

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Génie-Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

ETUDE DE SOL 703 LOGEMENTS  
ETUDE COMPARATIVE ENTRE  
CISAILLEMENTS RECTILIGNE  
ET TRIAXIAL

Proposé par :  
L.N.H.C

Etudié par :  
Benyahia N.  
Cerbah M.

Dirigé par :  
Zentar R.

PROMOTION : Juin 86



## Remerciements

Ce mémoire a été préparé au Laboratoire National de l'habitat et de la construction de Oued-Smar sous la direction de M<sup>r</sup> ZENTAR. Nous tenons à lui exprimer toute notre reconnaissance pour l'aide si précieuse qu'il nous a apportée.

Nous remercions vivement M<sup>r</sup> ZEGGAR pour toutes les facilités qu'il nous a accordées, ainsi que Messieurs :

MOKHTARI, MOUNIN, FEKKIRI, HADJI pour leur dévouement et leur soutien ; et tout le personnel du Laboratoire.

Toute notre reconnaissance envers M<sup>r</sup> LADJADI et tout le personnel du L.T.P.C (Hussein-Dey).

Nous adressons nos plus vifs remerciements à tous les professeurs de l'E.N.P qui ont grandement contribué à notre formation.

## DEDICACES

Je dedie , ce modeste travail , à :

- ma mère en signe de reconnaissance pour les sacrifices consentis à mon égard.
- mon père , mes frères et mes sœurs.
- mon neveu younés
- mes amis (es) , à qui je dois mes plus doux souvenirs.
- mes professeurs.

M. CERBAH

Je dedie ce modeste travail à :

- ma mère et mon père pour tous les sacrifices à mon égard.
- mes frères et sœurs pour leur soutien moral
- Tous mes amis
- mes professeurs.

N. BENYAHIA.

# SOMMAIRE

## PARTIE A: ETUDE DE SOL " 703 LOGEMENTS . OUED-KOUBA "

### CHAPITRE I: INTRODUCTION

I - Généralités	2
II - situation géographique et topographique	2
III - Campagne de reconnaissance	2

### CHAPITRE II: APERÇU THEORIQUE SUR LES DIFFERENTS ESSAIS EFFECTUES.

I - Les essais in-situ	3
1) Pénétrromètre	3
2) Pressiomètre	5
II - Les essais de Laboratoire	10
1) Granulométrie	10
2) Limites d'ATTERBERG	10
3) oedomètre	11
4) Cisaillement rectiligne	15
5) essai Triaxial.	18

### CHAPITRE III : RESULTATS ET INTERPRETATION DES ESSAIS

I - Les essais in-situ	28
1) Pénétrromètre	31
2) Pressiomètre	40
II - Les essais de Laboratoire.	45
1) ensemble des résultats	45
2) interprétation des essais d'identification.	57
3) Analyse granulométrique	58
4) essai de compressibilité à l'oedomètre	59
5) essai de cisaillement rectiligne.	60

### CHAPITRE IV : CALCUL DES FONDATIONS

I - Semelles filantes	61
1) Méthode Pressiométrique	61
2) Méthode des essais de Laboratoire	65
II - Radier de bâtiments R+0.	67
1) Méthode Pressiométrique	67
2) Méthode des essais de Laboratoire	69
III - Radier de bâtiments R+14	72
1) Méthode Pressiométrique	72
2) Méthode des essais de Laboratoire	75

### CHAPITRE V : CONCLUSION 78

PARTIE-B : ETUDE COMPARATIVE ENTRE  
RECTILIGNE ET TRIAXIAL

I. INTRODUCTION	79
II - ESSAIS	79
III - RESULTATS	79
IV - CONCLUSION.	96

## AVANT PROPOS

Notre projet comporte deux (02) parties essentielles :

### PARTIE : A

L'étude Géotechnique pour la construction de 703 logements à Oued-Kouba (ANNABA).

L'étude contient des essais in-situ et des essais de Laboratoire (L.N.H.C Oued-smar).

Un calcul a été fait pour déterminer le type de fondation adéquate et l'évaluation de leur tassement.

### PARTIE.B:

Cisaillement rectiligne et au triaxial sur des échantillons de sol, en vue de mener une étude comparative entre les deux (02) essais.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION



ecole primaire

Piste

Zone I

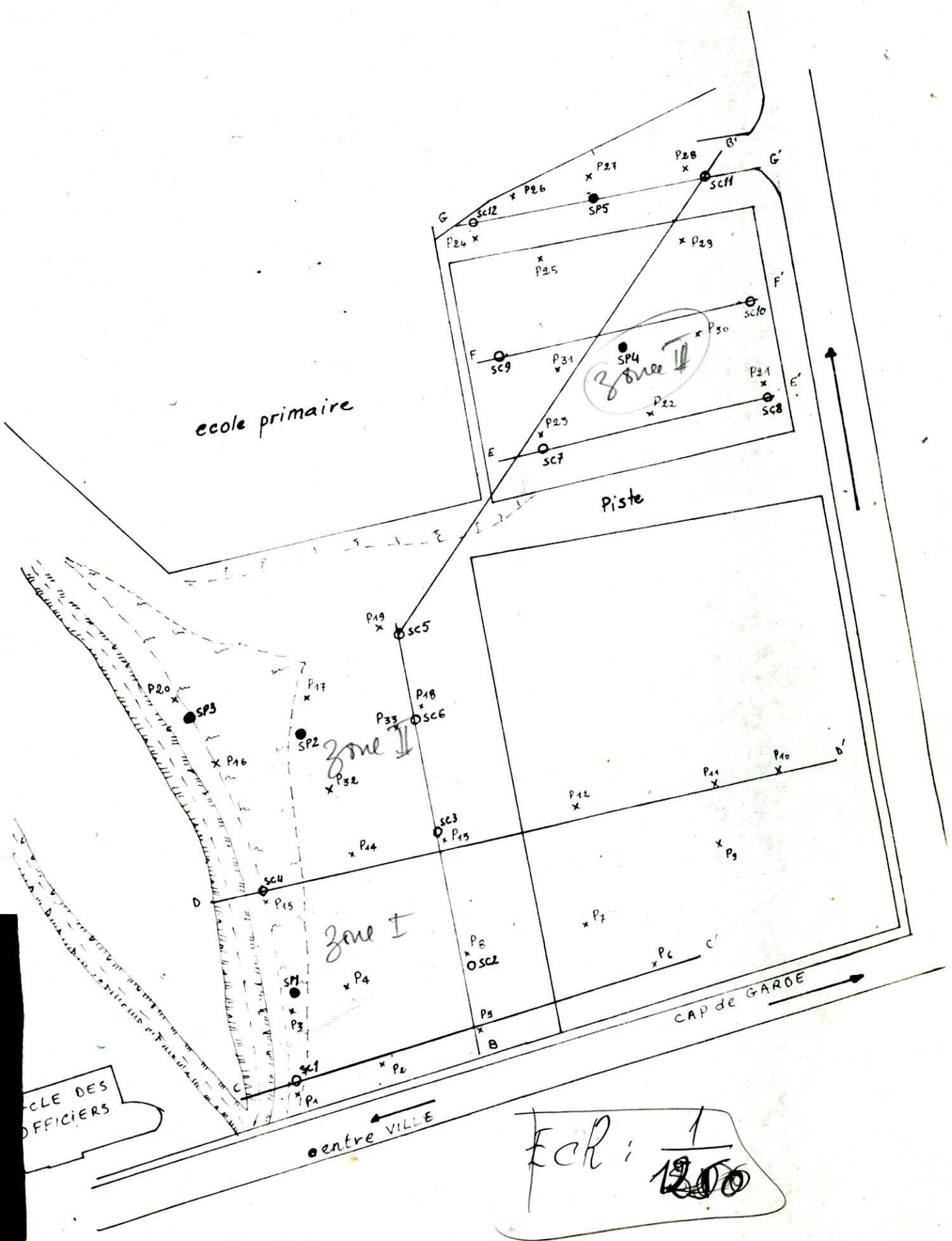
Zone II

CAP de GARDE

entre VILLE

CLE DES OFFICIERS

FCR:  $\frac{1}{1200}$



# INTRODUCTION

## I. GENERALITES :

A la demande de la D.U.C.H de ANNABA, nous avons procédé à l'étude de sol devant servir à l'assise des futurs 703 logements de OUED-KOUBA (wilaya de ANNABA).

Les structures à implanter sont des bâtiments tours en coffrage tunnel de niveaux suivants : R+4 - R+9 et R+14 (dimensions : 22 x 22 m).

## II. SITUATION GEOGRAPHIQUE et TOPOGRAPHIQUE :

Le terrain en question se trouve sur la corniche de ANNABA, face à la plage RIZZI-AMOR. Il est composé de quatre (04) parcelles appartenant aux :

Collège Syndicale - foyer d'étudiants - école primaire - APC d'ANNABA. Le site est délimité au nord par la pénétrante Ouest, au sud par un ravin et le terrain appartenant à l'APN, à l'ouest par une piste d'accès de l'école primaire et à l'est par la corniche et la plage RIZZI-AMOR. Nous signalons que le terrain est en majorité plat.

## III. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE :

A cause du refus d'accès fait par les propriétaires des parcelles, nous n'avons pas pu effectuer la totalité des essais prévus in situ sur les terrains appartenant à l'école primaire et au collège syndicale, c'est pourquoi notre étude ne portera que sur la partie du terrain initialement prévu pour la construction.

Afin de connaître la nature, la succession et la répartition en plan des différentes couches géologiques qui constituent le sous sol du site, nous avons exécuté Douze (12) sondages carrotés, cinq (05) sondages préssiométriques et trente trois (33) essais au pénétromètre dynamique.

Nous avons procédé aux essais d'identification pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différents types de sols prélevés par les sondages carrotés. les différents essais sont les suivants :

Essais de détermination des caractéristiques physiques :

- Granulométrie
- Densité sèche
- teneur en eau
- degré de saturation
- Limite de liquidité
- Indice de plasticité

Essais de détermination des caractéristiques mécaniques :

- essai oedométrique
- essai de cisaillement

APERÇU THEORIQUE SUR  
LES DIFFERENTS ESSAIS  
EFFECTUES

# I. LES ESSAIS IN-SITU

## 1) L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE :

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges munies de pointe.

Dans notre cas, on utilise, le pénétromètre dynamique à pointe de type "BORRO" : La pointe est de diamètre supérieur à celui du train de tige servant à enfoncer la pointe ; donc on mesure seulement la résistance dynamique à la pointe.

### a. Présentation des résultats d'essais :

Les graphiques de pénétration dynamique représentent en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, la résistance dynamique évaluée en  $\text{kg/cm}^2$  déduite d'une formule de battage.

Remarque: On peut aussi représenter le nombre de coups donnant un enfoncement de 10cm en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, en coordonnées normales ou semi-logarithmiques.

### b. Résistance dynamique : $R_d$

La chute d'un Mouton de poids  $P_m$  sur un pieu de poids  $P_p$ , sur une hauteur  $h$  donne le travail total :  $\mathcal{E}_T = P_m \cdot h$

La théorie de l'impact détermine le travail perdu par le choc :

$$\mathcal{E}_c = P_m \cdot P_p \cdot h \frac{1-e^2}{P_m + P_p}$$

où  $e$  représente le coefficient de Restitution de NEWTON.

- La résistance à la pointe provoque un raccourcissement  $\epsilon$  donné par la loi de HOOK :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{l_p} = \frac{\sigma}{E_p} \\ \sigma = \frac{R_d}{S_p} \end{array} \right\} \Rightarrow \epsilon = \frac{R_d \cdot l_p}{S_p \cdot E_p} \Rightarrow \mathcal{E}_p = \frac{1}{2} \frac{R_d^2 l_p}{S_p E_p}$$

$\mathcal{E}_p$  : travail perdu par les déformations élastiques du pieu.

avec les paramètres du pieu :  $l_p$ ,  $S_p$  et  $E_p$  : longueur, section et module d'élasticité.

- Formule Générale :

$$P_m h - P_m P_p h \frac{1-e^2}{P_m + P_p} - \frac{1}{2} \frac{R_d^2 l_p}{S_p E_p} = (R_d - P_p - P_m) e$$

$e$  : Refus du pénétromètre =  $\frac{\text{Longueur battue}}{\text{Nombre de coups correspondant}}$

On néglige  $P_p + P_m$  devant  $R_d$  :

$$P_m h - P_m P_p h \frac{1-e^2}{P_m + P_p} = R_d e + \frac{1}{2} \frac{R_d^2 l_p}{S_p E_p} \quad (R_d \text{ en KG})$$

- Formule des HOLLANDAIS :

pour  $e=0$  et l'élasticité du pieu négligée :

$$R_d = \frac{1}{e} \frac{P_m^2 h}{P_m + P_p} \cdot \frac{1}{\omega} \quad \text{en } \text{kg/cm}^2$$

$\omega$  : section de la pointe ( $\text{cm}^2$ )

$P_p$  : peut représenter aussi le poids du pénétromètre et des accessoires.

c. Force Portante :

La force portante nominale d'un pieu battu est évaluée à partir de la résistance dynamique  $R_d$ , avec un coefficient de sécurité ( $\Gamma$ ) pris égal à 6 lorsque  $R_d$  est calculé à partir de la formule des HOLLANDAIS.

$$Q_N = \frac{R_d}{\Gamma} \cdot \Omega$$

$\Omega$  : section du pieu.

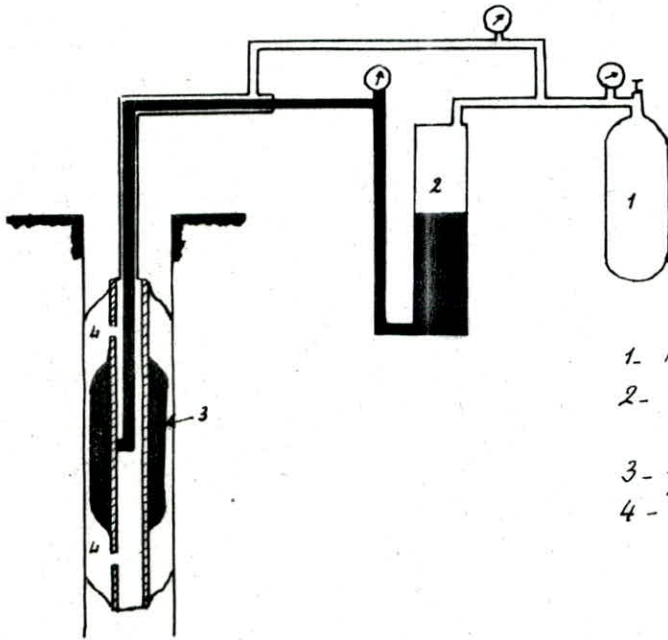
D'après TERZAGHI, En 1<sup>ère</sup> approximation:  $\frac{R_d}{12} < Q_{ad} < \frac{R_d}{6}$

## 2) - L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

### 1. Description du pressiomètre :

Le pressiomètre le plus utilisé est conçu par M<sup>r</sup> MENARD. Il comporte 3 parties principales :

- Le contrôleur pression - Volume (CPV)
- Les tubes de connexions
- La sonde de mesure.



1. Réservoir d'air Comprimé
2. Appareil de mesure de la dilatation de la partie centrale de la sonde.
3. partie centrale de la sonde
4. parties extérieures de la sonde.

Il faut noter que parmi les 3 parties constituant la sonde, seule, la partie centrale sert à faire les mesures ; les 2 parties extrêmes ont pour but de réaliser un champ cylindrique de contraintes autour de la partie centrale.

### 2. Principe de l'essai :

L'essai consiste à introduire la sonde (cylindre dilatable) dans un forage et mesurer la dilatation en fonction de la pression exercée au niveau du sol.

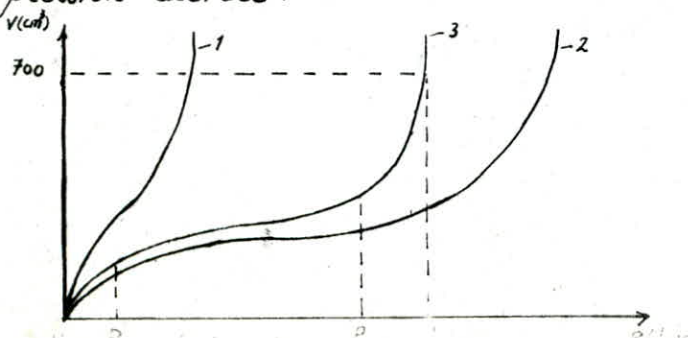
La dilatation de la sonde est obtenue par un reflux de l'eau dans sa partie centrale, et d'air dans ses parties extrêmes, par application de pressions croissantes au moyen d'un gaz comprimé.

Une mesure est faite environ tous les mètres pour des pressions allant de zéro à une valeur maximum fonction de la rigidité du sol.

### 3. Courbes et Paramètres caractéristiques :

#### a. Courbe Pression - Déformation :

On porte le volume de la partie centrale (volume à vide déduit) en fonction de la pression exercée.

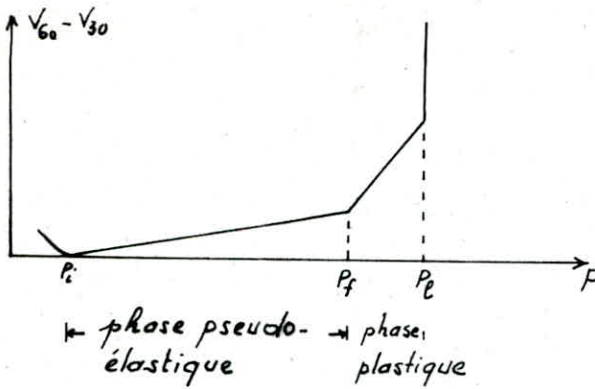


1. Courbe d'étalonnage (Pression à vide)
2. Courbe brute
3. Courbe nette

- $P_i$  : Pression de resserrage  
 $P_p$  : Pression Limite  
 $P_f$  : Pression de fluage.

b. Courbe de fluage :

On maintient la pression, constante entre 30 et 60 secondes, On détermine une variation de volume correspondant à un phénomène de fluage.



Sur la courbe pressiométrique, on distingue 3 paliers essentiels :

- Mise en contact de la sonde et des parois du forage et éventuellement une recompaction du sol.
- allure apparemment linéaire : la quasi-linéarité traduit sensiblement une proportionnalité relative du diamètre de forage et l'augmentation des pressions. Le sol se comporte dans ce cas comme un matériau élastique auquel correspond un module de déformation  $E$ .
- Courbure vers les déformations positives à partir d'une pression  $p_f$  (pression de fluage) : apparition d'une phase de déformations plastiques, limitée par une asymptote correspondant à la pression limite :  $p_l$ .

En conclusion, 3 caractéristiques fondamentales à définir :

- \* Le module de déformation  $E$ .
- \* La pression limite  $p_l$ .
- \* La pression de fluage  $p_f$ .

c. Paramètres caractéristiques :

c.1 : Module de déformation  $E$  :

On considère le forage comme un cylindre de rayon  $r_0$ , à parois infiniment épaisses. L'étude de l'équilibre d'un élément d'anneau cylindrique à une distance  $r$  aboutit à l'équation :

$$\sigma_\theta - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

$\sigma_\theta$  : contrainte tangentielle  
 $\sigma_r$  : contrainte radiale.

L'intégration donne pour solution :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = (p - p_0) \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 \\ \sigma_\theta = - (p - p_0) \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 \\ \sigma_z = p_0 \end{array} \right.$$

- où :  $p_0$  : contrainte des terres au repos.
- $p$  : contrainte radiale appliquée par le pressiomètre.

On retrouve :  $\frac{\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z}{3} = p_0$

Dans le champ de contraintes déviatorique :

$$\sigma'_r = (P - P_0) \frac{r_0^2}{r^2} \quad ; \quad \sigma'_\theta = - (P - P_0) \frac{r_0^2}{r^2} \quad ; \quad \sigma'_z = 0$$

Sur les parois du forage :  $r = r_0$

$$\sigma'_r = P - P_0 \quad ; \quad \sigma'_\theta = - (P - P_0) \quad ; \quad \sigma'_z = 0$$

Ce qui donne des déformations planes.

En appliquant la théorie de Hook : déformation caractérisée par  $p$  :

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r} = - \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma'_\theta - \nu\sigma'_r]$$

$$\Rightarrow u = \frac{1+\nu}{E} (P - P_0) r_0 \quad \text{pour } r = r_0$$

pour une déformation radiale sur  $r_0 + u$  ; et pour une pression augmentée de  $dP$ , on obtient du :

$$du = \frac{1+\nu}{E} (r_0 + u) dP \quad \text{ou} \quad E = (1+\nu)(r_0 + u) \frac{dP}{du}$$

En tenant compte des variations de volume  $dV$  :

$$E = 2(1+\nu)(V_0 + V) \frac{dP}{dV}$$

$V_0$  : volume à vide  
 $V$  : volume injecté.

### C.2 : Pression limite : $P_L$

La courbe pression-déformation est limitée par une asymptote dont la projection sur l'axe des pressions détermine la pression limite.

En pratique la pression limite est la pression correspondant à un volume d'eau injecté de  $700 \text{ cm}^3$ .

### C.3 : Pression de fluage : $P_f$

On détermine la pression de fluage sur la courbe de fluage, pression correspondant à la fin de la phase pseudo-élastique.



#### 4- Capacité portante :

La pression admissible sous la base de la fondation ( $\bar{q}$ ) se calcule par :

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

avec donc un coefficient de sécurité de 3.

$K$  : coefficient de portance déterminé à partir d'abaques de M<sup>r</sup> MENARD, en fonction de :

- L'encastrement relatif
- La catégorie du sol de fondation
- Le coefficient de forme pour les fondations superficielles ou semi-profondes
- La nature du pieu pour les fondations profondes.

$P_0$  : pression horizontale totale des terres au moment de l'essai.

$q_0$  : pression verticale totale des terres au niveau envisagé.

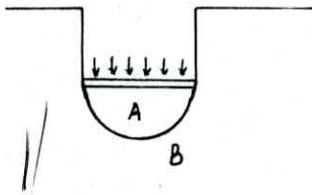
$P_L - P_0$  : pression limite nette.

#### 5- Calcul des tassements :

On applique la formule générale :  $W = W_A + W_B$

$W_A$  : tassement lié au domaine sphérique.

$W_B$  : tassement lié au domaine déviatorique.



A : champ à tendance sphérique

B : champ à tendance déviatorique.

$$W_A = \frac{\alpha}{4,5 E_A} P \lambda R \quad ; \quad W_B = \frac{1,33}{3 E_B} P R_0 \left( \lambda' \frac{R}{R_0} \right)^\alpha$$

avec :  $R_0$  : dimension de référence prise égale à 30 cm.

$P$  : surpression moyenne due aux charges permanentes.

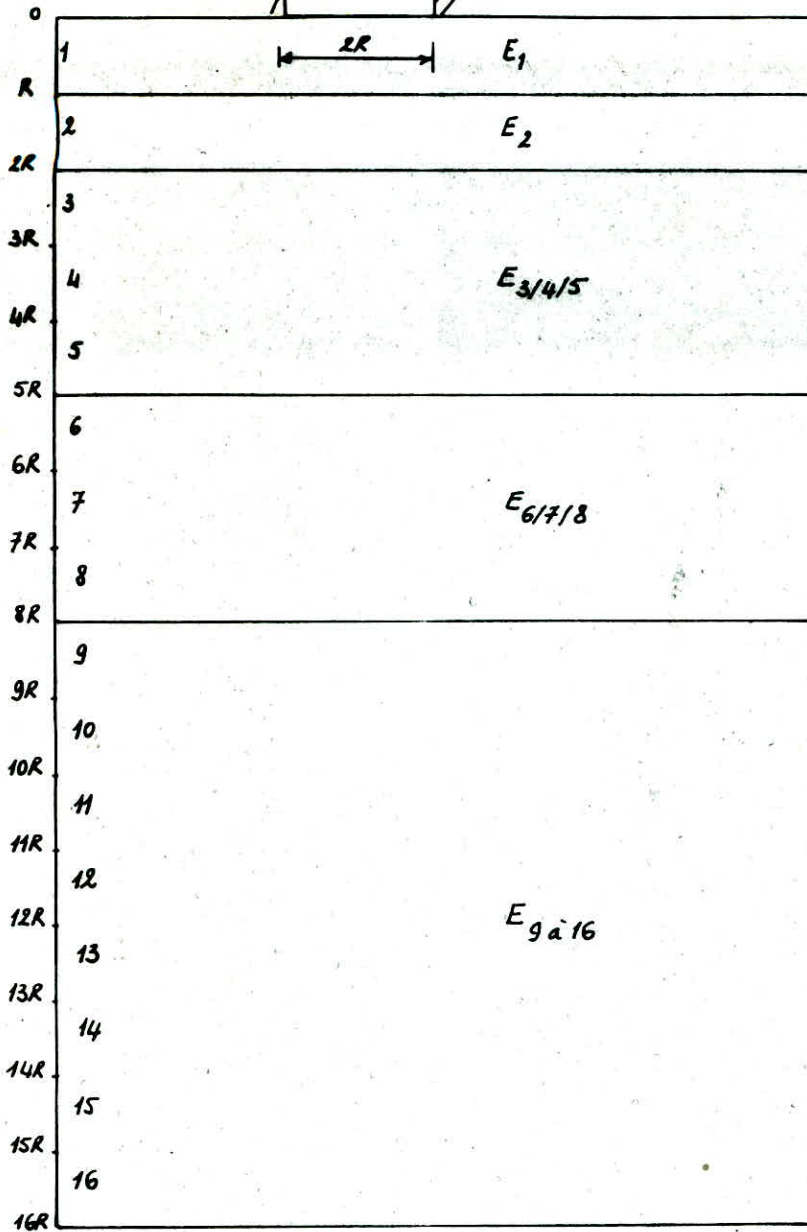
$\lambda$  et  $\lambda'$  : coefficients de forme dans les 2 domaines A et B, donnés par un graphique en fonction des dimensions de la semelle ( $\frac{L}{2R}$ ).

$\alpha$  : coefficient du sol donné par un tableau en fonction de  $\frac{E}{P_L}$  et de la nature du sol.

$E_A$  et  $E_B$  : modules pressiométriques des 2 domaines.

$$E_A = E_1 : \frac{2}{E_1} = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{E(-R)}$$

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



- Les sols grenus dont 50% d'éléments en poids  $> 80\mu$ .
  - Les sols fins dont 50% d'éléments en poids  $< 8\mu$ .
  - Les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.
  - Classification des sols grenus :  
graves, sables suivant le tableau du L.P.C
  - Classification des sols fins :  
suivant l'abaque de CASAGRANDE.
- Notant enfin que l'Equivalent de sable (E.S) permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu.

### 3) ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Une application directe de la théorie de consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements d'ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, ce qui permet de comprendre le comportement dans le temps des sols sous l'effet de charges permanentes.

Oedomètre de TERZAGHI :

C'est un appareil qui permet de réaliser sur un échantillon de sol saturé un essai de consolidation unidimensionnel, où le comportement du sol correspond à la sollicitation d'un échantillon cylindrique de sol en compression axiale et sans déformation latérale.

Les contraintes sont d'un état homogène avec des directions principales fixes.

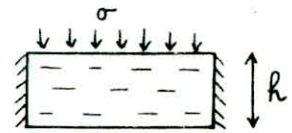
Si  $Q$  est la force verticale appliquée, la contrainte verticale aussi principale est :

$$\sigma_a = \frac{Q}{S}$$

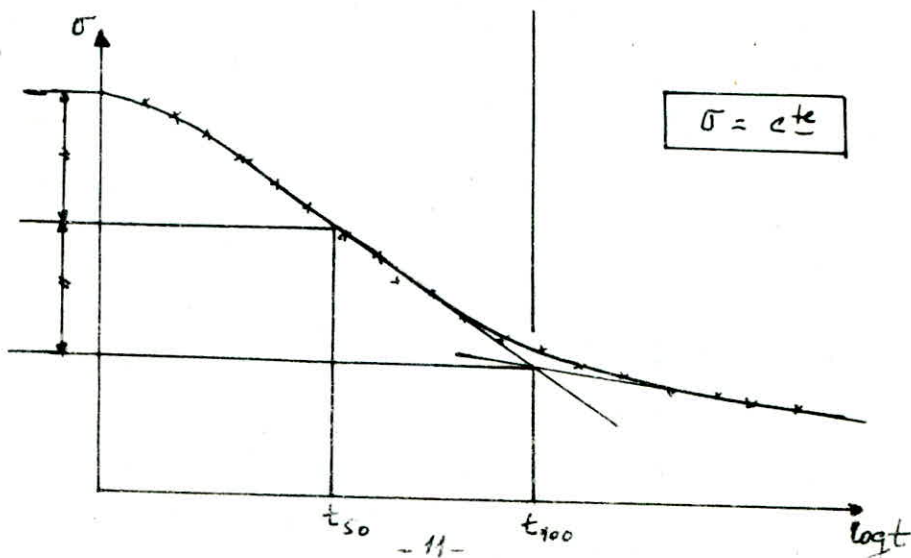
L'état de déformation est :

déformation latérale :  $\epsilon_r = 0$

déformation axiale :  $\epsilon_a = \frac{\Delta h}{h}$



La courbe des déformations verticales en fonction du temps (échelle semi logarithmique) a l'allure :



Sur la courbe de consolidation, on distingue :

- La phase de consolidation primaire : qui correspond au phénomène de dissipation de la surpression interstitielle.
- La phase de compression secondaire : où le squelette solide du sol continue à tasser bien que la surpression interstitielle soit nulle ( $\Delta u = 0$ ).

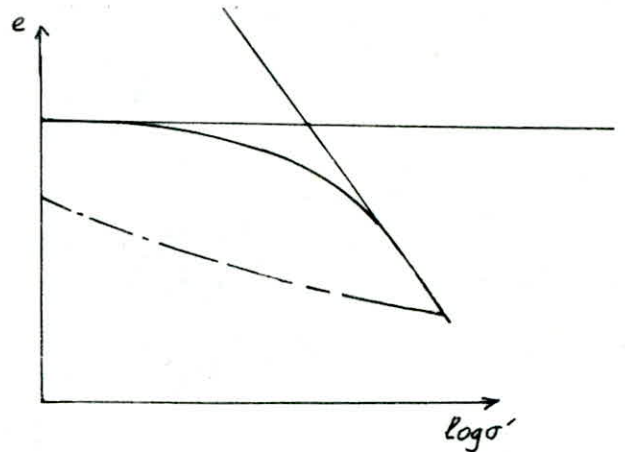
La courbe oedométrique :

Sur un échantillon donné on fait plusieurs essais. On applique d'abord une première charge et on attend la fin de la consolidation sous cette charge, puis on applique une deuxième charge double de la précédente et on attend qu'il y ait consolidation, etc...

En calculant pour chaque charge l'indice des vides en fin de consolidation on peut tracer la "courbe oedométrique" :  $(e, \log \sigma')$

courbe analogue à celle obtenue pour les sols grenus.

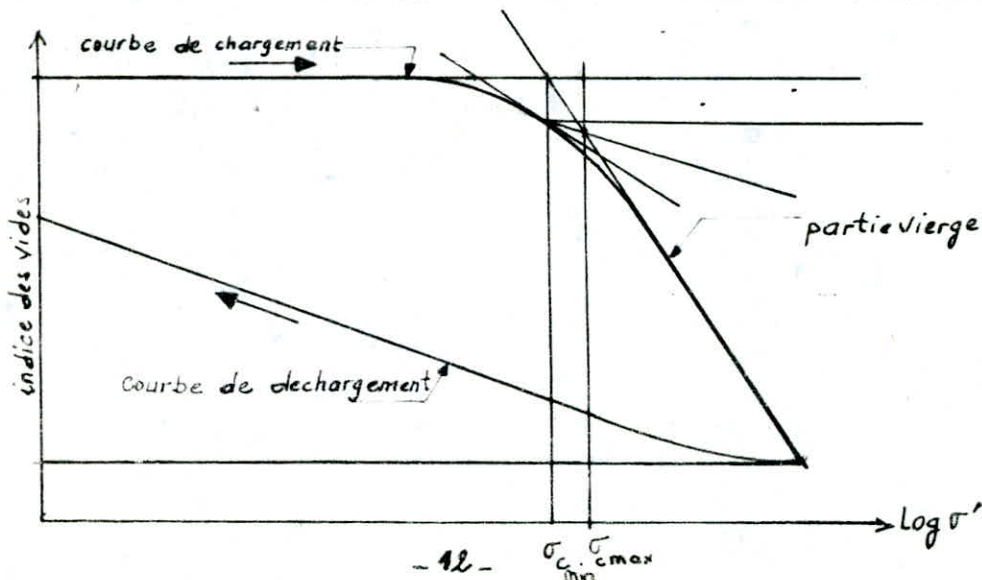
La courbe schématise le comportement du squelette solide.



Pression de consolidation (Préconsolidation) :

L'essai à l'oedomètre rend compte de la plus forte pression de consolidation :  $P_c = \sum \gamma_d D$  subie dans l'histoire de ce sol.

Le diagramme oedométrique d'un échantillon intact se présente schématiquement sous forme de deux branches AB et CD dont les prolongements se rencontrent en un point E d'abscisse  $\sigma'_c$ .



$\sigma'_c$  correspond assez bien à la plus forte pression sous laquelle s'est consolidé l'échantillon.

si  $\sigma'_c = \sum \sigma'_i D_i$  : l'échantillon est normalement consolidé.

si  $\sigma'_c > \sum \sigma'_i D_i$  : l'échantillon est surconsolidé.

si  $\sigma'_c < \sum \sigma'_i D_i$  : l'échantillon est sous consolidé.

L'indice de compression et module oedométrique :

L'indice de compression s'exprime par :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \Rightarrow e_1 = e_0 - C_c \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

c'est à dire que dans la branche CD (sous des charges courantes) la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la variation du logarithme pression.

Cette relation nous permet de calculer le module oedométrique  $E'$  connaissant :

$$- \frac{\Delta h}{h} = - \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{\Delta \sigma}{E'}$$

$$\Rightarrow \frac{\Delta \sigma}{E'} = - \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{C_c}{1+e} \log \left[ 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right]$$

$$\text{d'où : } E' = \frac{1+e}{C_c} \cdot \frac{\Delta \sigma}{\log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right)}$$

si  $\Delta \sigma$  est petit devant  $\sigma_0$ , on aura :

$$E' = 2,3 \sigma_0 \frac{1+e}{C_c}$$

$$\text{d'où : } \frac{1}{\log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right)} \approx \frac{1}{2,3} \frac{\Delta \sigma}{\sigma}$$

$$\text{on peut facilement déduire : } C_c = \frac{2,3 \Delta e}{\frac{\Delta \sigma}{\sigma}}$$

soit  $E_v$  : module tangent =  $E'$ , l'expérience montre que :

$$\frac{\Delta \sigma}{\Delta e} = \frac{2,3 \sigma}{C_c}$$

$$\text{on en déduit : } E_v = E' = 2,3 \sigma \frac{1+e}{C_c}$$

Courbe de décompression :

La partie DG représente la courbe de décompression.

La pente  $\frac{\Delta \log \sigma}{\Delta e}$  de DG définit ce qu'on appelle l'indice de

gonflement (4 à 8 fois plus petit que  $C_c$ ).

mais dès que la pression descend au dessous d'un certain seuil  $P_g$  (pression de gonflement) la droite DG se poursuit par une courbe

à indice de gonflement croissant.

On reconnaît les sols gonflants de la manière suivante :

$I_p$  très grand de 25 à 55 ou plus

une forte surconsolidation : la pression de consolidation variant de 0,1 à 0,8 MPa.

Un indice de gonflement :  $0,04 < C_g < 0,25$ .

## ESSAIS DE DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANIKQUES:

Les essais mécaniques ont pour but de déterminer :

- La cohésion
- L'angle de frottement interne
- La compressibilité.

### L'angle de frottement interne et la cohésion:

Les expériences élaborées pour rechercher la résistance la plus réelle d'un sol, ne peuvent avoir d'application exacte que si l'on se représente en tout point, la grandeur de la contrainte et son obliquité par rapport à l'élément sur lequel elle agit ; éléments qui varient suivant l'orientation de cet élément de surface en un point déterminé. L'ensemble des vecteurs contraintes forment en chaque point un tenseur. La représentation de MOHR est la plus simple à cet égard.

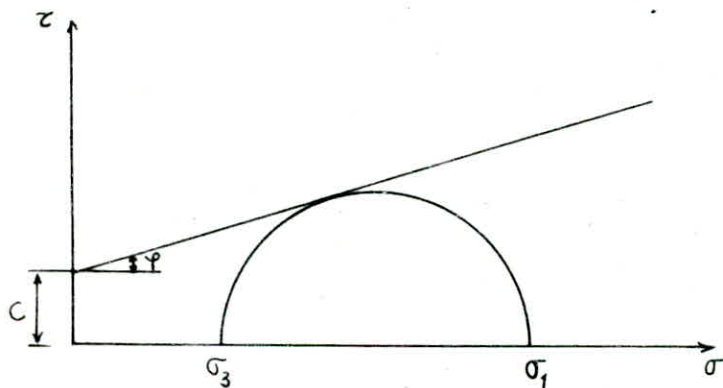
L'étude expérimentale sur le critère de la résistance des sols a montré que pour chaque matière homogène et quasi-isotrope dans des conditions déterminées, il existe dans le système de représentation  $(\sigma, \tau)$  de MOHR une courbe limitant les états de tension qui provoquent la rupture : c'est la courbe intrinsèque, qu'on assimile pour les terres à une droite : droite de COLLOMB, faisant un angle  $\varphi$  avec l'axe des  $\sigma$  et coupant l'axe des  $\tau$  à une ordonnée  $c$ , où  $\varphi$  est l'angle de frottement interne et  $c$  la cohésion. La rupture se produit à la contrainte tangentielle maximale :

$$\underline{\underline{\tau_{\max} = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}}$$

à l'équilibre limite en un point A, Les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  limitant le cercle de MOHR de centre d'abscisse  $p$  :

$$\sigma_1 = p(1 + \sin \varphi)$$

$$\sigma_3 = p(1 - \sin \varphi)$$



### ESSAIS

Différents types d'appareils permettent de mesurer la cohésion et l'angle de frottement interne.

#### 4) Cisaillement rectiligne : Boite de CASAGRANDE :

La boite de CASAGRANDE est constituée de deux demi-boîtes, dont l'une inférieure est fixe et l'autre supérieure est mobile le long du plan horizontal à vitesse normale ( $= 1,5 \text{ mm/mn}$ ).

L'échantillon de sol à étudier est introduit entre deux plaques poreuses dans la boite sur laquelle on exerce une force déterminée.

On augmente progressivement la force de traction tout en notant les déplacements horizontaux et verticaux jusqu'à rupture complète de l'échantillon.

Soient :  $s$  : section de l'échantillon.

$e, h$  : déplacements horizontaux et verticaux.

Les contraintes normales et tangentielles sont :

$$\sigma = \frac{N}{s} \quad ; \quad \tau = \frac{T}{s}$$

et les déformations équivalentes :

$$\epsilon_1 = \frac{e}{L} \quad ; \quad \epsilon_2 = \frac{h}{H}$$

où :  $L$  et  $H$  sont la longueur et la hauteur de l'échantillon.

La droite intrinsèque s'obtient en notant pour plusieurs essais les points correspondant à la rupture sur les axes  $(\sigma, \tau)$ .

L'application de cet essai n'est valable que lorsqu'il n'existe pas d'ambiguïté sur les conditions de drainage.

L'expérience montre que la tension de rupture mesurée est généralement exagérée : l'effort appliqué n'est pas directement repris par l'échantillon mais la boîte lui soumet l'effet d'un couple provenant de ses parois et de la transmission de l'effet des pierres poreuses.

Tracé de la droite intrinsèque :

On pose :  $A = \tan \varphi$  et  $B = c$

à la rupture on a donc :  $\tau = A\sigma + B$ .

Généralement trois (3) essais suffisent pour retrouver les valeurs de  $c$  et  $\varphi$ , pour cela on prend  $n=3$ .

à chaque couple  $(\sigma_i, \tau_i)$  expérimental, correspond un couple  $(\sigma_i, \tau_i)$  théorique, tel que :

$$\tau_{i+R} = A\sigma_{i+R} + B + \epsilon_i$$

où  $\epsilon_i$  représente la différence entre la valeurs  $\sigma_i, \tau_i$  trouvées à la rupture pour chacun des 3 essais et celles dont on tient compte pour le tracé de la droite intrinsèque.

on a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_1 = A\sigma_1 + B + \epsilon_1 \\ \tau_2 = A\sigma_2 + B + \epsilon_2 \\ \tau_3 = A\sigma_3 + B + \epsilon_3 \end{array} \right. \quad \text{ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_1 = \tau_1 - A\sigma_1 - B \\ \epsilon_2 = \tau_2 - A\sigma_2 - B \\ \epsilon_3 = \tau_3 - A\sigma_3 - B \end{array} \right.$$

pour que la droite passe par les 3 points  $(\sigma_i, \tau_i)$  avec le minimum d'erreurs, il faut que :

$$\sum \epsilon_i \text{ soit minimale} \Rightarrow \sum \epsilon_i^2 \text{ soit minimale.}$$

$$\text{avec : } \sum \epsilon_i^2 = \sum (\tau_i - A\sigma_i - B)^2$$

$\sum \epsilon_i^2$  min, correspond à la résolution du système des 2 équations suivantes :

$$\frac{d\sum \epsilon_i^2}{dA} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{d\sum \epsilon_i^2}{dB} = 0$$

Le système est donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum 2 [\tau_i - A\sigma_i - B] (-\sigma_i) = 0 \\ \sum 2 [\tau_i - A\sigma_i - B] (-1) = 0 \\ 2 \sum (-\tau_i \sigma_i + A\sigma_i^2 + B\sigma_i) = 0 \\ 2 \sum (-\tau_i + A\sigma_i + B) = 0 \end{array} \right.$$



$$\begin{cases} A \sum \sigma_i^2 + B \sum \sigma_i = \sum \sigma_i \tau_i \\ A \sum \sigma_i + B n = \sum \tau_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \sum \sigma_i^2 + B \sum \sigma_i = \sum \sigma_i \tau_i \\ A \sum \sigma_i + B n = \sum \tau_i \end{cases}$$

$$\Delta = \begin{vmatrix} \sum \sigma_i^2 & \sum \sigma_i \\ \sum \sigma_i & n \end{vmatrix} = n \sum \sigma_i^2 - [\sum \sigma_i]^2$$

$$\Delta_A = \begin{vmatrix} \sum \sigma_i \tau_i & \sum \sigma_i \\ \sum \tau_i & n \end{vmatrix} = n \sum \sigma_i \tau_i - (\sum \sigma_i)(\sum \tau_i)$$

$$\Delta_B = \begin{vmatrix} \sum \sigma_i^2 & \sum \sigma_i \tau_i \\ \sum \sigma_i & \sum \tau_i \end{vmatrix} = \sum \sigma_i^2 \sum \tau_i - \sum \sigma_i \cdot \sum \sigma_i \tau_i$$

La solution est donc :

$$A = \frac{n \sum \sigma_i \tau_i - \sum \sigma_i \sum \tau_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2}$$

$$B = \frac{\sum \sigma_i^2 \sum \tau_i - \sum \sigma_i \sum \sigma_i \tau_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2}$$

## 5) ESSAI TRIAXIAL

### 4. Principe

L'essai Triaxial permet d'appliquer sur un échantillon cylindrique de sol contenu latéralement dans une membrane fine, d'une part une pression latérale  $p$  par l'intermédiaire d'un liquide incompressible, d'autre part une force axiale  $F$  à l'aide d'un piston. La mesure de la pression interstitielle  $u$  de l'eau dans le sol saturé et son drainage sont assurés par 2 pierres poreuses placées aux 2 extrémités de l'échantillon.

Le champ de contraintes TRIAXIAL

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_a = \frac{F}{S} + p \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r = p \end{cases}$$

L'essai, consiste d'augmenter à vitesse constante la force  $F$  en maintenant la pression  $p$  constante.

On obtient la courbe intrinsèque en traçant l'enveloppe des cercles de MOHR correspondant chacun à la rupture lors d'un essai.

### b. APPAREILLAGE

#### b.1. Appareil de mise en pression :

La pression à communiquer à la cellule résulte d'une différence de niveau entre deux godets contenant du mercure : l'un fixe (au niveau inférieur) l'autre suspendu par un ressort à une console mobile sur un rail dont le mouvement est commandé par un fil enroulé à une roue à roquets.

Le vérin hydraulique alimenté par un réservoir d'eau désaérée, permet de régler le niveau de mercure dans les godets.

Un ensemble de 3 à 4 paires de godets peut être groupé sur un même tableau pour donner simultanément des pressions différentes à plusieurs éprouvettes.

La hauteur maximale d'environ 3,50m que peut atteindre le godet supérieur donne une pression de 4 bars. Un godet supérieur fixe (un par cellule) relié directement sur le tableau ou système de pression variable permet d'augmenter la pression jusqu'à 16 bars.

Un manomètre à cadran fixé sur le tableau est utilisé pour la mesure des différentes pressions, il peut être remplacé par un manomètre à mercure quand il s'agit de faibles pressions.

(voir schéma page )

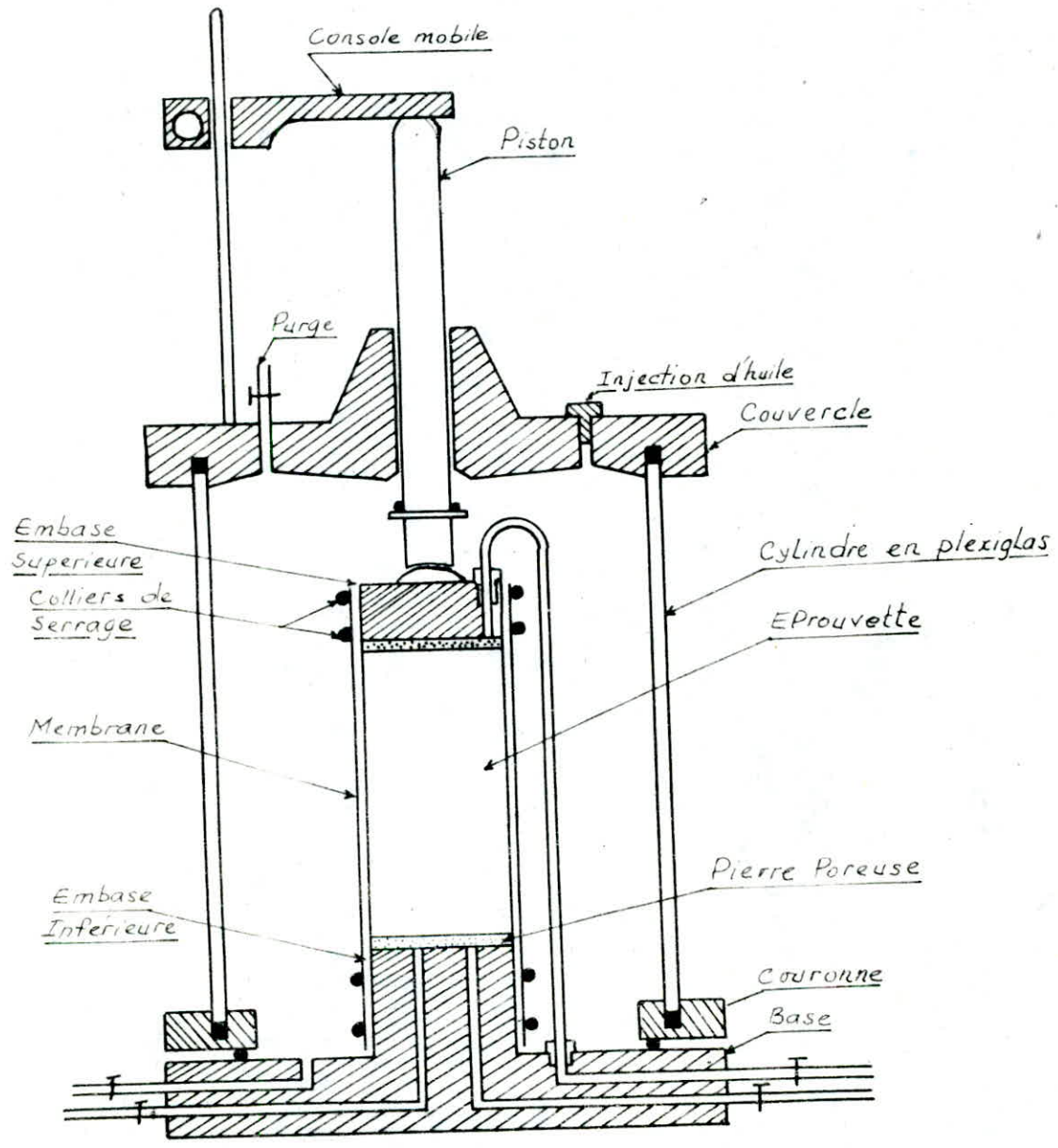
#### b.2. Cellule :

Les cellules cylindriques de dimensions différentes sont toutes de même conception, soit :

- La partie inférieure : repose sur le plateau de la presse, intérieurement munie de 2 orifices (sur le bord) : l'un permettant le remplissage de la cellule, l'autre est relié par un flexible à la pierre poreuse du sommet de l'échantillon. au centre est placée l'embase inférieure munie aussi de 2 orifices reliant la pierre poreuse de la base, d'une part au système de drainage, d'autre part à l'appareil de mesure de pression interstitielle.

- La partie supérieure : traversée par un alésage destiné à recevoir le piston. Latéralement, elle porte 2 orifices, l'un servant de purge

(permet d'expulser l'air au cours du remplissage), l'autre conduit l'huile injectée dans la cellule.  
 La partie latérale de la cellule est formée de plexiglas.



schema de la cellule Triaxiale

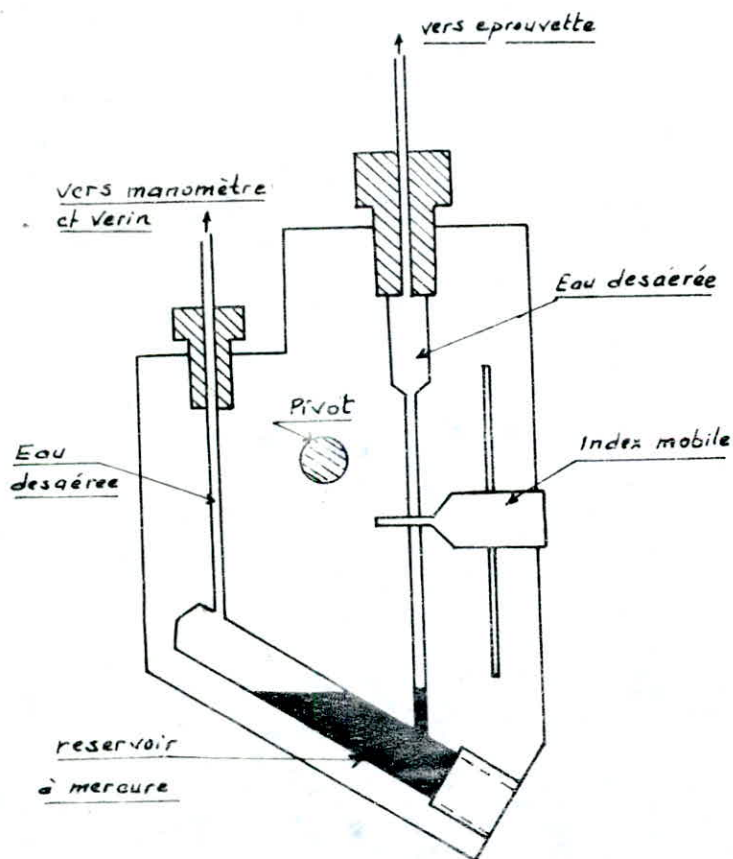
### b.3. La presse Triaxiale :

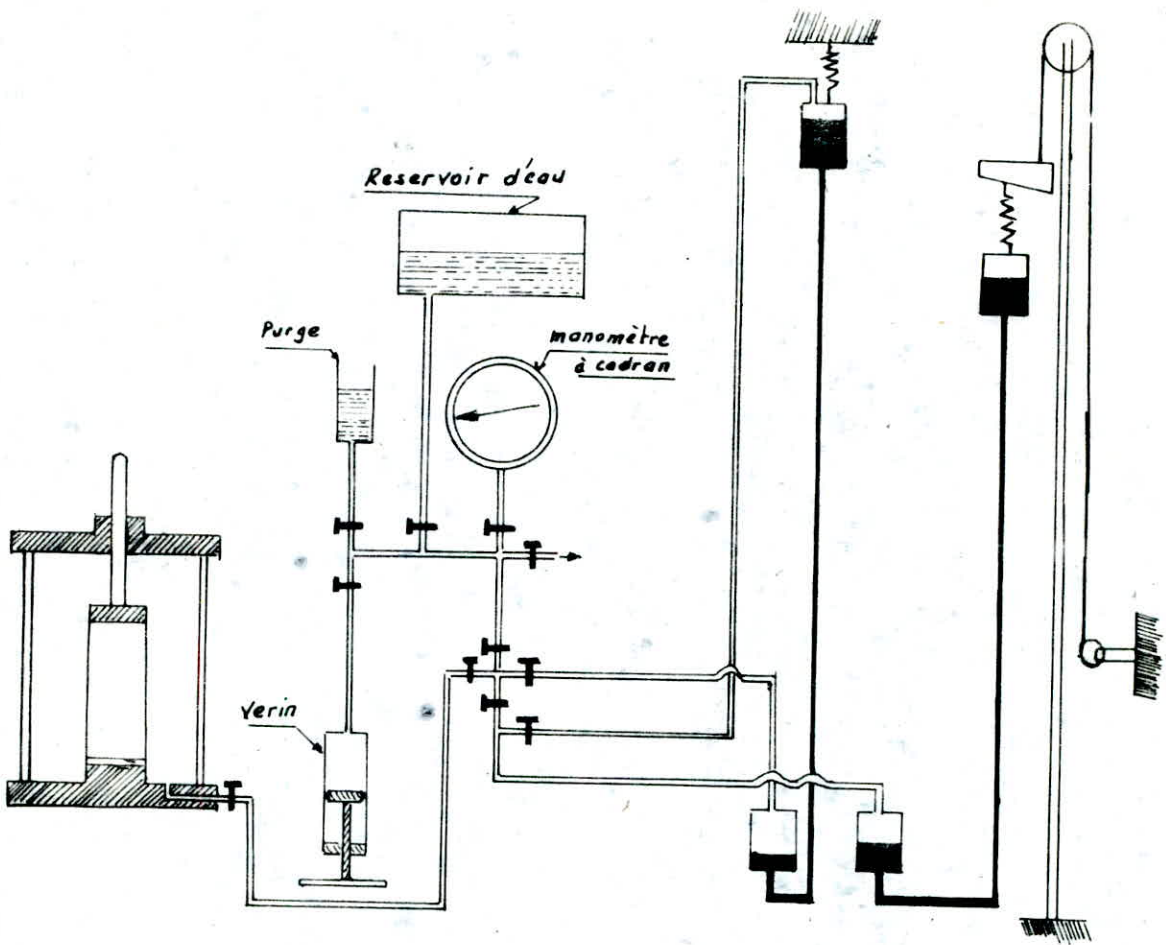
Au cours de la phase de cisaillement, la force axiale sera donnée à l'échantillon par la remontée, à vitesse réglable (à l'aide d'un système de pignons de diamètres variables), du plateau de la presse : Cette remontée engendre un effort sur la partie supérieure de l'échantillon, par le piston qui est calé sur un anneau dynamométrique s'appuyant sous la partie horizontale d'un pozzique fixé sur la presse.

### b.4. Appareil de mesure de la pression interstitielle :

La pression interstitielle sera mesurée généralement à la base de l'échantillon par des appareils à équilibrage de pression. La pression est transmise dans un bloc en plexiglas, traversé d'un tube en forme de U rempli à  $\frac{2}{3}$  de mercure, l'autre partie du tube en U est reliée au manomètre à quadrant et au manomètre à mercure (en forme de U) permettant la sensibilité de mesure, ainsi qu'au verin hydraulique permettant de régler toute dénivellation de mercure par rapport à l'index désigné au début de l'essai servant d'indicateur de zéro.

Pendant la mise en service de cet appareil, on le dispose d'une façon à ce que le mercure soit horizontal. On applique une pression à l'aide du verin pour dégager tout vide existant dans le circuit. Au cours de l'essai, on dispose le bloc verticalement (voir figure).





### b.3 - Appareil de mesure des changements de volume.

Pour les 2 phases, saturation et consolidation, on utilise la double burette à contre pression.

Chacune des 2 burettes est constituée d'une pipette de 100 cc reliée de dessous à la contre pression et déversant par dessus sur la burette en plexiglas. Les 2 burettes se communiquent par un tube en V, à leur partie inférieure qui est munie d'une purge. La partie supérieure se termine par 2 orifices servant au remplissage. Un système de 2 robinets à pousoirs (à 3 positions IN, OUT, OFF) permet le fonctionnement d'une seule burette ou des 2 simultanément (éventuellement la fermeture de l'ensemble aussi). Les burettes sont aussi reliées au Verin et au manomètre utilisés pour la pression interstitielle.

#### Remplissage des burettes avec de l'eau désaéré :

On ouvre les bouchons en haut de chacune des burettes, on branche une faible pression d'eau sur l'arrivée droite, les 2 robinets étant en position IN (poussés). On referme les bouchons et les robinets (OFF) lorsque l'ensemble est plein d'eau.

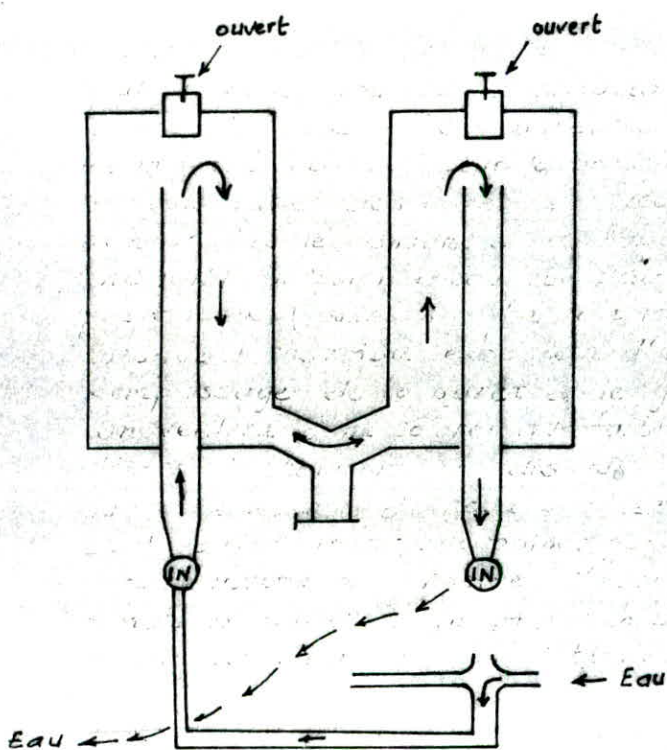
#### Remplissage de la burette de gauche avec de l'huile de parafine colorée :

On veillera à ne colorer que faiblement l'huile de parafine pour éviter les dépôts de colorant non dissous.

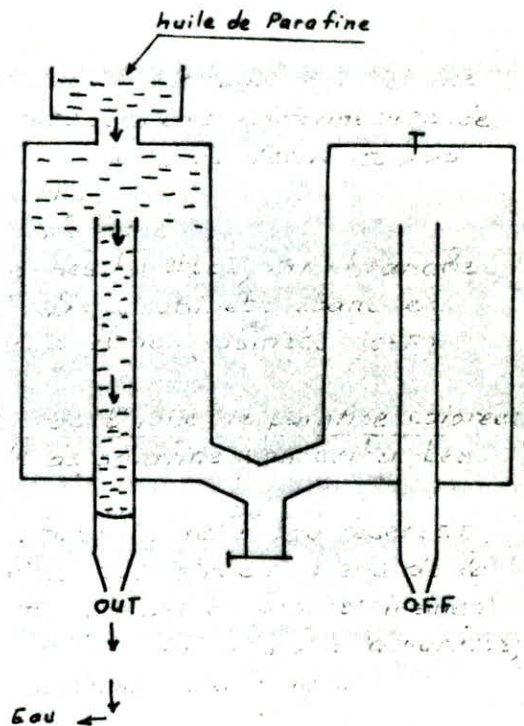
Ouvrir le bouchon de cette burette et enfoncer un tube fin relié au réservoir de Parafine. Mettre le robinet gauche en position OUT (tirée), l'eau de la burette intérieure (pipette) s'écoule par la sortie gauche et progressivement remplacée par de la parafine. Lorsque l'huile arrive au bas de la burette, le robinet sera mis OFF (intermédiaire) et le bouchon sera refermé.

#### Remplissage de la burette droite avec de l'huile de Parafine :

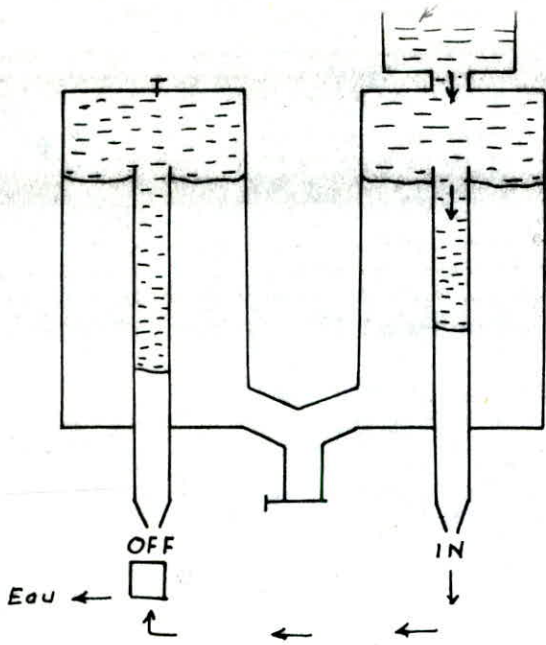
On procède de la même façon que précédemment (le robinet droit sera alors en position IN, l'autre OFF).



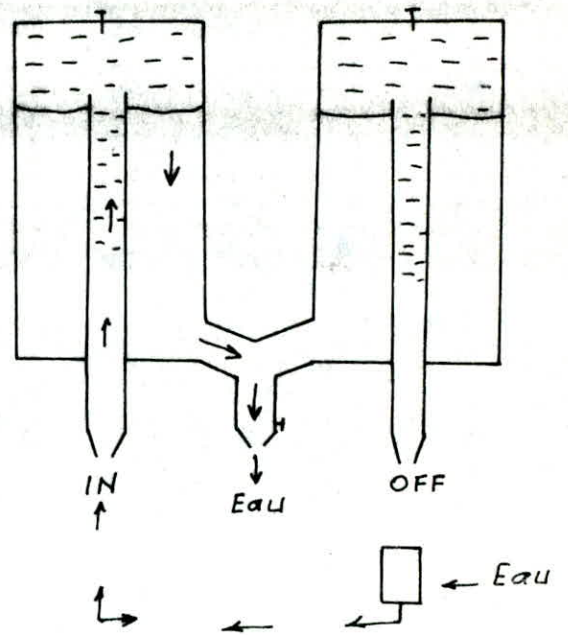
Remplissage des burettes avec de l'eau



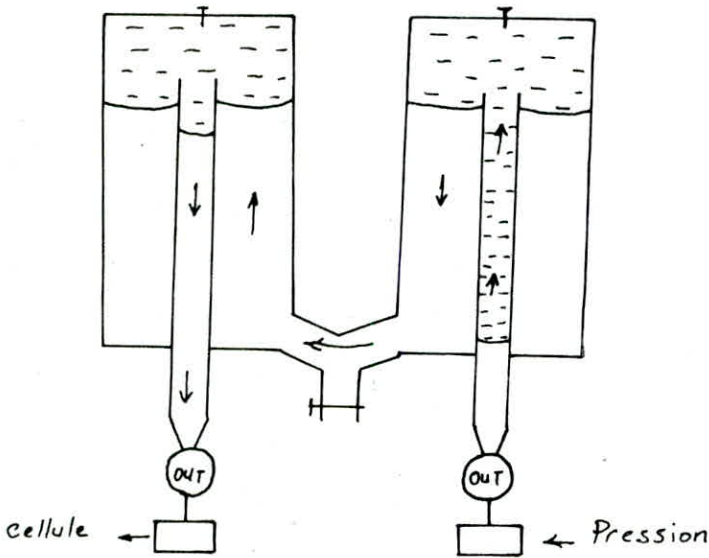
Remplissage de la 1<sup>ère</sup> burette avec de l'huile de Parafine



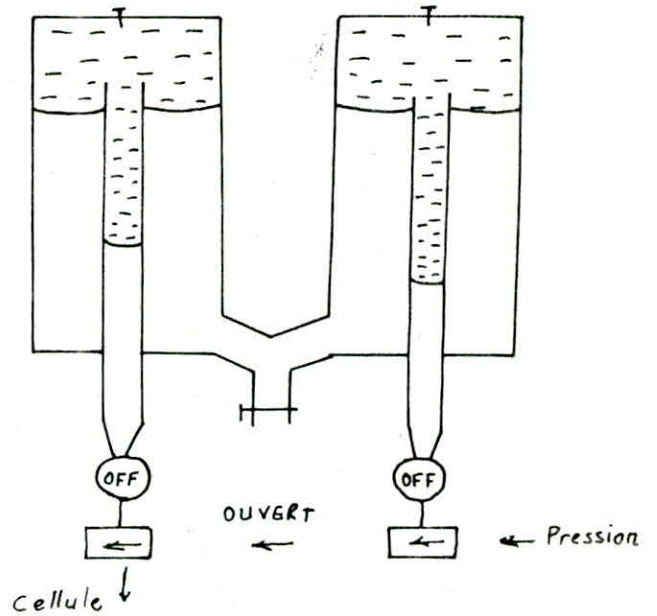
Remplissage de la seconde burette d'huile de Parafine



Préparation de la burette double pour la mise en service

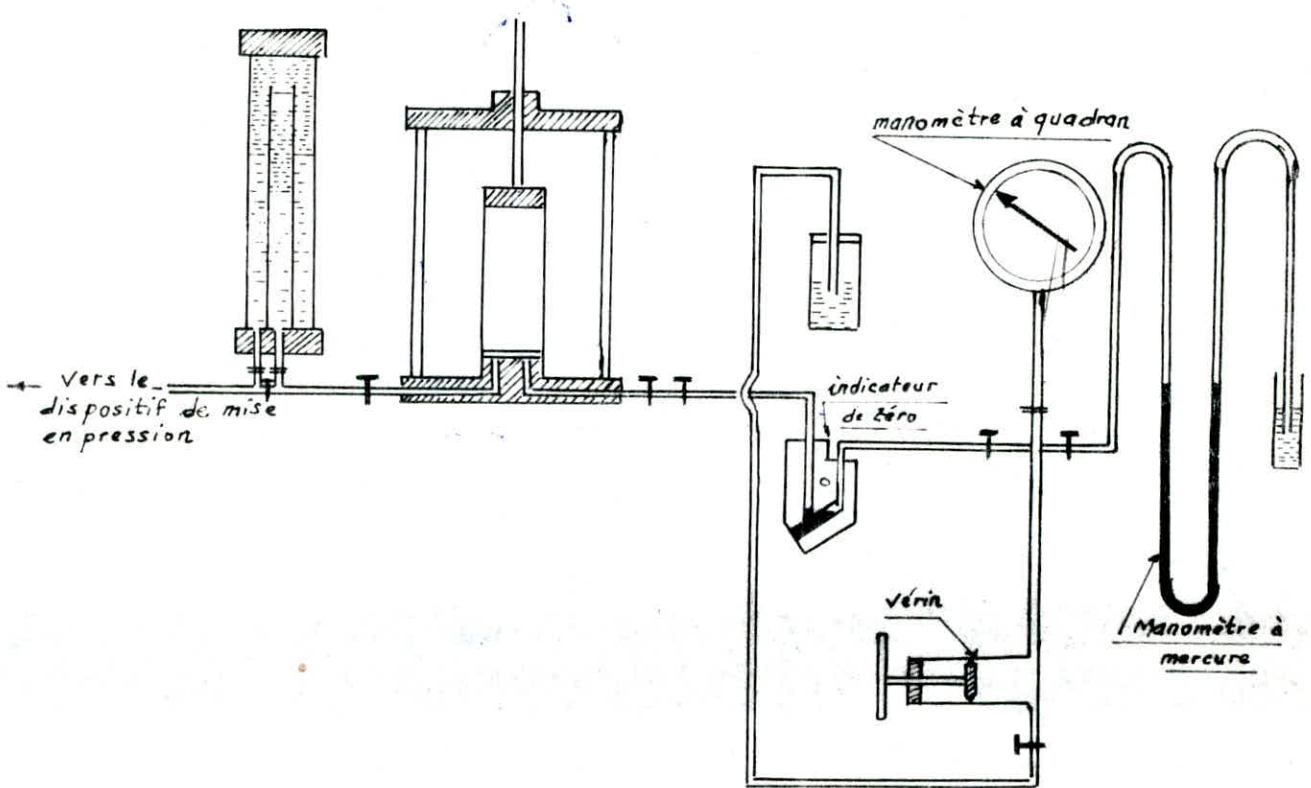


Fonctionnement



Fonctionnement sans utilisation de la double burette

C. ESSAI CONSOLIDÉ NON DRAINE (CU) EFFECTUÉE SOUS CONTREPRESSION AVEC MESURE DE PRESSION INTERSTITIELLE :



C-1. SATURATION :

La saturation se fait par le passage d'eau sous pression dans un échantillon. Dans cette phase, les burettes sont branchées sur le dispositif de mise en pression (contrepression). La contrepression est communiquée au bas de l'éprouvette, et les burettes mesurent tout changement de volume dû à l'effet de la contrepression dans l'échantillon, c'est à dire l'évolution du volume d'eau interstitielle dans les vides.

On commence par une pression de 0,1b ( $u_c = 0$ ) ; On fait croître simultanément la pression dans la cellule et la contrepression ( $u_c$ ) par paliers de 0,5bar jusqu'à la valeur de  $u_c$  choisie pour la contrepression, qui doit être d'autant plus importante que le degré de saturation du sol est plus faible, à la limite une contrepression de 4,5 à 5bars appliquée pendant 2 ou 3 jours permet de saturer complètement la plupart des sols même si leur degré de saturation initial est faible. Il faut noter que, si on applique brusquement une valeur importante de pression, on risque d'entraîner les particules fines donc de remanier l'échantillon.

À chaque palier, on relève le niveau des burettes après stabilisation du ménisque huile-eau et le circuit de mesure de pression interstitielle sera ouvert juste à ce moment et fermé après la mesure.



On calcule le rapport de Bishop :  $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$  (le rapport de la variation de la pression interstitielle et de la variation  $\Delta \sigma_3$  de la pression latérale).

pour  $B \geq 0,95$ , le sol peut être considéré comme saturé.

### C-2. CONSOLIDATION :

La consolidation est le phénomène de réduction de volume d'une éprouvette de sol saturé sous l'action d'une contrainte normale.

L'éprouvette de sol homogène est limitée par une pierre poreuse (ou deux) servant de drain, de coefficient de perméabilité supposé constant.

L'application de la pression latérale  $\sigma_3$  uniforme assimile l'éprouvette à un milieu infini dans le sens horizontal. La face supérieure de l'éprouvette est également soumise à la pression  $\sigma_3$  uniforme et instantanée provoque la consolidation. après que toutes ces hypothèses soient vérifiées, on peut donc évaluer la consolidation dans le temps.

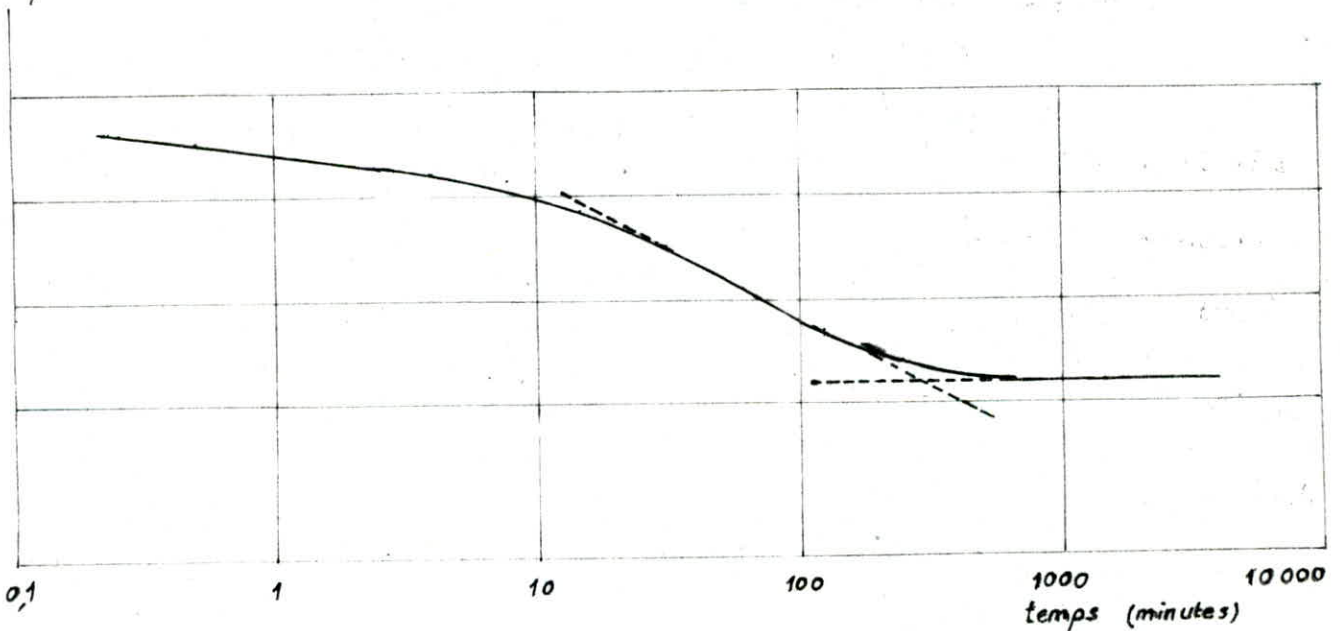
après la saturation, on garde la contrepression  $u_c$  constante et on augmente  $\sigma_3$  jusqu'à la pression de consolidation choisie pour chaque cellule, soient :

$$\sigma_3' = 0,5b ; 1,5b \text{ et } 4b \text{ d'après le L.C.P.C.}$$

La consolidation est faite par mesure de la variation de volume ( $\Delta V$ ) par les burettes dans le temps.

L'échantillon sera complètement consolidé au moment de la stabilisation d'eau dans les burettes.

On reporte les valeurs sur un graphe semi-logarithmique ( $t, \Delta V$ ) ; une fois la courbe de consolidation tracée, on détermine le temps de consolidation primaire :  $t_{100}$ .



### C-3- CISAILLEMENT

On applique le deviateur, à une vitesse suffisamment faible pour que la pression interstitielle soit sensiblement uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. La vitesse de déformation se calcule comme suit :

$$V = \frac{\Delta h_r}{t_r}$$

$\Delta h_r$  : déformation de rupture estimée suivant la nature du sol, variant de 2 à 15% de la hauteur avant l'essai.

$t_r$  : temps de rupture nécessaire. dans le cas d'une éprouvette avec deux pierres poreuses + drain latéral, on prend :  $t_r = 2,26 t_{100}$ .

Pendant le cisaillement, on met hors circuit le système de contrepression et les burettes.

On note les déformations de l'anneau et la pression interstitielle.

On poursuit l'essai jusqu'à ce que le maximum de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  soit nettement dépassé, ou devient constant.

Calcul du deviateur pour une valeur donnée de la déformation axiale :

Le deviateur a pour expression :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\Delta}{A}$$

$\Delta$  : force transmise à l'éprouvette par le piston, égale au produit de la lecture anneau (LA) (dynamométrique) par son coefficient.

$A$  : section corrigée de l'éprouvette donnée par :

$$A = \frac{V_0 - \Delta V_s}{h_0 - \Delta h_s - \Delta h_r}$$

$h_0, V_0$  : hauteur et volume de l'éprouvette avant l'essai.

$\Delta h_s, \Delta V_s$  : déformation verticale et variation de volume juste avant la phase de cisaillement.

$\Delta h_r$  : déformation verticale depuis le début de la phase de cisaillement.

Tracé des courbes caractéristiques de l'essai :

On trace en fonction de la déformation axiale relative de l'éprouvette :

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{\Delta h_r}{h_0} \quad (\varepsilon\%) \quad \text{au cours du cisaillement, les courbes de}$$

variation des paramètres suivants :

- deviateur  $(\sigma_1 - \sigma_3)$
- pression interstitielle  $u$ .

Détermination des contraintes à la rupture :

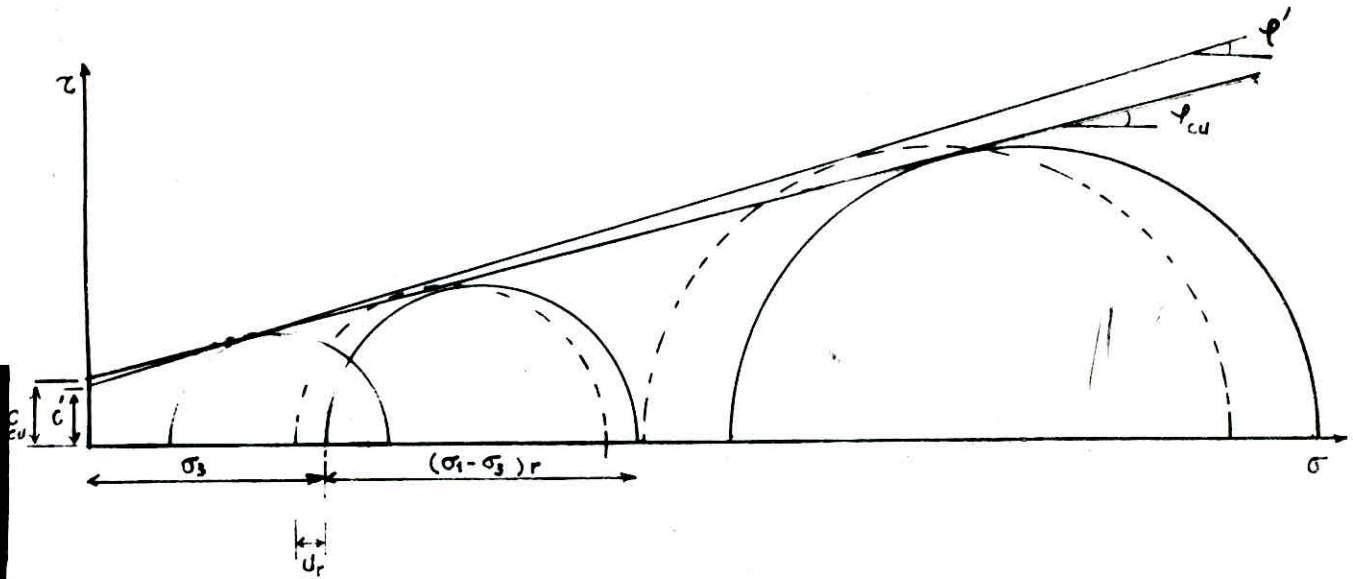
La valeur  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  du deviateur au moment de la rupture correspond :

- soit au maximum de la courbe deviateur-déformation
- soit à une valeur déterminée  $\varepsilon$  de la déformation axiale.
- soit à la valeur maximum du rapport :

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{\sigma_1 - u}{\sigma_3 - u}$$


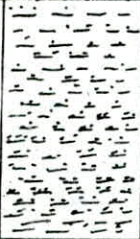

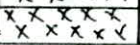
Determination de la droite intrinsèque :

Sur un diagramme  $(\sigma, \tau)$  on trace les cercles de MOHR des contraintes à la rupture de chaque essai, l'enveloppe de ces cercles est la droite intrinsèque.


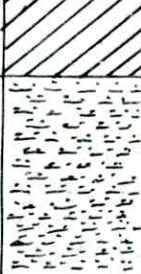
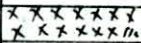
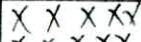
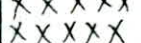


RESULTATS ET INTERPRE-  
TATION DES ESSAIS


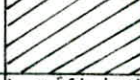

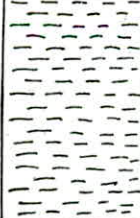

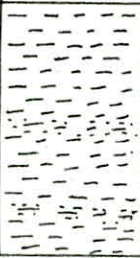
SONDAGE N° 1

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
2,00		Sable vaseux noirâtre avec parfois de petits passages de vase noire.
8,50		Gneiss altéré friable très peu sableux
11,50		Gneiss Compact fissuré


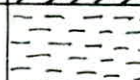
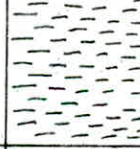
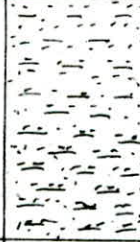
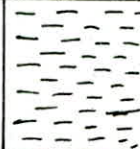
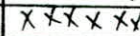
SONDAGE N° 2

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,00		Sable vaseux noirâtre micacé avec parfois de petits passages de vase noire très molle.
9,50		Gneiss altéré friable
10,50		Gneiss compact friable
13,00		Parfois fissuré


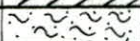
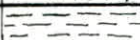
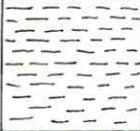
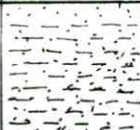

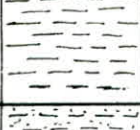
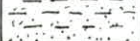
SONDAGE N° 3

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,00		Remblai
6,00		sable limoneux brunâtre.
12,20		Vase noire
14,80		sable brunâtre micacé.
21,50		Vase noirâtre avec parfois de petits passages de sable vaseux micacé.


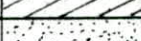

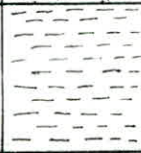

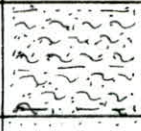

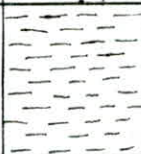
SONDAGE N° 4

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
2,20		Remblai
8,00		Vase noirâtre
14,50		Sable vaseux noirâtre avec de petits passages de vase très molle.
18,50		Vase noirâtre
19,00		Gneiss compact fissuré








SONDAGE N° 5

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,00		
5,00		Limons brunâtre sableux
9,50		Vase noire
13,00		Sable vaseux noirâtre, micacé
16,00		sable gris-brunâtre peu argileux à vaseux présence de mica blanc
19,00		Vase noire
20,50		Sable fin vaseux noirâtre et micacé






SONDAGE N° 6

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,50		
7,00		sable brunâtre micacé
11,00		Vase noire micacé
18,00		sable vaseux noirâtre micacé
21,00		sable limoneux gris-brunâtre peu argileux, micacé
27,00		sable vaseux gris noirâtre présence de mica
34,00		Vase noire très molle








SONDAGE N° 7

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
3,00		
5,00		sable vaseux noirâtre
6,00		Vase noire
8,00		sable vaseux noirâtre
16,00		sable grossier brunâtre un peu compacté.
19,00		Gneiss gris-blanchâtre compacté.








SONDAGE N° 8

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,50		
5,50		sable grossier micacé
6,50		sable fin brunâtre
9,00		Gneiss grisâtre compacté



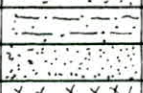

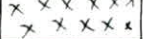
SONDAGE N° 9

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,00		
7,00		Sable brunâtre micacé
13,00		Sable vaseux noirâtre micacé
14,50		Vase noire
20,50		Sable vaseux noirâtre micacé.
22,50		Vase noire

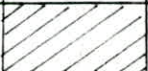



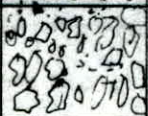
SONDAGE N° 11

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
4,50		
8,50		Vase noire
12,00		Sable grossier brunâtre micacé
15,00		Vase noirâtre peu sableuse
17,00		Sable gris silteux
24,50		Gneiss altéré

SONDAGE N° 10

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
3,00		
6,00		Limon sableux brunâtre micacé
7,00		Argile sableuse brun-rouge
8,00		Sable fin micacé
11,00		Gneiss gris compact

SONDAGE N° 12

Prof (m)	Lithologie	Description
0,00		Remblai
2,00		
18,00		Sable très micacé brunâtre
19,00		Sable brunâtre argileux
22,00		Sable brunâtre micacé
25,00		Gravier contenant du Gneiss





	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	P33	
1	62	500	10	250	20	42	16	116	370	194	94	108	154	62	110	152	
2	92	72	34	72	58	22	40	34	28	20	58	82	44	52	124	28	
3	28	24	12	64	24	80	28	44	28	10	24	40	42	28	38	12	
4	26	18	18	116	32	8	4	56	36	34	22	34	52	38	38	18	
5	36	16	22	160	40	14	22	24	56	56	34	68	70	56	120	16	
6	16	16	50	857	32	24	24	24	60	60	46	114	138	12	30	20	
7	10	10	40	-	12	30	22	30	62	72	136	132	128	16	28	20	
8	26	12	46	-	64	52	82	24	66	106	102	138	642	18	58	20	
9	46	14	56	-	60	64	130	18	132	174	128	150	-	18	36	20	
10	24	16	80	-	92	106	80	76	154	164	116	232	-	50	40	22	
11	18	18	52	-	471	126	88	82	200	116	106	683	-	66	66	68	
12	68	18	96	-	50	100	98	104	100	124	156	-	-	106	88	32	
13	170	78	108	-	1485	156	34	50	110	68	210	-	-	84	427	30	
14	188	122	67	-	-	86	62	116	82	70	120	-	-	40	336	54	
15	164	66	78	-	-	110	126	56	54	92	218	-	-	66	486	186	
16	70	56	78	-	-	1117	64	48	120	126	594	-	-	34	150	146	
17	100	70	80	-	-	-	60	54	66	128	-	-	-	44	174	110	
18	?	?	?	-	-	-	?	82	58	138	-	-	-	80	158	88	
19	-	-	-	-	-	-	-	70	122	126	-	-	-	583	288	84	
20	-	-	-	-	-	-	-	64	116	352	-	-	-	-	292	70	
21	-	-	-	-	-	-	-	78	470	1958	-	-	-	-	260	84	
22	-	-	-	-	-	-	-	150	-	-	-	-	-	-	254	126	
23	-	-	-	-	-	-	-	170	-	-	-	-	-	-	270	1085	
24	-	-	-	-	-	-	-	1142	-	-	-	-	-	-	338	-	
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	639	-	
26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	948	-	

## 1.6) INTERPRETATION.

### 1. L'ESSAI AU PENETROMETRE :

Les résultats des nombreux essais au pénétromètre dynamique lourd nous permettent de mieux connaître le sol de fondation en nous renseignant sur la nature et l'état des diverses couches de sol rencontrées à travers le terrain et l'estimation de la résistance à la pointe en tenant compte de ses différents changements et de ses incohérences.

Les coupes lithologiques montrent que les sols traversés sont en majeure partie des sables, vases et limons saturés.

- pour les sables : La résistance en pointe est presque entièrement reprise par les grains de sol, ceci est dû au fait que l'eau peut s'échapper de dessous la pointe ; vu la bonne porosité de ce matériau, les formules de battage donnent des résultats relativement bons.

On peut donc déjà affirmer que pour une fondation reposant directement sur une couche de sable, le calcul de la portance peut être effectuée à partir de la résistance à la pointe.

- pour les vases et limons saturés : une partie de l'énergie de battage se transmet à l'eau interstitielle, il en résulte une augmentation importante de la résistance dynamique.

Dans ce cas, l'essai de pénétration dynamique ne permet surtout que de des interprétations qualitatives sur les couches de sol traversées.

Pour cela, la superposition des diagrammes de pénétration en divers points donne une bonne représentation de la succession des couches.

On a donc choisi les essais numérotés :  $P_5, P_8, P_{13}, P_{18}$  ainsi que  $P_{24}, P_{26}, P_{27}$  et  $P_{28}$  qui nous permettront d'élaborer les 2 profils géologiques les plus caractéristiques du terrain : B-B' et G-G'.

La première analyse qu'on portera concerne directement la couche d'assise qui reprendra la majorité des charges transmises par les fondations. On s'est basé sur les différents diagrammes du pénétromètre pour relever dans chaque cas la hauteur à partir du niveau naturel de la couche dont la résistance en pointe ne dépasse pas 20 à 30t, c'est à dire faible.

Remarque : il peut s'agir de la hauteur de plusieurs couches.

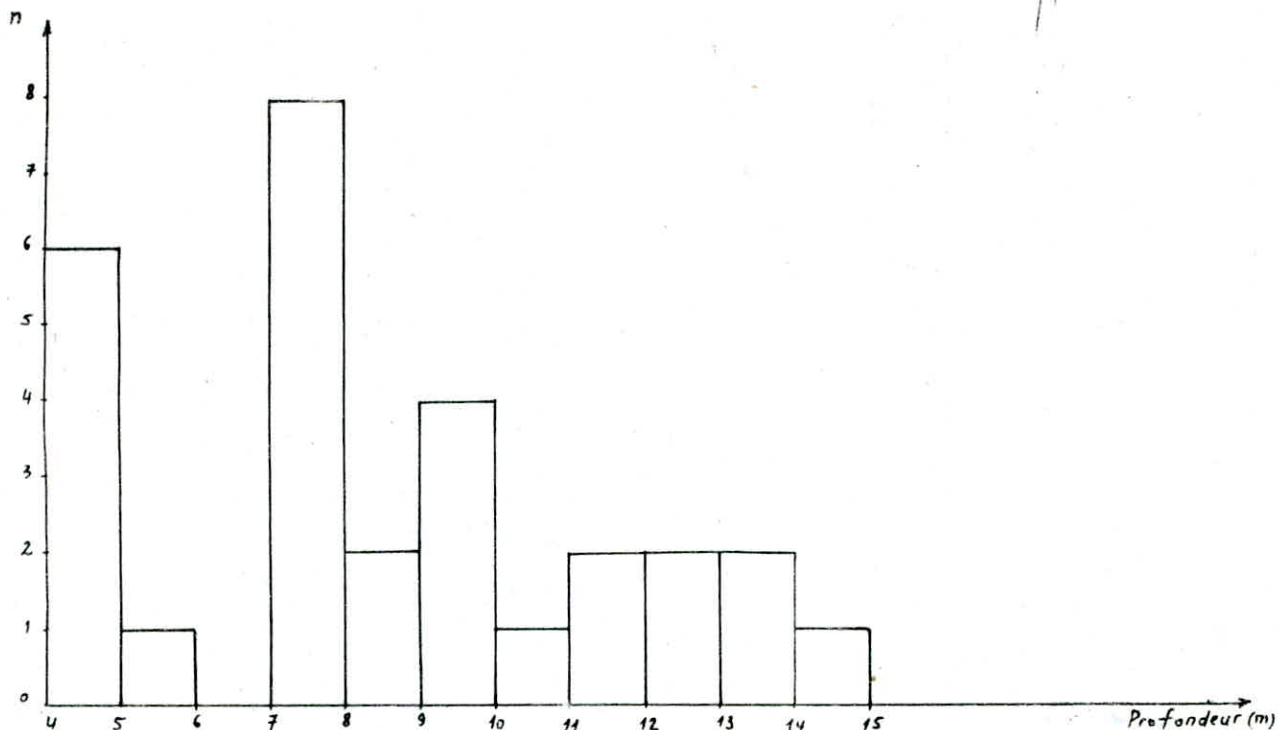
On observe dans ce cas que cette hauteur atteint les valeurs allant de 4 à 15m.

Pour mieux connaître la fréquence de l'ensemble des valeurs enregistrées sur les 29 essais, on établit un histogramme et ceci dans le but de mener une analyse statistique reflétant la qualité du sol.

On rappelle les valeurs notées et le numéro d'essai correspondant :

ESSAI. N°	1	2	3	4	5	6	8	12	13	14	15	16	17	18
Prof : $h_m$	8	10	8	9	8	6	8	9	10	11	13	15	14	12

N°	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
$h$	13	10	5	8	8	8	8	4	5	5	5	5	10	14	12



3 plages distinctes constituent l'ensemble des valeurs :

4 à 6 m : en moyenne 5 m.

7 à 10 m : en moyenne 8 m

11 à 15 m : en moyenne 13 m

le pourcentage de chacune des valeurs dans l'ensemble est :

$h_1 = 5m$  : 24 %

$h_2 = 8m$  : 48 %

$h_3 = 13m$  : 28 %

Chaque valeur est liée à sa position sur le terrain par son numéro d'essai.

Le tableau suivant nous donnera pour chacune des 3 valeurs de profondeurs les essais au pénétromètre correspondant.

$h_1 = 5m$	5 - 6 - 21 - 26 - 27 - 28 - 29 - 30
$h_2 = 8m$	1 - 3 - 4 - 5 - 8 - 12 - 13 - 20 - 22 - 23 - 24 - 25 - 31
$h_3 = 13m$	14 - 15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 32 - 33

Ce qui permet de retrouver le nombre de fois donnant chacune des valeurs de  $h$  sur les différentes régions.

le tableau suivant résume les observations à donner :

Region Prof	Nord - Est	centre - ouest	sud - ouest
$h_1$	8/10	2/10	-
$h_2$	4/13	2/13	7/13
$h_3$	-	8/8	-

On retiendra que la majorité des essais donnant chacune des 3 valeurs de  $h$  sont reperés dans une même région, à savoir :

- $h_1$  : au Nord-est
- $h_2$  : au Sud-ouest
- $h_3$  : au centre-ouest.

A partir de là, on se fixe, chacune des 3 régions afin d'établir un plan de masse basé sur l'importance des charges qui seront transmises au sol par les fondations :

- REGION I : au Sud-ouest
- REGION II : au centre ouest
- REGION III : au Nord-est.

On rappelle que le principe choisi est de reperer la profondeur sur laquelle la résistance en pointe est faible, du niveau naturel jusqu'à la valeur de  $h$  retenue sans tenir compte des caractéristiques du remblai. Dans ce sens, tant que la valeur de  $h$  est grande, le sol correspondant est moins résistant.

On peut ainsi arreter le choix de l'implantation des batiments de nombres de niveaux différents sur le terrain à construire comme suit :

Région I	batiments R+9
Région II	batiments R+4
Région III	batiments R+14

### Résistance à la pointe :

Le choix de la résistance en pointe pour les différentes couches de sol rencontrés est fait à partir des courbes d'essais, au pénétromètre et parallèlement, aux renseignements fournis par les coupes lithologiques, donc seulement là, où se trouvent au même temps un sondage carotté et un pénétromètre.

On s'est alors contenté des essais au pénétromètre suivants :

1 - 8 - 13 - 15 - 18 - 19 - 21 - 23 - 24 - 28 - 31 et de l'ensemble des sondages carottés moins le numéro 10 pour relever les valeurs moyennes ci dessous :

Nature du sol	sable	Vase	Vase sableuse
Resistance en pointe Rp bars	73	47	64

sable vaseux	sable grossier	sable limoneux	Gneiss	
			alteré	Compact
56	102	20	187	856

l'état de consolidation du sol influence sur sa résistance, de ce fait on observe une diversité de la caractéristique mesurée sur une même couche vu que sa cote par rapport au niveau naturel varie d'une région à l'autre du terrain.

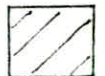
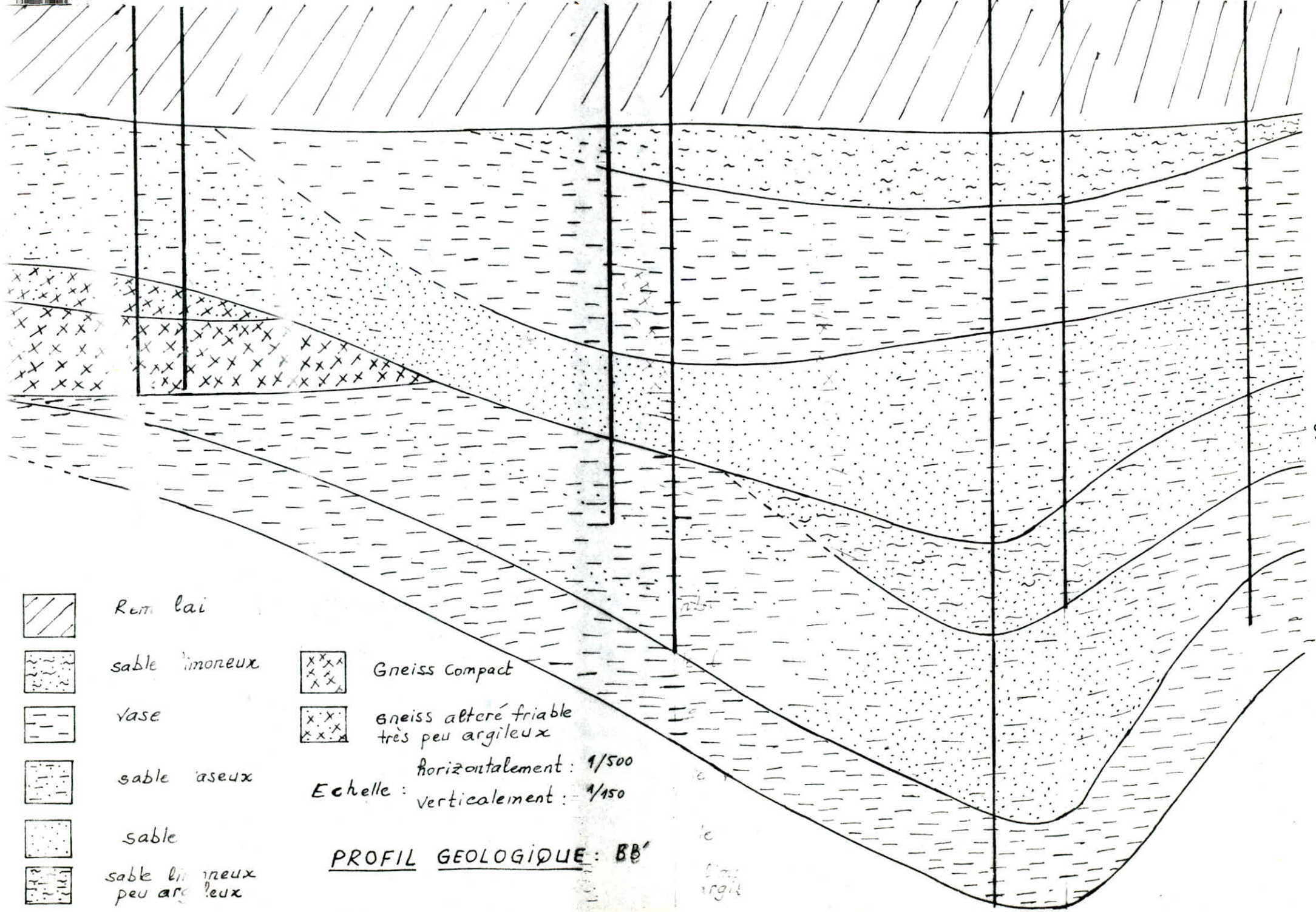
On mentionne sur le tableau ci-après la répartition des résistances en pointe sur les régions déjà énoncées.

REGIONS		REGION I	REGION II	REGION III
Nature du sol	Essais	21-22-23-24-28-31	13-18-19	1-8-15
	sable	28-4-22-24-22-82-130-80-88-98-34-62-126-64-60-38-56-12-16-160-78-122-66-	36-16-140-144-116-106-156	
	Vase	34-46-136-102-128-40-24-16-10-12-14-16-56-70.	10-26-46-24-20-18-30-32-118-66-102-64-60-108.	22-18-44-22.
	Vase sableuse	66-70-54		
	sable vaseux	18-18-50-66-106-84-66-34-44-80-8-14-16-18-18-18-30-52	68-170-188-164-70-100	24-20-32-30-44-30-54-45-36-54-42-85-85-110-48-35-46-34-
	Sable grossier	106-156-52-64-126-100-86-110-116.		
	sable limoneux	18-16	22-24	
Gneiss	alteré			87-70-75-35-190-666.
	Compact	594-1117-857		743-646-

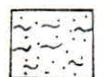
La résistance en pointe sur l'ensemble des régions et suivant le type de sol est donnée par les valeurs moyennes :  $R_{p moy}$  (bars).

	$R_{p moy}$ Global	$R_{p moy}$ I	$R_{p moy}$ II	$R_{p moy}$ III
sable	73	64	102	-
vase	47	50	22	27
vase sableuse	64	64	-	-
sable vaseux	56	41	127	47
sable grossier	102	102	-	-
sable limoneux	20	17	23	-
Gneiss altéré	187	-	-	187
Gneiss Compact	787	856	-	695

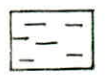
Nature du sol



Remblai



sable limoneux



vase



sable vaseux



sable



sable limoneux peu argileux



Gneiss Compact

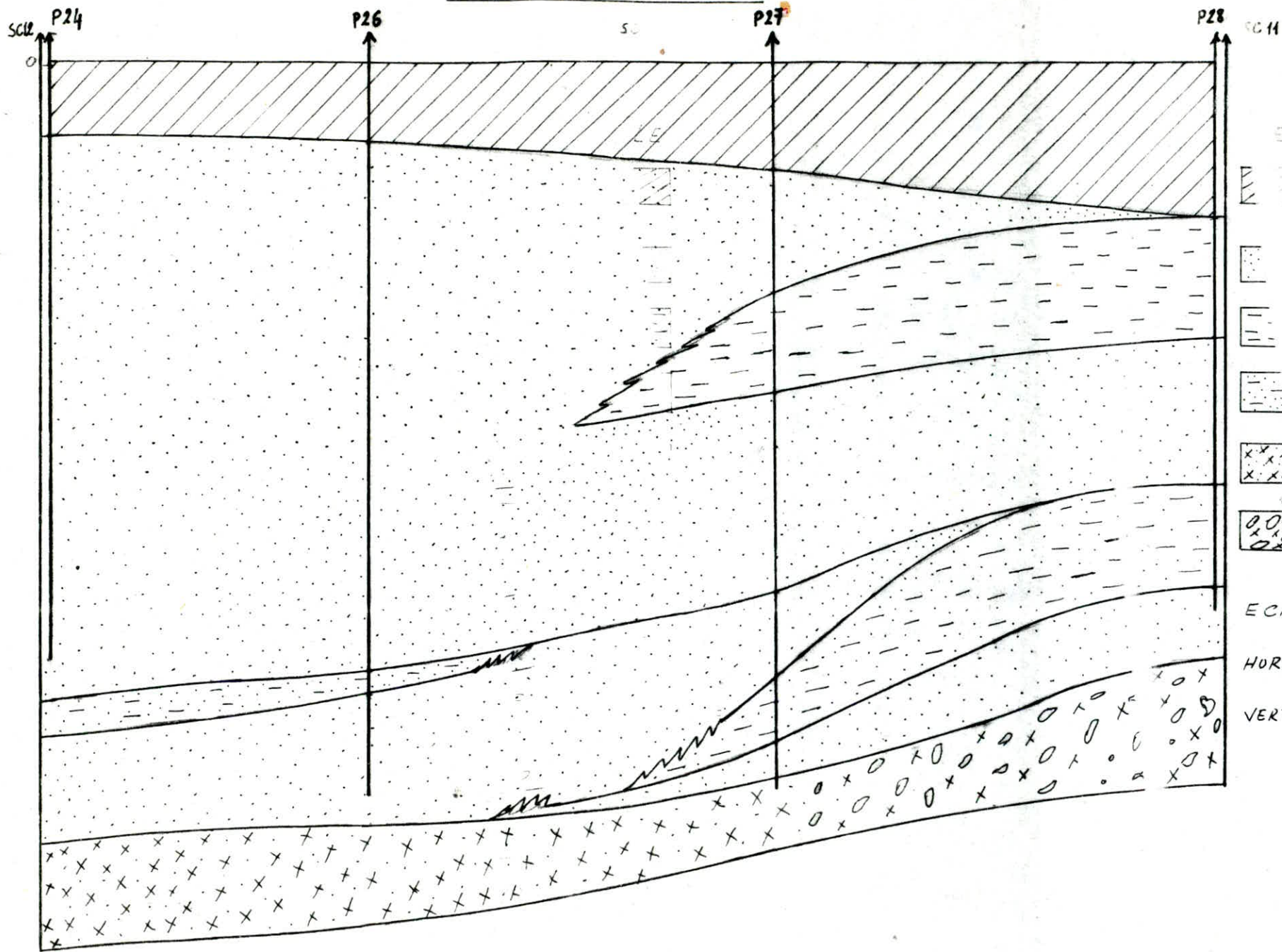


Gneiss altéré friable très peu argileux







Echelle :  
 horizontalement : 1/500  
 verticalement : 1/150

PROFIL GEOLOGIQUE : BB'

PROFIL GEOLOGIQUE G-G'



LEGENDE

-  Remblai
-  sable brunâtre
-  Vase
-  sable vaseux
-  Gneiss altéré
-  Gravier et Gneiss

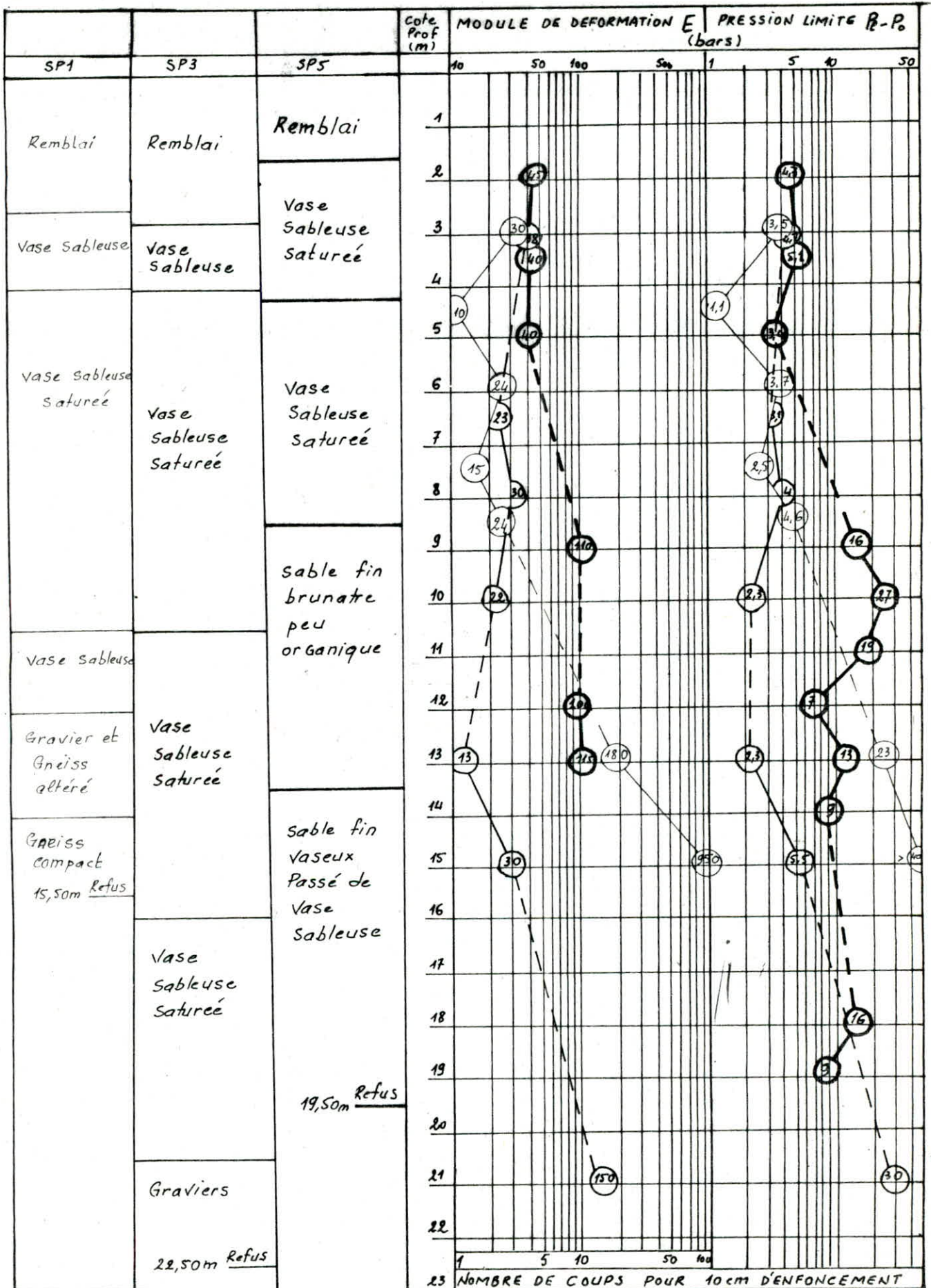
ECHELLE

HORIZONTALEMENT :

VERTICALEMENT : 1/1



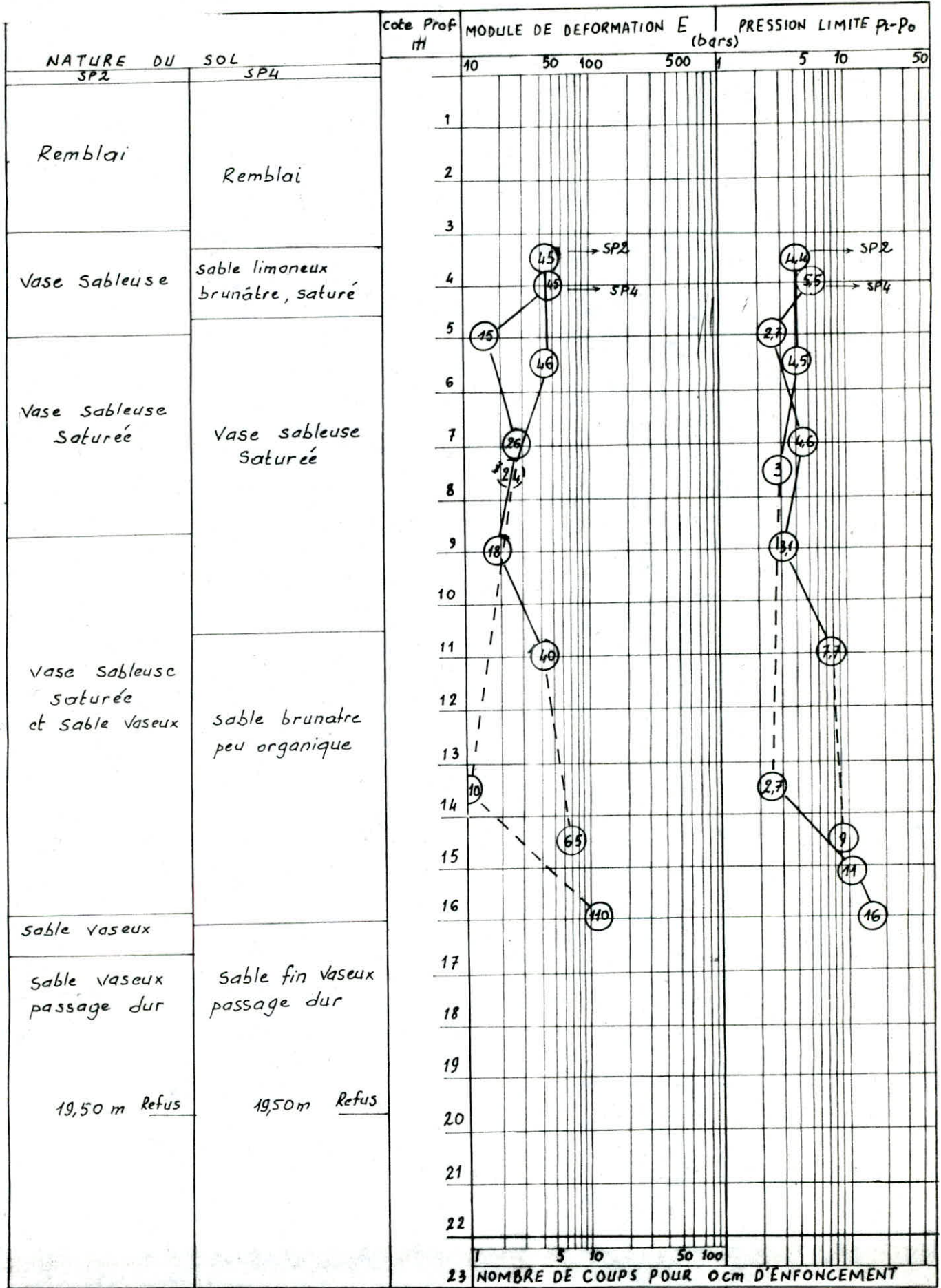
## 2-a) COURBES PRESSIOMETRIQUES



— SP1  
 — SP3  
 — SP5

NATURE DE L'OUTIL DE FORAGE OU BATTAGE :  
 Tariere Helicoidale φ63  
 + Injection + Battage

# COURBES PRESSIOMETRIQUES



NATURE DE L'OUTIL DE FORAGE OU BATTAGE :  
 Tariere Helicoidale  $\phi 63$   
 + Injection + Battage

## RESULTATS PRESSIOMETRIQUES

Prof m	MODULE DE DEFORMATION E (bars)					PRESSION LIMITE $P_L - P_0$				
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
2					45					4,3
3	30		38		40	3,5		4,1		4,3
4	15	45	34	45	40	1,5	4,4	3,8	5,5	4,5
5	14	45	29	15	40	1,5	4,4	3,5	2,7	3,4
6	24	38	25	19	50	3,7	4	3,2	3,5	5
7	18	28	26	26	65	2,8	3,4	3,4	4,6	7,5
8	19	22	30	20	85	3,2	3	4	3,8	10
9	30	19	25	18	110	5,0	3,0	2,9	3,1	16
10	44	18	22	27	100	8,0	2,8	2,3	4,9	27
11	70	15	18	40	100	10	2,7	2,3	7,7	19
12	100	12	15	44	100	16	2,6	2,3	8,0	7,0
13	180	11	13	50	115	23	2,5	2,3	8,1	13
14	400	16	19	60		35	4,0	3,5	8,5	9
15	950	40	30			48	11	5,5		9,9
16		110	36				16	7		12
17			48					9,2		14
18			50					12		16
19			80					18		9
20			110					22		
21			150					30		
22			170					37		

## 2-6) Interprétation des résultats préssiométriques:

Les résultats des 5 essais préssiométriques sont représentés par des plages de valeurs très espacées même pour un sol homogène.  
La répartition de ces valeurs par nature de sol nous conduit au tableau suivant:

Nature de sol	Module de déformation E bars	pression limite nette $P_L - P_0$ bars
vase sableuse	15 - 100	1,8 - 10
vase sableuse saturée	10 - 100	1,1 - 20
sable vaseux	40 - 110	4 - 16
sable fin peu organique	100 - 115	7 - 27
sable limoneux	40 - 65	7,7 - 9
Sable peu organique	40 - 65	7,7 - 9
Gravier et Gneiss altéré	100 - 180	10,5 - 23
Gneiss Compact	300 - 950	35 - 40

On observe une légère variation des caractéristiques  $\epsilon$  et  $P_L - P_0$  entre les sols semblables.

De ce fait, on assimilera comme:

vases: vases sableuses et sables vaseux

sables: sables, sables limoneux et sables fins.

D'autre part, les tassements interviennent plus notablement sur une profondeur approximativement limitée de la couche d'assise.

ainsi, pour plus de précision, on s'est intéressé à distinguer les valeurs de  $\epsilon$  et  $P_L - P_0$  au deça et au delà de la profondeur choisie à 9m.

Nature de sol	E bars		$P_L - P_0$ bars	
	0 - 9m	10 - 25m	0 - 9m	10 - 25m
Vases	10 - 45	10 - 100	2,3 - 20	1,1 - 20
Sables	40 - 115	40 - 115	7 - 27	7 - 27
Gneiss altéré et Gravier	-	100 - 180	-	10,5 - 23
Gneiss Compact	-	300 - 950	-	35 - 40

L'analyse des résultats montre que :

- Pour les sables, on trouve en moyenne  $\frac{E}{P_0 - P_0} < 5$ . D'après les résultats établis par Menard, on peut les classer de sables remaniés. Ce qui peut conduire à des erreurs dans les calculs par la méthode pressiométrique pour ce type de sol. Il sera nécessaire, dans ce cas de vérifier par des méthodes utilisant les résultats des essais de Laboratoire.
- Les vases constituant la presque totalité des couches d'assise sont caractérisés par des modules pressiométriques (E) faibles (10-45). Des tassements importants peuvent apparaître au cours du temps, les risques graves qui en découlent seront évités par le choix du type de fondation approprié. D'autre part, ce choix est en rapport direct avec l'hétérogénéité du sol qui apparaît clairement lors de l'examen des profils géologiques. A ce stade de réflexion et au vu de l'importance des charges transmises à la fondation, nous pouvons déjà écarter l'emploi des semelles isolées.
- Les Gneiss et graviers ne risquent pas de subir des tassements notables vu leur module pressiométrique élevé, mais ce type de sol est rencontré dans des couches généralement profondes. Ce sol peut servir à un encastrement de pieux éventuellement.

#### Proposition :

En première tentative, nous retiendrons :

- Des semelles filantes pour les bâtiments R+4.
  - un radier général 25x25m pour les bâtiments R+9 et R+14. Il sera appuyé par des pieux dans un cas défavorable.
- Le choix définitif apparaîtra après calculs et vérifications.

# B.C.T.

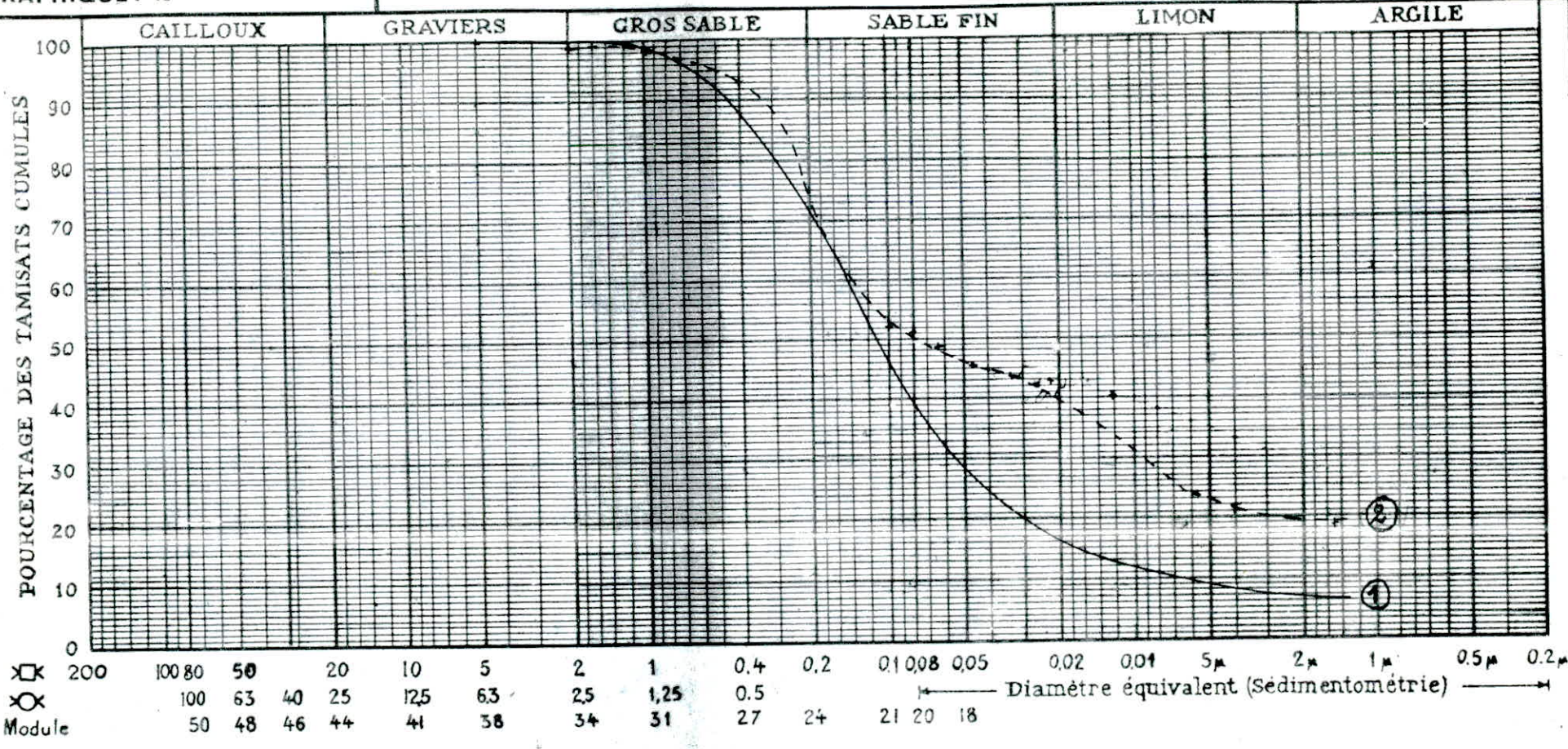
Laboratoire - Geotechnique

DOSSIER:

Désignation des échantillons {  
 \_\_\_\_\_ N° SG 1 Profondeur : 4,00 à 4,50 m  
 - - - - - N° SG 1 Profondeur : 6,30 à 8,50 m  
 - - - - - N° Profondeur : à m

GRAPHIQUE. N°

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



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



ES - D.N.C  
**B.C.T.**

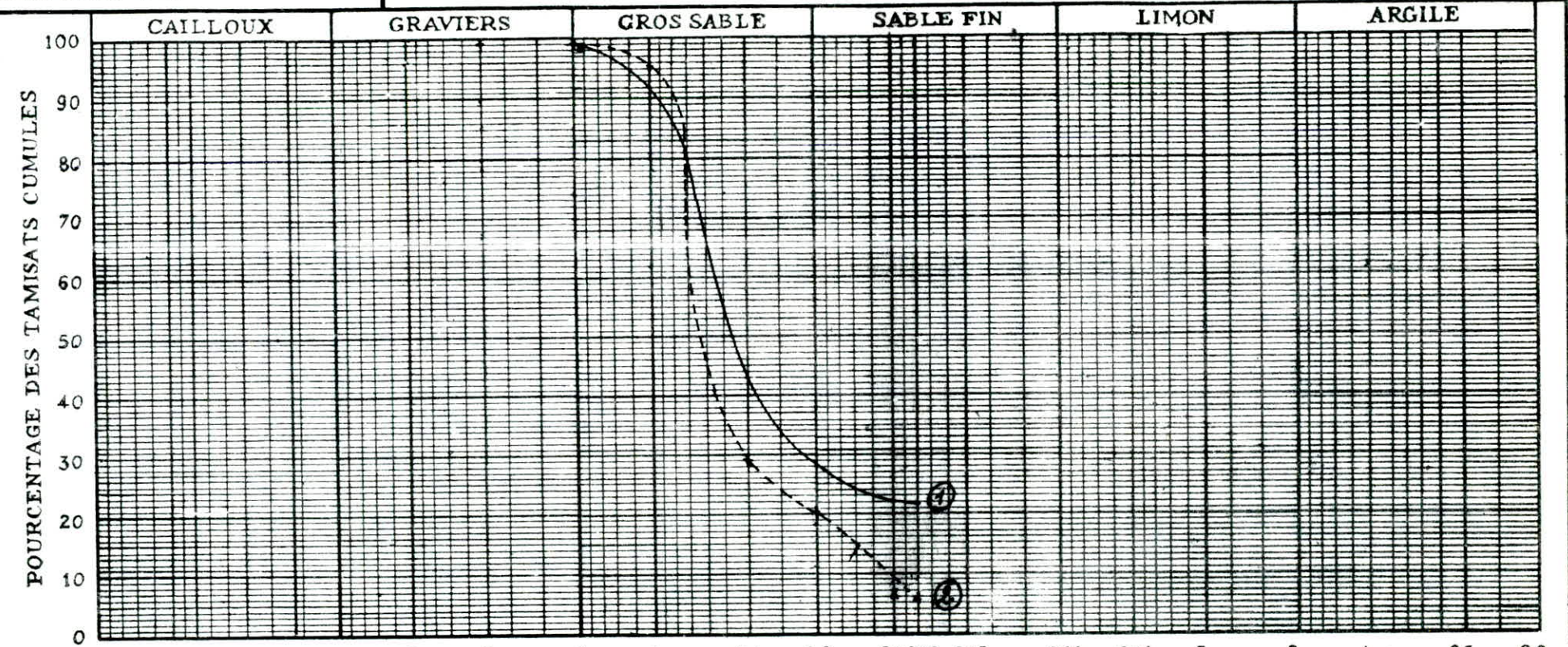
Laboratoire - Geotechnique

**DOSSIER:**

Désignation des échantillons	N°	SG3	Profondeur :	4,30 à 5,00 m
	N°	SG3	Profondeur :	14,00 à 16,00 m
	N°		Profondeur :	à m

GRAPHIQUE. N°

S.6 ET S.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Module	200	100	80	50	20	10	5	2	1	0.4	0.2	0.1	0.08	0.05	0.02	0.01	5 $\mu$	2 $\mu$	1 $\mu$	0.5 $\mu$	0.2 $\mu$
		100	63	40	25	125	63	25	1,25	0.5					Diamètre équivalent (Sédimentométrie)						
		50	48	46	44	41	38	34	31	27	24	21	20	18							

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

- 47 -

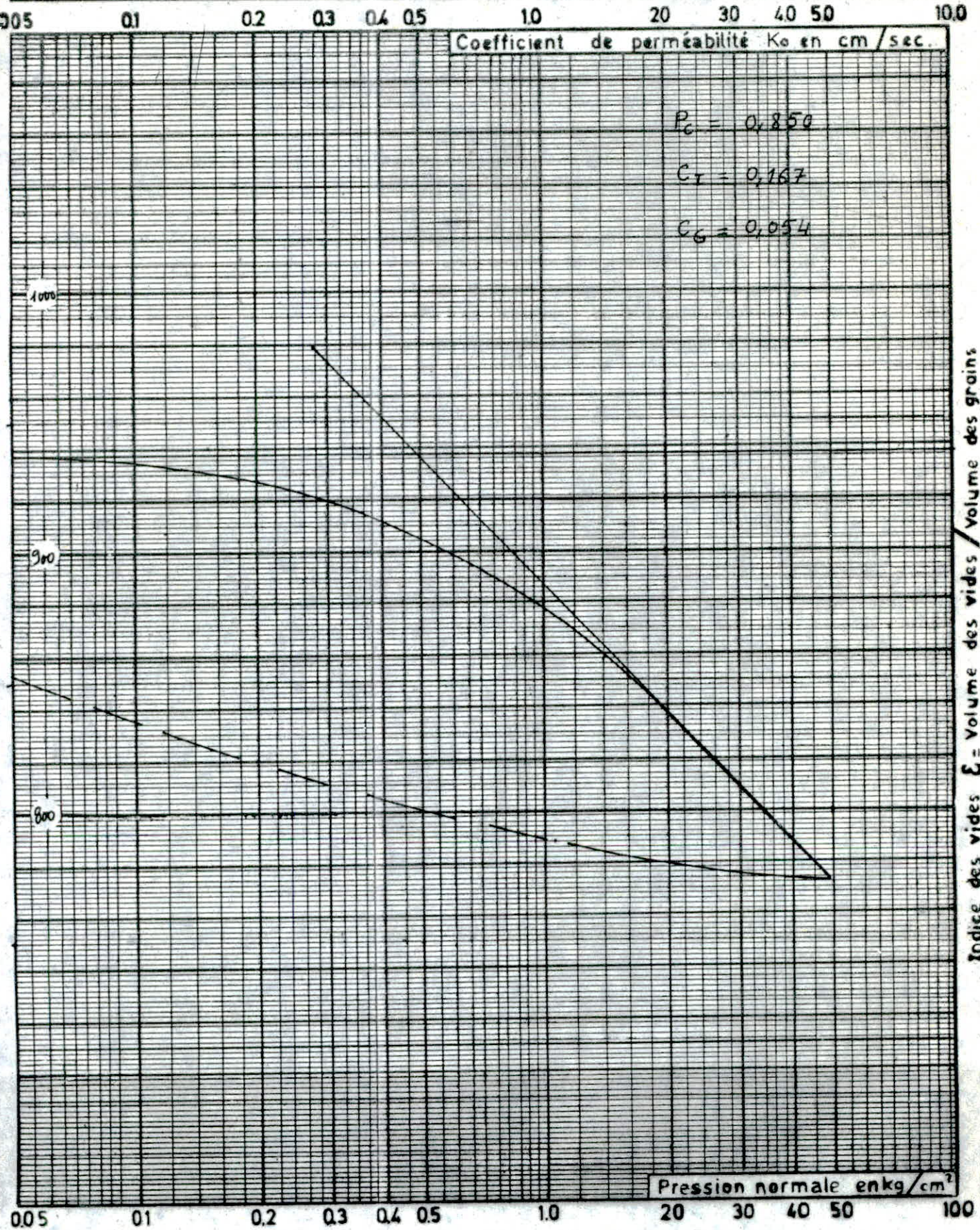


ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage : 1

Echantillon : I

Profondeur : 4,00 / 4,50 m

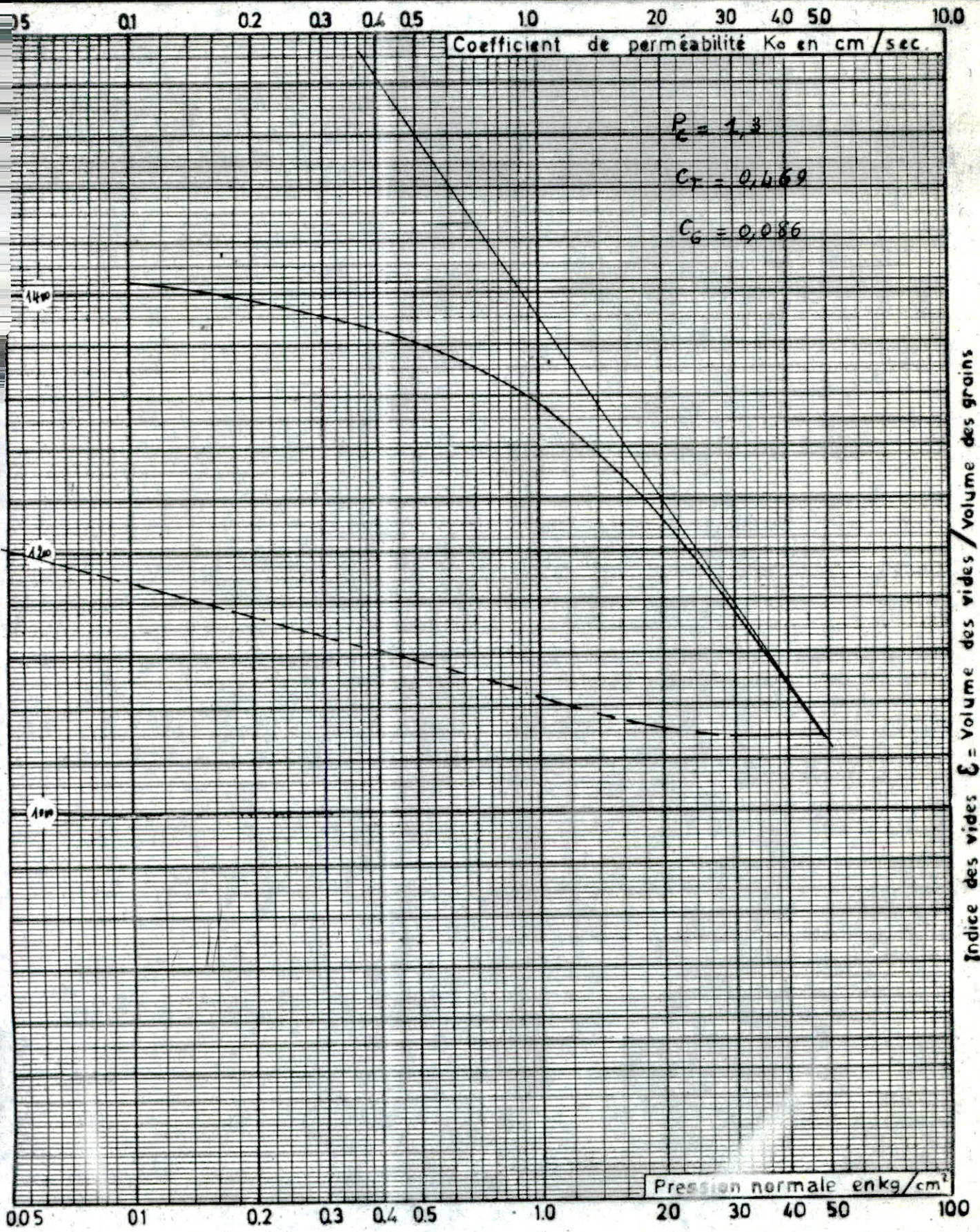


# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage : 3

Echantillon : II

Profondeur : 8/9m



Indice des vides  $C =$  Volume des vides / Volume des grains

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage : 5

Echantillon : II

Profondeur : 7,00 / 9,00 m

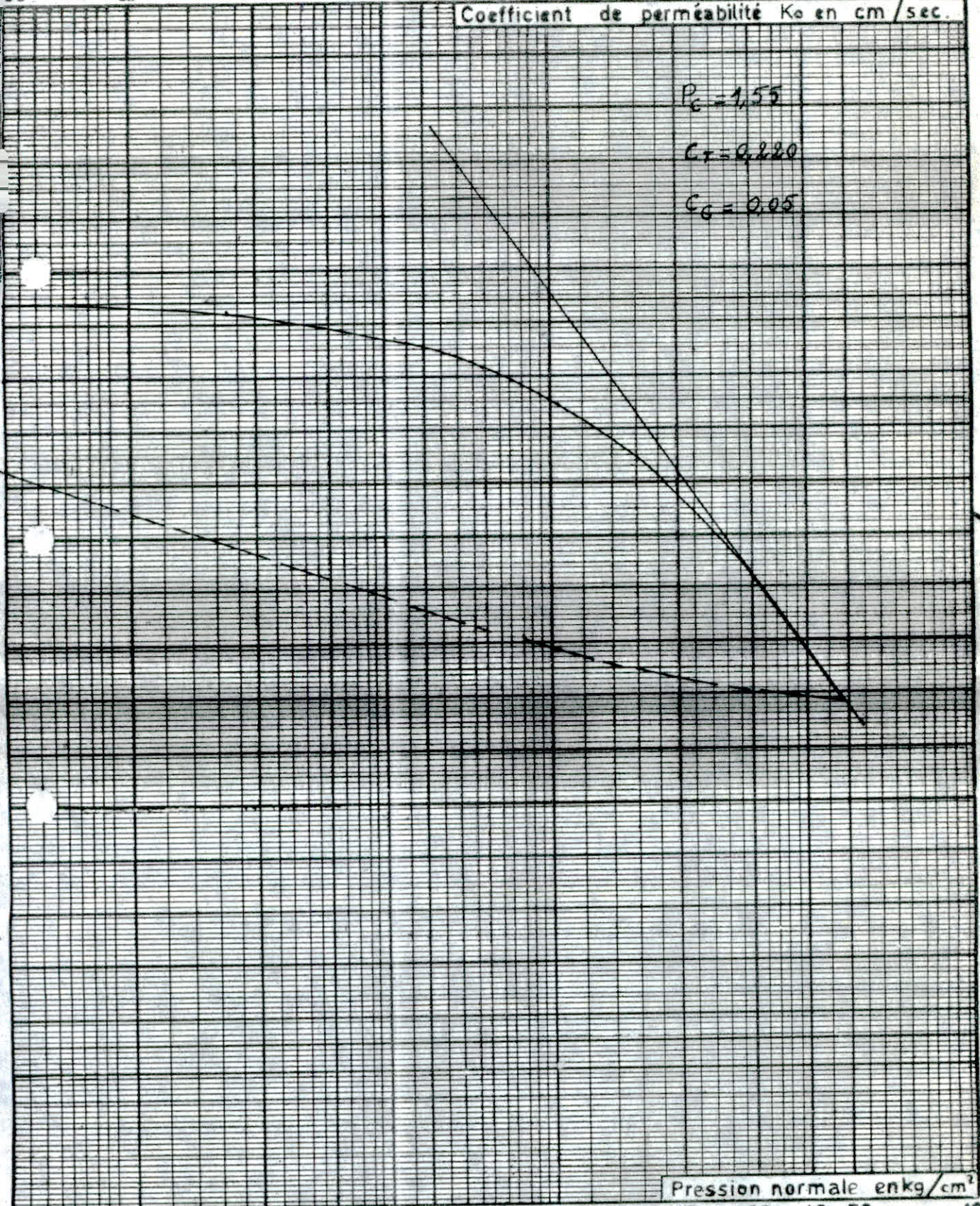
05 01 02 03 04 05 10 20 30 40 50 100

Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.

$P_c = 1,55$

$C_r = 0,220$

$C_G = 0,05$



Indice des vides  $e$  = Volume des vides / Volume des grains

Pression normale en kg/cm²

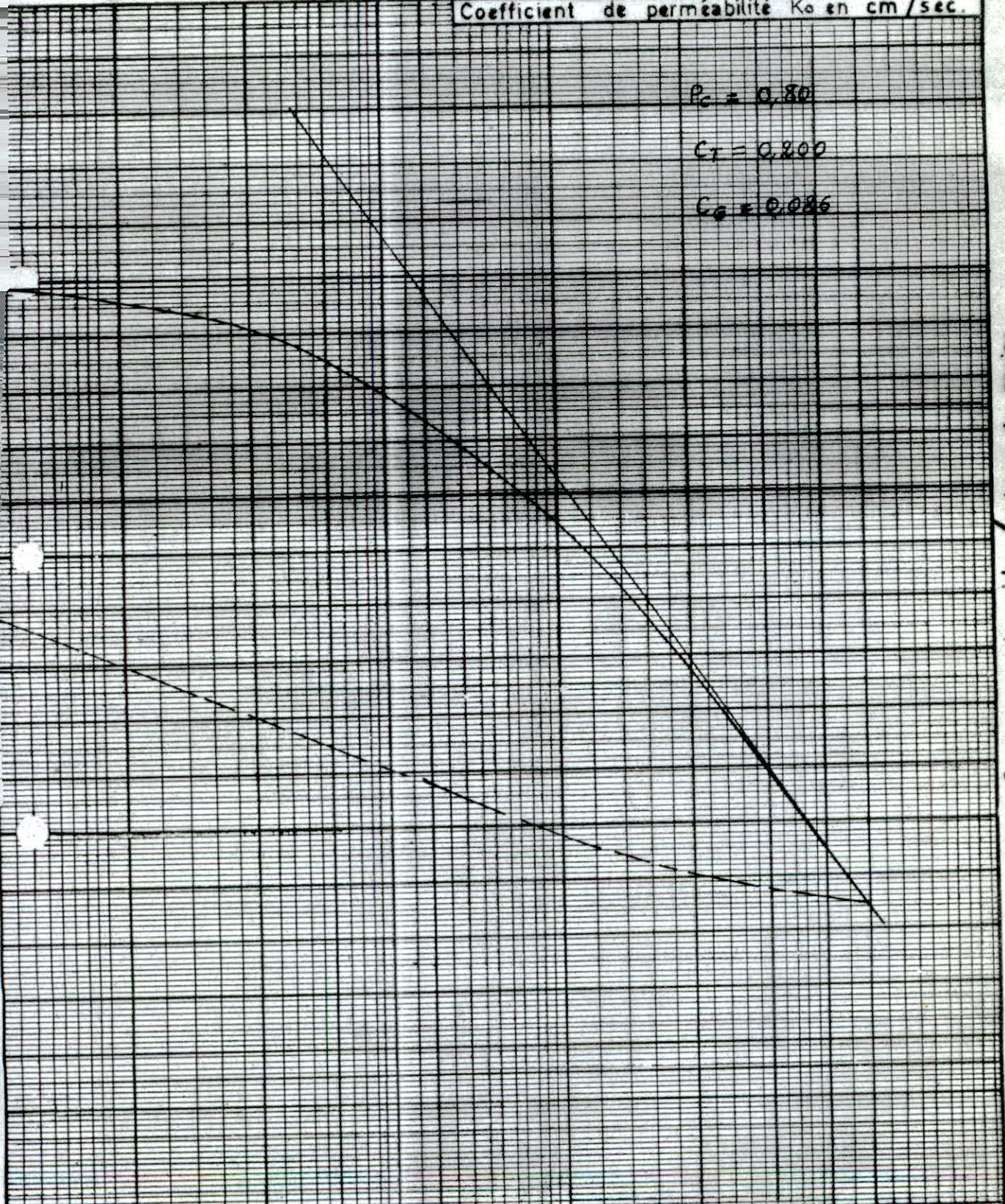
005 01 02 03 04 05 10 20 30 40 50 100

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage : 9  
 Echantillon : II  
 Profondeur : 13,00 / 14,00 m

01 02 03 04 05 10 20 30 40 50 100  
 Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.

$P_c = 0,80$   
 $C_T = 0,200$   
 $C_0 = 0,026$



Pression normale en kg/cm²

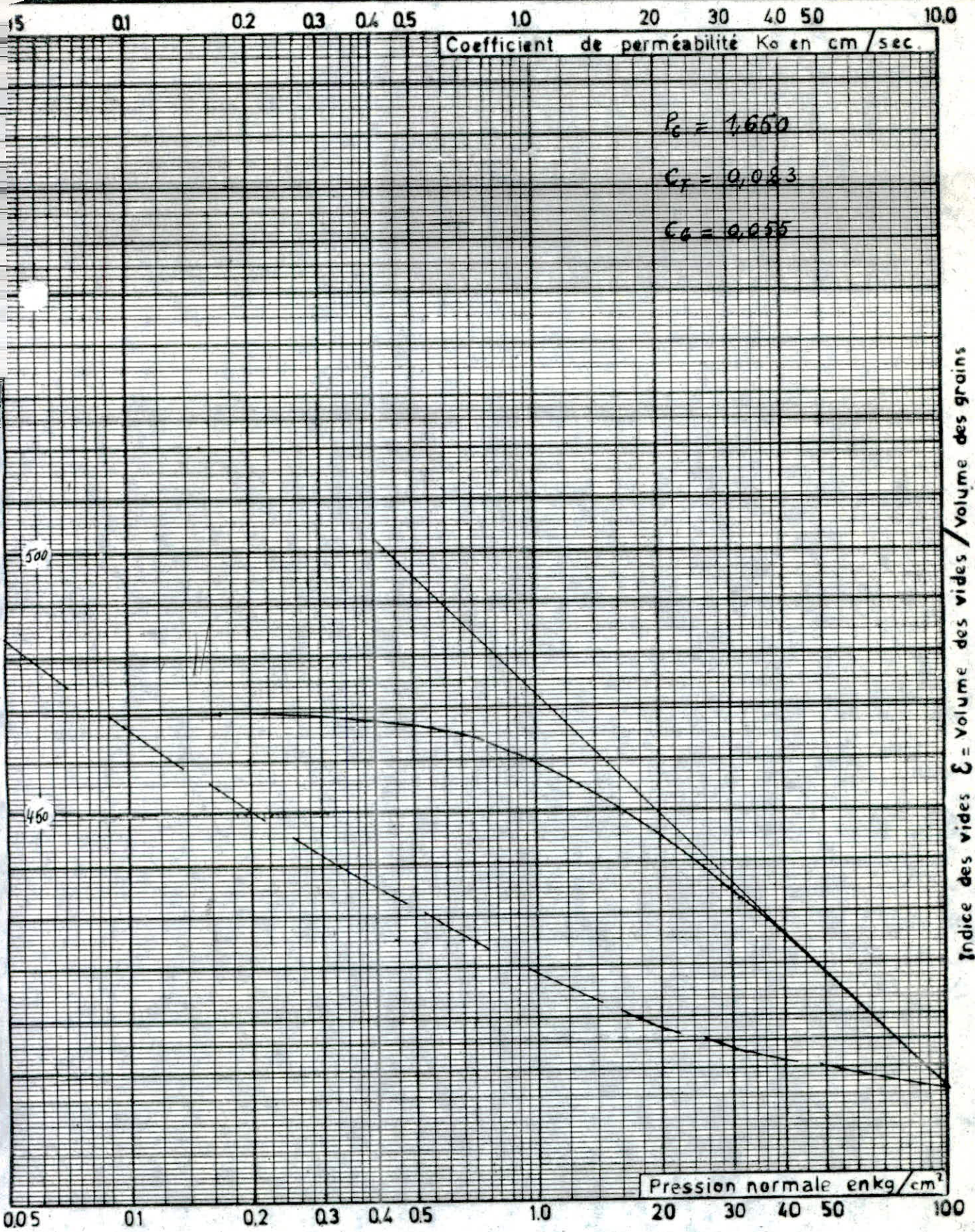
Indice des vides  $\epsilon$  = Volume des vides / Volume des grains

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

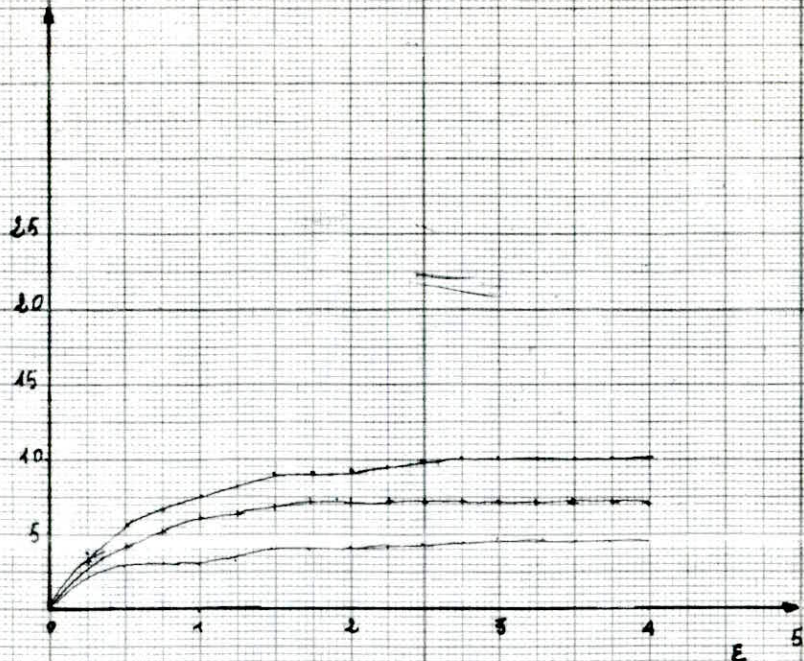
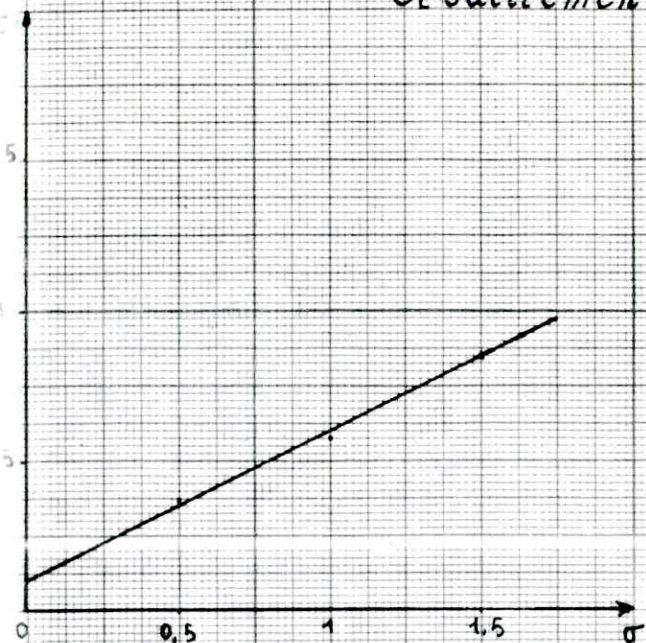
Sondage : 10

Echantillon : II

Profondeur : 6/7 m



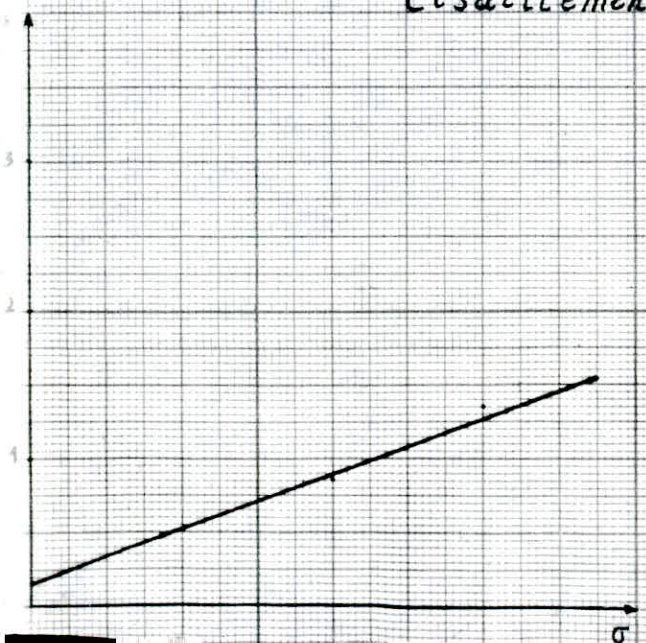
### Cisaillement "Cu"



SONDAGE : N°4  
Profondeur: 6,00/f,00m

$W_i$ : 35  
 $W_f$ : 36  
 $C$ : 0,10 bar  
 $\varphi$ : 27°

### Cisaillement "Cu"



SONDAGE : N°8

PROFONDEUR 15,00/55m

$W_i$ : 11  
 $W_f$ : 22  
 $C$ : 0,150 bar  
 $\varphi$ : 19°

Tableau récapitulatif des résultats d'essais

Sondage		S1	S1	S1	S1	S2	S2	S3	S3	S3	S3	S3	S4
Profondeur m	de:	4,0	6,3	10,0	11,5	4,0	8,0	4,3	8,0	11,0	14,0	17,0	2,0
	à:	4,5	8,5	10,5	12,5	6,0	9,0	5,0	9,0	12,0	16,0	21,5	6,0
Nature apparente des sols													
Densité sèche	A	1,41	1,59	2,28	2,48	1,66	1,44	1,58	1,14	1,09	1,64	1,46	1,74
Teneur en eau	W%	30	24						50	53		31	18
	S <sub>r</sub>	89	93						98	96		97	90
Degré de saturation	S												
Granulométrie	2mm	100	99			100	88	100			99		93
	0,1mm	41	53			12	35	22			6		70
Densité	20μ	15	39										33
	2μ	6	18										20
Equivalent de sable	ES					66							
Limites d'Atterberg	LL	39	33										31
	IP	14	11										12
	LR												
indice de consistance													
Résultats oedométriques	P/C cm <sup>2</sup>	0,850							1,300				
	C <sub>E</sub>	0,115							0,328				
	C <sub>q</sub>	0,045							0,088				
Perméabilité	K												
Résistance à la Compression	RC				196								
Cisaillement Rectiligne ou Triaxial						CU remanié	CU remanié	CU Rem			CU Rem	UU	CU
	W%					24	21	14-22			14-23	28	19-21
	C <sub>b</sub>					0,15	0,1	0,0			0,4	0,05	0,2
	ε <sub>s</sub>					25	28	28			18	19	21

Tableau Récapitulatif des résultats d'essais

Sondage		S4	S4	S5	S5	S5	S6	S6	S7	S7	S7	S8	S8
Profondeur m	a:	6,0	15,0	7,0	11,0	13,0	14,0	29,0	6,0	11,0	16,1	4,5	5,5
		7,0	17,0	9,0	13,0	14,0	18,0	31,0	8,0	13,0	16,3	5,5	6,5
Nature apparente des sols													
Densité sèche	A	1,32	1,12	1,39	1,54	1,75	1,59	1,32	1,53	1,52		1,98	1,49
Teneur en eau	W%	38	48	33		19		36				12	
Degré de saturation	S <sub>r</sub>	97	91	94		96		92				87	
Poids spécifique	S												
Granulométrie	2 mm		100	96	99		98		98	80		82	87
	0,1 mm		79	82	18		17					26	31
Densité	20 μ		43	58								18	
	2 μ		21	23								13	
Equivalent de Sable	ES												
Limites d'Atterberg	LL		46	42		41		35				40	
	IP		17	17		14		12				16	
	LR												
Indice de consistance													
Résultats oedométriques	P/C cm <sup>2</sup>	0,900	1,600	1,550									
	C <sub>e</sub>	0,128	0,522	0,154									
	C <sub>g</sub>	0,047	0,200	0,052									
Perméabilité	K												
Résistance à la compression	RC												
Cisaillement rectiligne ou Triaxial		CU	CU	UU	CU Rem	UU sat 24 <sup>h</sup>	UU Rem	UU sat 24 <sup>h</sup>	CU	CU Rem		UU	CU
	W%	35-36	46-51	31-33	16-21	15-19	17	22-25	11-19	11-18		10	11-22
	c	0,10	0,30	0,40	0,00	0,15	0,20	0,20	0,00	0,05		0,00	0,15
	φ	27	10	22	31	31	32	22	32	30		42	19



Tableau Récapitulatif des résultats d'essais

Sondage		S9	S9	S9	S10	S10	S10	S11	S11	S11	S12	S12	S12
Profondeur m	d:	4,0	7,0	13,0	4,0	6,0	9,0	6,0	9,0	17,0	2,0	8,0	19,0
		7,0	10,0	14,5	6,0	7,0	11,0	8,0	12,0	20,5	4,0	12,0	22,0
Nature apparente des sols													
Densité sèche	A	1,47	1,43	1,36	1,63	1,76	2,61	1,80	1,55	1,51	1,52	1,58	1,57
Teneur en eau	W			37		19		18					
Degré de saturation	S <sub>r</sub>			100		97		95					
Poids spécifique	S												
Granulométrie	2mm	67	97	100	100	97		93	99	99	100	99	95
	0,1mm	17	17	85	39	59		44	5	10	13	9	16
Densité	20			65		38		28					
	2			22		24		11					
Equivalent de Sable	ES							70					
Limites d'Atterberg	LL			56				27					
	IP			28				8					
	LR												
indice de consistance													
Résultats oedométriques	P/C cm <sup>2</sup>			0,800		1,650							
	C <sub>t</sub>			0,161		0,077							
	C <sub>g</sub>			0,078		0,049							
Perméabilité	k												
Résistance à la compression	RC												
Cisaillement Rectiligne ou		CU Rem	CU Rem	UU	CU Rem			UU	CU Rem	CU Rem	CU Rem	CU Rem	CU Rem
	W%	10-20	12-22	30	10-15			14	13-22	14-23	12-23	14-19	12-21
Triaxial	C	0,10	0,00	0,250	0,100			0,250	0,25	0,40	0,25	0,10	0,10
	φ	30	19	22	25			21	20	15	27	34	31

Interprétation des essais de Laboratoire :

II-2) Essais d'identification :

d'analyse des caractéristiques physiques des sols comporte les essais suivants :

- Densité sèche :  $\gamma_d$
- teneur en eau :  $w$
- Degré de saturation :  $S_r$
- Limite de Liquidité :  $w_L$
- Indice de plasticité :  $I_p$

Le tableau suivant résume les résultats d'essais pour chaque type de sol :

Nature de sol	$\gamma_d$ $\frac{t}{m^3}$	$w$ %	$S_r$ %	$\gamma_R$ $\frac{t}{m^3}$	$w_L$	$I_p$
Vase	1,09 - 1,32	35 - 53	80 - 98	1,67 - 1,82	46	17
Sable brunâtre micacé	1,55 - 1,64	12 - 24	87 - 93	1,74 - 2,04		
limon vaseux	1,74					
vase sableuse	1,32 - 1,50	30 - 38	92 - 100		35 - 56	17 - 28
sable vaseux	1,41 - 1,55	30 - 31	89 - 97	1,83 - 2,06	39	14
argile sableuse	1,75	19	96		41	14
argile limoneuse	1,76	19	97	2,1		
argile vaseuse	1,80 - 1,92	14 - 18	90 - 95	2,12 - 2,16	27	8
gneiss altéré	2,28					
gneiss compact	2,48 - 2,61					

Remarque : à partir de  $w_L$  et  $I_p$ , l'abaque de CASAGRANDE pour les sols fins donne :

- vase : argile de moyenne plasticité
- de même pour le sable vaseux et l'argile sableuse
- vase sableuse : argile très plastique
- argile vaseuse : argile de faible plasticité

### II.3) Analyse granulométrique :

Les résultats de la granulométrie et de la sédimentométrie sont exprimés sous forme de courbes sur les sondages carrotés effectués.

Nous interprétons les résultats suivant la classification du L.P.C pour les sols grenus et fins, à savoir la détermination des coefficients de HAZEN ( $C_u$  et  $C_c$ ) et la position des sols sur le diagramme de CASAGRANDE.

Sondage	Profondeur m	$C_u$	$C_c$	LL	$I_p$	Appellation
1	4 - 4,50	20	3,67	39	14	sable argileux mal gradué
1	6,30 - 8,50	$\infty$		33	11	sable argileux mal gradué
2	8 - 9	$\infty$				grave propre mal gradué
2	4 - 6	6,25	4			grave propre mal gradué
3	14 - 16	8,2	2,8			grave propre mal gradué
4	2 - 6	$\infty$		31	12	sable argileux (vase)
4	15 - 17	$\infty$		46	17	sable limoneux (vase)
5	7 - 9			42	17	grave argileuse
6	14 - 18					sable propre mal gradué
7	11 - 13	10,4	1,88			grave propre bien gradué
8	4,5 - 5			40	16	grave limoneuse
8	5,5 - 6,5					grave mal gradué
9	4 - 7					grave
9	7 - 10					sable
9	13 - 14,5			56	28	sable argileux (vase)
10	4 - 6					grave mal gradué
11	6 - 8	200	2	27	8	sable argileux propre bien gradué
11	17 - 20,5	7,5	1,3			grave propre bien gradué
11	9 - 12	4,66	1,7			grave propre bien gradué
12	2 - 4	25	4			grave mal gradué
12	8 - 12	36	135			grave mal gradué
12	19 - 22	7,29	2,19			grave propre bien gradué

On notera que les vases noires sont représentées sur les courbes par des sables argileux avec les considérations suivantes :

- 57% de sable fin
- 30% de limon
- 13% d'argile

On peut aussi l'identifier par sa mauvaise odeur, sa couleur noire avec la condition de plasticité :

$$w_L > 45$$

$$I_p > 17.$$

Conclusion : La classification par l'analyse granulométrique faite pour les différents sols correspond assez bien à la dénomination visuelle d'après les carottes recueillies. En général on est en présence de sables, sables vaseux, vases et gneiss caractérisant le substratum.

#### II-4) Essai de compressibilité :

Les résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre sont représentés par des courbes semi-logarithmiques dont nous reportons ici les principaux résultats qui nous serviront pour classer les sols vis-à-vis de la compressibilité et du gonflement suivant les coefficients  $C_g$  et  $C_c$  correspondants et la pression de consolidation  $P_c$ .

Sondage / profondeur Nature de sol	$P_c$ b	$\sigma'_z$ b	Indice des vides	$C_c$	$C_g$	P b
Sg1 / 4,00 - 4,50 Sable limoneux	0,850	0,76 $\sigma_c < \sigma'_z$	$e_0 = 0,938$ $e_f = 0,773$	0,167	0,054	4,8
Sg3 / 8,00 - 9,00 Vase noire	1,3	1,06 $\sigma_c < \sigma'_z$	$e_0 = 1,408$ $e_f = 1,056$	0,469	0,086	4,8
Sg4 / 6,00 - 7,00 Vase noire	0,9	0,73 $\sigma_c < \sigma'_z$	$e_0 = 0,966$ $e_f = 0,790$	0,230	0,048	4,8
Sg5 / 7,00 - 9,00 Vase noire	1,550	1,16	$e_0 = 0,958$ $e_f = 0,788$	0,220	0,050	4,8
Sg9 / 13,00 - 14,00 Vase noire	0,80	1,73 $\sigma_c < \sigma'_z$	$e_0 = 0,948$ $e_f = 0,720$	0,200	0,086	4,8
Sg10 / 6,00 à 7,00 argile sableuse	1,65	1,00 $\sigma_c < \sigma'_z$	$e_0 = 0,469$ $e_f = 0,396$	0,023	0,055	10,00

#### Observations :

- Sg1 / 4,00 à 4,50 : sol surconsolidé, moyennement compressible et non gonflant.
- Sg3-4-5-9 (vases) : sol surconsolidé, assez fortement compressible à très compressible et non gonflant
- S10 / 6,00 à 7,00 : sol surconsolidé, peu compressible et non gonflant.

II-5) Essai de cisaillement : a la boîte de CASA, RANDE

- Nous remarquons d'abord que les essais effectués sur les échantillons remaniés donnent des résultats incompatibles (voir tableau récapitulatif) dont nous nous dispensons.
- Pour les calculs, on se servira des résultats obtenus sur des échantillons intacts mentionnés ci-dessous :

Nature de sol	$c$ bar	$\varphi$ d°
Sable vaseux	0 - 0,2	31 - 32
Sable grossier à fin	0	42
Sable brunâtre et limoneux	0,1	30
limon sableux	0,1	25
Vase	0,1 - 0,4	10 - 27

# CALCUL DE FONDATIONS

## Introduction

Nous rappelons le choix de l'implantation des bâtiments sur le site et le type de fondation correspondant.

Region I : - au Sud-ouest.

batiments R+9, 22 x 22 m.

charge de 20 à 40 t/ml (par mur) soit environ 6000 tonnes.

fondations : radier général 25 x 25 x 0,60 m

Region II : Centre-ouest

batiments R+4, 12 x 20 m.

charge : 12 à 18 t/ml

fondations : semelles filantes espacées de 3 à 3,50 m.

Region III : Nord-est

batiments R+14, 22 x 22 m.

charge : de 30 à 60 t/ml (par mur) soit environ 9000 tonnes.

fondations : Radier général 25 x 25 x 0,80 m  
ou Radier + pieux.

NOTA :

Le remblai ne servira en aucun cas de couche d'assise de fondation. Sa profondeur atteint des fois 4,50 m; on se limitera de décaper le remblai sur l'ensemble des zones à une couche restante de hauteur maximale de 1,0 m.

Les fondations seront ancrées à une profondeur minimale de 1 m après terrassement du terrain.

## I. CALCUL DE LA SEMELLE FILANTE :

- La couche d'assise serait la vase sableuse qui vient après le remblai.

On choisit une hauteur d'ancrage  $h = -4,5$  m à partir du niveau naturel.

- Le poids volumique du remblai est choisi à :  $1,8$  t/m<sup>3</sup>.

- dimensions de la semelle :

La longueur portante est  $L = 12$  m qui sera fixe dans les calculs, la largeur sera choisie d'une valeur minimale  $l = 2R = 0,90$  m à 1,60 m.

### 1) Méthode pressiométrique :

Les résultats des sondages pressiométriques 2 et 3 nous serviront pour les calculs. Les valeurs finales seront la moyenne entre les 2 essais pour lesquels les caractéristiques du sol ne changent pas beaucoup.

a. Calcul de la capacité portante

hauteur d'encastrement:  $h_e$

La hauteur d'encastrement  $h_e$  sera prise égale à l'encastrement  $h$  réel dans le sol : sa valeur  $h = 1,50$  m n'est pas suffisante pour que les caractéristiques du sol soient très différentes.

$$h_e = h = 1,50 \text{ m.}$$

Pression limite équivalente:  $Pl_e$

2 cas se présentent :

$$R = 0,45 \text{ m} \Rightarrow 2R < 1 \text{ m} : Pl_e = \sqrt[3]{Pl_{+R} \cdot Pl_0 \cdot Pl_{-R}}$$

$$0,5 \text{ m} \leq R \leq 0,8 \text{ m} \Rightarrow 2R > 1 \text{ m} : Pl_e = \sqrt[7]{Pl_{+3R} \cdot Pl_{+2R} \cdot Pl_{-R} \cdot Pl_0 \cdot Pl_{-R} \cdot Pl_{-2R} \cdot Pl_{-3R}}$$

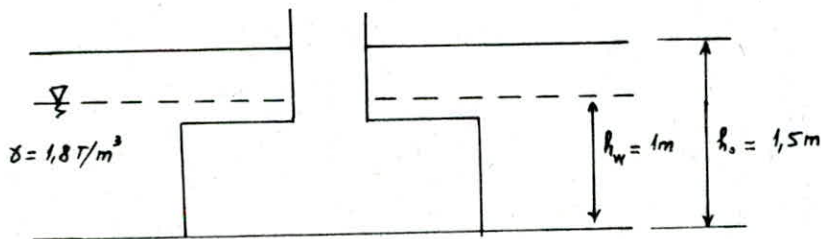
Facteur de Portance :  $K$

On assimile la couche de fondation à :

- SP2 : sable compressible avec  $4 < Pl_e < 8 \Rightarrow$  sol de catégorie II.
  - SP3 : limon avec  $0 < Pl_e < 7 \Rightarrow$  sol de catégorie I.
- Dans chaque cas la valeur de  $K$  sera lue sur le graphe avec la catégorie correspondante ;  $\frac{L}{2R} \rightarrow \infty$  et  $\frac{h_e}{R}$

Portance :  $\bar{q}$ .

$$\bar{q} = q_0 + \frac{K}{3} (Pl_e - p_0)$$



$$q_0 = \delta(h_0 - h_w) + \delta h_w = \delta h_0 = 1,8 \times 1,5 = 2,7 \text{ tf/m}^2.$$

$$p_0 = u + (\sigma_{v_0} - u) K_0 \quad \text{avec} \quad \sigma_{v_0} = q_0 \quad \text{et} \quad K_0 = 0,5$$

$$= \delta_w h_w + (q_0 - \delta_w h_w) K_0$$

$$= 1 + (2,7 - 1) \cdot 0,5$$

$$= 1,85 \text{ tf/m}^2.$$

on aura donc :

$$\bar{q} = 2,7 + \frac{K}{3} (Pl_e - 1,85) \quad \text{où} \quad Pl_e \text{ en } \text{tf/m}^2.$$

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats :



$R_m$		0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
$P_{le}$	SP2	4,40	4,36	4,36	4,33	4,28	4,18	4,15	4,04
	SP3	3,59	3,56	3,56	3,55	3,55	3,49	3,51	3,45
$\frac{h_e}{R}$		3,33	3,00	2,72	2,50	2,30	2,14	2,00	1,87
K	SP2		1,40	1,36	1,33	1,30	1,27	1,23	1,22
	SP3		1,24	1,20	1,18	1,16	1,15	1,14	1,12
$\bar{q}$	SP2		2,22	2,16	2,11	2,04	1,96	1,90	1,84
	SP3		1,66	1,62	1,59	1,57	1,54	1,53	1,49
$\bar{q}_{moy}$	bars		1,94	1,89	1,85	1,80	1,75	1,71	1,66
q	bars		1,80	1,63	1,50	1,38	1,28	1,20	1,12

Verification :

Avec la charge maximale  $\varphi = 18t/ml$ , les dimensions de la semelles  
verifient la charge ( $q < \bar{q}_{moy}$ ) à partir de  $12 \times 1,00 m$ .

B- Calcul des tassements :

On calcule les tassements pour une largeur minimum de semelle :

$$b = 2R = 1,00 m.$$

- La charge permanente impose une contrainte maximum  $q$  sous la semelle :

$$q = \frac{18}{1,00} = 18 tf/m^2$$

La fondation sollicite le sol de :

$$P = 18 - 4,5 \times 1,8 = 9,9 tf/m^2.$$

Il convient de verifier que les tassements des couches sous-jacentes sous  
cette sollicitation restent acceptables.

Les modules pressiométriques sont donnés sur le tableau :

$E_i$ SP <sub>i</sub> b	$E_0$	$E_R$	$E_2$	$E_{3/4/5}$	$E_{6/7/8}$	$E_{9 \text{ à } 16}$	$E_A$	$E_B$
SP2	45,00	46,00	45,50	36,50	23,75	15,75	45,49	34,00
SP3	30,00	28,00	26,00	24,00	28,66	19,75	29,00	25,71

Remarque : Le module pressiométrique des couches dépassant la demi-largeur  $R$  est la moyenne des valeurs lues sur chaque couche de hauteur  $R$ .  
 $E_A$  et  $E_B$  sont évalués à partir des formules déjà énoncées.

Coefficient  $\alpha$  du sol :

On cherche la valeur de  $\alpha$  pour les 2 domaines déviatorique et sphérique à partir de  $E/Pl$  et de la nature du sol assimilé dans les 2 cas à un sable.

Essai	$E_{sph}$	$Pl_{sph}$	$\frac{E}{Pl_{sph}}$	$\alpha_{sph}$	$E_d$	$Pl_d$	$\frac{E}{Pl_d}$	$\alpha_d$
SP2	45,49	4,4	10,33	$\frac{1}{3}$	34,00	3,0	11,33	$\frac{1}{3}$
SP3	29,00	4,1	7,07	$\frac{1}{3}$	25,71	2,7	9,52	$\frac{1}{3}$

calcul des coefficients de forme :

avec  $\frac{L}{2R} = \frac{12}{1,00} = 12$  on lit :  $\lambda = 1,485$  et  $\lambda' = 2,515$

tassement :

Essai	$\alpha$	$E_A$ b	$E_B$ b	$\lambda$	$\lambda'$	$W_A$ cm	$W_B$ cm	$W$ cm
SP2	$\frac{1}{3}$	45,49	34,00	1,485	2,515	0,14	0,75	0,89
SP3	$\frac{1}{3}$	29,00	25,71	1,485	2,515	0,22	0,99	1,21

On retiendra le tassement le plus défavorable (1,21 cm) qui est parfaitement admissible.

2) Méthode des essais de Laboratoire :

On utilisera les résultats des sondages carotés n° 3-5-6.  
 On considère que la couche de remblai après terrassement est de 1m.  
 Le calcul de la contrainte à la rupture sera établi par la formule :

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{\beta \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + (1 + 0,3B/L) c N_c}{F_s}$$

où  $\beta = \frac{B}{4(1 + \frac{B}{L})}$  avec  $L = 12 \text{ m}$ .

Le poids volumique de la couche d'assise est  $\gamma_2 = \gamma_R$ , celui du remblai est pris égal à  $1,8 \text{ t/m}^3$ .

Le tableau suivant résumera l'ensemble des paramètres pour chaque essai. On rappelle que D est la hauteur de la couche surmontant la fondation.

ESSAI SC <sub>i</sub>	D m	$\gamma_R$ t/m <sup>3</sup>	C t	$\varphi$ °	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
3	1,0	1,98	0,10	25	10,4	10,7	20,7
5	1,0	2,10	0,15	31	25,4	20,6	32,7
6	1,5	1,98	0,10	25	10,4	10,7	20,7

Le tableau ci-dessous donne la contrainte admissible pour chaque dimension (Largeur B) de semelle.  
 Les valeurs de q sont les contraintes extrêmes provenant de la charge c'est-à-dire  $p = 18 \text{ t/ml}$  ( $q = \frac{p}{B \cdot L}$ ) nous servant de vérification.

B m	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80
$\beta$	0,42	0,46	0,50	0,55	0,59	0,63	0,67	0,71	0,74	0,78
$q_a$	SC3	1,38	1,39	1,41	1,43	1,44	1,45	1,47	1,48	1,49
	SC5	3,00	3,04	3,10	3,10	3,20	3,20	3,20	3,30	3,30
	SC6	1,55	1,57	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,65	1,66
$q_b$	2,00	1,80	1,63	1,50	1,38	1,28	1,20	1,12	1,05	1,00

Dans le cas le plus défavorable la contrainte est vérifiée à partir d'une largeur de 1,30 m.

Calcul des tassements :

La méthode consiste à calculer les tassements  $\Delta s_i$  des couches des couches de hauteur  $H_i$  par :

$$\Delta s_i = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

le tassement total :  $\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta s_i$ .

I est le coefficient de répartition de charge.  
 On précise que les tassements sont calculés pour un taux de travail de 1,46 du sol.

scdm	N° couche	H <sub>i</sub> cm	$\sigma_0$ b	$e_0$	$\Delta\sigma$ b	$\sigma_0 + \Delta\sigma$ b	$e_1$	$e_0 - e_1$	$1 + e_0$	$\Delta H$ cm	I
SC3	1	100	0,180	-	0,89	-	-	-	-	-	0,70
	2	100	0,270	-	0,48	-	-	-	-	-	0,38
	3	100	0,360	1,372	0,38	0,74	1,334	0,034	2,372	1,4	0,30
	4	100	0,440	1,364	0,27	0,71	1,338	0,026	2,364	1,0	0,21
	5	100	0,508	1,358	0,20	0,708	1,339	0,049	2,358	0,8	0,16
	6	100	0,584	1,350	0,14	0,720	1,336	0,014	2,350	0,6	0,11
Tassement total :											3,8
en cm											

SC5	1	100	0,185	-	0,89	-	-	-	-	-	0,70
	2	100	0,272	0,930	0,48	0,75	0,911	0,019	1,930	1,0	0,38
	3	100	0,335	0,927	0,38	0,72	0,913	0,014	1,927	0,7	0,30
	4	100	0,398	0,924	0,27	0,67	0,915	0,009	1,924	0,5	0,21
	5	100	0,461	0,922	0,20	0,66	0,915	0,006	1,922	0,3	0,16
	6	50	0,497	0,920	0,14	0,64	0,916	0,004	1,920	0,1	0,11
Tassement total :											2,6
en cm											

SC6	1		0,233	-	0,861	1,10	-	-	-	-	0,70
	2		0,350	-	0,600	0,95	-	-	-	-	0,38
	3	100	0,450	1,364	0,37	0,82	1,328	0,036	2,364	1,5	0,30
	4	100	0,530	1,356	0,25	0,78	1,332	0,024	2,356	1,0	0,21
	5	100	0,600	1,348	0,20	0,80	1,330	0,018	2,348	0,8	0,16
	6	100	0,670	1,340	0,14	0,81	1,329	0,011	2,340	0,5	0,11
Tassement total :											3,8
en cm											

Le tassement le plus défavorable est de 3,8 cm qui est acceptable.

Conclusion:

Par les 2 méthodes la semelle filante de bâtiments R+4 est de tassement admissible, elle sera donc retenue comme fondation de cette structure.

## II - CALCUL DU RADIER DE BÂTIMENTS R+9 :

Le radier sera encastré à la cote  $h = -3,5\text{m}$  (c'est à dire à  $-2\text{m}$  après terrassement).

### 1)- Méthode pressiométrique :

Les calculs seront effectués à partir des résultats de l'essai pressiométrique 1, le seul essai du genre exécuté dans la zone I.

#### a- Calcul de la capacité portante :

$$P_{le} = \sqrt{P_{l_0} \cdot P_{l-R}}$$

$$P_{l-R} = \frac{1,7 + 6 + 3,7 + 2,8 + 3,2 + 3,6 + 2,3 + 2,0 + 2,9 + 2,3 + 3,4 + 4,6}{12} = 10,93 \text{ b.}$$

$$P_{l_0} = 2,4 \text{ b}$$

$$P_{le} = \sqrt{10,93 \times 2,4} = 5,12 \text{ b}$$

Remarque : pour le calcul de la moyenne  $P_{l-R}$  sur la profondeur  $R = 12,5\text{m}$  nous avons pris des lectures de  $P_l$  à chaque mètre.

$$q_0 = \gamma h = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ tf/m}^2.$$

$$u = 0$$

$$P_0 = u + (q_0 - u) K_0 \quad \text{avec } K_0 = 0,5$$

$$= 3,6 \times 0,5 \\ = 1,8 \text{ tf/m}^2.$$

$$\bar{q} = q_0 + \frac{K}{3} (P_{le} - P_0)$$

$$\frac{h}{R} = \frac{2}{12,5} = 0,16$$

sable compressible :  $4 < P_{le} < 8 \Rightarrow$  catégorie II }  $\Rightarrow K = 0,96$

$$\bar{q} = 3,6 + \frac{0,96}{3} (51,2 - 1,8) = 19,4 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{q} = 1,94 \text{ bars.}$$

$$q_{max} = \frac{6000}{25 \times 25} = 9,6 \text{ tf/m}^2 < \bar{q} = 19,4 \text{ tf/m}^2.$$

b- Tassements :

sur une couche de sol de hauteur  $H = 1m$ , on aura un tassement  $\Delta H_i$  qui s'écrit :

$$\frac{\Delta H_i}{H} = \frac{\sigma_i}{E_i} = \alpha_i \frac{I_i \cdot P_i}{E_i} \Rightarrow \Delta H = 100 q_a \sum \frac{I_i \cdot \alpha_i}{E_i}$$

$I_i$  : coefficient de répartition de la charge à une profondeur choisie.  
Il est fonction du rapport  $z_i/R$

$z_i = R_i$ m	$z_i/R$	$P_i$ b	$E_i$ b	$E_i/P_i$	$\alpha_i$	$I_i$	$\alpha_i I_i / P_i$
3,0	0,24	3,5	30	8,57	1/3	0,98	0,0108
4,0	0,32	1,7	15	8,82	1/3	0,96	0,0213
5,0	0,40	1,6	13	8,13	1/3	0,94	0,0241
6,0	0,48	3,7	24	6,48	1/3	0,91	0,0126
7,0	0,56	2,8	18	6,42	1/3	0,88	0,0162
8,0	0,64	3,2	19	5,93	1/3	0,83	0,0145
9,0	0,72	3,6	26	9,56	1/3	0,80	0,0103
10,0	0,80	2,3	22	7,22	1/3	0,75	0,0114
11,0	0,88	2,0	15	9,56	1/3	0,70	0,0155
12,0	0,96	2,9	32	11	1/3	0,67	0,0069
13,0	1,04	23	180	7,82	1/4	0,63	0,0009
14,0	1,12	34	400	11,76	1/2	0,58	0,0007
15,0	1,20	45	950	21,11	1/2	0,55	0,0003

$\Sigma : 0,145$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des tassements avec le taux de travail du radier.

$q_b$	0,25	0,50	0,75	1,00
$W_{cm}$	3,62	7,25	10,87	14,50

Le tassement est acceptable par rapport aux normes allant jusqu'à 30cm. Le radier ainsi vérifié sera donc maintenu comme fondation des bâtiments R+9.

### 2) Méthode des essais de Laboratoire :

On utilisera les résultats des essais des sondages carotés n° 1-2-4.  
(sc1 - sc2 - sc4)

suivant sc1 :

Le radier est toujours encastré à la cote  $H = -2m$  (après terrassement). La couche d'axe est un sable vaseux noirâtre, on prendra la valeur de l'angle de frottement  $\varphi$  entre la valeur correspondant au sable vaseux et vase noire.

$$\text{Hypothèse : } \begin{array}{l} \varphi = 28^\circ \\ c = 0,1b \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} N_\gamma = 16,1 \\ N_q = 14,7 \\ N_c = 25,8 \end{array}$$

$$B = 25m \quad p = \frac{B}{4(1 + \frac{B}{L})} = 6,25m$$

le calcul de la contrainte admissible à la rupture est donné par la formule classique suivante :

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{\gamma \delta_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + (1 + 0,3 B/L) c N_c}{F_s}$$

$$\text{avec } \delta_1 = 1,96 \quad ; \quad \delta_2 = 0,96$$

$$D = 2 \quad B = 25m \quad L = 25m.$$

$$q_a = (1,5 \cdot 1,96 + 0,5 \cdot 0,46) + \frac{6,25 \cdot 0,96 \cdot 16,1 + (1,5 \cdot 1,96 + 0,5 \cdot 0,96) \cdot 13,1 + 1,3 \cdot 1 \cdot 25,8}{3}$$

$$q_a = 6,2 \text{ bars}$$

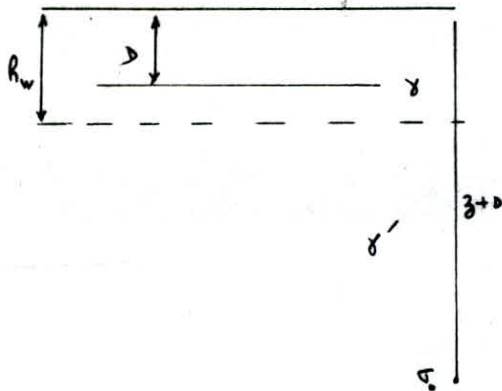
Vérification :

pour la charge maximale de 40t/ml, la contrainte soumise au radier est  $q = \frac{4000}{25^2} = 9,6 \text{ tf/m}^2$  largement inférieure à  $q_a$ .

tassements:

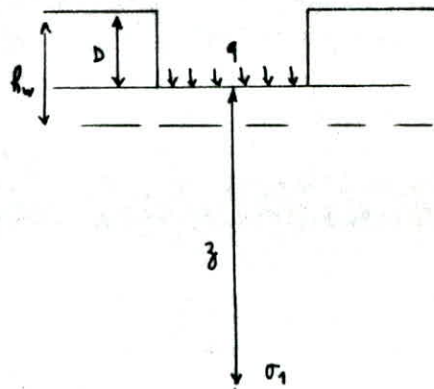
On utilise la méthode d'intégration par tranches.  
 considérons une semelle souple ancrée à la profondeur D dans un sol de densité  $\gamma$

état initial (avant construction)



état final

$$q \leq q_a$$



$$\sigma_0 = \gamma h_w + \gamma' (z + D - h_w)$$

la profondeur est comptée à partir du niveau de la semelle.

$q$  étant la contrainte sous la semelle souple, la comparaison des 2 états initial et final montre que la construction de la semelle a entraîné une surcharge égale à  $q - \gamma D$  au niveau de la fondation.

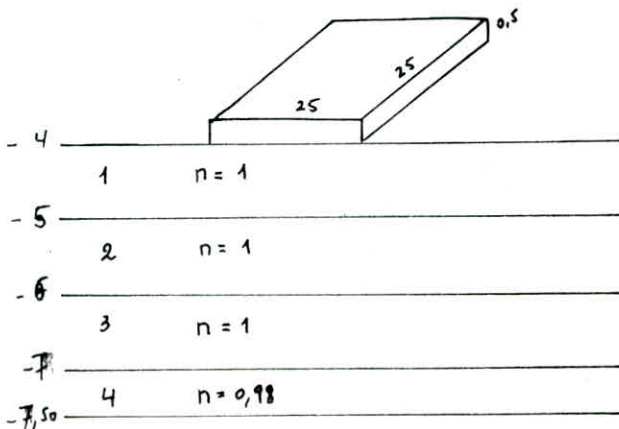
La répartition des contraintes en profondeur sous l'action de  $(q - \gamma D)$  sera déterminée à partir du coefficient d'influence  $(n)$ . en additionnant à chaque profondeur la contrainte initiale à la surcharge. à la profondeur  $z_i$  sous la semelle, la contrainte verticale est donc passée de la valeur  $\sigma_0$  à  $\sigma_1$ . sur la courbe oedométrique du sol considéré, on en déduit  $e_0$  et  $e_1$ .

$$\Delta e = e_0 - e_1$$

$\Delta s$  : tassement de la couche  $H_i$

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

tassement final: 
$$s = \sum_{i=1}^n \Delta S_i$$



taux de travail à 1bar.



numero de couche	$H_i$ cm	$\sigma_0$ b	$e_0$	$\Delta\sigma$ b	$\Delta\sigma + \sigma_0$ b	$e_1$	$e_0 - e_1$	$1 + e_0$	$\Delta H$
1	100	0,392	0,912	1,16	1,552	0,854	0,058	1,912	3,0
2	100	0,498	0,905	1,16	1,658	0,849	0,056	1,905	2,9
3	100	0,58	0,899	1,16	1,740	0,846	0,053	1,899	2,8
4	50	0,66	0,895	1,14	1,800	0,844	0,051	1,895	2,7

$$\Delta H_f = 11,4 \text{ cm}$$

suivant sc2 :

$$\bar{q}_a = 3,1 + \frac{6,25 \cdot 16,1 \cdot 0,96 + 3,1 \cdot 13,7 + 1 \cdot 25,8}{3}$$

$$\bar{q}_a = 5,8 \text{ bars} > q_{max}$$

on a :

$$\begin{aligned} C &= 0,1 & N_\gamma &= 16,1 \\ \varphi &= 28^\circ & N_q &= 14,7 \\ & & N_c &= 25,8 \end{aligned}$$

$$\gamma_1 = 1,8 \text{ t/m}^3, \quad \gamma_2 = 0,96$$

taux de travail à 1,5 bar.

on utilise l'oedomètre du sc1. Profondeur 4,00 m à 4,50 m

n° couche	$H_i$	$\sigma_0$	$e_0$	$\Delta\sigma$	$\sigma_0 + \Delta\sigma$	$e_1$	$e_0 - e_1$	$1 + e_0$	$\Delta H$	$n$
1	100	0,36	0,915	1,20	1,56	0,854	0,061	1,915	3,2	1
2	100	0,45	0,908	1,20	1,65	0,849	0,059	1,908	3,1	1
3	100	0,55	0,902	1,20	1,75	0,846	0,056	1,902	2,9	1
4	100	0,65	0,896	1,18	1,83	0,843	0,053	1,896	2,8	0,98
5	50	0,72	0,892	1,15	1,87	0,841	0,051	1,892	1,3	0,96

$$\Delta H_f = 13,3 \text{ cm}$$

D'après le sondage carroté n° 4, nous remarquons qu'après le remblai on trouve une couche de 6 m de vase noirâtre, cette couche ne peut être d'assise pour une fondation.

conclusion :  $\Delta H_{moy} = \frac{1}{2}(11,4 + 13,3) = 12,35 \text{ cm}$

le tassement trouvé par la méthode pressiométrique est un peu exagéré par rapport à celui des essais de laboratoires. le plus défavorable est admissible donc le radier de bâtiment R+G est à retenir définitivement.

### III - Calcul du radier de bâtiments K+14

Le radier sera encastré à la cote  $A = -4m$

#### 1) Méthode pressiométrique:

Les calculs seront effectués à partir des résultats des essais pressiométriques 4 et 5.

##### a- Calcul de la portance:

$$q_0 = \gamma h = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ tf/m}^2$$

$$u = 0$$

$$P_0 = u + (q_0 - u) K_0$$

$$= 3,6 \times 0,5$$
$$= 1,8 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{q} = 3,6 + \frac{K}{3} (P_0 - 1,8)$$

avec :

$$\frac{h}{R} = 0,16$$

SP4: limon :  $Pl < 7 \Rightarrow$  catégorie I

SP5: sable compressible :  $4 < Pl < 8 \Rightarrow$  catégorie II

( Voir tableau suivant )

ESSAI PRESSIO	$Pl_0$ <sub>b</sub>	$Pl_R$ <sub>b</sub>	$Pl_c$ <sub>b</sub>	K	$\bar{q}$ <sub>b</sub>	$\bar{q}_{moy}$ <sub>b</sub>
4	5,50	5,51	5,50	0,94	2,03	2,28
5	4,50	11,26	7,12	0,97	2,54	

Vérification:

charge maximale :  $q = 60 \text{ t/ml}$ .

$$q = \frac{9000}{25 \times 25} = 14,4 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow 1,44 \text{ b} < \bar{q} = 2,28 \text{ b}.$$

Il ne reste qu'à vérifier les tassements du radier suivant les 2 essais.

- suivant l'essai pressiométrique 4 :

	$h_i$ m	$h_i/R$	$Pl_i$ b	$E_i$ b	$E_i/Pl_i$	$\alpha_i$	$I_i$	$\alpha_i I_i / E_i$
Remblai	3,0	0,24					0,98	
Limon	4,0	0,32	5,5	45	8,18	1/2	0,96	0,010
	5,0	0,40	2,7	15	5,55	1	0,94	0,062
Vase sableuse	6,0	0,48	3,5	20	5,71	1	0,91	0,045
	7,0	0,56	4,6	26	5,65	1	0,88	0,033
	8,0	0,64	3,9	20	5,13	1	0,83	0,041
	9,0	0,72	3,1	18	5,80	1	0,80	0,044
	10,0	0,80	4,9	27	5,51	1	0,75	0,027
	11,0	0,88	7,7	40	5,19	1/3	0,70	0,006
	12,0	0,96	7,8	44	5,64	1/3	0,67	0,005
sable	13,0	1,04	8,1	50	6,17	1/3	0,63	0,004
	14,0	1,12	8,5	59	6,94	1/3	0,58	0,003
	15,0	1,20	9,0	65	7,22	1/3	0,55	0,003

$\Sigma : 0,28$

- suivant le sondage pressiometrique 5 :

	$h_i$ m	$h_i/R$	$Pl_i$ b	$E_i$ b	$E_i/Pl_i$	$\alpha_i$	$I_i$	$\alpha_i I_i / E_i$
vase sableuse	3,0	0,24	5,0	40	8,00	1/3	0,98	0,0082
	4,0	0,32	4,5	40	8,88	1/3	0,96	0,0080
vase sableuse	5,0	0,40	3,4	40	11,76	1	0,94	0,0235
	6,0	0,48	5,0	50	10,00	1	0,91	0,0182
	7,0	0,56	4,6	26	5,65	1	0,88	0,0338
	8,0	0,64	4,0	29	7,25	1	0,83	0,0286
sable	9,0	0,72	16	110	6,87	1/3	0,80	0,0024
	10,0	0,80	27	100	3,70	1/3	0,75	0,0025
	11,0	0,88	19	100	5,26	1/3	0,70	0,0023
	12,0	0,96	7	100	14,28	1/2	0,67	0,0033
	13,0	1,04	13	115	8,84	1/3	0,63	0,0018
	14,0	1,12	9	110	11,11	1/3	0,58	0,0017
	15,0	1,20	9,8	120	12,24	1/2	0,55	0,0023
sable vaseux	16,0	1,28	10,1	150	14,85	1/2	0,52	0,0017
	17,0	1,36	10,4	140	13,46	1/2	0,48	0,0017
	18,0	1,44	16	170	10,63	1/3	0,44	0,0008
	19,0	1,52	9	95	10,55	1/3	0,42	0,0015

$$\Sigma : 0,142$$

On retiendra la valeur  $\Sigma \alpha_i I_i / E_i = 0,28$  qui est la plus defavorable entre les 2 essais.

On résume les valeurs de tassement en fonction du taux de travail du radier :

$q$ b	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
$w$ cm	7	14	21	28	35	42

Dans ce cas les tassements sont trop importants ; la proposition finale sera retenu après verification par la méthode des essais de Laboratoire.

les calculs seront effectués avec les résultats des essais de sondages carotés n° 7-9 et 10.

calcul de la Portance :  
suivant sc 7 :

$$D = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_R = 1,96 \text{ (sable vaseux noiratre)}$$

$$c = 0,1 \text{ b}$$

$$\varphi = 32^\circ$$

⇒

$$N_\gamma = 29,8$$

$$N_q = 23,2$$

$$N_c = 35,5$$

$$q_a = 1,46 + \frac{6,25 \cdot 0,96 \cdot 29,8 + 1,46 \cdot 22,2 + 1,3 \cdot 35,5}{3} = 8,7 \text{ b}$$

$$q_a = 8,7 \text{ b}$$

suivant sc 9 :

$$\gamma_R = 2 \text{ (sable brunatre micacé)}$$

$$\gamma_{\text{remblai}} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0,1 \text{ b}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

⇒

$$N_\gamma = 21,8$$

$$N_q = 18,4$$

$$N_c = 30,1$$

$$q_a = 1,3 + \frac{6,25 \cdot 1 \cdot 21,8 + 1,3 \cdot 17,4 + 1 \cdot 30,1}{3} = 6,4 \text{ b}$$

$$q_a = 6,4 \text{ b}$$

suivant sc 10 :

$$\gamma_R = 1,98 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0,1$$

$$\varphi = 25^\circ$$

⇒

$$N_\gamma = 10,4$$

$$N_q = 10,7$$

$$N_c = 20,7$$

$$q_a = 1,48 + \frac{6,25 \cdot 0,98 \cdot 10,4 + 1,48 \cdot 9,7 + 1 \cdot 20,7}{3} = 3,4 \text{ b}$$

$$q_a = 3,4 \text{ b}$$

Remarque : sc 11 se trouve dans la même zone (III) . nous sommes en présence d'une couche de vase noire de 4 m. Elle ne peut être une couche d'assise de fondation.

calcul des tassements :

oedomètres utilisés :

couche 1 : sable vaseux du sc 1

couche 2 : vase du sc 5 Profondeur 7 à 9 m

couches 3 et 4 : sable vaseux du sc 1

Les tassements sont calculés au taux de travail de 1,5 b du sol.

ordon	n° carche	H <sub>i</sub> cm	σ <sub>b</sub>	e <sub>0</sub>	Δσ <sub>b</sub>	σ <sub>0</sub> +Δσ <sub>b</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>0</sub> -e <sub>1</sub>	1+e <sub>0</sub>	ΔH cm	I
sc1	1	100	0,194	0,928	1,354	1,548	0,854	0,074	1,928	3,8	1
sc9	2	100	0,280	0,923	1,354	1,634	0,822	0,101	1,923	5,3	1
sc1	3	100	0,360	0,915	1,354	1,714	0,848	0,067	1,915	3,5	1
	4	100	0,460	0,908	1,329	1,789	0,845	0,063	1,908	3,3	0,98

$$\Delta H_f = 15,9 \text{ cm}$$

suisant sc9 :

ordon	n° carche	H <sub>i</sub> cm	σ <sub>b</sub>	Δσ <sub>b</sub>	σ <sub>0</sub> +Δσ <sub>b</sub>	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>0</sub> -e <sub>1</sub>	1+e <sub>0</sub>	ΔH cm	I
sc1	4	100	0,48	1,32	1,80	0,908	0,844	0,064	1,908	3,4	0,96
	5	100	0,57	1,29	1,86	0,900	0,842	0,058	1,900	3,1	0,94
	6	100	0,67	1,24	1,91	0,894	0,840	0,054	1,894	2,9	0,90
	7	100	0,77	1,21	1,98	0,889	0,838	0,051	1,889	2,7	0,88
	8	100	0,86	1,16	2,02	0,884	0,837	0,047	1,884	2,5	0,84
	9	100	0,96	1,10	2,06	0,880	0,836	0,044	1,880	2,3	0,80
sc9	10	100	1,06	1,03	2,09	0,856	0,802	0,054	1,856	2,9	0,75
sc1	11	100	1,16	0,98	2,14	0,873	0,835	0,038	1,873	2,0	0,71
	12	100	1,26	0,91	2,17	0,866	0,833	0,033	1,866	1,8	0,66
	13	100	1,35	0,85	2,20	0,862	0,832	0,031	1,862	1,7	0,62
	14	100	1,45	0,80	2,25	0,858	0,830	0,028	1,858	1,5	0,58
	15	100	1,55	0,74	2,29	0,854	0,828	0,026	1,854	1,4	0,54
	16	100	1,64	0,70	2,30	0,850	0,826	0,024	1,850	1,3	0,51
sc9	17	100	1,73	0,66	2,39	0,844	0,790	0,029	1,849	1,6	0,48
	18	100	1,80	0,61	2,41	0,845	0,790	0,025	1,845	1,4	0,44

$$\Delta H_f = 32,5 \text{ cm}$$

suivant SC 10

$$\gamma_p = 1,98 \text{ t/m}^3$$

On admet les résultats de l'argile sableuse pour le limon sableux.

N° couche	$H_i$ cm	$\sigma_b$	$e_0$	$\Delta\sigma_b$	$\sigma_b + \Delta\sigma_b$	$e_1$	$e_0 - e_1$	$1 + e_0$	$\Delta H$ cm	I
1	100	0,197	0,469	1,3	1,5	0,453	0,016	1,469	1,1	1
2	100	0,295	0,468	1,3	1,6	0,451	0,017	1,468	1,2	1
3	100	0,399	0,467	1,3	1,7	0,447	0,020	1,467	1,4	1

$$\Delta H_f = 3,7 \text{ cm}$$

le tassement le plus défavorable dans ce cas est de : 32,5 cm.

le tassement moyen est de : 16,14 cm.

à savoir que le tassement du radier n'est pas admissible.

Conclusion:

Les 2 méthodes donnent des tassements élevés.

le radier de dimensions 25 x 25 m ne sera pas retenu comme fondation des bâtiments R+14.

# CONCLUSION



#### IV. CONCLUSION :

L'évaluation des tassements propres à chaque type de structure proposé sera commentée comme suit :

- L'adoption de semelles filantes pour les bâtiments R+4 sera retenue au vu des tassements largement admissibles.

- Le radier de dimensions  $25 \times 25$  m prévu pour les bâtiments R+9 présente une tenue acceptable vis à vis des tassements, à cet effet nous maintenons le choix proposé.

- Le radier général  $25 \times 25$  m tel que prévu pour les structures R+14 présente des tassements considérables que nous jugeons inadmissibles. Nous formulons les propositions ci-après :

1<sup>o</sup> Proposition :  
augmenter les dimensions du radier.

2<sup>o</sup> Proposition :  
chargement du terrain par un remblai provisoire afin de diminuer les tassements prévisibles.

3<sup>o</sup> Proposition :  
diminuer la charge qui sera transmise au sol en se ramenant à des bâtiments R+9.

4<sup>o</sup> Proposition :

Radier sur pieux.

Cette solution présente un inconvénient majeur du point de vue coût de réalisation en raison de la profondeur importante du substratum.

5<sup>o</sup> Proposition :

changement de site d'implantation que nous jugeons possible vu l'éloignement de la zone urbaine.

17RE

PARTIE - B

ETUDE COMPARATIVE ENTRE  
CISAILLEMENTS RECTILIGNE  
ET TRIAXIAL

## I. INTRODUCTION :

Dans cette partie, on détermine les caractéristiques mécaniques  $c$  et  $\varphi$  de quelques échantillons de sol recueillis à la même profondeur. Les résultats seront déterminés parallèlement par le cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE et à l'essai triaxial.

L'exécution des deux (02) essais sera conforme aux modes opératoires du L.C.P.C dont le résumé et l'aperçu théorique ont été exposés précédemment (Partie A chap II)

## II. ESSAIS :

Dans le cisaillement au Triaxial, nous avons effectué des essais consolidés non drainés (CU) avec mesure de pression interstitielle (U). Les paramètres  $c'$  et  $\varphi'$  de l'essai consolidé drainé ont été déduits à partir de l'essai CU.

## III. RESULTATS :

Les résultats obtenus par l'essai triaxial sont donnés par les tableaux ci après.

Remarque : Les droites intrinsèque sont représentées pour les deux (02) essais sur le même graphe.

Tableau Récapitulatif des caractéristiques ( $c$  et  $\varphi$ ).

	Dossier 1		Dossier 2		Dossier 3		Dossier 4	
	c b	$\varphi$ d:	c	$\varphi$	c	$\varphi$	c	$\varphi$
Triaxial	9,2	16	0,4	21,8				
Cis. rect	0,07	21	0,25	11				

consolidation sous  $\sigma'_3 = 0,5 \text{ bar}$

Dossier : 1	Sondage : 5	Profondeur : 5,15 m à 5,90 m
	Appareil : 1	Cellule : 1
1 pierre poreuse + filtre latéral [ 2 burettes ]		

saturation

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication burette	u
13-04-86	0,1	0	64,2	0
	0,6	0,5	66,2	0,46
	1,1	1,0	69,5	1,00
	1,6	1,5	71,5	1,5
14-04-86	2,1	2,0	72,6	1,98
15-04-86	2,1	2,0	73,2	1,98
16-04-86	2,1	2,0	73,6	1,98
17-04-86	2,1	2,0	73,6	1,98

$$\Delta V_{S1} = 9,4 \text{ cm}^3$$

consolidation

Date heure	temps	indication burette	$\Delta V$
19-04-86 10 <sup>h</sup> 10	0	38,9	0
	15s	39,3	0,4
	30s	39,6	0,7
	1mn	39,7	0,8
	2 mn	39,8	0,9
	4 mn	39,9	1,0
	8 mn	40,0	1,1
	15 mn	41,5	2,6
	30 mn	42,6	3,7
	11 <sup>h</sup> 10	1 h	42,8
12 <sup>h</sup> 10	2 h	43,1	4,2
14 <sup>h</sup> 10	4 h	43,4	4,5
20-04-86 10 <sup>h</sup> 10	24 h	43,6	4,7
21-04-86 10 <sup>h</sup> 10	48 h	43,6	4,7

$$\Delta V_{S2} = 4,7 \text{ cm}^3$$

$$\Delta V_S = 4,7 - 9,4 = -4,7 \text{ cm}^3$$

Dossier : 1

sondage : 5

Profondeur : 5,15m à 5,90m

			Caractéristiques de l'éprouvette					
				Initiales	finales		Initiales	finales
Appareil : 1								
coefficient anneau : 0,349			$P_H$ g	158,2	158,5	$H_0$ mm	70	
vitesse cisaillement : 0,39 mm/mn			$P_S$ g	123,9	123,9	$V_0$ cm <sup>3</sup>	75,26	75
$\sigma_3 = 0,5$ bar			$P_{eau}$ g	34,3	34,6	$\delta$ g/cm <sup>3</sup>	2,1	2,1
$u_c = 2$ bars			$W$ %	27,7	27,9	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	1,64	1,65
			$D$ mm	37		$\Delta V_S$ cm <sup>3</sup>	4,7	
$\Delta h$ ‰	$\Delta h/h_0$ %	$u$ b	L.A	F.A KG	S.C cm <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ b	$\sigma_3 - u$ b	$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00	0,50	1,00
25	0,36	0,00	1,4	0,49	9,9	0,05	0,50	1,10
50	0,72	0,00	4,9	1,71	9,9	0,17	0,50	1,34
75	1,07	0,00	6,0	2,09	10,0	0,21	0,50	1,42
100	1,43	0,07	14,0	4,89	10,0	0,49	0,43	2,14
125	1,79	0,13	20,0	6,98	10,0	0,70	0,37	2,89
150	2,14	0,17	22,0	7,68	10,1	0,76	0,33	3,30
175	2,50	0,19	22,2	7,75	10,1	0,77	0,31	3,48
200	2,86	0,19	22,2	7,75	10,1	0,77	0,31	3,48

Dossier : 1                                  sondage : 5                                  Profondeur : 5,15 m à 5,90 m

Appareil : 2                                  cellule : 2

1 pierre poreuse + filtre latéral [ 2 burettes ]

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication burette	U
19-04-86	0,1	0	36,8	0
20-04-86	0,1	0	36,6	0
	0,6	0,5	34,1	0,45
	1,1	1,0	30,2	0,85
21-04-86	1,6	1,5	29,1	1,40
	2,1	2,0	26,8	1,80
23-04-86	2,1	2,0	26,6	1,80
	2,6	2,5	24,8	2,15
26-04-86	2,6	2,5	24,8	2,17

$\Delta V_{s1} = 12$

Date	heure	temps	indication burette	$\Delta V$
27-04-86	10 <sup>h</sup>	0	57,8	0
		15s	57,7	0,1
		30s	57,6	0,2
		1mn	57,6	0,2
		2mn	57,6	0,2
		4mn	57,5	0,3
		8mn	57,4	0,4
		15mn	57,2	0,6
		30mn	57,0	0,8
		11 <sup>h</sup>	1 <sup>h</sup>	56,5
12 <sup>h</sup>	2 <sup>h</sup>	56,0	2,0	
14 <sup>h</sup>	4 <sup>h</sup>	55,4	2,6	
16 <sup>h</sup> 30	6 <sup>h</sup> 30	54,8	3,2	
18 <sup>h</sup> 30	8 <sup>h</sup> 30	54,4	3,6	
28-04-86	9 <sup>h</sup>	23 <sup>h</sup>	53,2	4,8
	16 <sup>h</sup>	30 <sup>h</sup>	52,8	5,2
29-04-86	9 <sup>h</sup>	47 <sup>h</sup>	52,8	5,2

$\Delta V_{s2} = 5,2$

$\Delta V_s = 5,2 - 12 = -6,8$

			Initiales	finales		Initiales	finales	
Appareil : 2			$P_H$	155,0	155,1	$R_0$	70	
Coefficient anneau: 0,365			$P_S$	124,7	124,7	$V_0$	75,26	75,26
vitesse cisaillement: 0,0027 mm/mn			$P_{eau}$	34,04	34,16	$\gamma$	2,06	2,06
$\sigma_3 = 1,5$ bars			$W$	27,3	27,4	$\gamma_d$	1,66	1,66
$U_c = 2,5$ bars			$D$	37		$\Delta V_S$	6,00	
$\Delta h$ ‰	$\Delta h/h_0$	$u$ b	L.A	F.A kg	S.C cm <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ b	$\sigma_3 - u$ b	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$
25	0,36	0,14	3,0	1,10	9,7	0,11	0,86	1,13
50	0,71	0,24	6,6	2,43	9,7	0,25	0,76	1,32
75	1,07	0,33	15,6	5,68	9,8	0,58	0,67	1,86
100	1,43	0,45	22,0	8,04	9,8	0,82	0,55	2,49
125	1,79	0,50	29,0	10,59	9,8	1,08	0,50	3,16
150	2,14	0,52	33,0	12,05	9,9	1,22	0,48	3,54
175	2,50	0,54	35,5	12,96	9,9	1,31	0,46	3,85
200	2,86	0,57	38,2	13,96	9,9	1,41	0,43	4,28
225	3,21	0,60	39,7	14,50	10,0	1,45	0,40	4,62
250	3,57	0,67	41,1	15,00	10,0	1,50	0,33	5,54
275	3,93	0,68	41,4	15,10	10,0	1,51	0,32	5,71
300	4,29	0,69	41,6	15,20	10,1	1,52	0,31	5,90
325	4,64	0,70	42,3	15,45	10,1	1,53	0,30	6,10
350	5,00	0,70	43,0	15,71	10,2	1,54	0,30	6,13
375	5,36	0,71	43,6	15,91	10,2	1,56	0,29	6,37
400	5,71	0,72	43,9	16,01	10,2	1,57	0,28	6,61
425	6,07	0,72	44,6	16,27	10,3	1,58	0,28	6,64
450	6,43	0,70	45,1	16,48	10,3	1,60	0,30	6,33
475	6,79	0,68	45,2	16,48	10,3	1,60	0,32	6,00
500	7,14	0,66	45,6	16,64	10,4	1,60	0,34	5,70
525	7,50	0,65	45,6	16,64	10,4	1,60	0,35	5,57

Dossier : 1	Sondage : 5	Profondeur : 5,15m à 5,90m
	Appareil : 3	cellule : 3
1 pierre poreuse + filtre latéral [ 2 burettes ] .		

saturation

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication de la burette	U
14/04/86	0,1	0	63,3	0
	0,6	0,5	67,5	0,48
15/04/86	1,1	1,0	69,8	1
	1,6	1,5	71,6	1,5
	2,1	2	72,2	1,85
	2,6	2,5	73,6	1,85
19/04/86	2,6	2,5	75,2	1,9
20/04/86	2,6	2,5	75,2	1,95

$$\Delta V_{s1} = 11,9 \text{ cm}^3$$

Consolidation

Date	heure	temps	indication de la burette	$\Delta V$
20/04/86		0	75,2	0
	9 <sup>h</sup> 37	15 s	75,0	0,2
		30 s	74,9	0,3
		1 mn	74,8	0,4
		2 mn	74,6	0,6
		4 mn	74,5	0,7
		8 mn	74,2	1,0
		15 mn	74,0	1,2
		30 mn	73,6	1,6
		1 h	73,4	1,8
		2 h	72,6	2,4
		4 h	71,8	3,2
		8 h	71,1	3,9
21/04/86	9 <sup>h</sup> 37	24 h	69,1	5,9
22/04/86	9 <sup>h</sup> 37	48 h	68,4	6,6
23/04/86	9 <sup>h</sup> 37	72 h	67,8	7,2
24/04/86	9 <sup>h</sup> 37	96 h	67,8	7,2

$$\Delta V_{s2} = 7,2 \text{ cm}^3$$

$$\Delta V_s = \Delta V_{s2} - \Delta V_{s1} = 7,2 - 11,9 = - 4,7 \text{ cm}^3$$



Appareil : 3

Coefficient anneau : 0,369

vitesse de cisaillement : 0,004 mm/mn

$\sigma_3 = 4$  bars

$u_c = 2,5$  bars

	Initiales	Finales		Initiales	Finales
$P_4$ g	158,6	152,7	$h_0$ mm	70	
$P_s$ g	126,9	126,9	$V_0$ cm <sup>3</sup>	75,26	75
$P_{eau}$ g	31,7	25,8	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	2,11	2,04
$w$ %	25	20,3	$\delta_d$ g/cm <sup>3</sup>	1,69	1,68
$D$ mm	37		$\Delta V_s$ cm <sup>3</sup>	4,7	

$\Delta R$ %	$\Delta R/h_0$	$U$ b	L.A	F.A kg	S.C cm <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ b	$\sigma_3 - u$	$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$
0	0	0	0	0		0	4,00	1,00
25	0,36	0,15	11,5	4,2	9,9	0,42	3,85	1,10
50	0,72	0,35	22	8,1	9,9	0,82	3,65	1,22
75	1,07	0,42	39	14,4	10,0	1,44	3,58	1,40
100	1,43	0,54	56	20,7	10,0	2,07	3,46	1,60
125	1,79	0,70	62	22,9	10,0	2,29	3,30	1,69
150	2,14	0,80	67	24,7	10,1	2,45	3,20	1,76
175	2,50	0,95	74,5	27,5	10,1	2,72	3,05	1,89
200	2,86	1,05	77	28,4	10,1	2,81	2,95	1,95
225	3,21	1,16	80	29,5	10,2	2,89	2,84	2,02
250	3,57	1,26	83,2	30,7	10,2	3,01	2,74	2,10
275	3,93	1,32	86	31,7	10,3	3,08	2,68	2,15
300	4,29	1,36	88,4	32,6	10,3	3,17	2,64	2,20
325	4,64	1,40	89,7	33,1	10,3	3,21	2,60	2,23
350	5,00	1,44	92,7	34,2	10,4	3,29	2,56	2,28
375	5,36	1,45	93,2	34,4	10,4	3,31	2,55	2,29
400	5,71	1,44	95,1	35,1	10,5	3,34	2,56	2,30
425	6,07	1,43	95,6	35,3	10,5	3,36	2,57	2,30
450	6,43	1,42	96,2	35,5	10,5	3,38	2,58	2,31
475	6,79	1,40	97,6	36,0	10,6	3,39	2,60	2,30
500	7,14	1,38	97,6	36,0	10,6	3,39	2,62	2,29
525	7,50	1,37	98,4	36,3	10,7	3,39	2,63	2,29

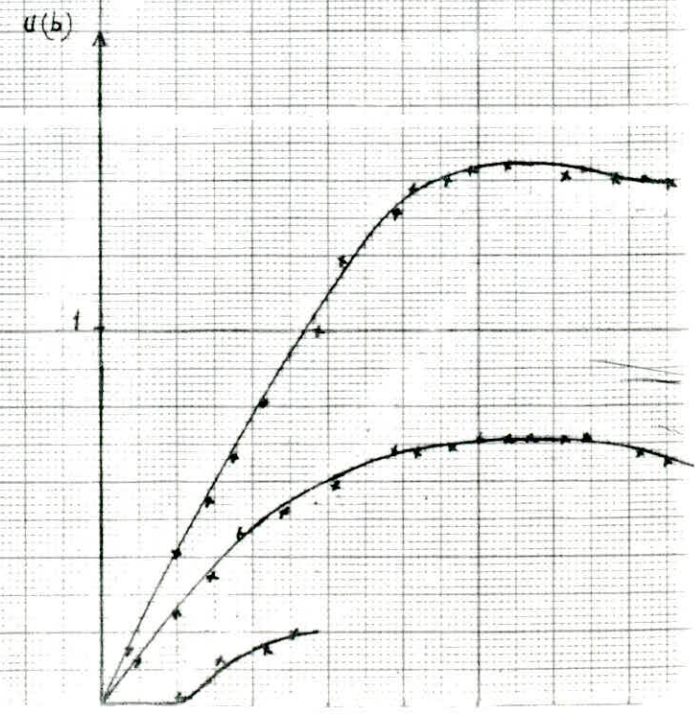
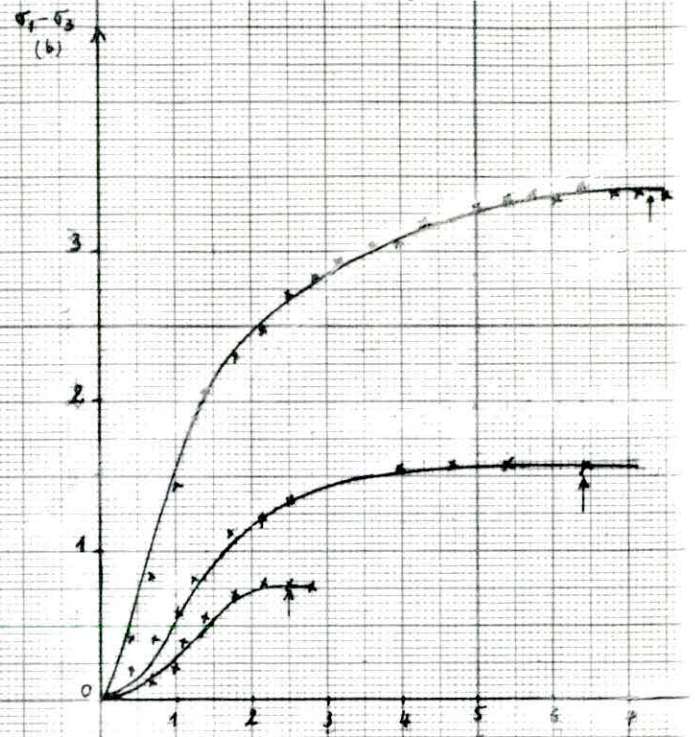
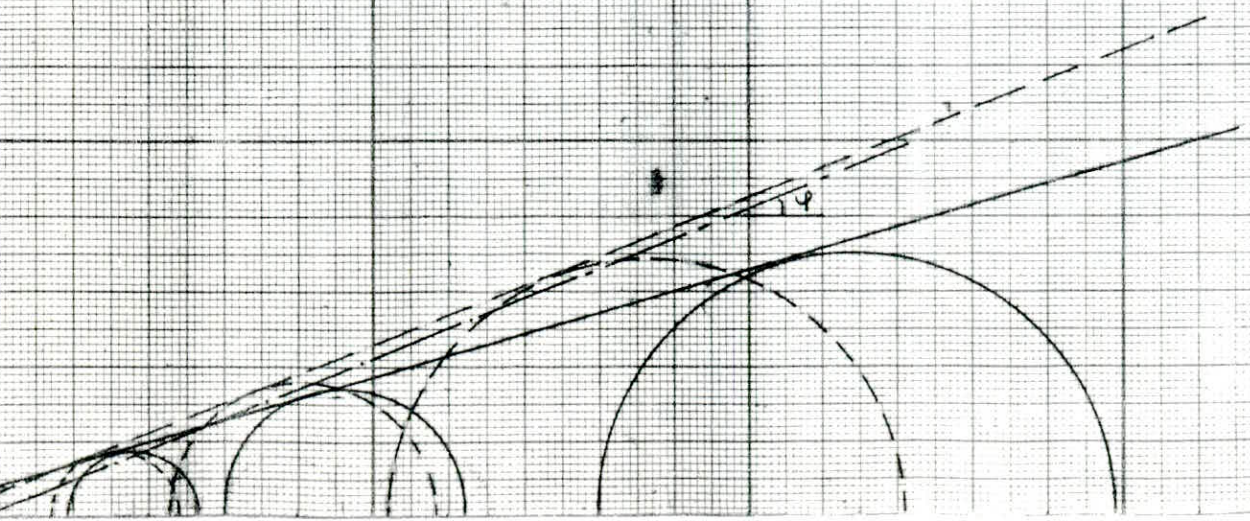
Sondage: 5 Profondeur: 5,15 m à 5,90 m  
 Nature du sol: argile marneuse  
 $w_L$ : 20%  $I_p$ : 34  $Co_2Ca$ :  
 Echantillon: Intact - remanié - Compacté

Eprouvettes:  $h = 70$  mm  $D = 37$  mm  
 Drainage: pierre poreuse inf. Sup - filtre latéral  
 Contrepression:  $U_c = 2,5$  b

	1	2	3
W initial %	27,7	27,8	25
W final %	27,9	27,4	20,3
$\gamma_d$ initial $kN/m^3$	1,64	1,59	1,69
$\gamma_d$ final $kN/m^3$	1,65	1,59	1,68
$\sigma_3$ bar	0,5	1,5	4
$t_{100}$ mn	90	1700	1500
$\Delta V_s$ $cm^3$	4,7	5,9	4,7
Vitesse de def. mm/mn	0,39	0,06	0,04
$(\sigma_1 - \sigma_3)$ max. bar	0,77	1,60	3,39
$U_r$ bar	0,19	0,65	1,37
$\epsilon_r$ %	2,50	7,5	7,5

$C_{cu} = 0,26$   $C' = 0,15$   
 $\varphi_{cu} = 16^\circ$   $\varphi' = 22^\circ$

$C = 0,07$   
 $\varphi = 21^\circ$



Dossier: 2

Sondage: 3

Profondeur: 4m à 5,50m

Appareil: 1

cellule: 1

1 pierre poreuse + filtre latéral [ 2 burettes ]

## Saturation

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication burette	U
23-04-86	0,1	0	55,6	0
	0,1	0	55,8	0
	0,6	0,5	58,4	0,44
26-04-86	0,6	0,5	61,0	0,46
	1,1	1,0	62,6	0,92
27-04-86	1,1	1,0	62,6	0,97

$$\Delta V_{s1} = 7,0$$

$$\Delta V_{s2} = 2,9$$

$$\Delta V_s = 2,9 - 7,0 = 4,1$$

## Consolidation

Date Heure	temps	indication burette	$\Delta V$
27-04-86 13h 30	0	62,8	0
	15s	62,6	0,2
	30s	62,5	0,3
	1mn	62,4	0,4
	2mn	62,4	0,4
	4mn	62,3	0,5
	8mn	62,2	0,6
	15mn	62,1	0,7
	30mn	61,9	0,9
	14h 30	1h	61,5
15h 30	2h	61,0	1,8
18h 30	5h	60,4	2,4
28-04-86 8h 30	20h	59,9	2,9
	24h	59,9	2,9
29-04-86 8h 30	44h	59,9	2,9

Dossier: 2	Sondage: 3	Profondeur: 4m à 5,50m					
caracteristiques de l'éprouvette							
		Initiales	finales		Initiales	finales	
Appareil: 1		$P_H$	163,00	164,6	$R_0$	70	-
coefficient anneau: 0,349		$P_s$	122,6	122,6	$V_0$	75,26	74,5
Vitesse cisaillement: 0,007 mm/mn		$P_{eau}$	40,4	42,0	$\gamma$	2,16	2,20
$\sigma_3 = 0,5$ bar		$w$	21,69	23,53	$\gamma_d$	1,63	1,64
$U_c = 1$ bar		$D$	37	-	$\Delta V_s$	4,1	
		mm			$cm^3$		

50	0,71	0,12	12,0	4,19	10,1	0,41	0,38	1,41
75	1,07	0,18	15,0	5,23	10,1	0,51	0,38	2,09
100	1,43	0,18	17,0	5,93	10,1	0,58	0,32	2,61
125	1,79	0,20	18,5	6,45	10,2	0,63	0,32	2,83
150	2,14	0,20	20,0	6,98	10,2	0,68	0,30	3,11
175	2,50	0,20	22,0	7,67	10,2	0,75	0,30	3,28
200	2,86	0,22	23,5	8,20	10,3	0,79	0,30	3,51
225	3,21	0,22	25,0	8,72	10,3	0,84	0,28	3,84
250	3,57	0,22	26,8	9,35	10,4	0,89	0,28	4,02
275	3,93	0,20	27,5	9,59	10,4	0,92	0,28	4,21
300	4,29	0,18	29,0	10,12	10,4	0,97	0,30	4,07
325	4,64	0,18	31,5	10,99	10,5	1,04	0,32	4,04
350	5,00	0,16	33,5	11,89	10,5	1,13	0,32	4,27
375	5,36	0,15	34,5	12,04	10,5	1,14	0,34	4,33
400	5,71	0,14	35,5	12,38	10,6	1,16	0,35	4,27
425	6,07	0,12	36,2	12,63	10,6	1,19	0,36	4,24
450	6,43	0,10	37,0	12,91	10,7	1,20	0,38	4,13
475	6,78	0,10	37,7	13,27	10,7	1,22	0,40	4,01
500	7,14	0,05	38,3	13,36	10,7	1,24	0,40	4,91
525	7,50	0,04	38,8	13,54	10,8	1,25	0,45	4,55
550	7,85	0,03	39,2	13,68	10,8	1,26	0,46	4,47
575	8,21	0,00	39,4	13,68	10,9	1,25	0,47	4,42
600	8,57	0,00	39,4	13,68	10,9	1,25	0,50	4,18
625	8,92	0,00	39,4	13,68	10,9	1,25	0,50	4,18
650	9,28	0,00	49,8	17,38	11,0	1,58	0,52	4,06
675	9,64	0,00	49,8	17,38	11,0	1,58	0,52	4,03
700	10,00	0,00	49,0	17,10	11,1	1,54	0,53	3,98
725	10,35	0,00	49,0	17,10	11,1	1,54	0,55	3,88

Dossier : 2	sondage : 3	Profondeur : 4 m à 5,50 m
	Appareil : 2	cellule : 2
1 pierre poreuse + filtre lateral [ 2 burettes ]		

Saturation

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication burette	U
4-5-86	0,1	0	60,0	0
	0,6	0,5	61,6	0,48
5-5-86	0,6	0,5	67,0	0,48
	1,1	1,0	67,6	0,98
6-5-86	1,1	1,0	67,6	0,98

$$\Delta V_{S_1} = 7,6$$

$$\Delta V_S = 5,7 - 7,6 = -1,9$$

Consolidation

Date	Heure	temps	indication burette	$\Delta V$
6-5-86	13R42	0	41,1	0
		15 s	42,2	1,1
		30 s	42,2	1,1
		1 mn	42,2	1,1
		2 mn	42,4	1,3
		4 mn	42,5	1,4
		8 mn	42,7	1,6
		15 mn	43,1	2,0
		30 mn	43,4	2,3
		1R42	1 R	44,0
15R02	1R20	44,3	3,2	
15R22	1R40	44,6	3,5	
16R22	2R	45,4	4,3	
7-5-86	8R	17R30	46,8	5,7
		15R30	46,8	5,7
8-5-86	8R	41R	46,8	5,7

$$\Delta V_{S_2} = 5,7$$

Dossier: 2

sondage: 3

Profondeur: 4 m à 5,50 m

Appareil : 2 coefficient anneau : 0,349 vitesse cisaillement : 0,014 mm/mn $\sigma_3 = 1,5$ bars $u_c = 1$ bar			Caracteristiques de l'éprouvette							
			Initiales		finales		Initiales		finales	
			$P_n$	g	164,2	165,0	$R_0$	mm	70	-
			$P_s$	g	126,3	126,5	$V_0$	cm <sup>3</sup>	75,26	74,9
			$P_{eau}$	g	37,9	38,5	$\delta$	g/cm <sup>3</sup>	2,18	2,20
			W	%	30,0	30,4	$\delta_d$	g/cm <sup>3</sup>	1,68	1,69
			D	mm	37	$\Delta V_s$	cm <sup>3</sup>	1,9		
$\Delta R$	$\Delta R/R_0$	u	L.A	F.A	S.C	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_3 - u$	$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$		
%		b		kg	cm <sup>2</sup>	b	b			
25	0,36	0,06	24,0	8,37	10,1	0,83	1,44	1,57		
50	0,71	0,14	30,0	10,47	10,1	1,04	1,36	1,76		
75	1,07	0,21	35,0	12,21	10,2	1,20	1,29	1,93		
100	1,43	0,27	39,5	13,78	10,2	1,35	1,23	2,09		
125	1,79	0,32	43,5	15,18	10,2	1,49	1,18	2,26		
150	2,14	0,35	47,2	16,47	10,3	1,59	1,15	2,38		
175	2,50	0,39	50,5	17,62	10,3	1,71	1,11	2,54		
200	2,86	0,40	53,7	18,74	10,3	1,82	1,10	2,65		
225	3,21	0,42	56,0	19,54	10,3	1,90	1,08	2,75		
250	3,57	0,42	58,1	20,27	10,4	1,95	1,08	2,80		
275	3,93	0,40	59,2	20,66	10,4	1,99	1,10	2,86		
300	4,29	0,40	61,7	21,53	10,5	2,05	1,10	2,92		
325	4,64	0,40	63,7	22,23	10,5	2,12	1,10	2,92		
350	5,00	0,38	65,0	22,68	10,5	2,16	1,12	2,95		
375	5,36	0,37	67,2	23,45	10,6	2,21	1,13	2,95		
400	5,71	0,35	68,2	23,80	10,6	2,25	1,15	2,95		
425	6,07	0,33	69,5	24,25	10,6	2,29	1,17	2,95		
450	6,43	0,32	70,7	24,67	10,7	2,31	1,18	2,95		

$\Delta h$ %	$\Delta h/h_0$	$u$ b	L. A	F. A kg	S. C cm	$\sigma_1 - \sigma_3$ b	$\sigma_3 - u$ b	$\frac{u_1}{\sigma_3}$
475	6,79	0,30	72,0	25,12	10,7	2,35	1,20	2,95
500	7,14	0,28	73,2	25,54	10,8	2,37	1,22	2,94
525	7,50	0,27	74,2	25,89	10,8	2,40	1,23	2,95
550	7,86	0,24	75,1	26,20	10,8	2,43	1,26	2,92
575	8,21	0,12	78,00	27,22	10,9	2,50	1,38	2,81
600	8,57	0,12	80,00	27,92	10,9	2,56	1,38	2,85
625	8,93	0,12	81,00	28,26	11,0	2,57	1,38	2,86
650	9,29	0,12	81,5	28,44	11,0	2,59	1,38	2,87
675	9,64	0,10	82,2	28,68	11,1	2,58	1,40	2,84
700	10,00	0,07	82,4	28,75	11,1	2,59	1,43	2,81
725	10,36	0,06	83,0	28,96	11,1	2,61	1,44	2,81
750	10,71	0,04	83,9	29,28	11,2	2,61	1,46	2,78
775	11,07	0,02	84,4	29,45	11,2	2,63	1,48	2,77
800	11,43	0,01	85,0	29,66	11,3	2,63	1,49	2,76
825	11,49	0,00	86,0	30,01	11,3	2,66	1,50	2,77
850	12,14	0,00	86,9	30,32	11,4	2,66	1,50	2,77
875	12,50	0,00	87,7	30,60	11,4	2,68	1,52	2,76
900	12,86	0,00	88,0	30,71	11,5	2,67	1,54	2,73
925	13,21	0,00	88,2	30,78	11,5	2,68	1,55	2,72
950	13,57	0,00	89,2	31,13	11,5	2,71	1,56	2,73
975	13,93	0,00	90,6	31,61	11,6	2,73	1,56	2,73
1000	14,29	0,00	90,5	31,58	11,7	2,70	1,57	2,72
1025	14,64	0,00	90,5	31,58	11,7	2,70	1,58	2,70

Dossier: 2	Sondage: 3	Profondeur: 4m à 5,50m
	Appareil: 3	Cellule : 3
1 pierre poreuse + filtre latéral [2 burettes]		

saturation

Date	$\sigma_3$	$U_c$	indication burette	$U$
4-5-86	0,1	0	70,5	0
	0,6	0,5	71,0	0,48
5-5-86	1,1	1,0	73,2	0,95
6-5-86	1,1	1,0	73,8	0,98

$$\Delta V_{S_1} = 3,3$$

consolidation

Date heure	temps	indication burette	$\Delta V$	
6-5-86	0	73,8	0	
	15 s	73,4	0,4	
	30 s	73,4	0,4	
	1 mn	73,3	0,5	
	2 mn	73,2	0,6	
	4 mn	72,8	1,0	
	8 mn	72,6	1,2	
	15 mn	72,1	1,7	
	2 <sup>h</sup> 28	30 mn	71,4	2,4
	2 <sup>h</sup> 58	60 mn	70,9	2,9
3 <sup>h</sup> 18	80 mn	70,0	3,8	
3 <sup>h</sup> 58	2 <sup>h</sup>	69,4	4,4	
7-5-86 8 <sup>h</sup>	18 <sup>h</sup>	65,0	8,8	
8-5-86 11 <sup>h</sup>	45 <sup>h</sup>	65,0	8,8	

$$\Delta V_S = 3,3 - 8,8 = -5,5$$

$$\Delta V_{S_2} = 8,8$$

Dossier: 2	sondage: 3	Profondeur: 4m à 5,50m			
caracteristiques de l'éprouvette					
	Initiales	finales		Initiales	finales
Appareil : 3	$P_H$ g	161,3	162,0	$R_0$ mm	70 -
coefficient anneau: 0,369	$P_S$ g	130,2	130,7	$V_0$ cm <sup>3</sup>	75,26 75
vitesse cisaillement: 0,009 mm/mn	$P_{eau}$ g	31,1	31,3	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	2,14 2,16
$\sigma_3 = 4$ bars	$W$ %	23,9	23,9	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1,73 1,74
$U_c = 1$ bar	$D$ mm	37	-	$\Delta V_S$ cm <sup>3</sup>	5,5 -



25	0,36	0,00	11,0	4,06	8,82	0,46	4,00	1,12
50	0,71	0,16	37,5	13,84	8,85	1,56	3,84	1,41
75	1,07	0,34	50,2	18,52	8,9	2,08	3,66	1,57
100	1,43	0,56	59,8	22,08	8,9	2,48	3,44	1,72
175	2,50	0,75	67,5	24,91	8,9	2,80	3,25	1,86
200	2,86	0,92	74,8	27,60	8,9	3,10	3,08	2,01
225	3,21	1,02	81,0	29,89	9,0	3,21	2,98	2,08
250	3,57	1,10	86,5	31,92	9,0	3,55	2,90	2,22
275	3,93	1,16	91,2	33,65	9,1	3,70	2,84	2,30
300	4,24	1,26	108,4	39,99	9,2	4,35	2,74	2,59
325	4,64	1,52	119,0	43,91	9,2	4,77	2,48	2,92
350	5,00	1,63	121,0	44,65	9,2	4,86	2,37	3,05
375	5,36	1,72	123,1	45,42	9,3	4,88	2,28	3,14
400	5,71	1,72	125,0	46,13	9,3	4,96	2,28	3,18
425	6,07	1,72	126,2	46,79	9,3	5,03	2,28	3,21
450	6,43	1,72	129,0	47,60	9,4	5,06	2,28	3,22
475	6,79	1,72	131,3	48,45	9,4	5,15	2,28	3,26
500	7,14	1,72	133,2	49,15	9,4	5,23	2,28	3,29
525	7,50	1,52	136,5	50,37	9,5	5,30	2,48	2,32
550	7,85	1,52	137,3	50,66	9,5	5,33	2,48	3,15
575	8,21	1,52	139,5	51,48	9,5	5,42	2,48	3,19
600	8,57	1,51	139,7	51,55	9,6	5,37	2,49	3,12
625	8,93	1,50	140,1	51,70	9,6	5,37	2,50	3,16

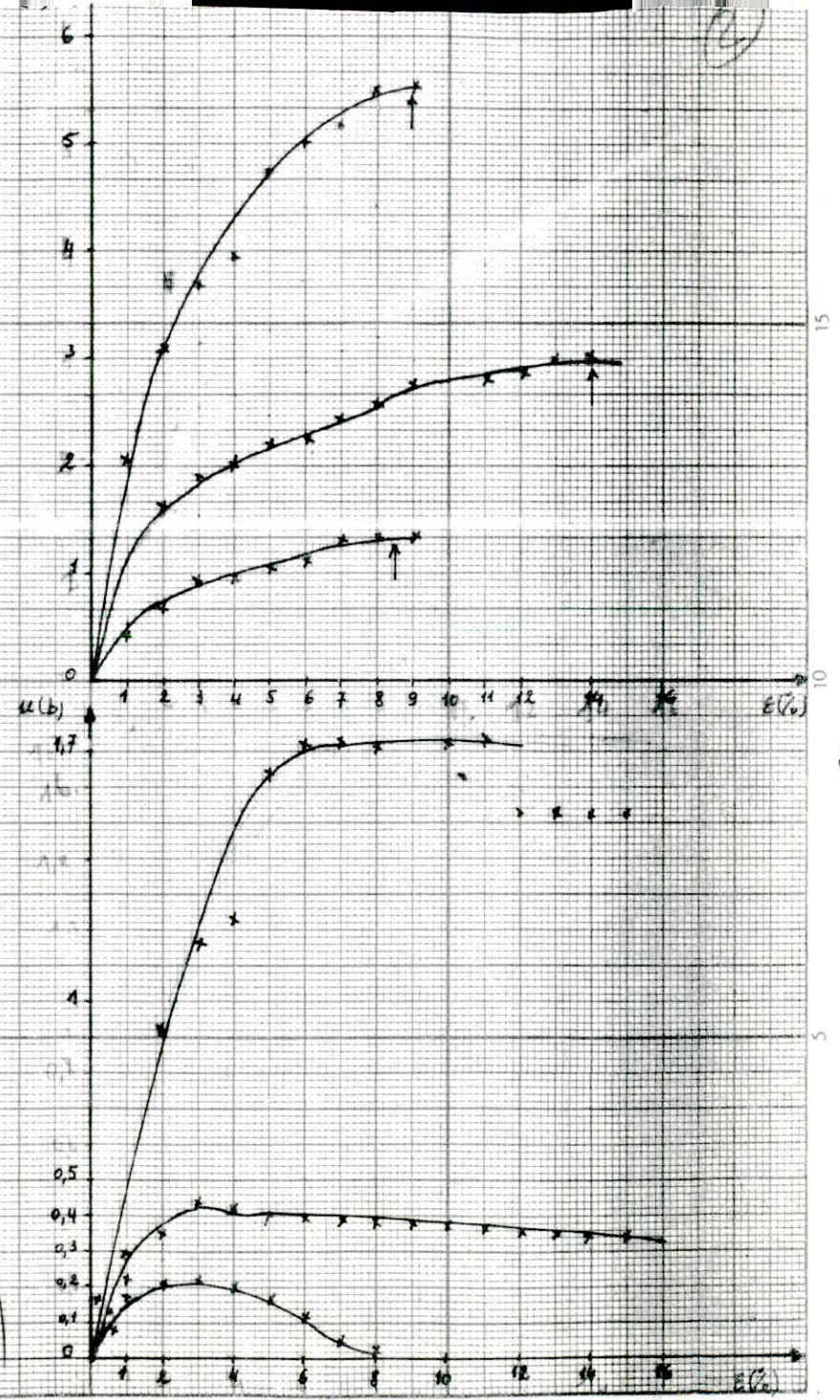
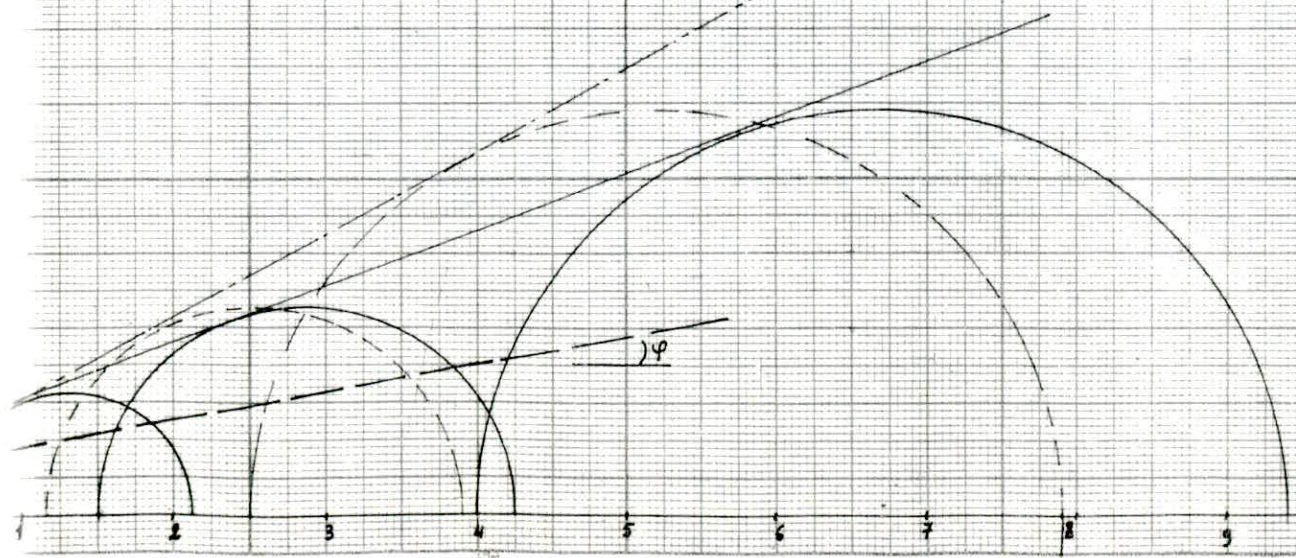
3 Profondeur : 4 m à 5,50 m  
 sol : vase sableuse  
 Ip : c<sub>03</sub>ca  
 on : intact - remanié - compacté

Eprouvettes : h = 70 mm      d = 37 mm  
 Drainage : pierre poreuse inf-sup + filtre latéral  
 Contrepression : U<sub>c</sub> = 1 bar

	1	2	3
al en %	21,69	30,00	23,90
al en %	23,5	30,40	23,90
ial KN/m <sup>3</sup>	1,63	1,68	1,73
ial KN/m <sup>3</sup>	1,64	1,69	1,74
bar	0,5	1,5	4
mn		320	500
em <sup>3</sup>	4,1	1,9	5,5
def mm/mn	0,007	0,014	0,009
max bar	1,50	2,70	5,39
bar	0,00	0,00	1,5
%	8,75	13,93	8,93

$C_{cu} = 0,46$        $c' = 0,26$   
 $\varphi_{cu} = 21,8^\circ$        $\varphi' = 31^\circ$

$C = 0,25b$   
 $\varphi = 11^\circ$



100:5  
 05: Sable vaseux  
 = 44 IP: 14  
 INTÉLON: Compacte

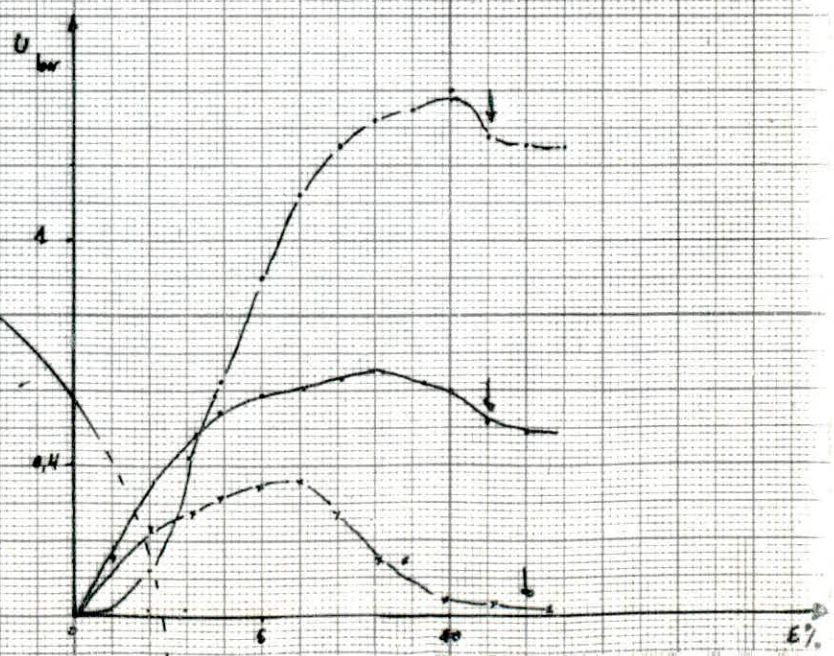
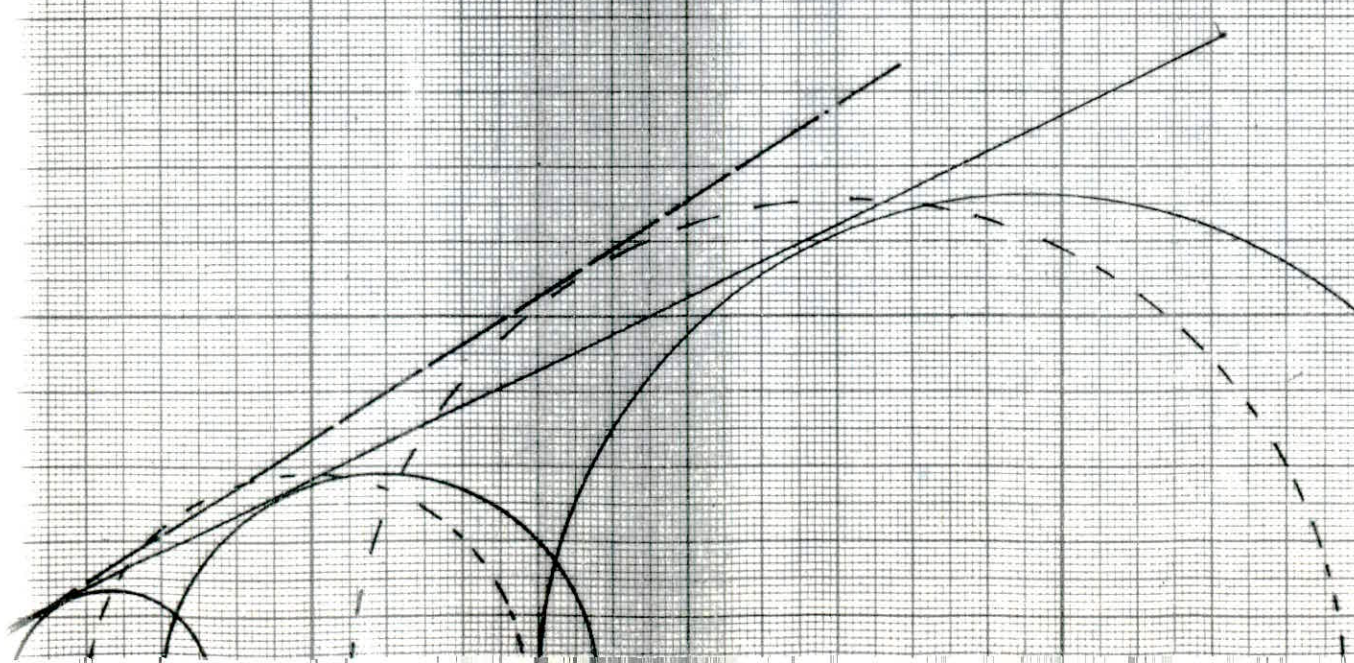
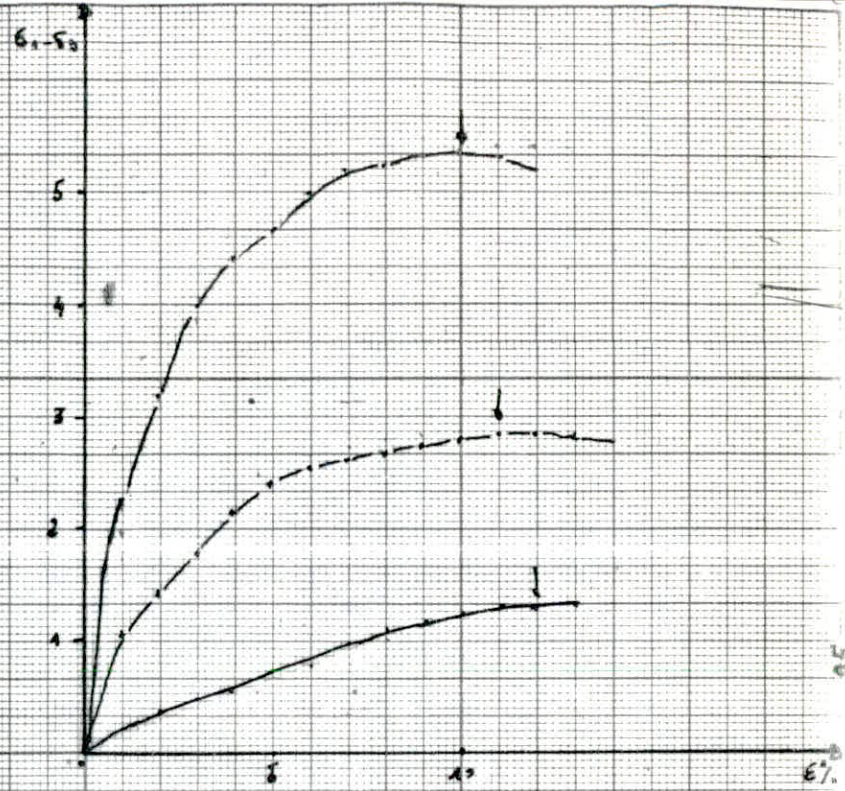
Prof: 13,00 à 16,00

EPRUVETTE: H = 70 mm D = 37 mm  
 Drainage: pierres poreux.  
 Contrepression:  $U_c = 15$  bars.

	1	2	3
W <sub>c</sub>	-	-	-
W <sub>F</sub>	0,1	20	19
d INITIAL K <sub>u</sub> /s			
d final K <sub>u</sub> /s	1,43	1,46	1,46
$\sigma_3$ bar	0,5	1,5	4
$\epsilon_{100}$ mm	420	200	125
$\alpha$ de deformation	0,045	0,015	0,013
$\sigma_1 - \sigma_3$ max	1,28	2,85	5,30
$U_r$ bar	0,05	0,54	1,28
$E_r$ %	12	11	10
$\Delta V_s$ cm <sup>3</sup>	1,7	8,1	9,0

$C_{cu} = 0,2$  ,  $C' = 0,1$   
 $\varphi_{cu} = 28^\circ$  ,  $\varphi' = 31^\circ$

$C = 0,15$  ;  $\varphi = 31^\circ$



## IV. CONCLUSION

Les résultats obtenus par les deux (02) essais sont généralement différents, ceci s'explique essentiellement par les points suivants :

- 1°) Chaque essai de cisaillement nécessite six (06) échantillons. Dans notre cas le diamètre d'une carotte ne dépasse pas 7cm. Les échantillons sont donc prélevés sur une longueur d'environ 60cm, ce qui ne nous permet pas d'avoir des éprouvettes de sol homogène.
- 2°) Dans l'essai de cisaillement rectiligne, le plan de rupture est imposé horizontalement, ce qui a pour effet de modifier les conditions de rupture réelle.
- 3°) Les erreurs de manipulation sont nombreuses et inévitables vu que l'appareillage comporte beaucoup d'éléments.

## BIBLIOGRAPHIE

- J. VERDEYEN : Cours de Mécanique des sols
- A. CAQUOT et J. KERISEL : Traité de Mécanique des sols  
éditions 3 et 4 (1956 et 1966).
- J. COSTET et G. SANGLERAT : Cours pratique de Mécanique  
des sols TOME I.
- JEAN NUYENS : Capacité portante et tassements des fondations  
à partir d'essais in-situ.
- G. PHILIPONNAT : Fondations et ouvrages en terre.
- MAURICE CASSAN : Les essais in-situ en Mécanique des sols  
TOMES I et II.
- FOND. 72 . Fascicules 4 et 6.
- Notice Générale D/60 : le pressiomètre de Louis MENARD
- Mode opératoire de l'essai TRIAXIAL. LCPC 1968.
- Mode opératoire de l'essai oedométrique LCPC 1968.
- H. CAMBEFORT : Géotechnique de l'ingénieur . Reconnaissance  
des sols.

