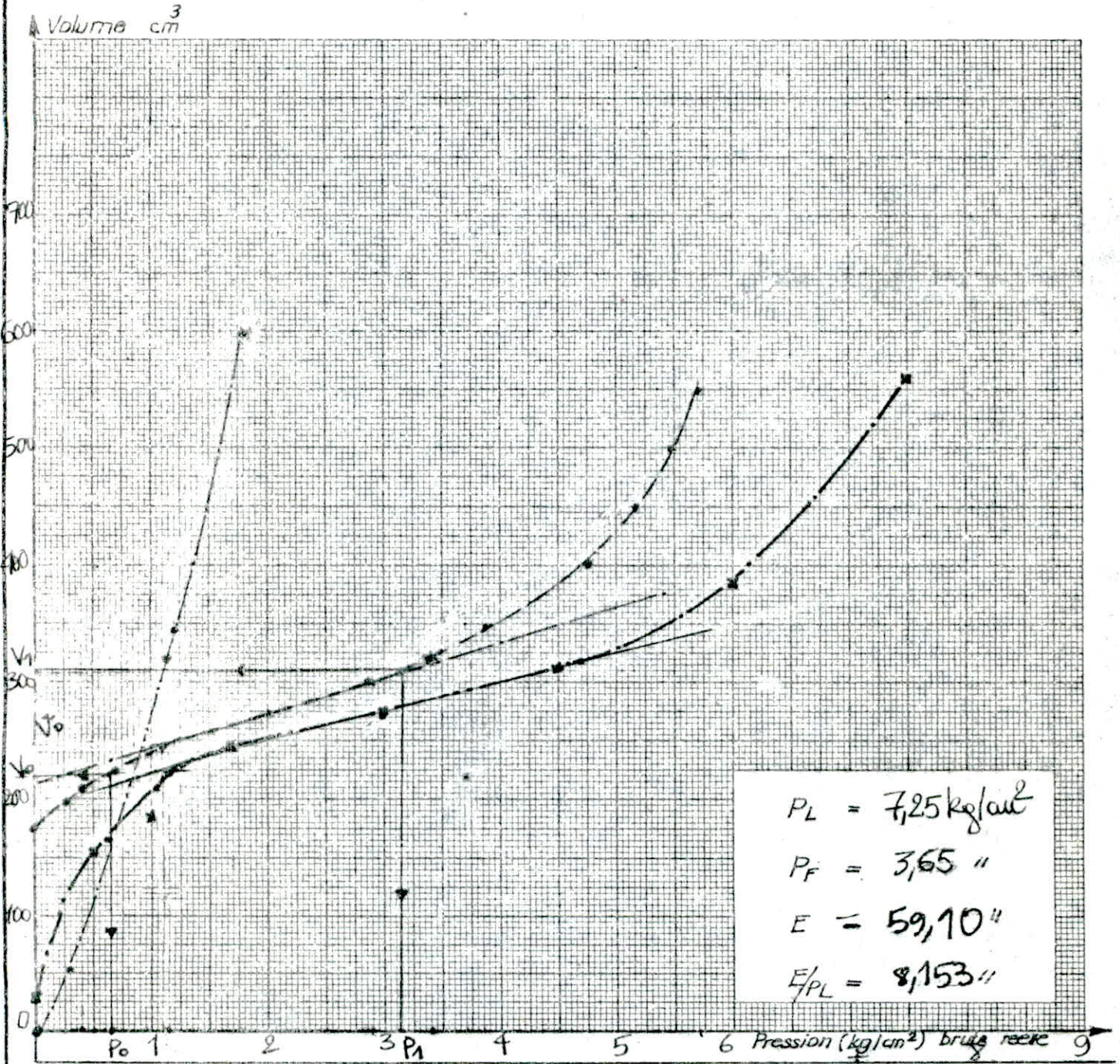


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

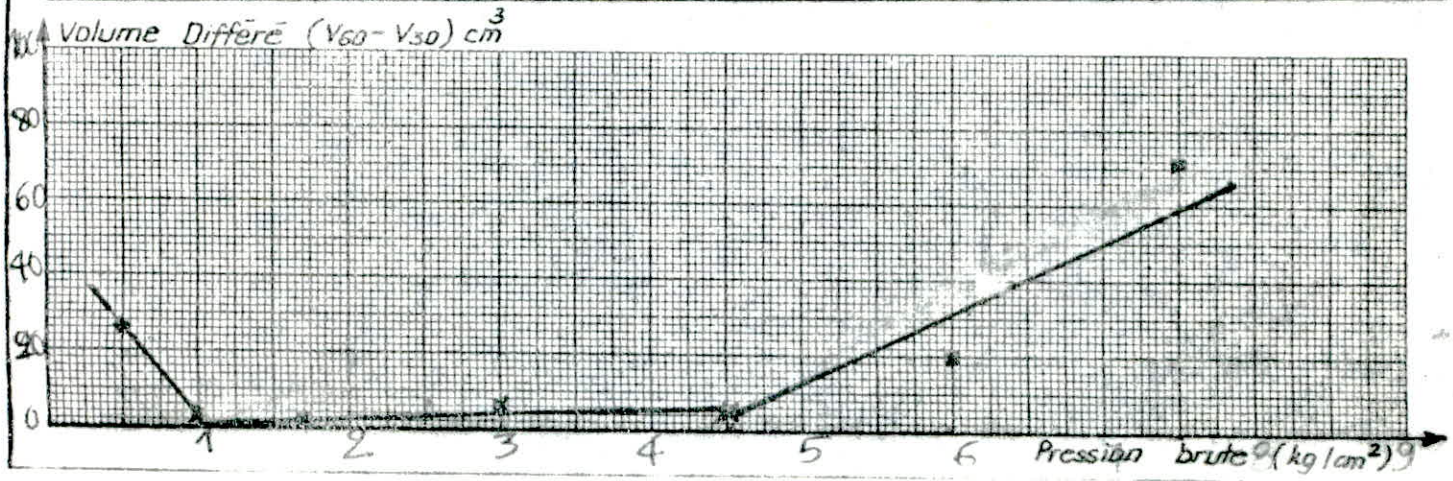
Type: forage, carrière
 pressio: $\Phi 60GA$
 S.P.2

Prof: SPO Dat: 5/03/86

Correction de press: $0,5 \text{ kg/cm}^2$



$P_L = 7,25 \text{ kg/cm}^2$
 $P_F = 3,65 \text{ ''}$
 $E = 59,10 \text{ ''}$
 $E/P_L = 8,153 \text{ ''}$



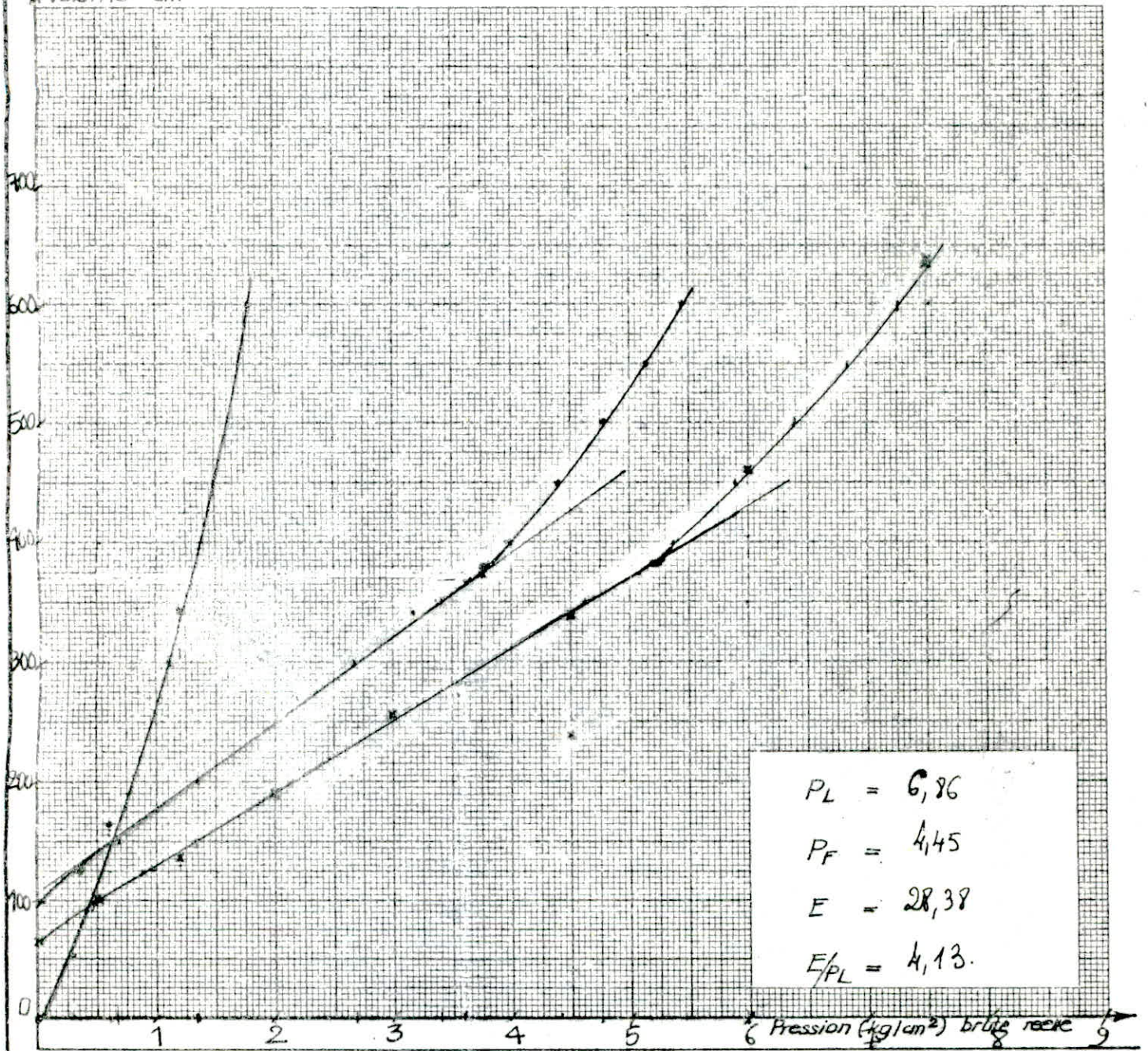
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage. carrière
 pressio: $\Phi 60$ G A.
 SP2

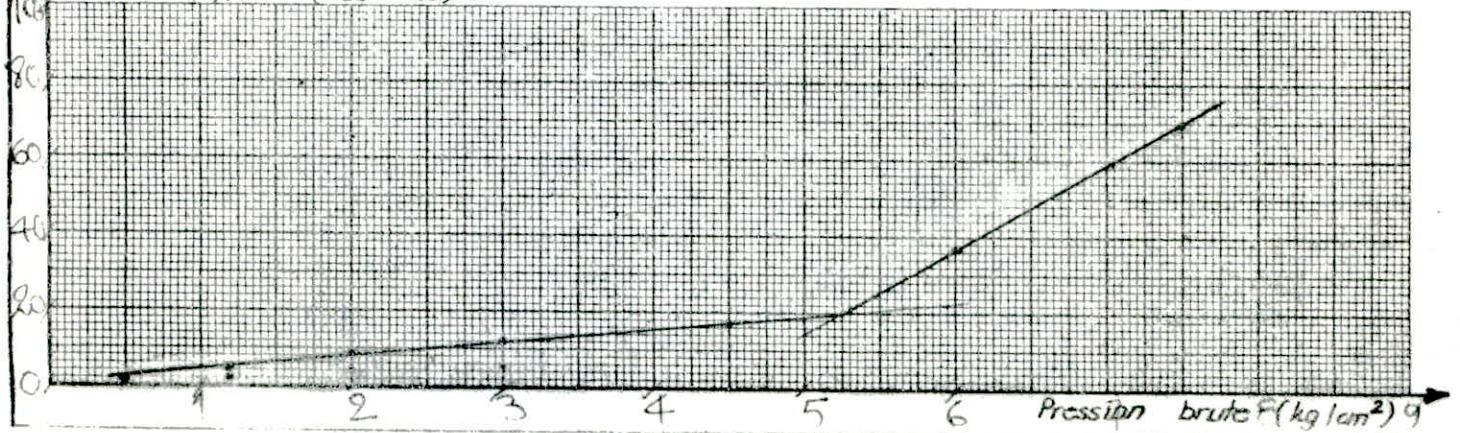
Prof: 7,00 Dat: 5/3/86

Correction de press: 0,7 kg/cm²

Volume cm³



Volume Différé (V₆₀ - V₃₀) cm³

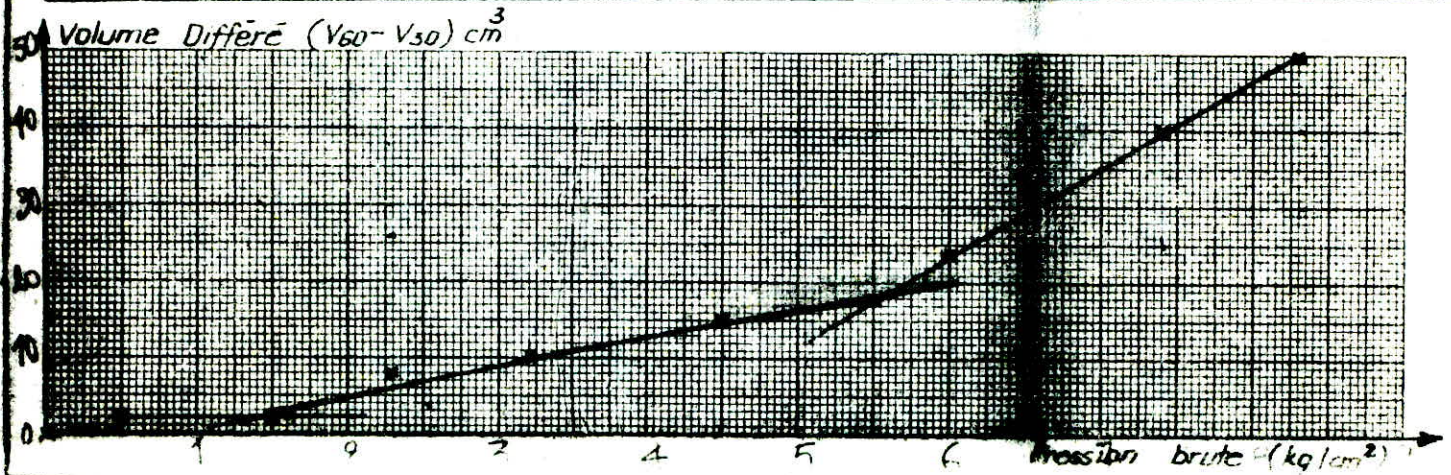
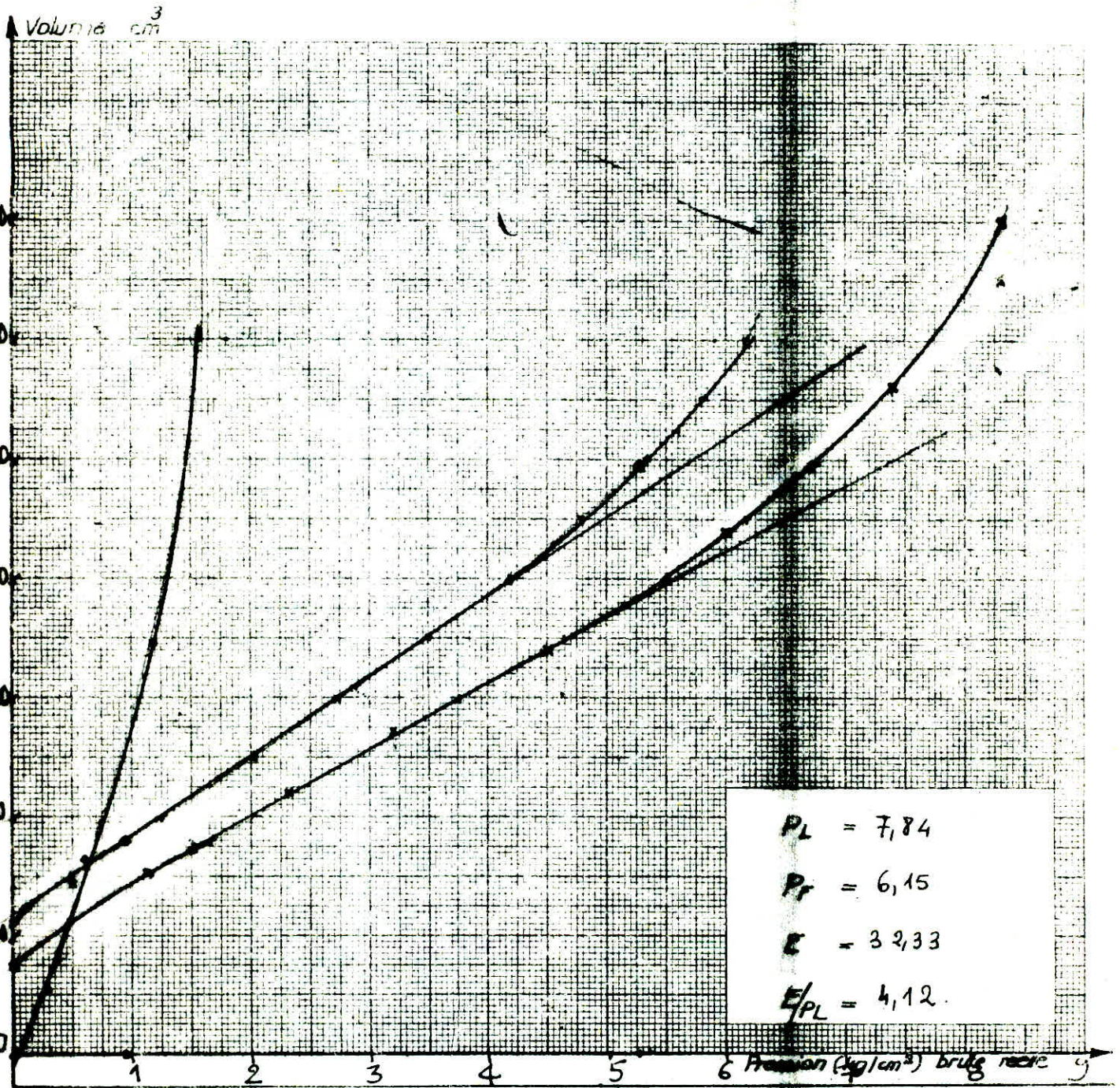


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage barrière
pressio: $\phi 603A$
SP2

Prof: 9,00 Dat: 5/3/86

Correction de press. 0,9 kg/cm²

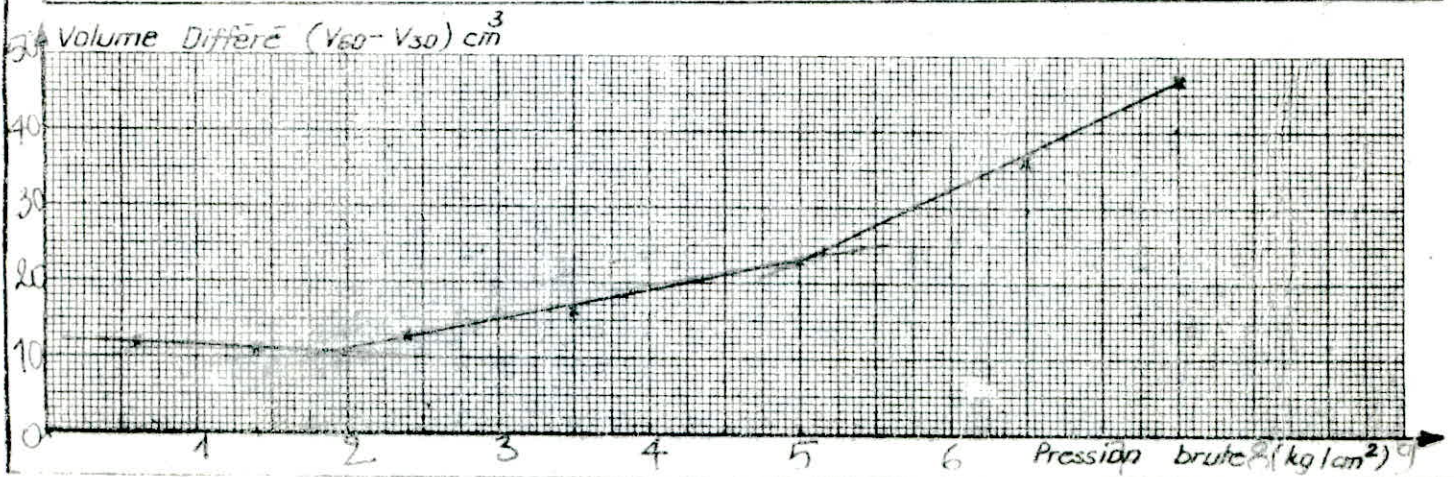
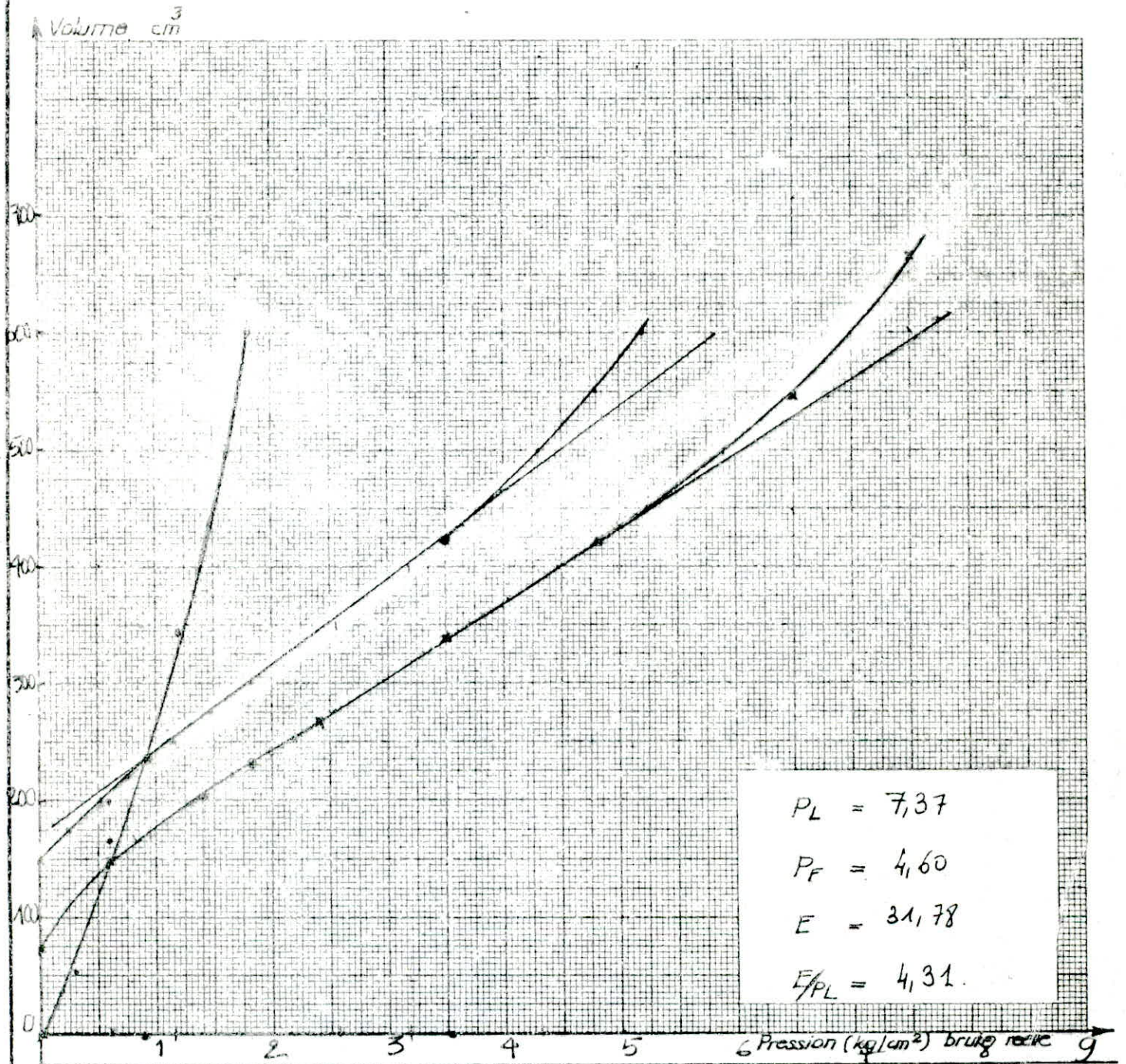


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage: SP2
pressio: $\phi 60GA$.

Prof: M,00 Dat: 5/3/86

Correction de press: 1,1 kg/cm²

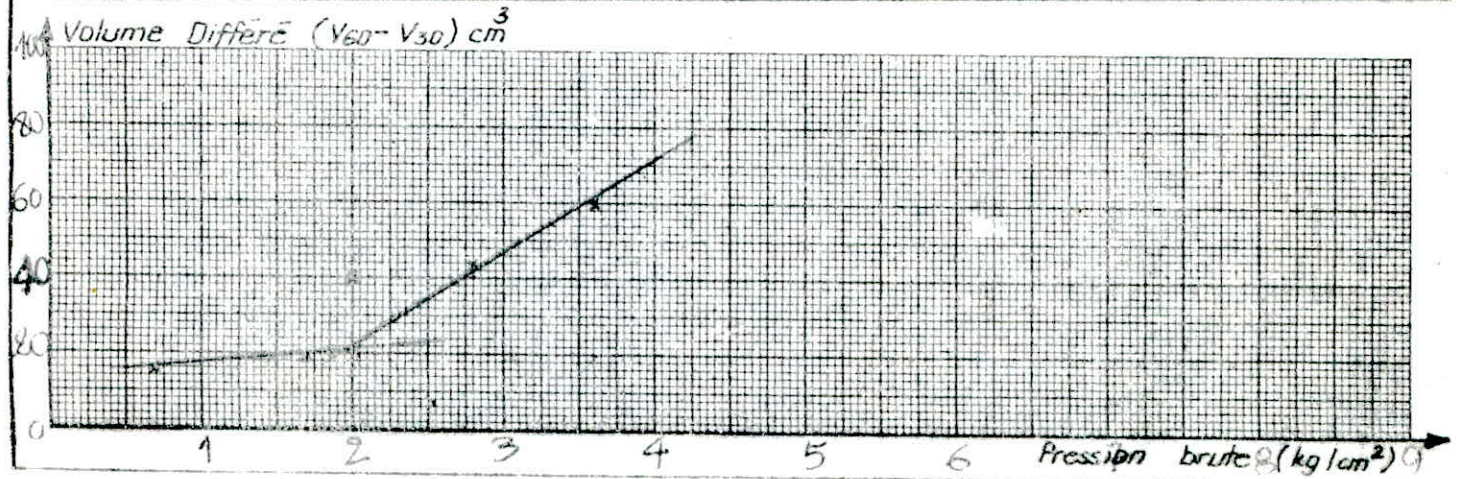
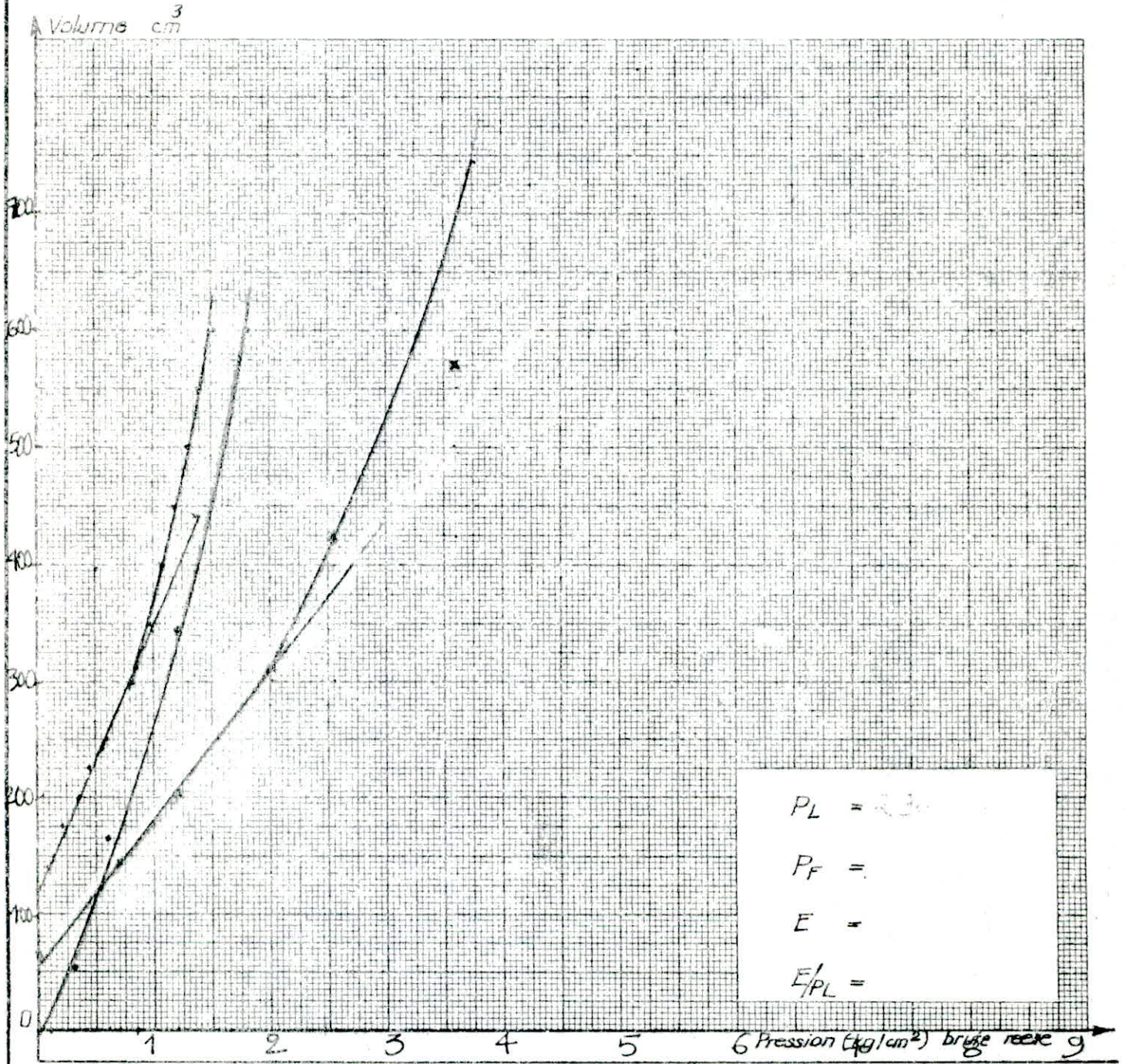


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage tarière
pressio: $\Phi 60GA$
SP2

Prof: 13,00 Dat: 5/3/86

Correction de press: 1,3 kg/cm²



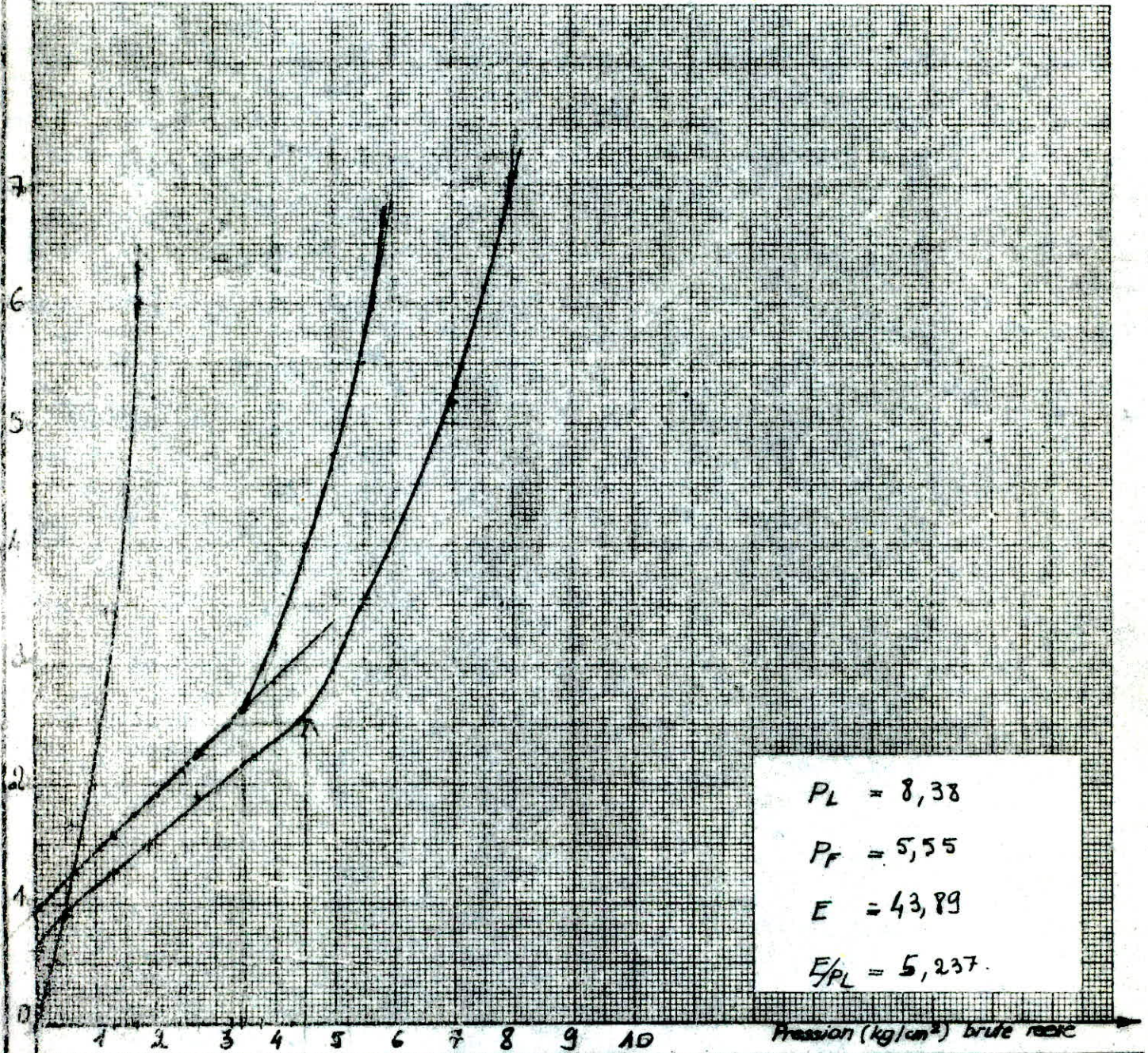
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage: S-P2
pressio: TAR Ø60.

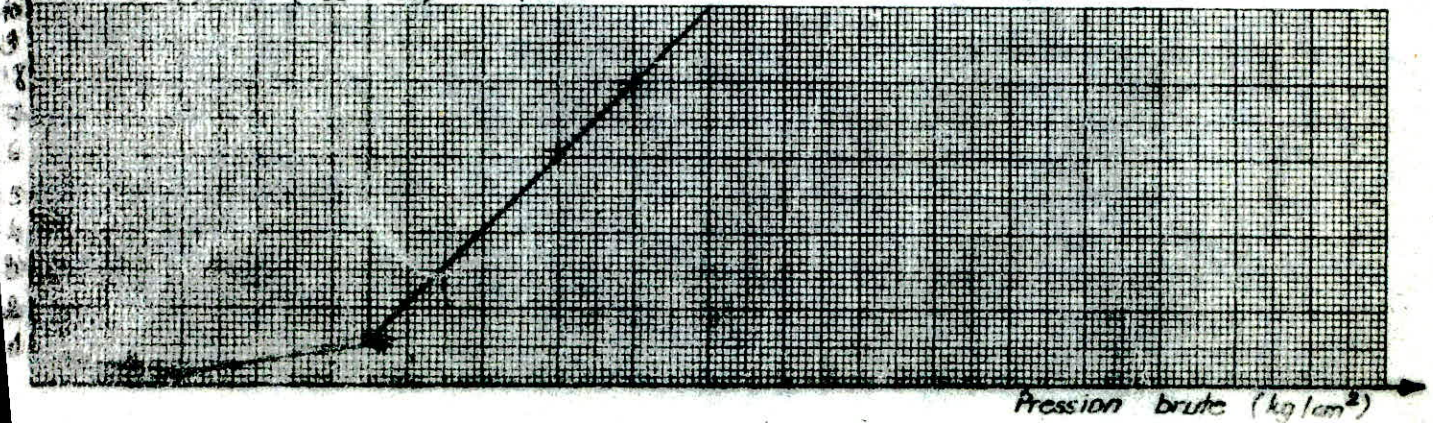
Prof: 21,0^m Dat: 5/03/86

Correction de press. kg/cm^2

Volume $\text{cm}^3 \cdot 10^2$



Volume Différé $(V_{60} - V_{30}) \text{cm}^3 \cdot 10$



Pression brute (kg/cm^2)

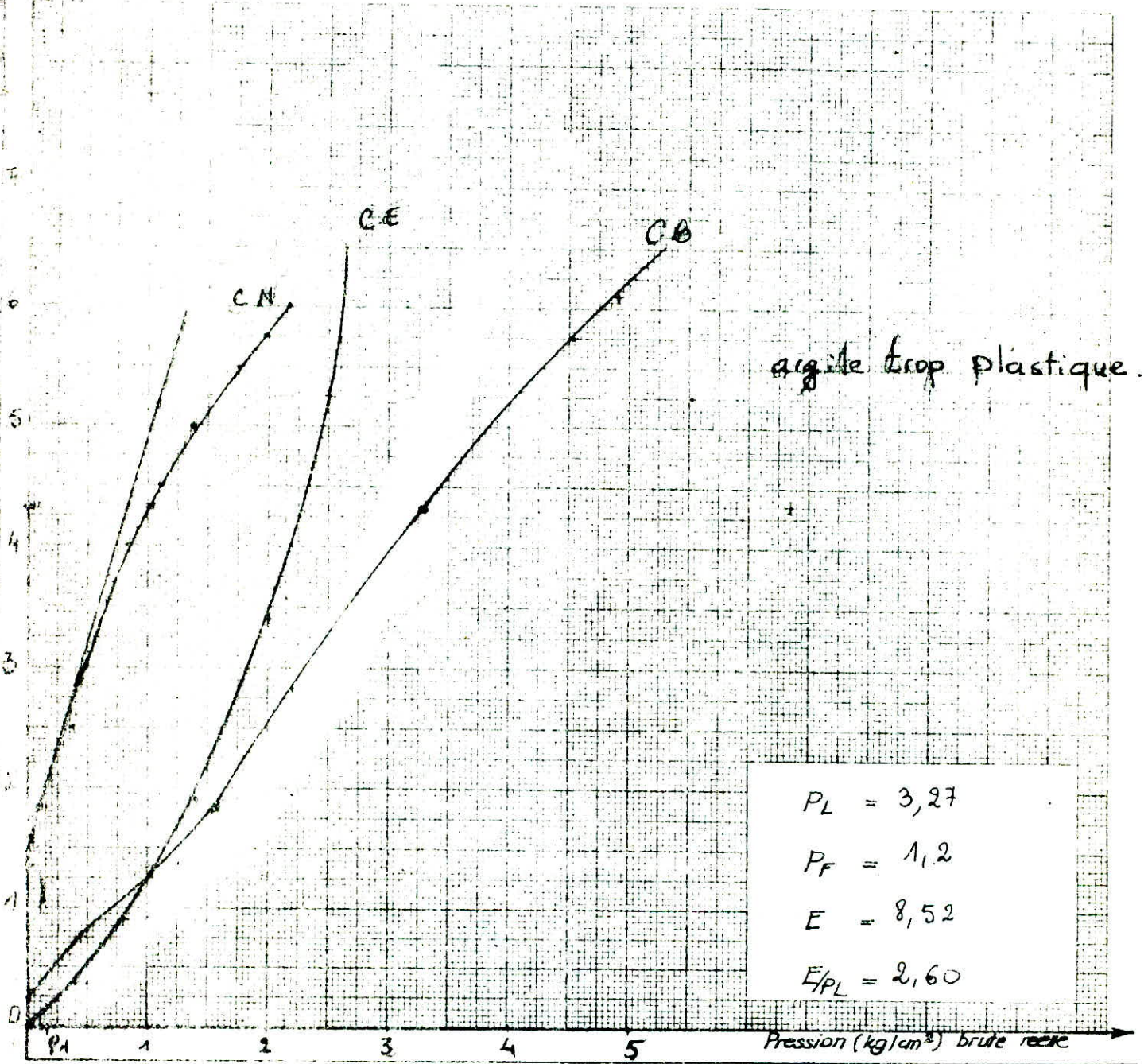
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: torage Battage
pressio:
SP3

Prof: 2,00m Dat: 3/3/76

Correction de press: -99 kg/cm²

$V_{60} - V_{30} \cdot 10^3$



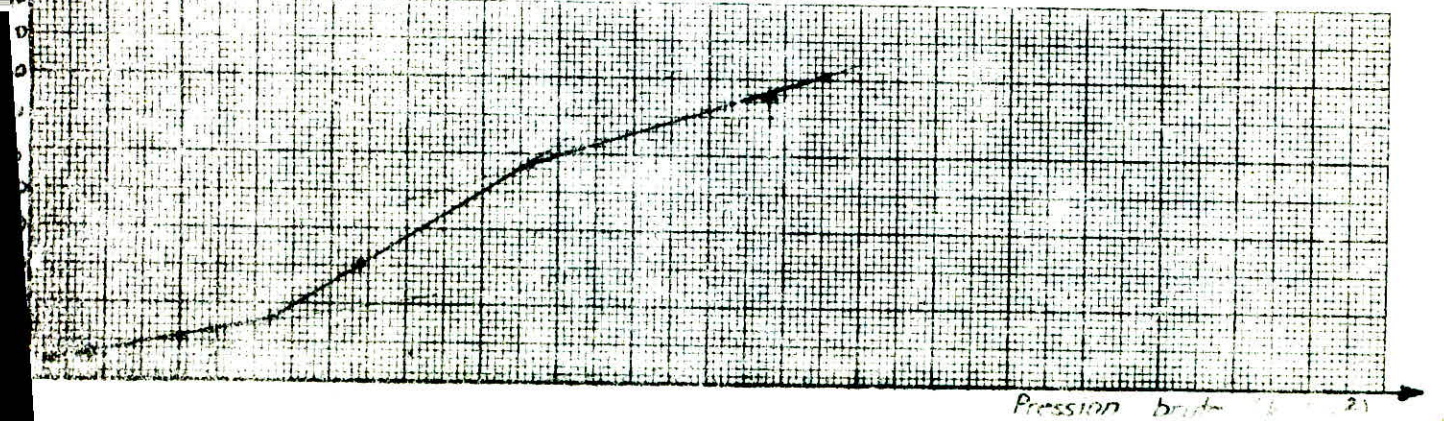
$P_L = 3,27$

$P_F = 1,2$

$E = 8,52$

$E_{PL} = 2,60$

Volume Différé (V₆₀ - V₃₀) cm³



Pression brute (kg/cm²)

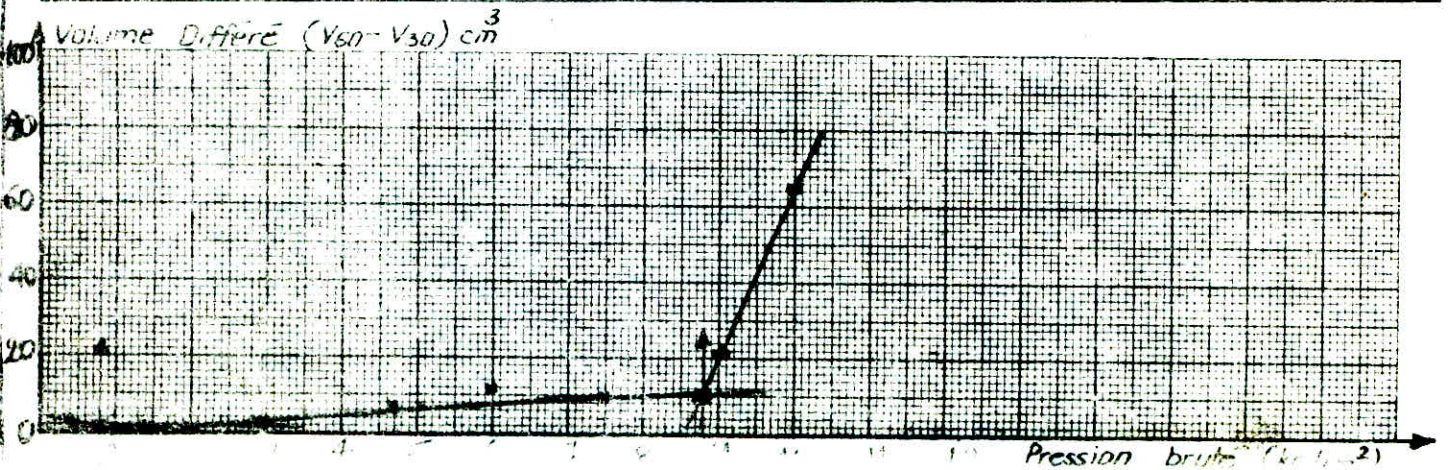
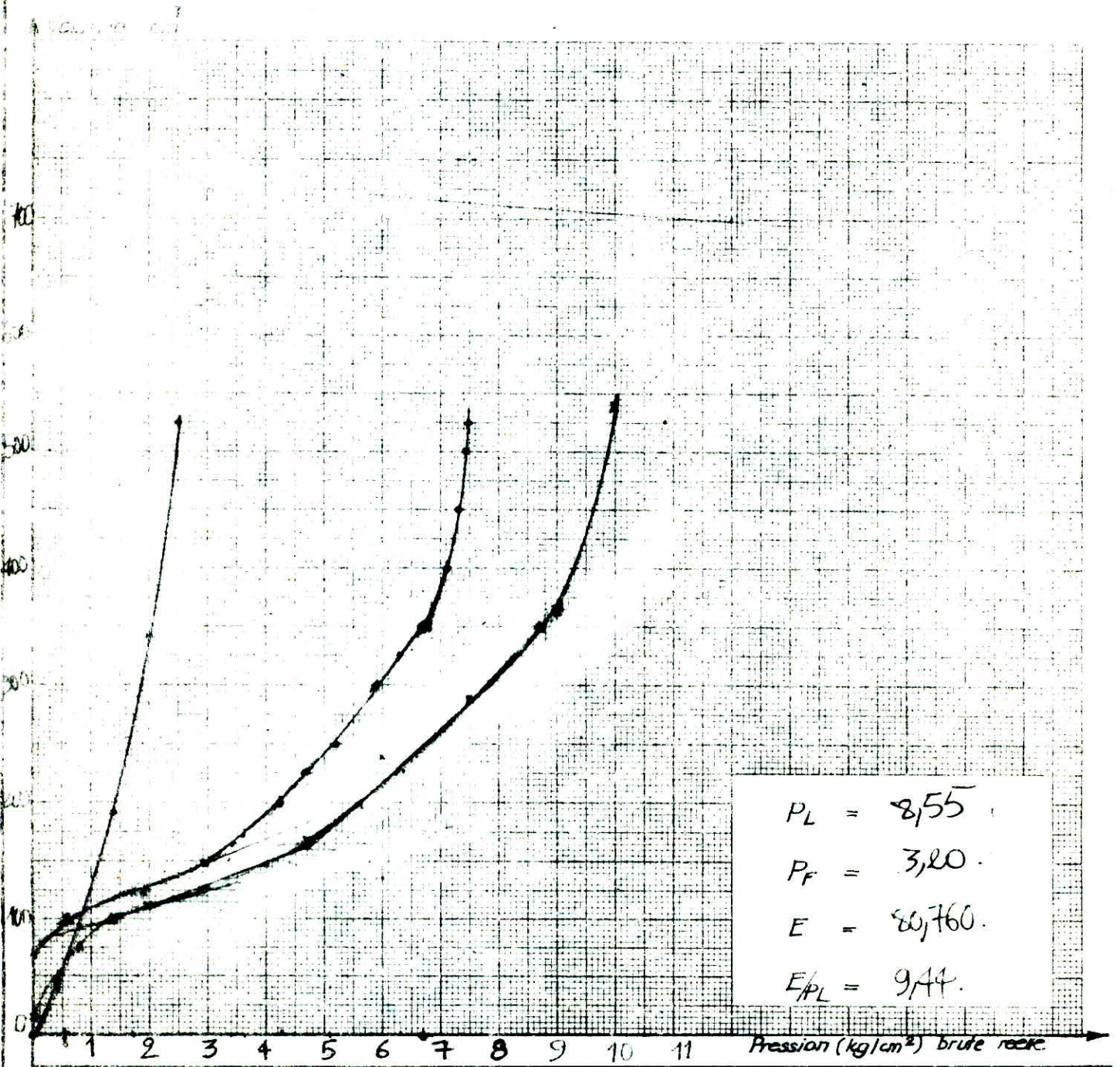
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage Battage 262 coups
 pressio: $\phi 44$ GA.
 SP3

Prof: 3,00

Date: 3/3/86

Correction de press. kg/cm²



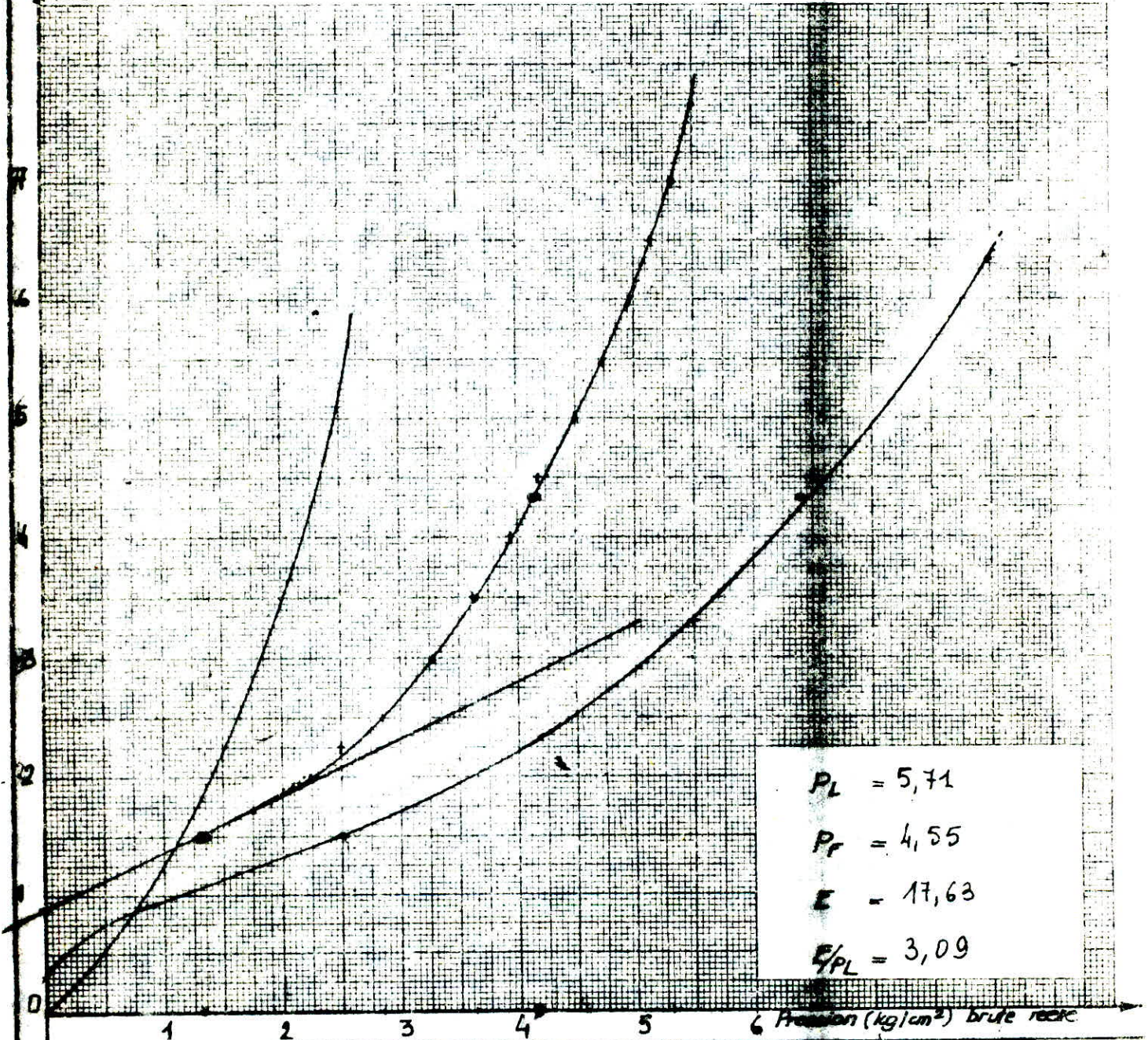
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage Battage
 pressio: ϕ 44 G-A
 S.P.3

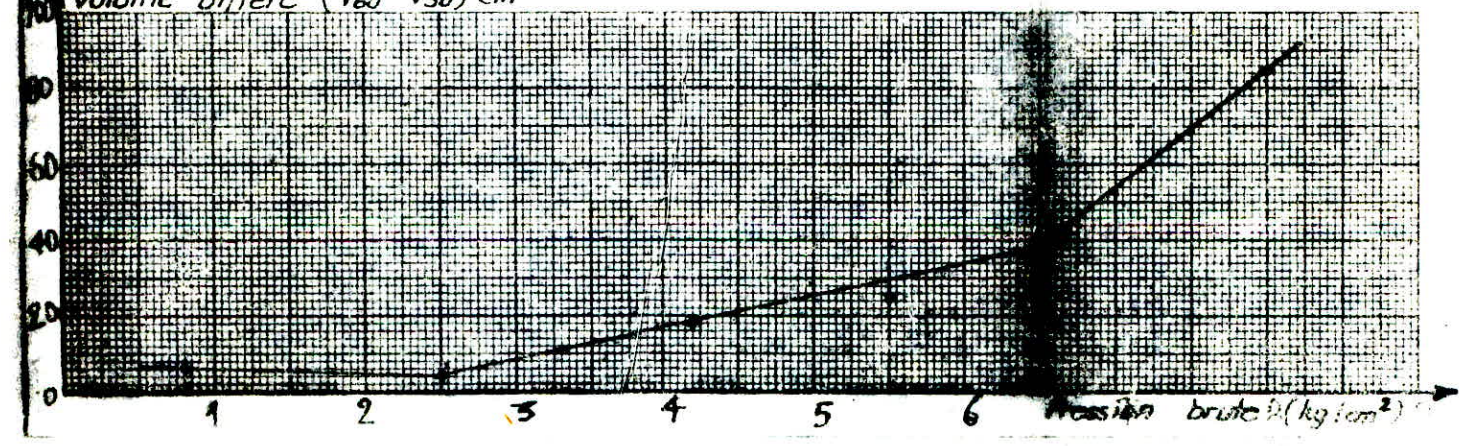
Prof: 4,00 Dat:

Correction de press. -0,7 kg/cm²

Volume cm³ . 10²



Volume Différent (V60 - V30) cm³

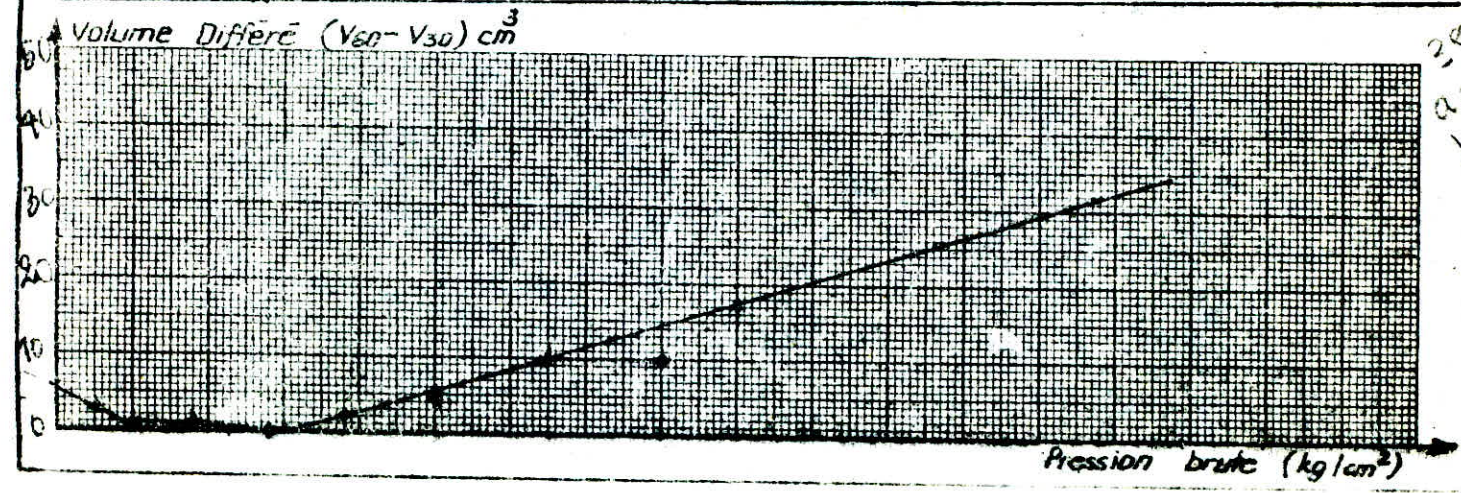
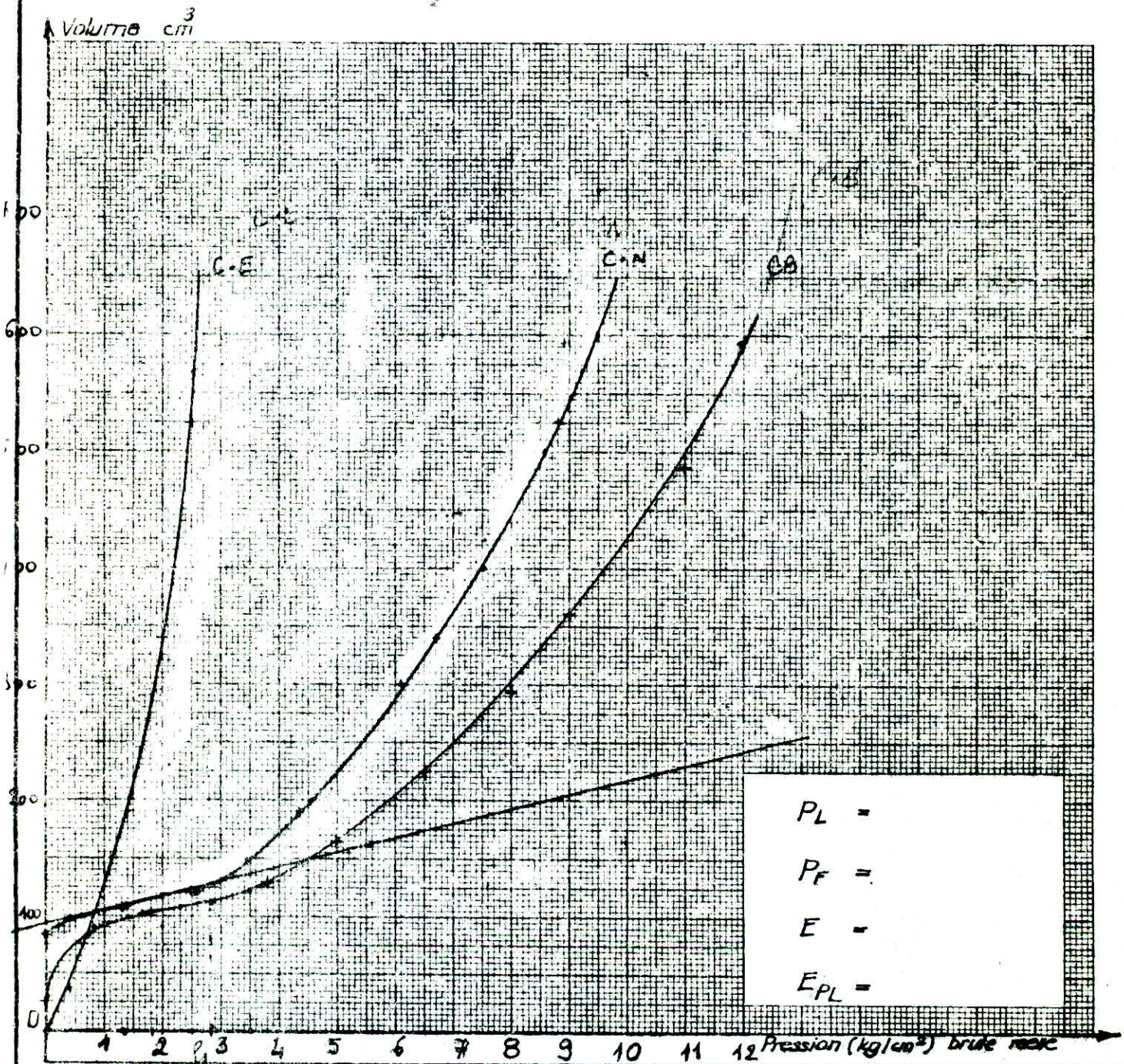


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage. Battage
pressio: S-P3

Prof: 5,00 m Dat: 9/3/86

Correction de press - 9,6 kg/cm²



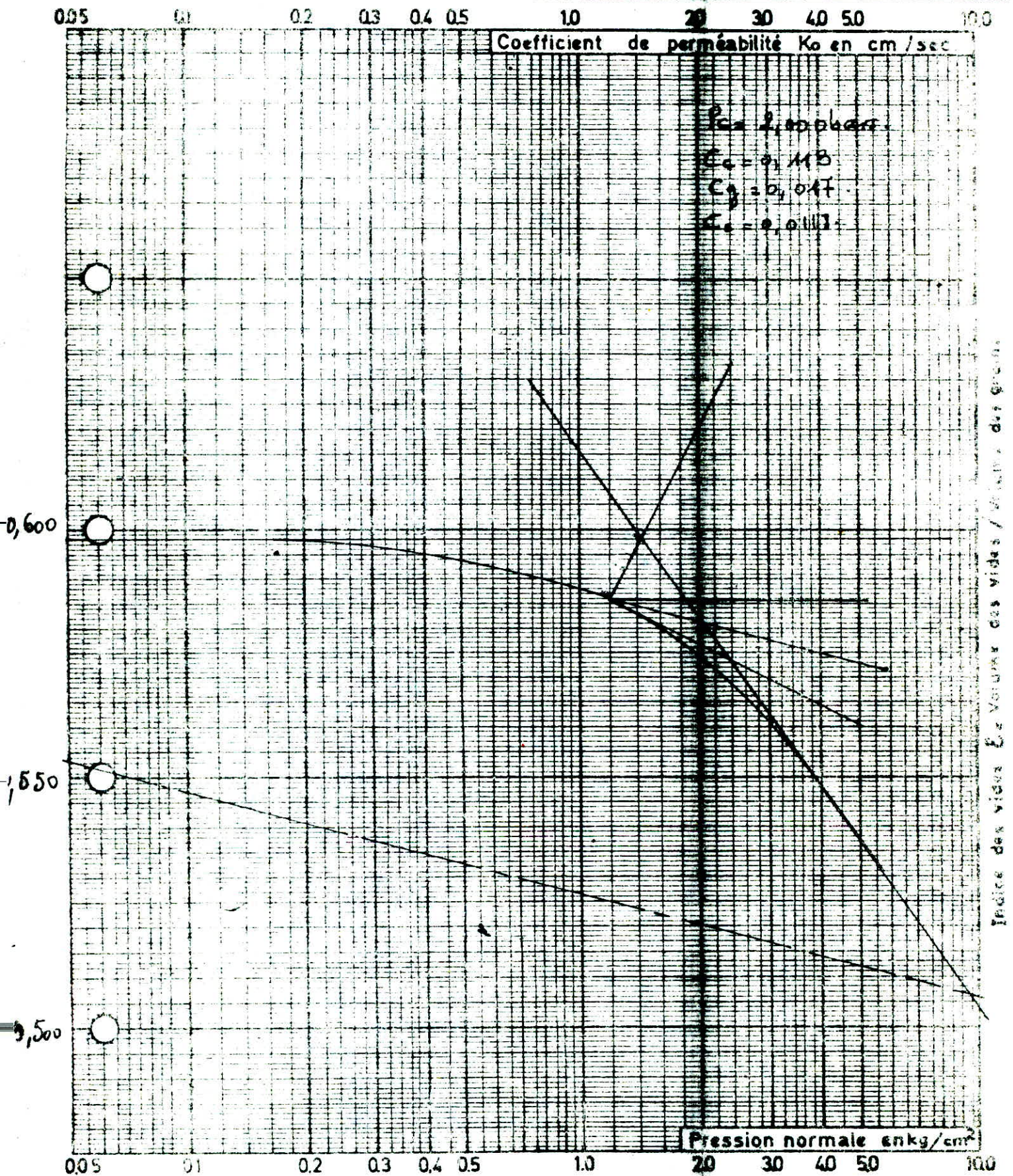
3,8
a = 1,1
b = 2

L.N.T.P.B. Dossier n°:

viaduc El Harrach RN 8

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: 3
Echantillon: II
Profondeur: 23,60 / 23,90 m.



L.N.T.P.B.

Dossier n°: _____

SNTF EL HARRACH

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: _____

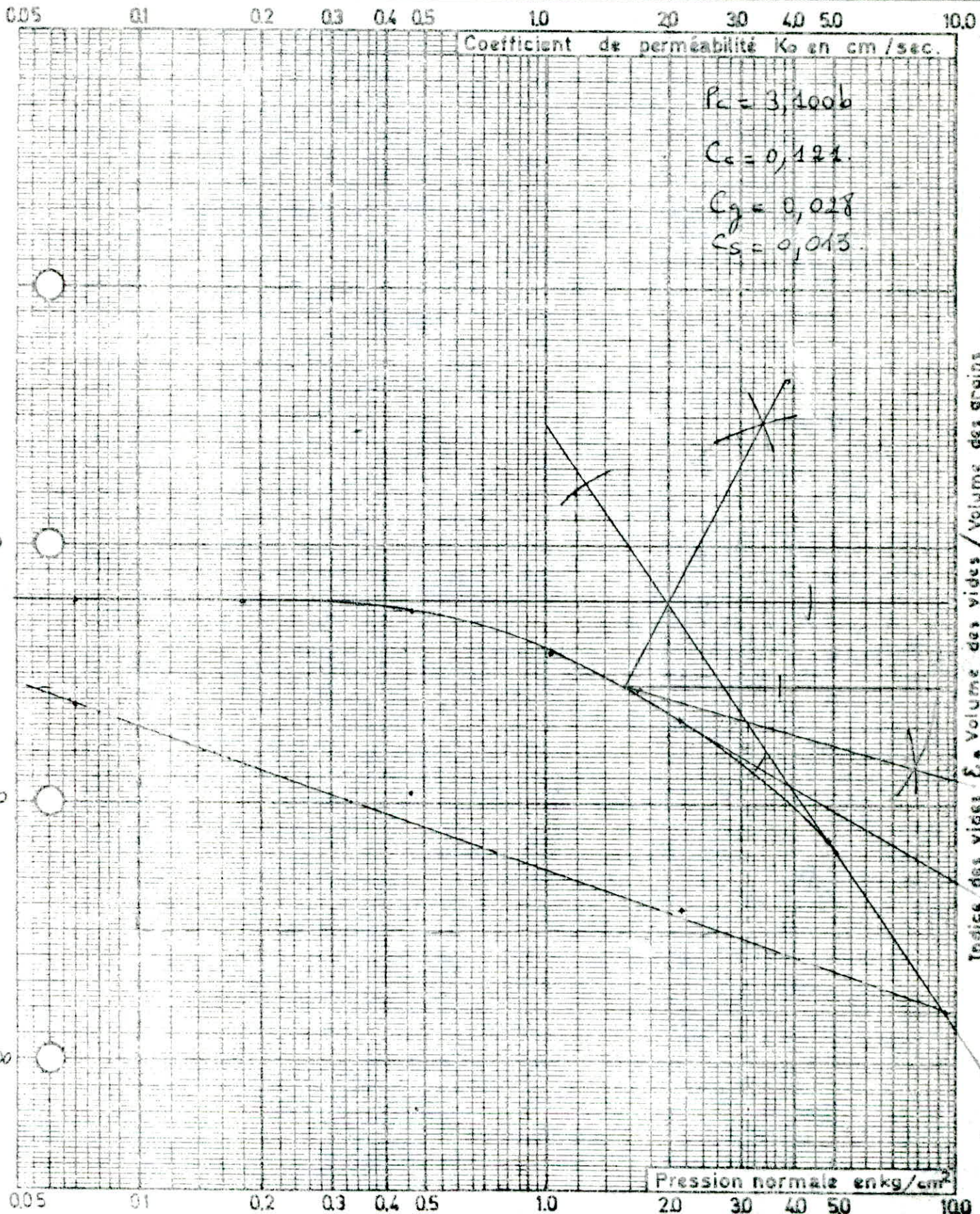
3

Echantillon: _____

IV

Profondeur: _____

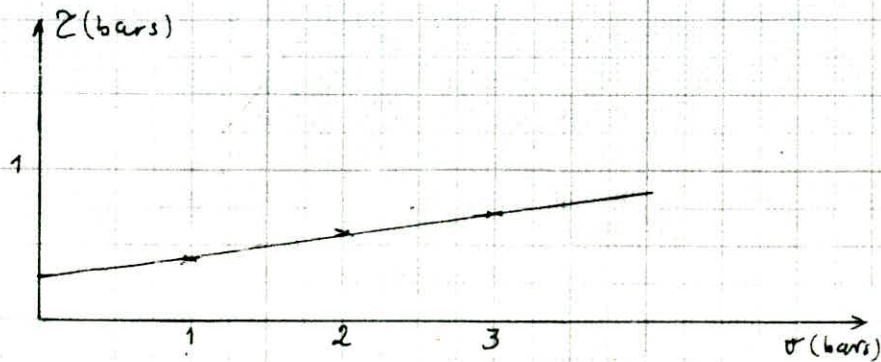
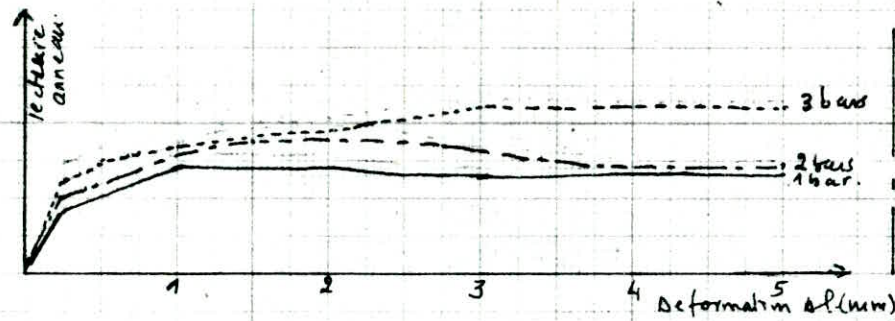
31,0 - 31,5 m.



Sondage : 3 ; Profondeur 16,00/16,60 m.

Essai : UU saturé
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/min.
 Boîte : 6x6 M 80

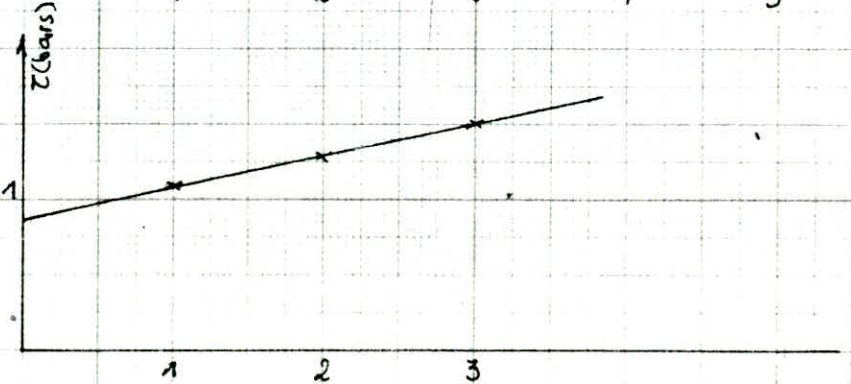
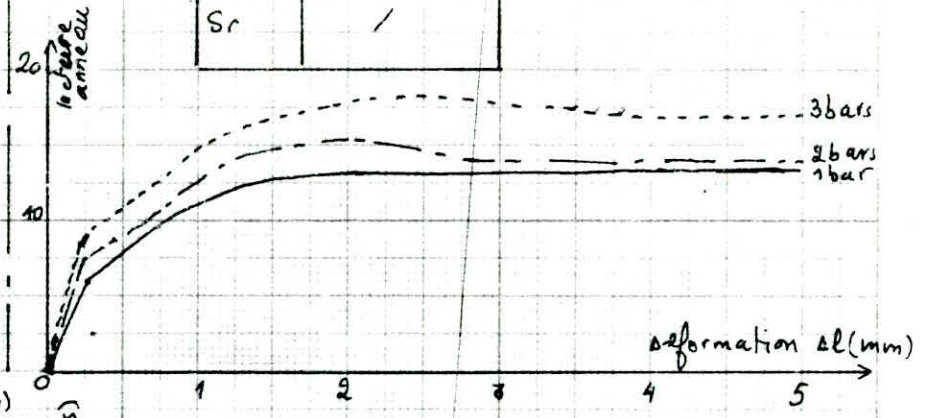
| | |
|----------------|-----------------------|
| C | 0,300 bars |
| φ | 11,5° |
| W: | 36,11% |
| W _f | / |
| γ_d | 1,34 T/m ³ |
| S _r | 96,55% |



Sondage : 1 ; Profondeur : 3,00/3,50 m

Essai : UU saturé
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/min
 Boîte circulaire : M 80 Ø60

| | |
|----------------|------------|
| C | 0,850 bars |
| φ | 12° |
| W: | 23,86% |
| W _f | 26,62% |
| γ_d | / |
| S _r | / |



$R_{c\ sat}$

SC 3 Profondeur 8,00-8,70 m.

$$W_i = 21,95\%$$

$$W_f = 23,2\%$$

$$R_{c\ sat} = 3,665\ \text{bars}$$

$$V = 1\ \text{mm/mm}$$

$R_{c\ pat}$

SC 3 profondeur 20,0-21,0 m.

$$W_i = 31,45\%$$

$$W_f = 33,0\%$$

$$R_{c\ sat} = 1,402\ \text{b.}$$

$$V = 1\ \text{mm/mm}$$

$R_{c\ kat}$

SC 3 profondeur 4,00-5,00 m.

$$W_i = 20,8\%$$

$$W_f = 21,5\%$$

$$R_{c\ kat} = 3,145\ \text{b.}$$

$$V = 1\ \text{mm/mm}$$

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : EL Harrach SNTF

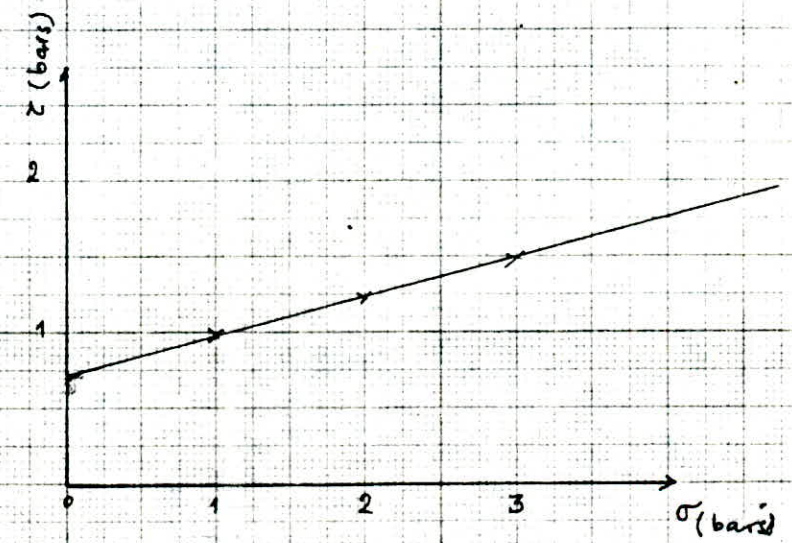
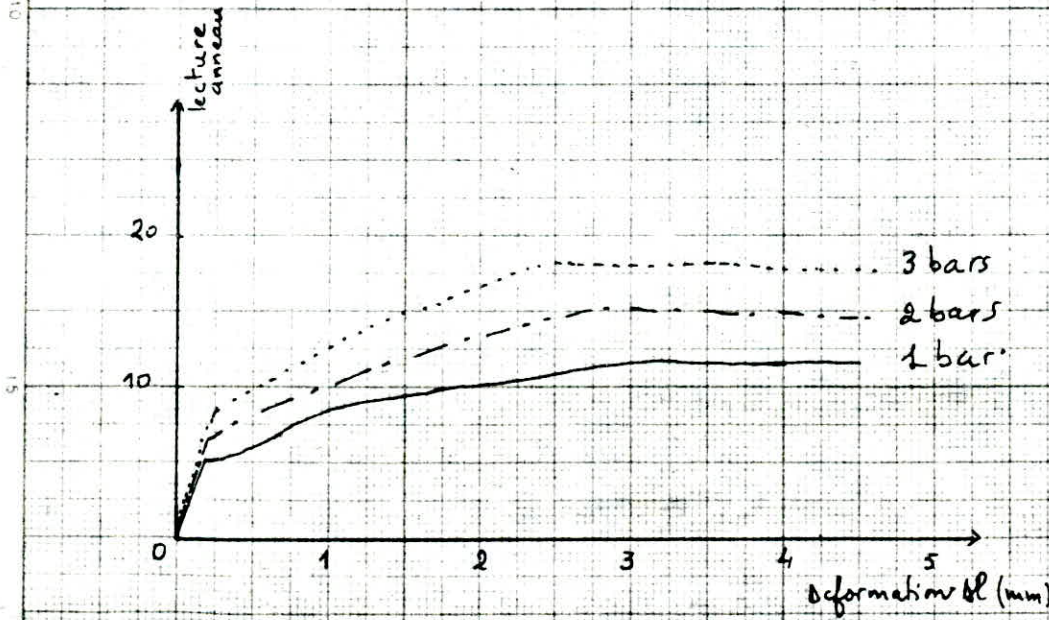
Sondage : 3 ; Profondeur : 4,0 - 5,0m

Nature du matériau : Argile brune limoneuse

Date : 9.03.86

Essai } UU saturé
 vitesse de cisaillement : 1mm/min
 pointe : circulaire M80 Ø60

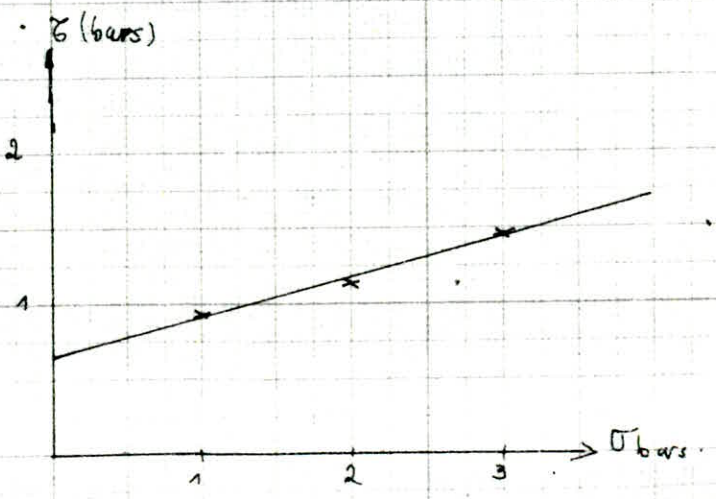
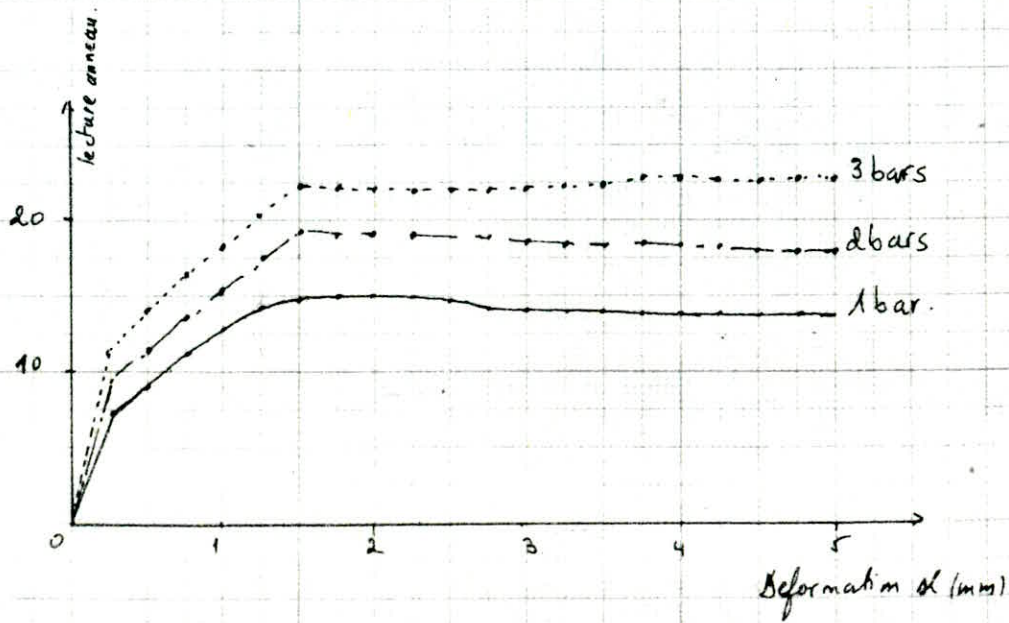
| | |
|------------|------------|
| C | 0,740 bars |
| φ | 14,5° |
| W_L | 21,76% |
| W_f | 23,53% |
| γ_d | — |
| S_r | — |



Etude: SNTF EL Harrach
 Sondage: 1
 Profondeur: 22,00 / 22,50 m.
 Nature du matériau: Argile rouge
 légèrement Compacte.

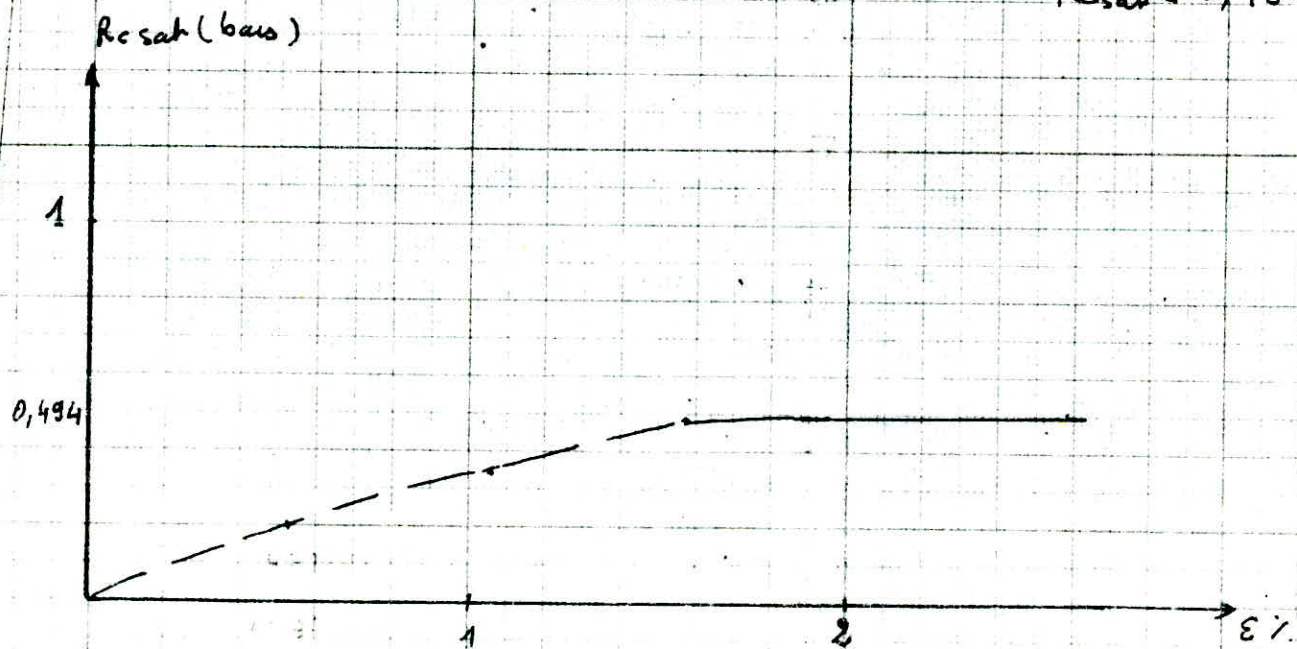
Essai: UU saturé
 Vitesse de cisaillement: 1 mm/min
 Boîte: 6x6 M & O

| | |
|----------------|-----------------------|
| C | 0,650 bars |
| ψ | 15° |
| w _i | 21,50 % |
| w _f | 22,86 % |
| γ_d | 1,65 T/m ³ |
| S _r | 96,79 % |



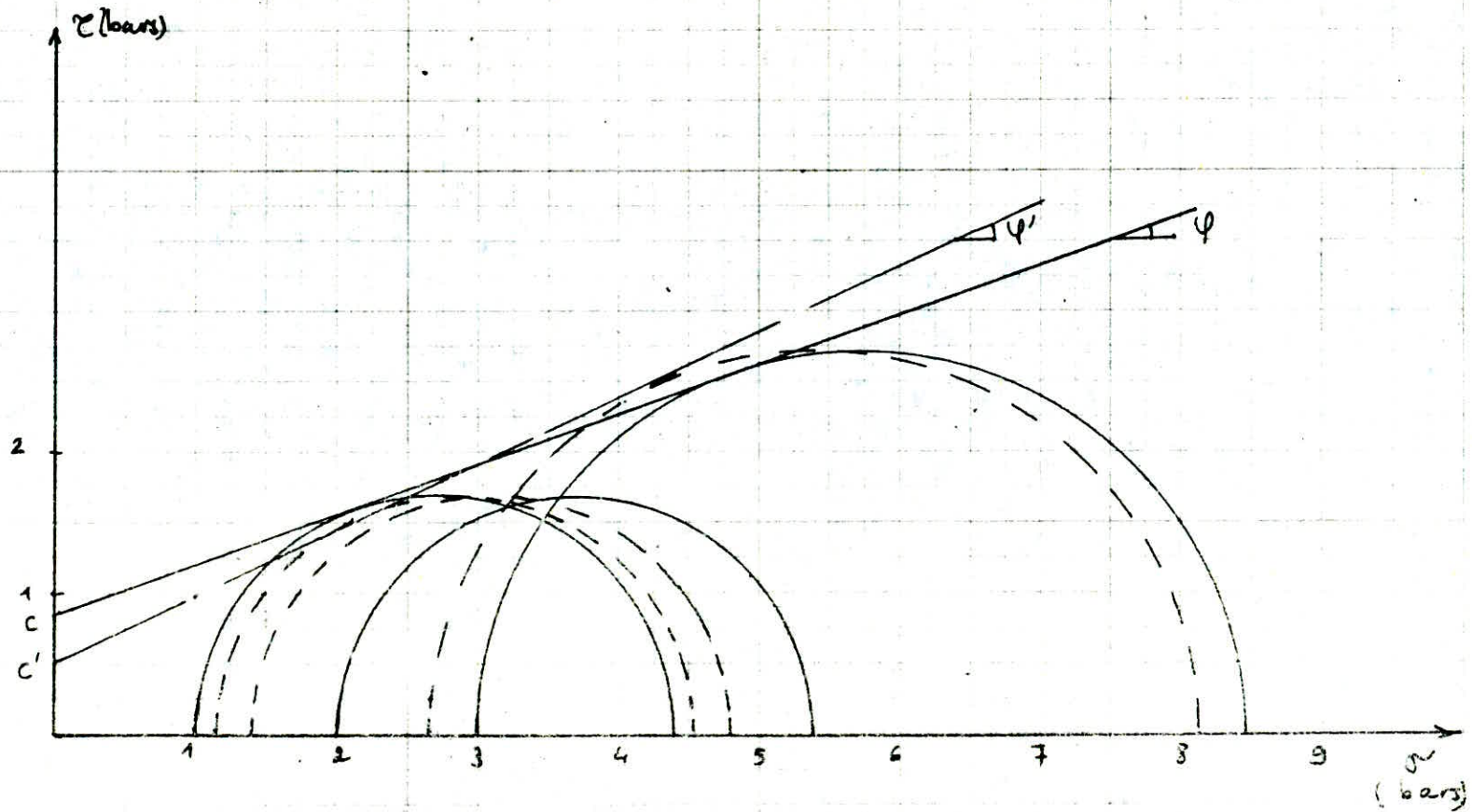
Sondage : 1
profondeur : 20 / 21,0 m
 $V = 1 \text{ mm/mm}$

$W_{i\%} = 41,8$
 $W_{f\%} = 83,7$
 $R_{csat} = 0,494 \text{ bars}$



SN.T.F EL HARRACH.
Sondage : SC1
profondeur : 3,00/3,50 m.

$\varphi_{cu} = 20^\circ$
 $c_{cu} = 0,85 \text{ bars}$
 $\varphi' = 26^\circ$
 $c' = 2,50 \text{ bars}$

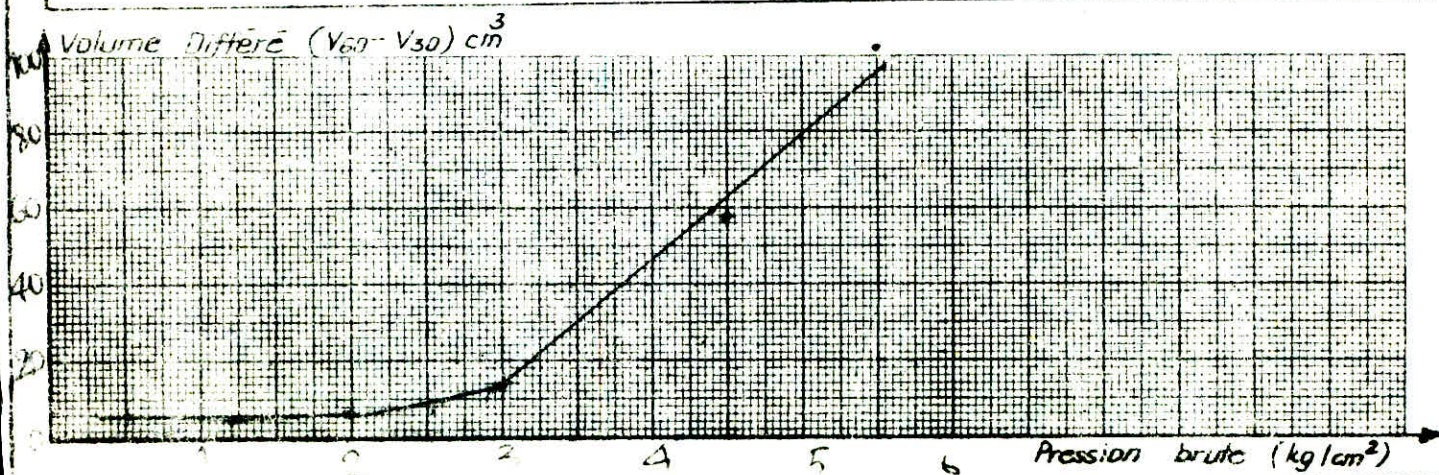
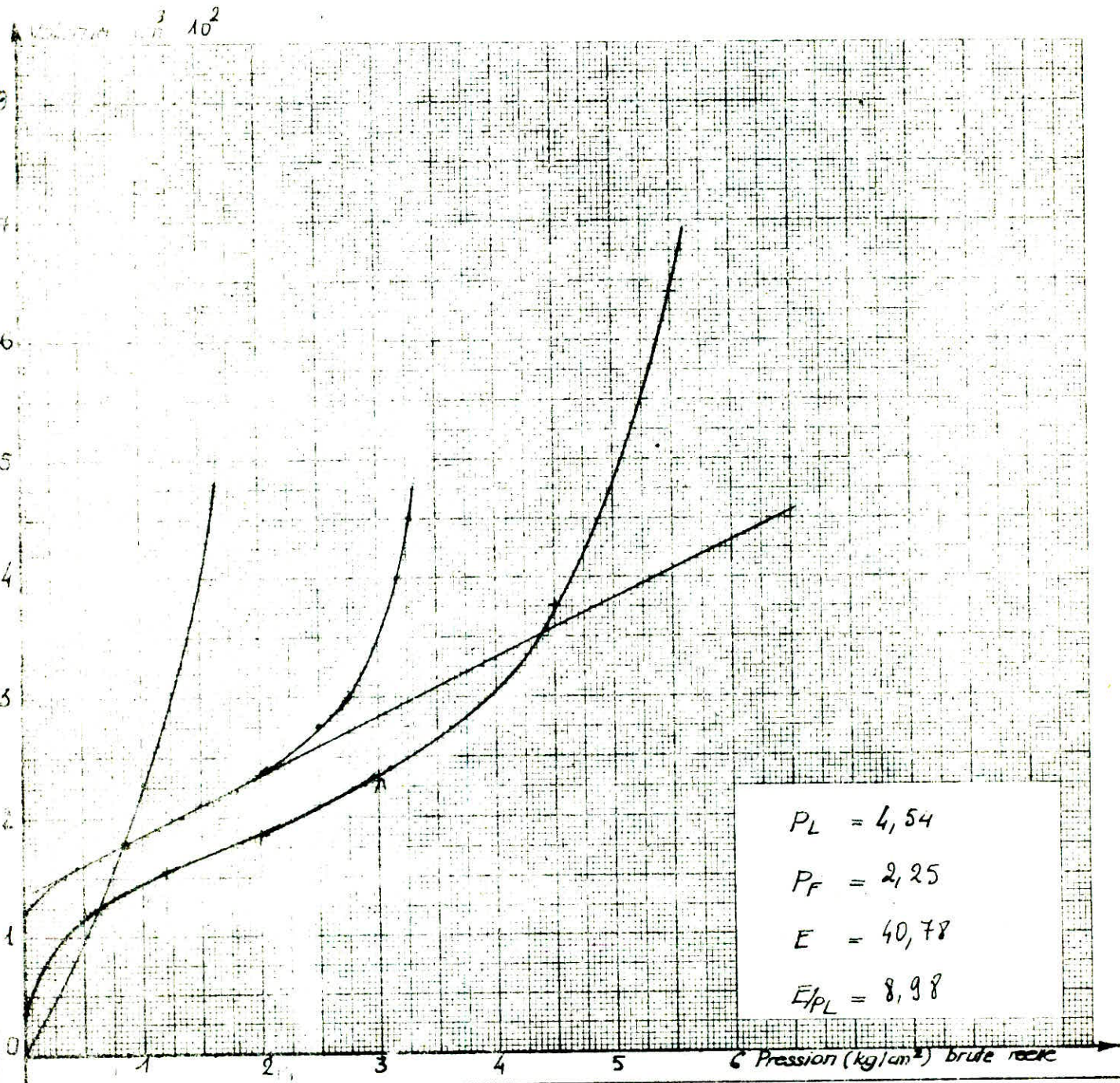


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage.
pressio: $\phi 60$
SP.1

Prof: 2,00 m Dat:

Correction de press kg/cm²

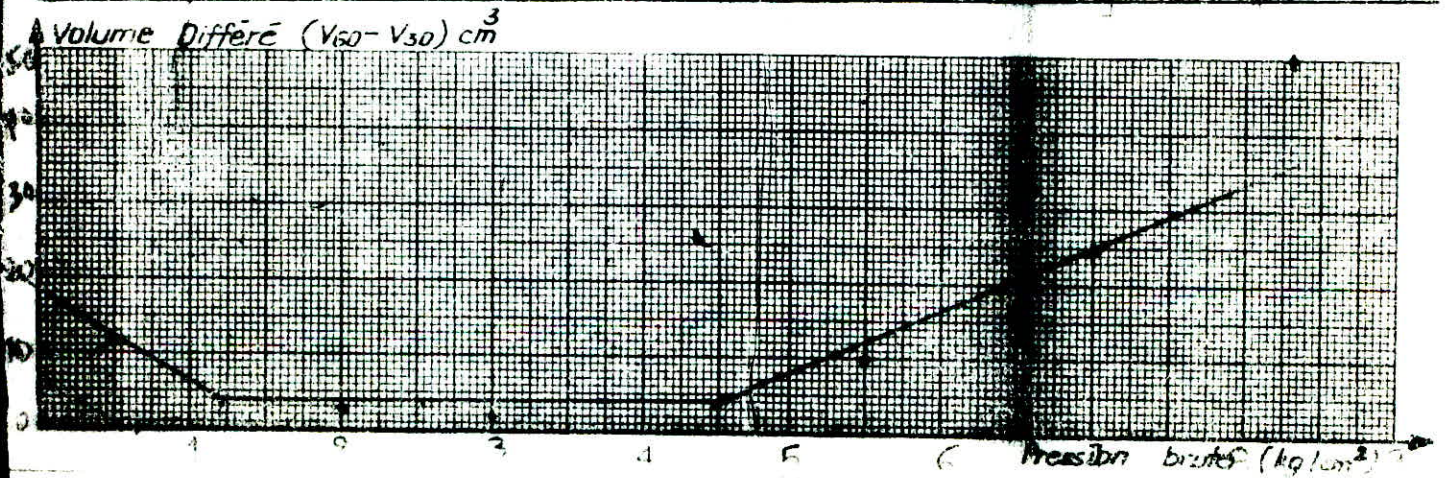
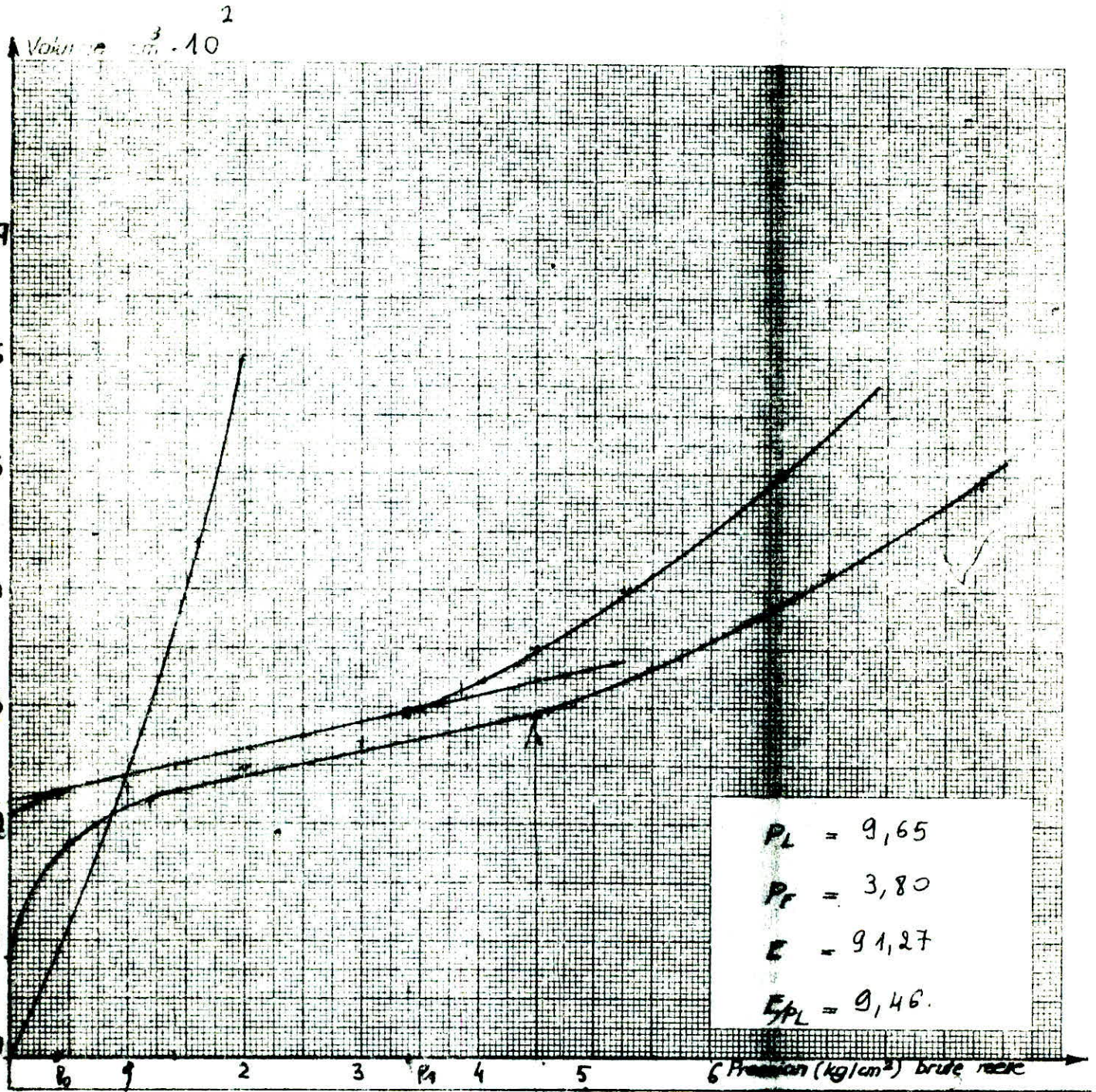


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage.
pressio: TAR Ø60
SP1

Prof: 4,00^m Dat:

Correction de press: -0,7 kg/cm²



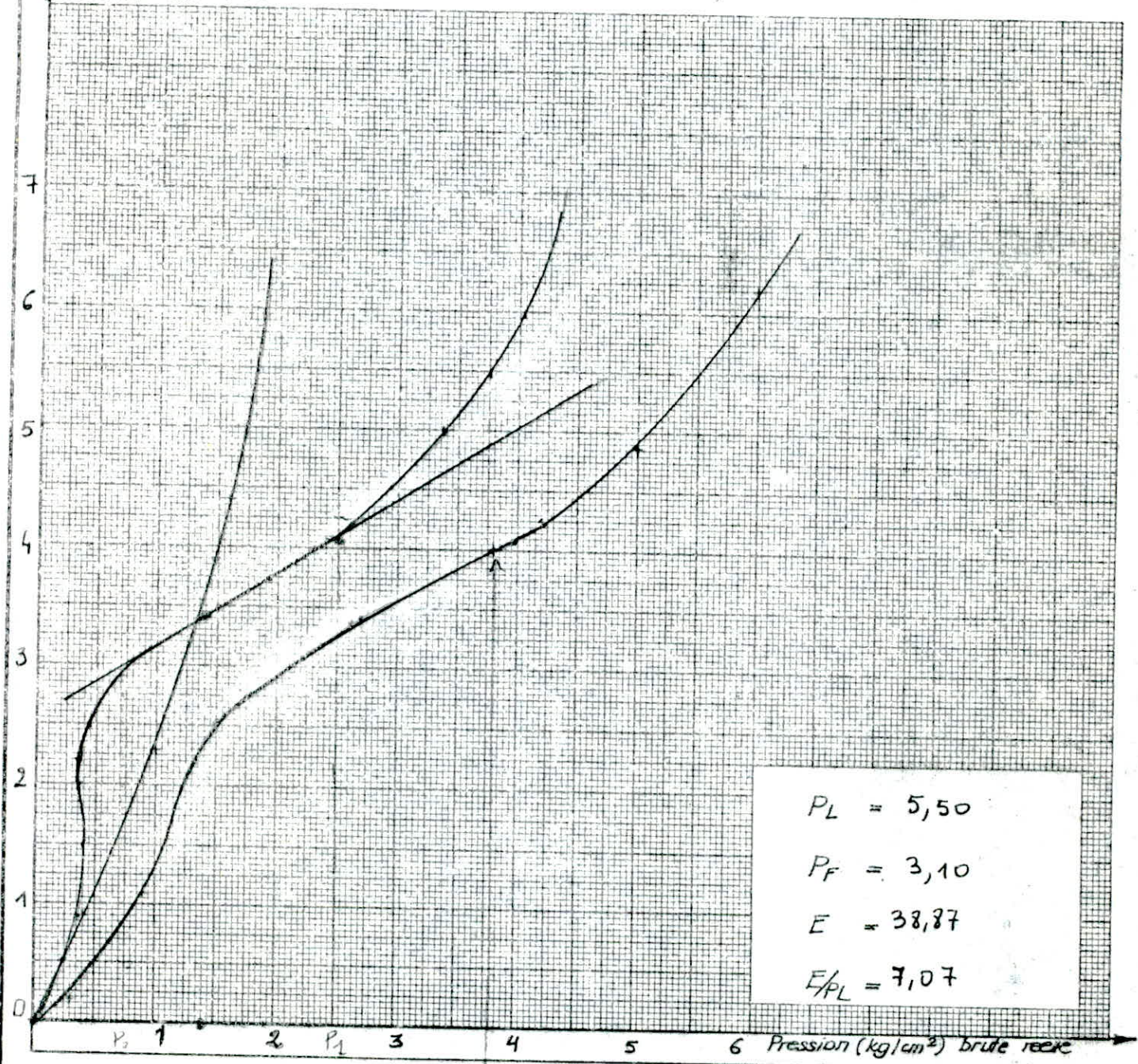
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage TAR $\phi 60$
pressio: SP1

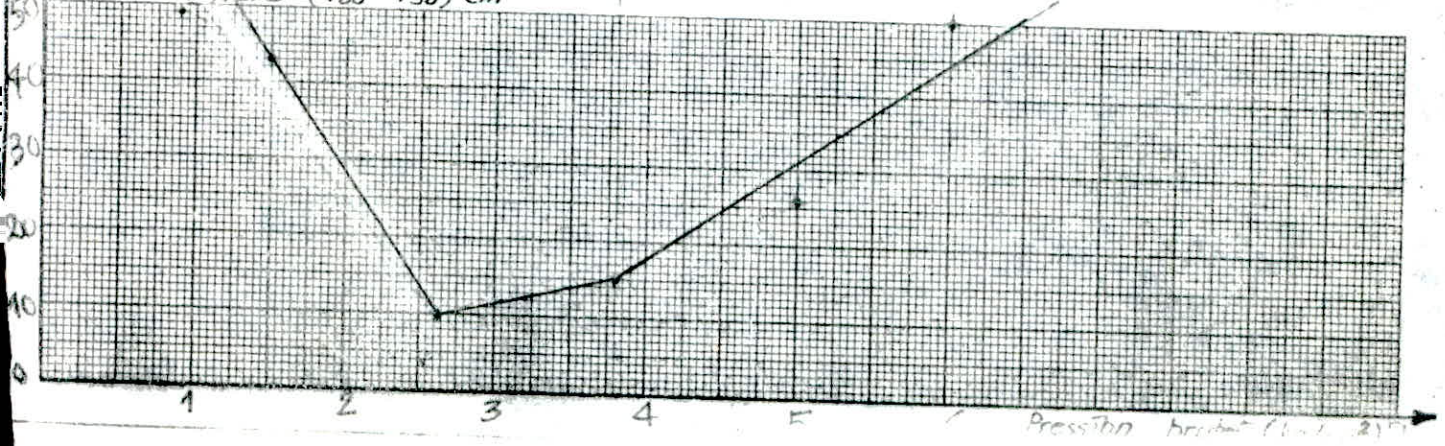
Prof: 6,00 Dat: 3/03/0

Correction de press: -0,5 kg/cm²

Voluma cm³ · 10²



Voluma Différé (V₆₀ - V₃₀) cm³



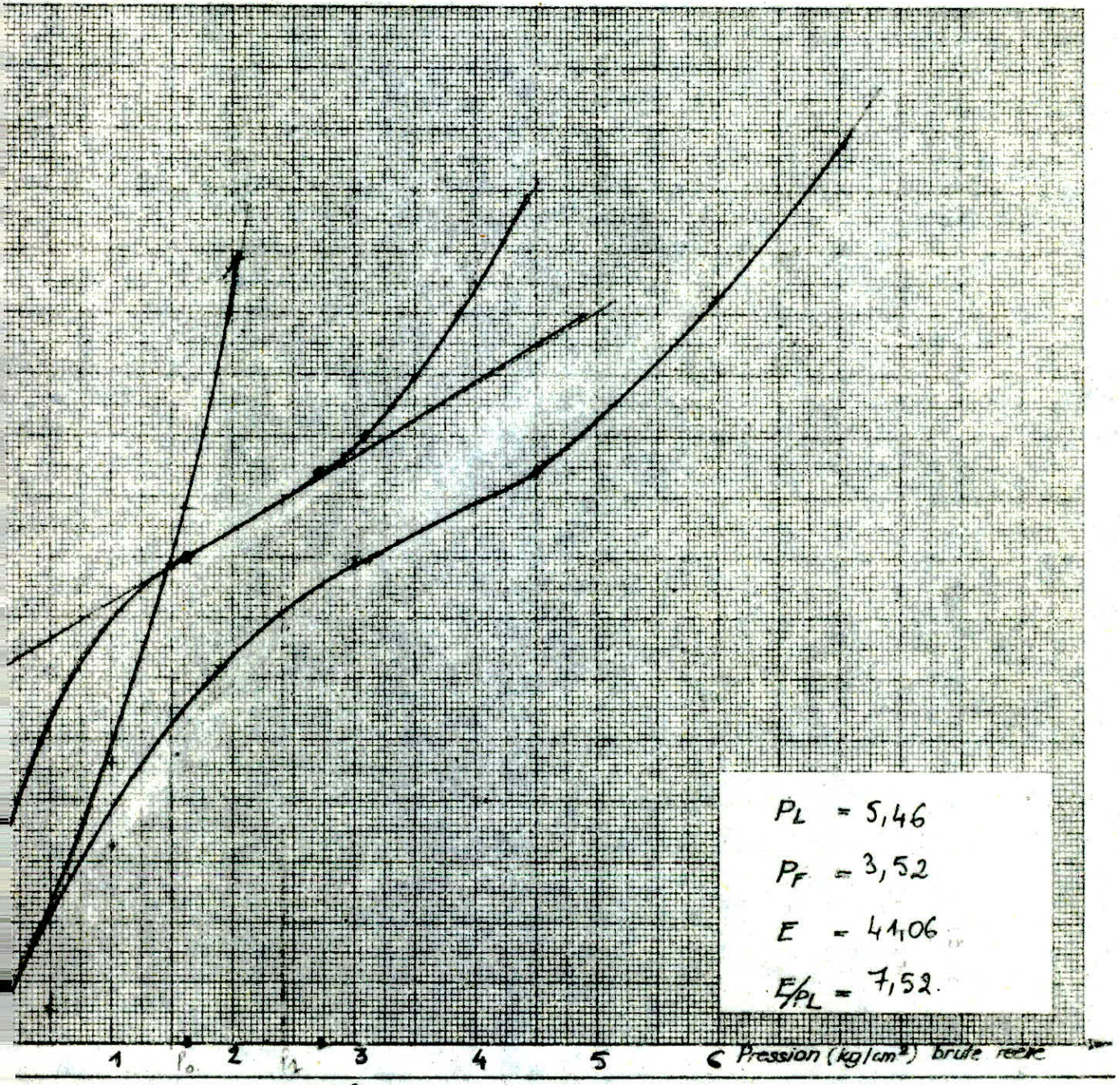
**ESSAI
PRESSIOMETRIQUE**

Type: forage.
pressio: SPA

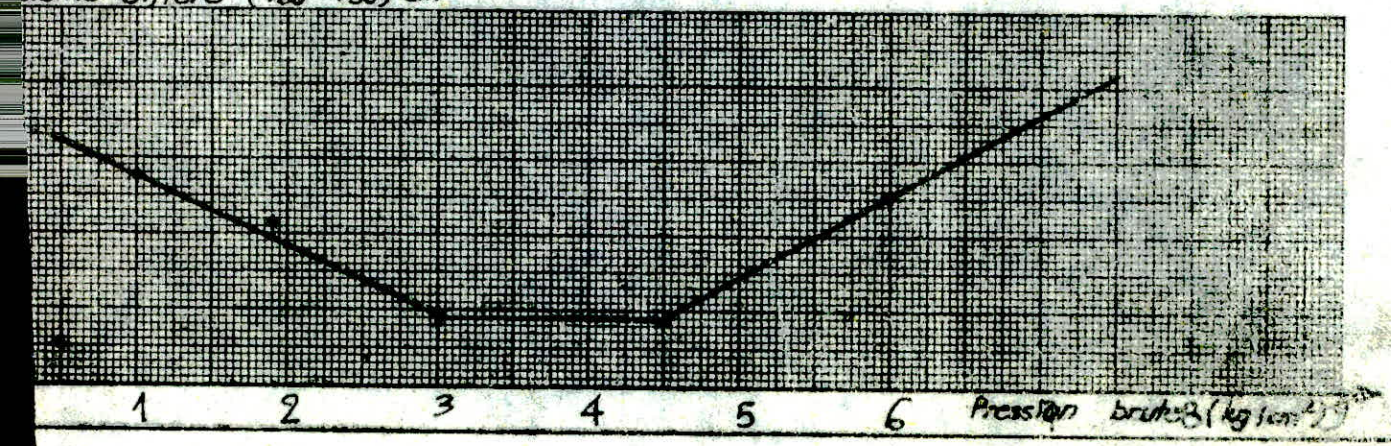
Prof: 8,00^m Dat:

Correction de press. kg/cm^2

Voluma $\text{cm}^3 \cdot 10^2$



Volume Différé ($V_{60} - V_{50}$) cm^3



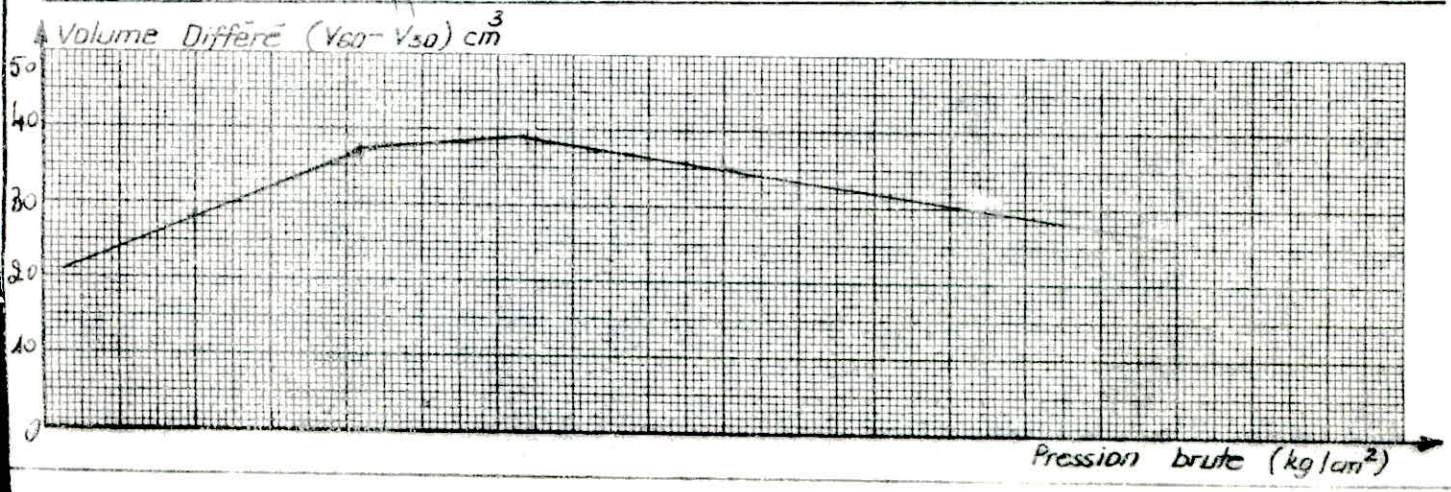
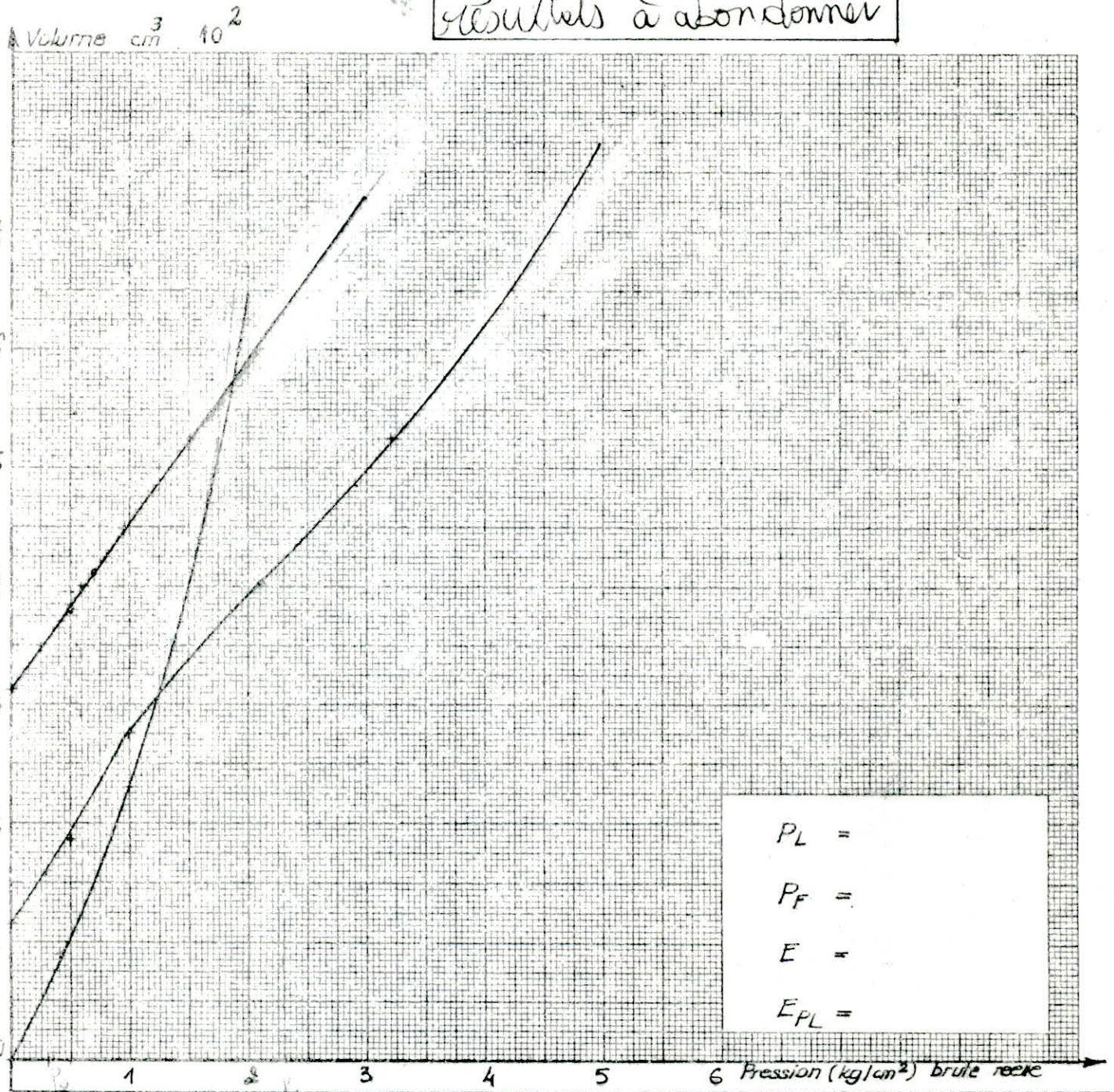
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage SPI
pressio: TAR Ø60

Prof: 10,00 m Dat: 31/3/86

Correction de press. = 0,1 kg/cm²

résultats à abandonner



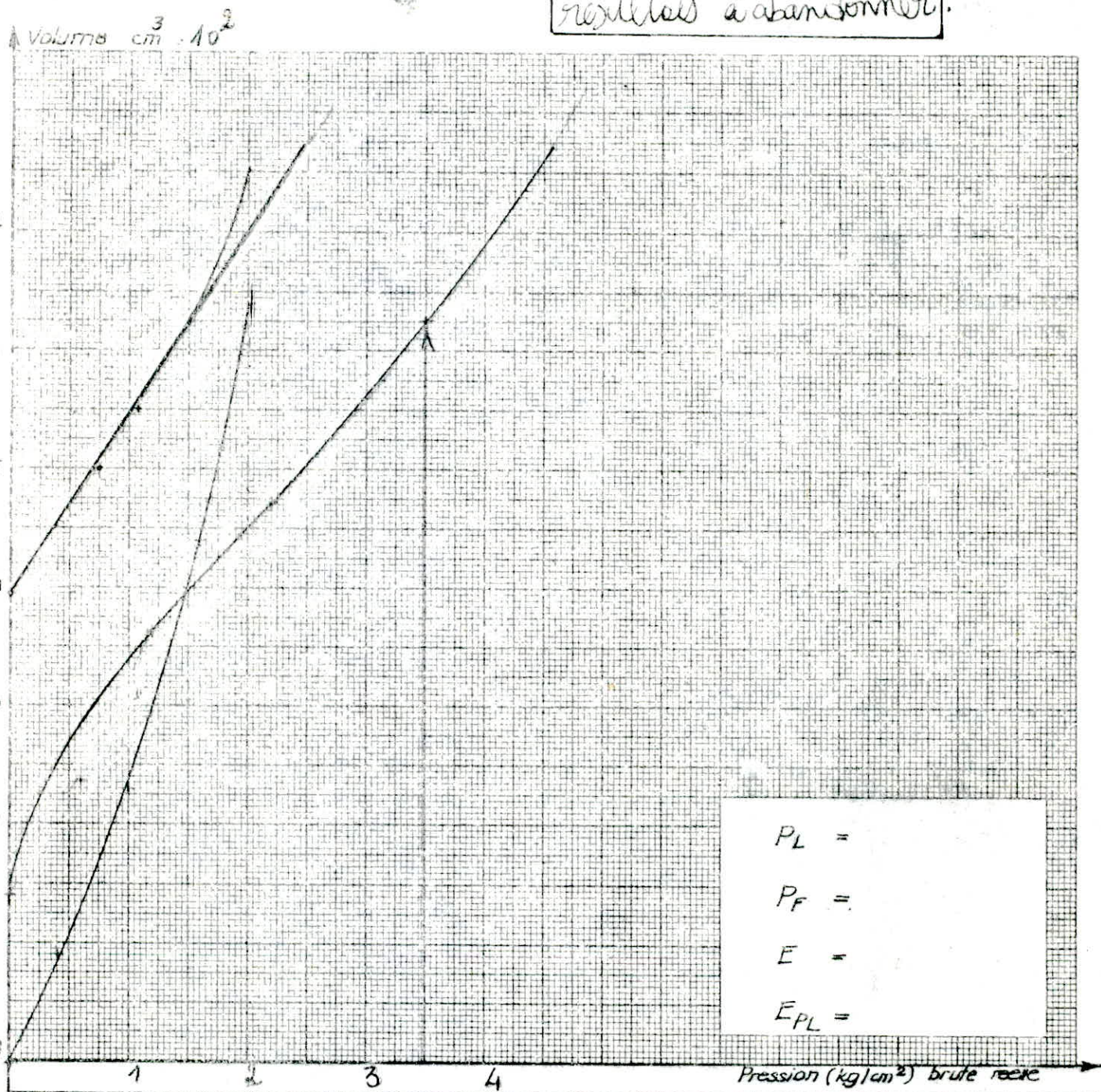
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage S.P1
pressio: TAR $\phi 60$

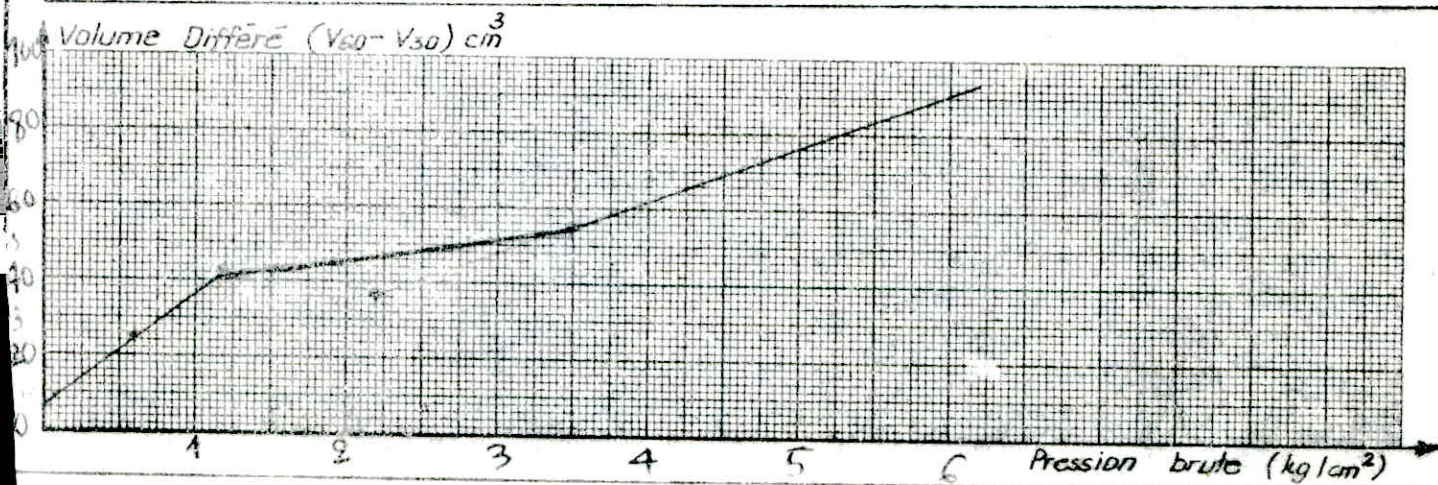
Prof: 18,00^m Dat: 3/03/86

Correction de press: +0,7 kg/cm²

résultats à abandonner.



$P_L =$
 $P_F =$
 $E =$
 $E_{PL} =$

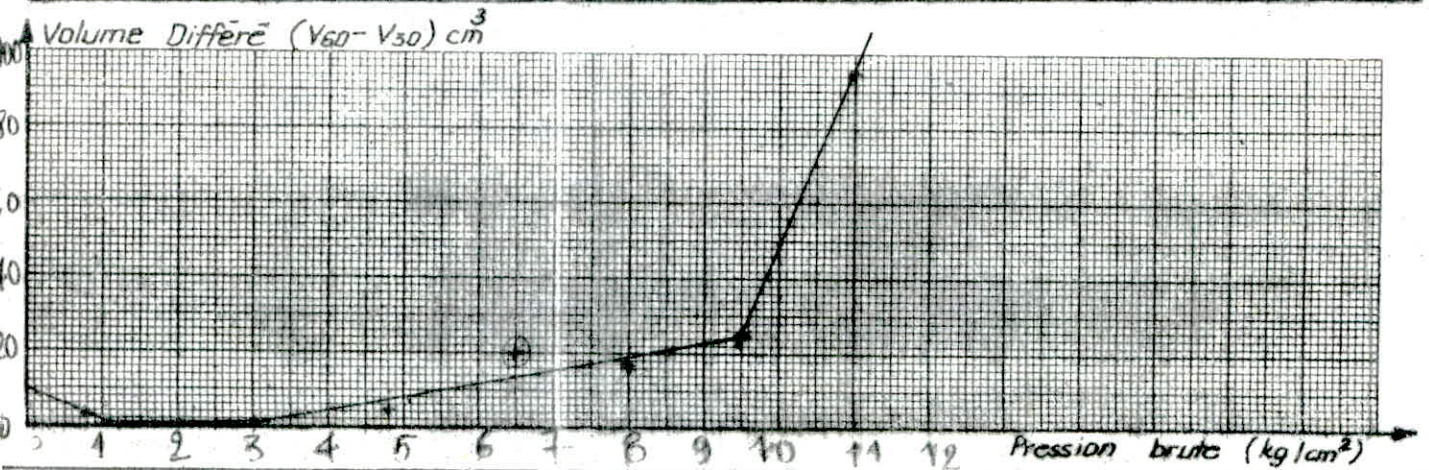
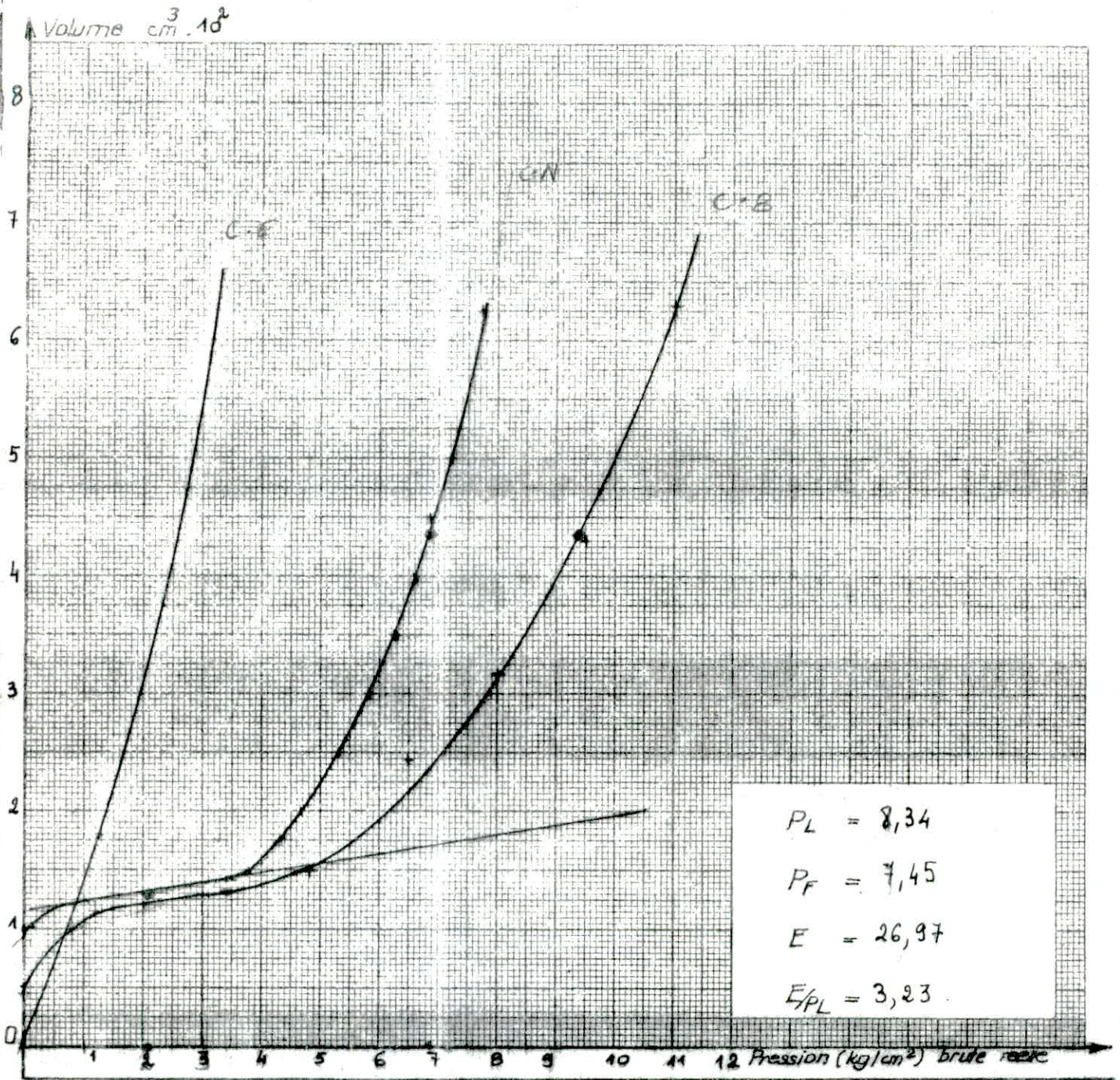


ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Type: forage. Battage
 pressio: ϕ 44
 S.P.3

Prof: 6,00 m Dat: 09/03/86

Correction de press. kg/cm^2



ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

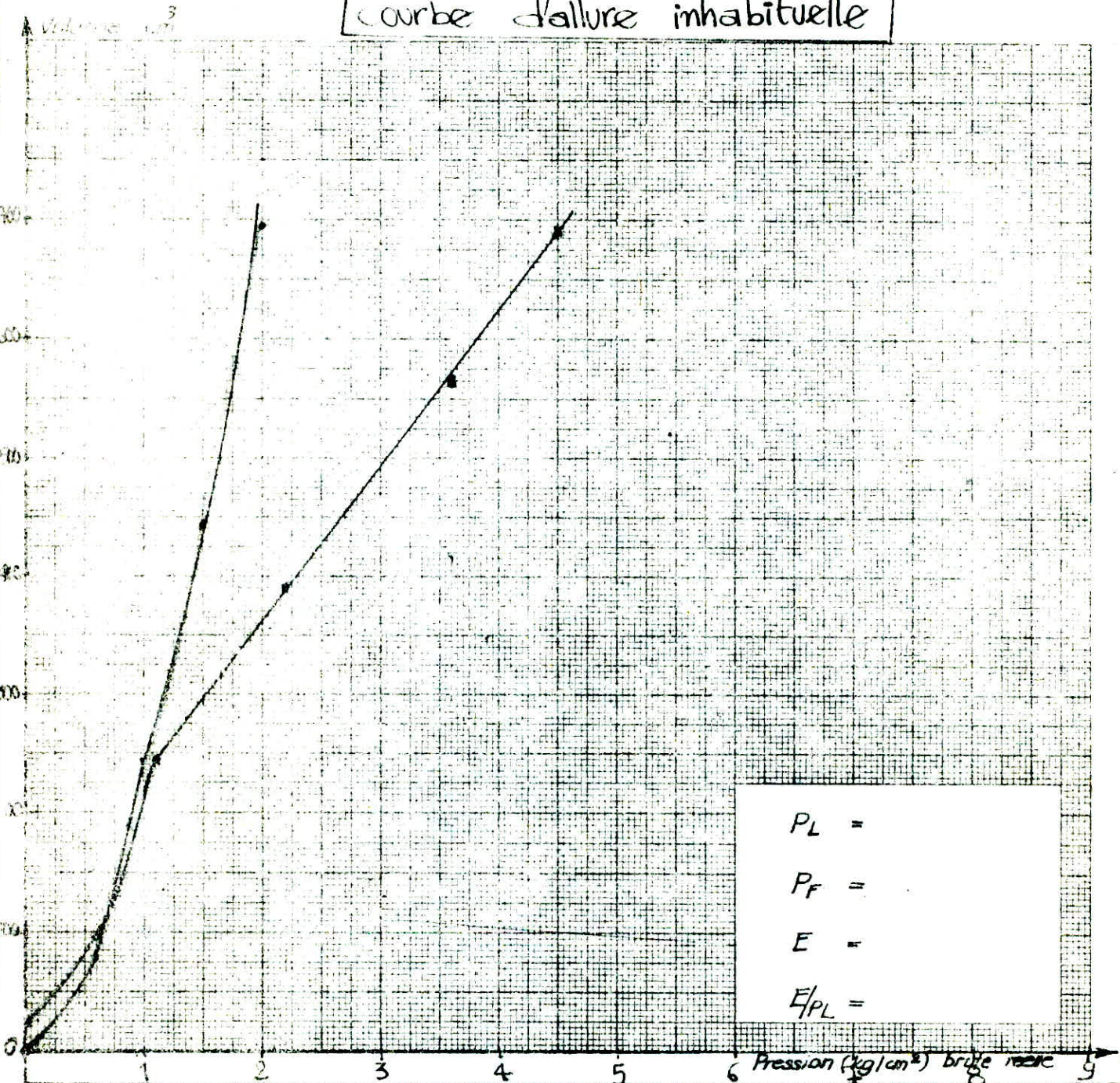
Type: forage. tarière
 pressio: SONDE $\phi 60$

Prof: 8,00

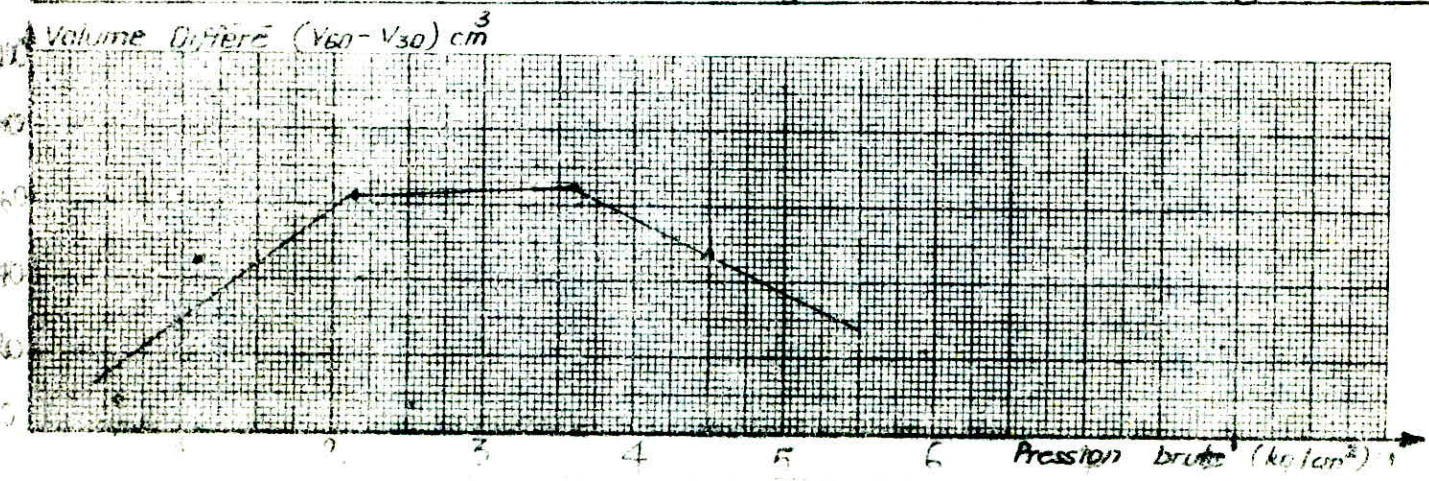
Date: 12/03/86

Correction de press. $0,3 \text{ kg/cm}^2$

courbe d'allure inhabituelle



$P_L =$
 $P_F =$
 $E =$
 $E/P_L =$

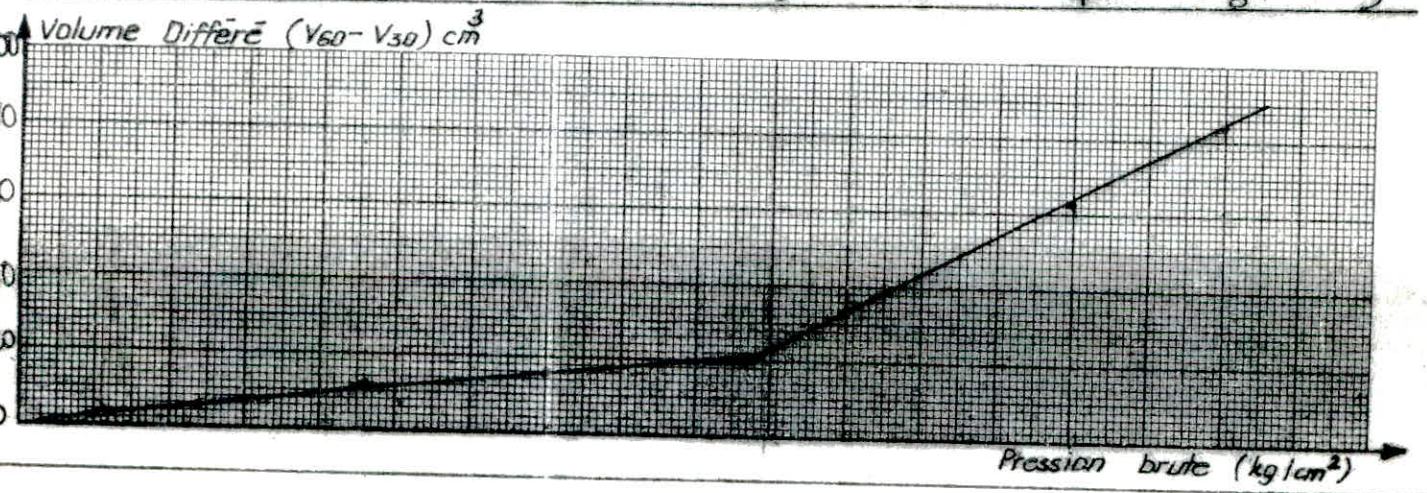
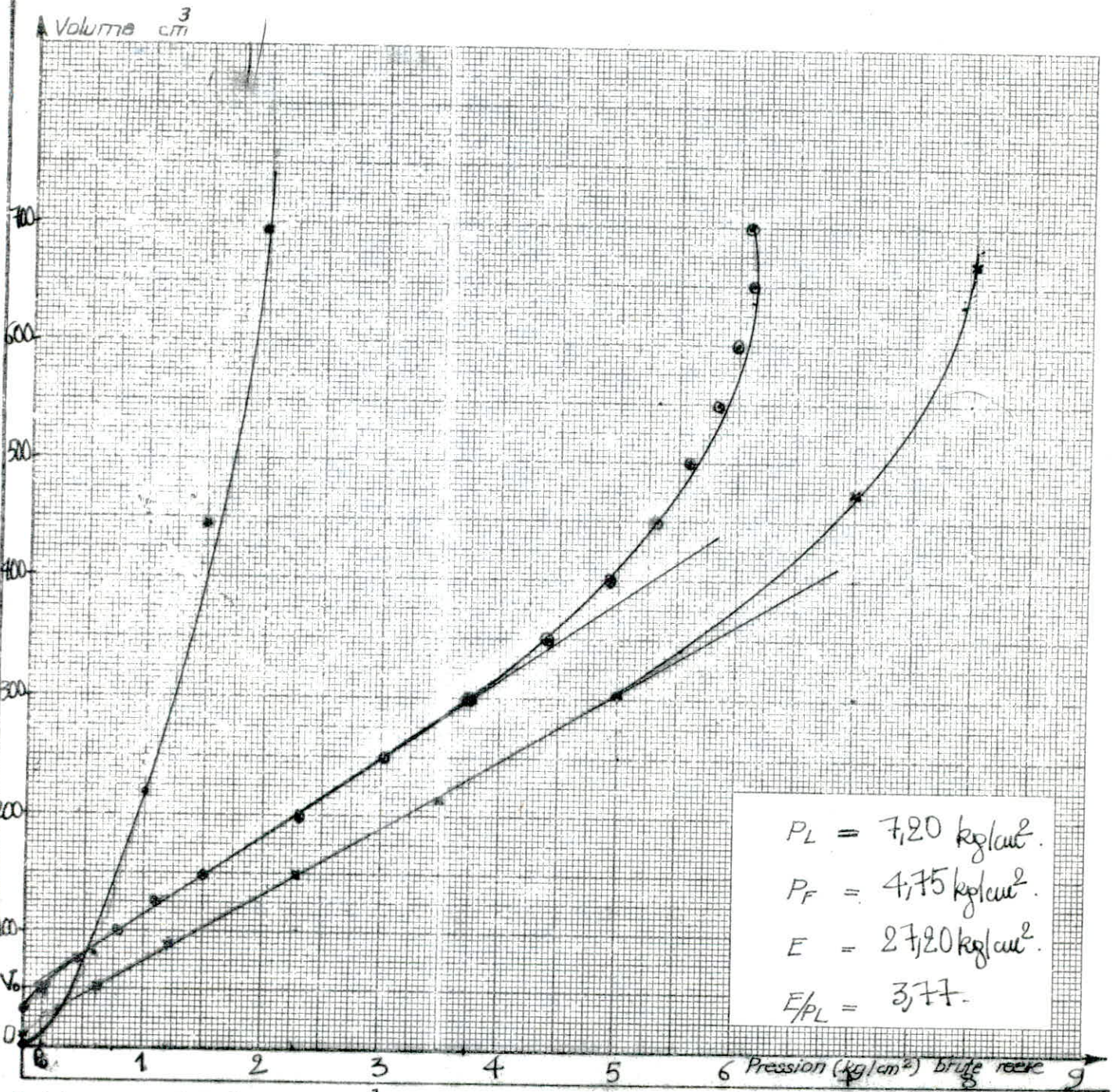


ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Type: forage, tarière
 pressio: SONDE $\phi 60$
 SP3

Prof: 10,00m Dat: 12/03/80

Correction de press. -0,1 kg/cm²



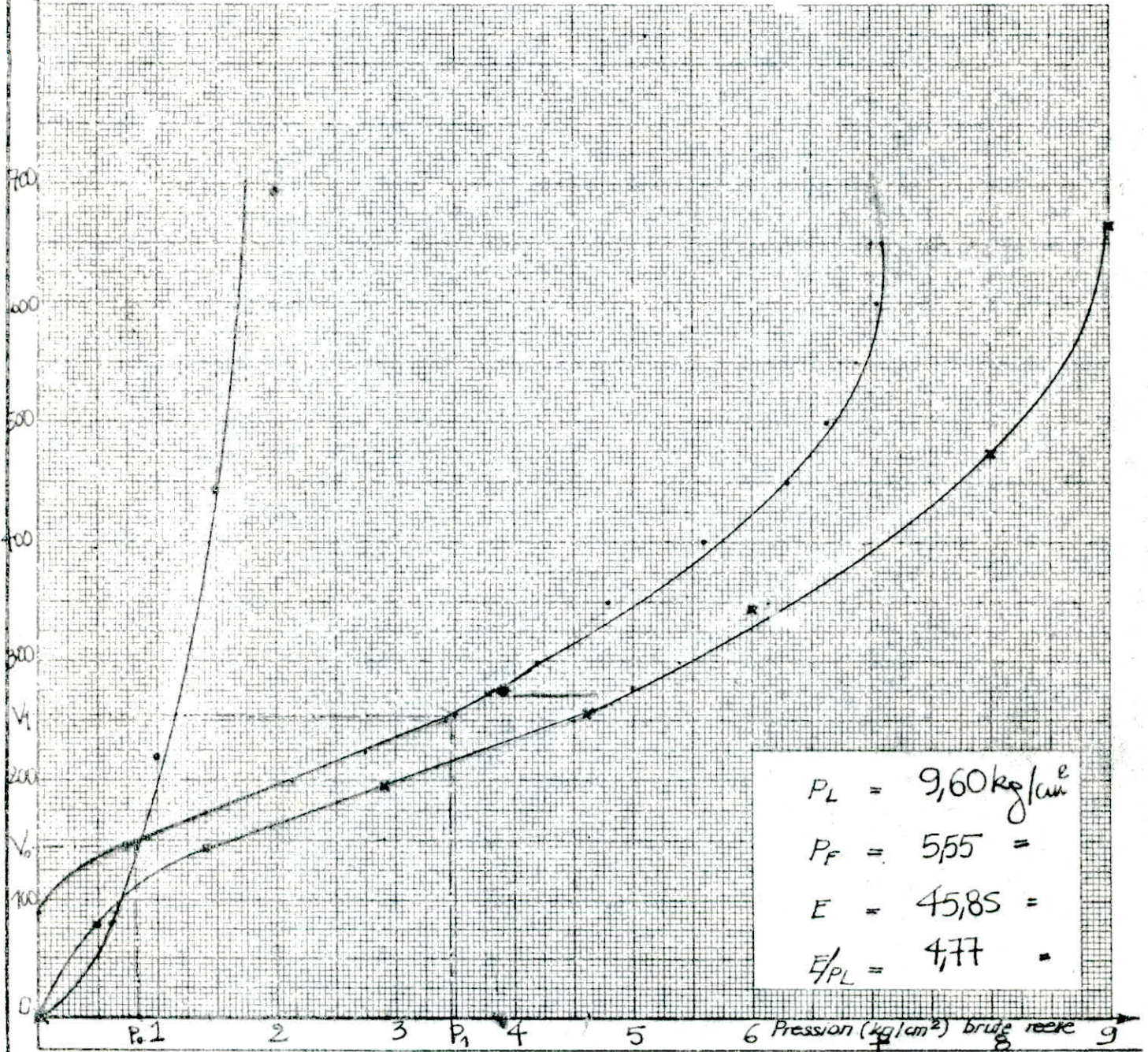
ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

Prof: 21,00 Dat: 12/03/86

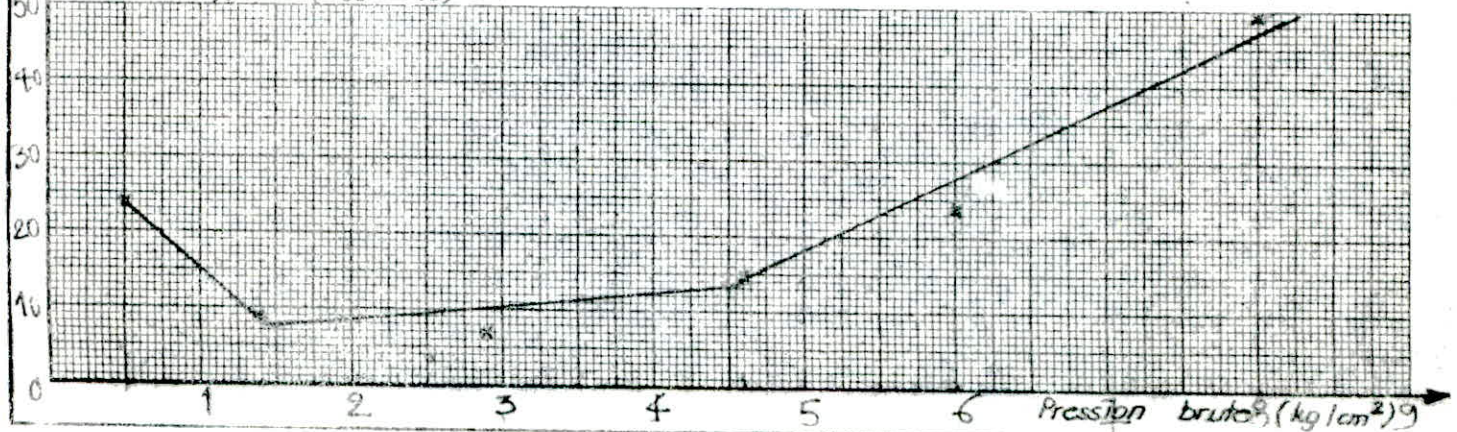
Type: forage: tarière
pressio: SONDE $\phi 60$
S-P3

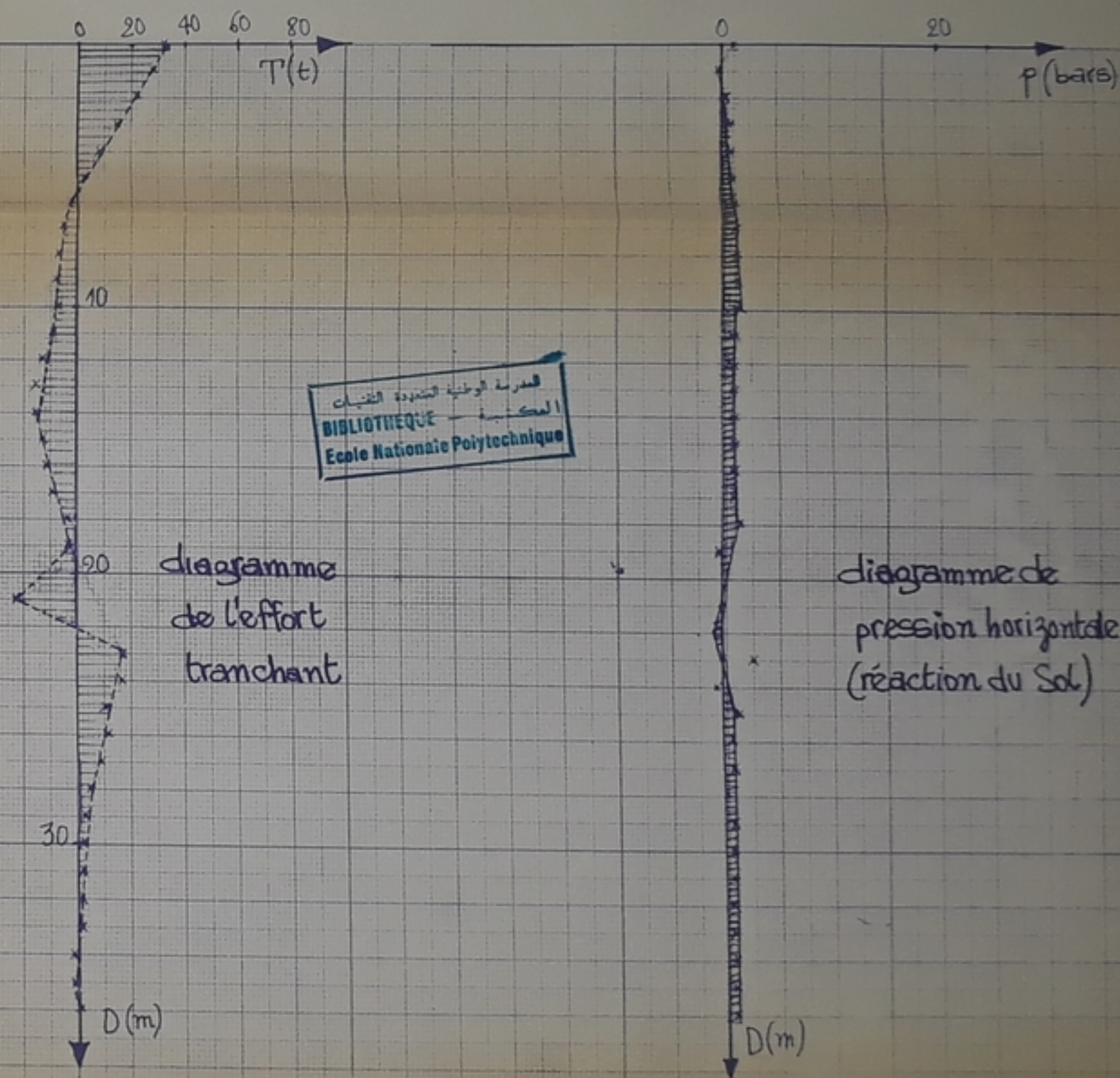
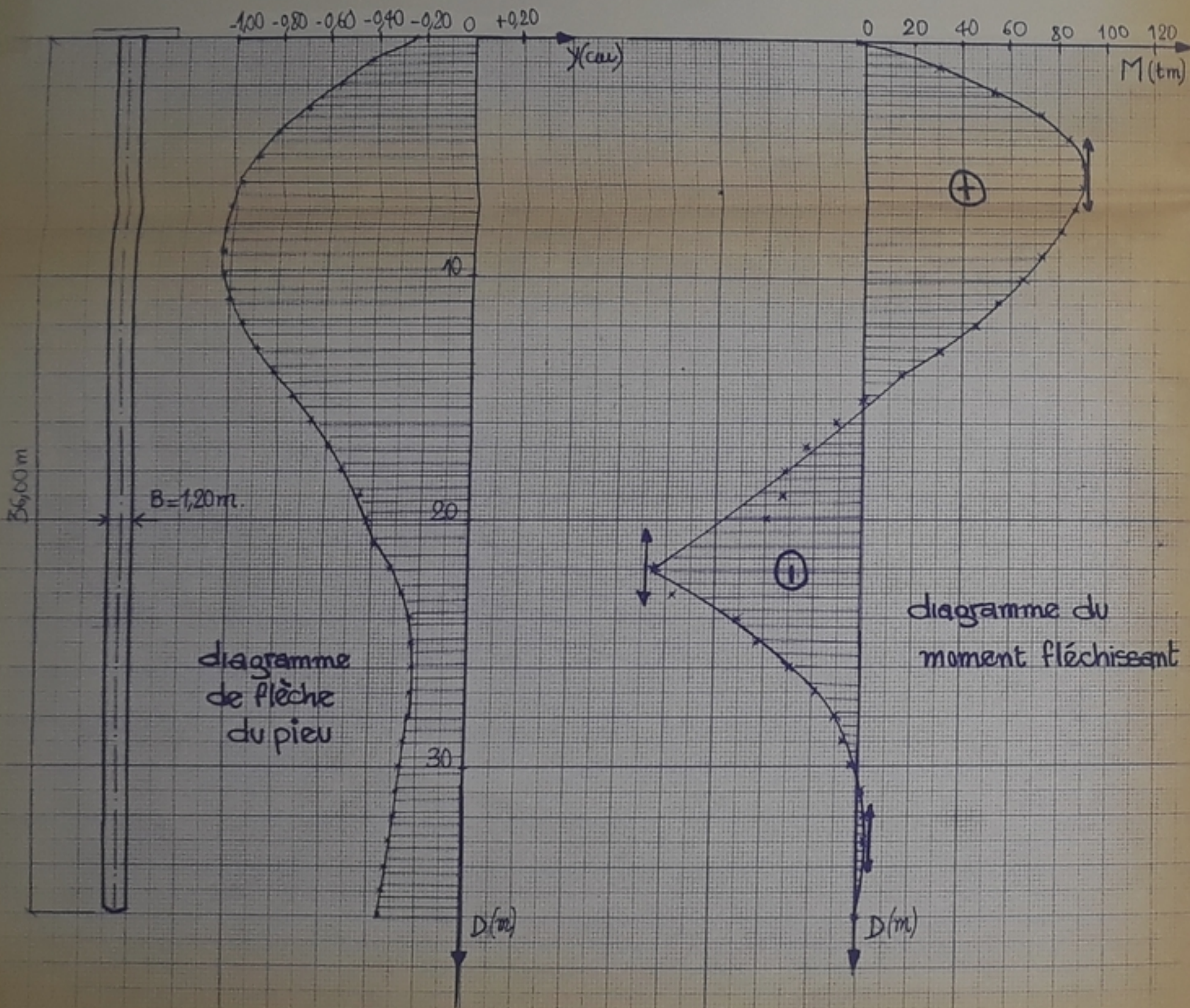
Correction de press. +1 kg/cm²

A Volume cm³



A Volume Différent (V60 - V30) cm³

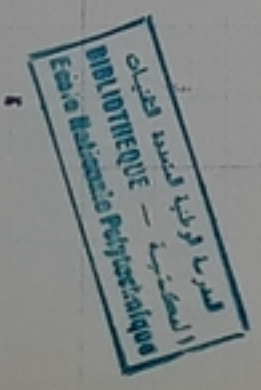
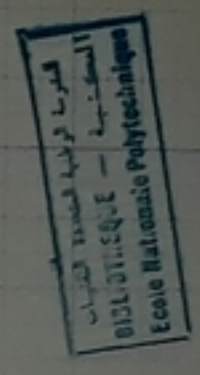
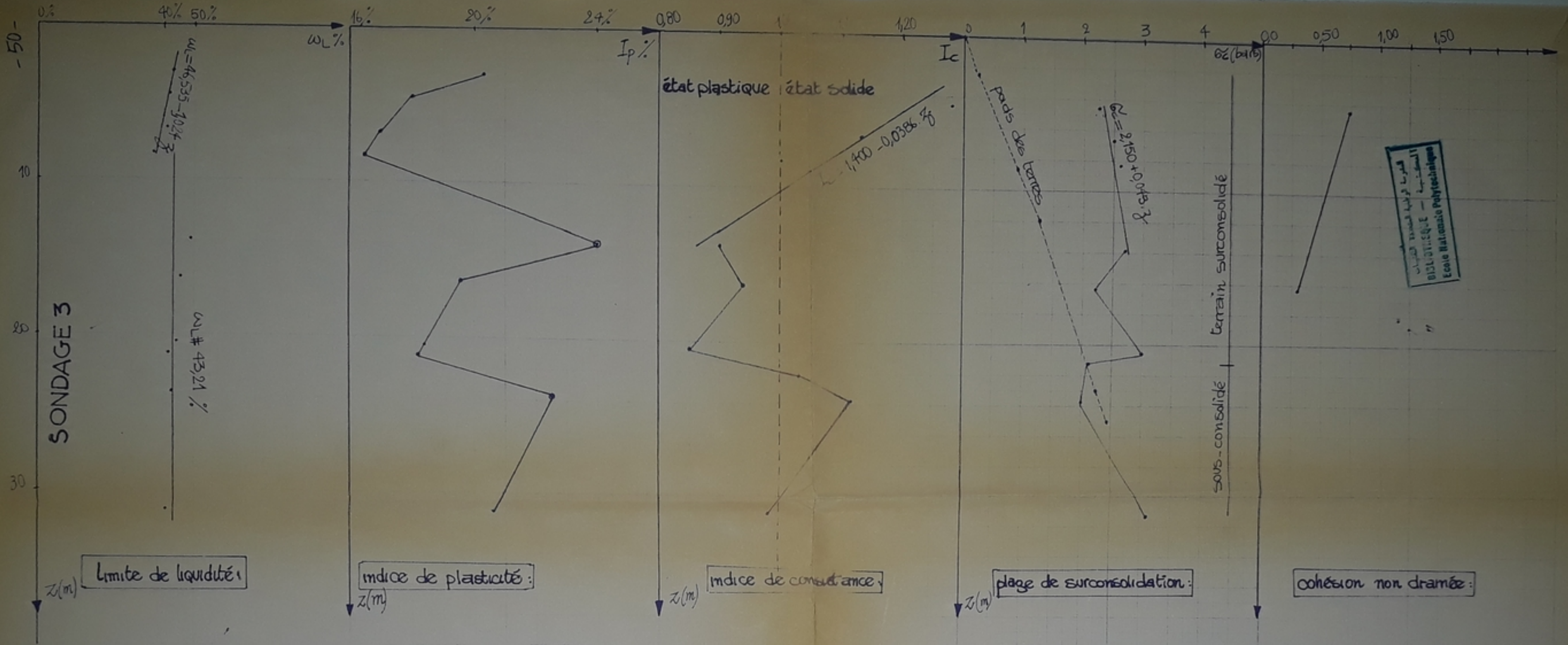


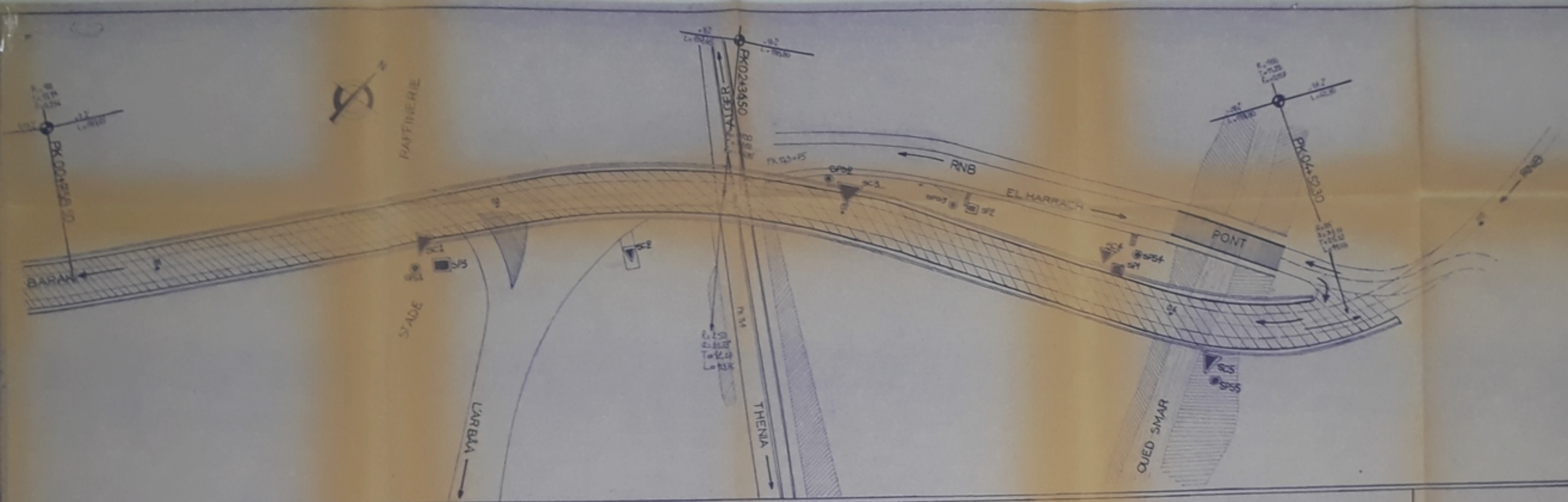


المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique




diagramme de l'effort tranchant

diagramme de pression horizontale (réaction du Sol)

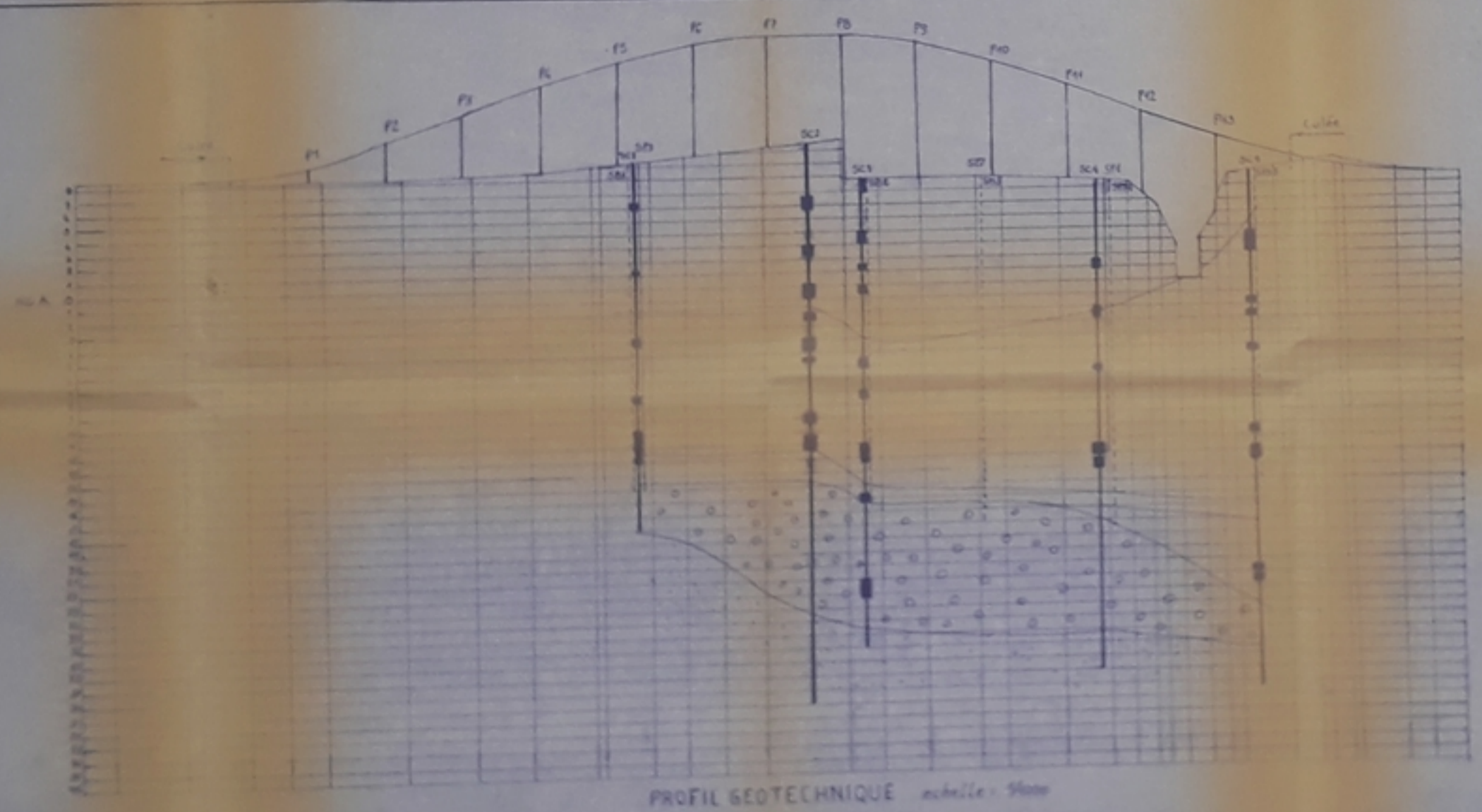




LEGENDE

-  sondage caroté
-  sondage pressométrique
-  sondage pressométrique géométrique SPS

ECHELLE: 1/500



PROFIL GEOTECHNIQUE échelle: 5/1000

| Station | Profondeur (m) | Observations | Profondeur (m) | Observations | Profondeur (m) | Observations | Profondeur (m) | Observations |
|---------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| F1 | 0.00 | ... | F4 | 0.00 | ... | F7 | 0.00 | ... |
| F2 | 0.00 | ... | F5 | 0.00 | ... | F8 | 0.00 | ... |
| F3 | 0.00 | ... | F6 | 0.00 | ... | F9 | 0.00 | ... |
| F4 | 0.00 | ... | F7 | 0.00 | ... | F10 | 0.00 | ... |
| F5 | 0.00 | ... | F8 | 0.00 | ... | F11 | 0.00 | ... |
| F6 | 0.00 | ... | F9 | 0.00 | ... | F12 | 0.00 | ... |
| F7 | 0.00 | ... | F10 | 0.00 | ... | F13 | 0.00 | ... |

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE GEOTECHNIQUE DU
VIADUC DEL HARRACH

PROPOSE PAR DEC/GMH
ENTREPRIS PAR GEA

MAITRE D'OUVRAGE: SNTP
BOUAFIA ALI
ETUDE PAR SAIDAN MESSAOUD

SUMI PAR MF BARAKA

IMPLANTATION DES SONDAGES
+ PROFIL GEOTECHNIQUE

MODIFICATIONS:

