

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

## S U J E T

ETUDE GEOTECHNIQUE ET DYNAMIQUE  
D'un Tour Mecanique en Fosse  
CAROUBIER

Proposé par :

L.T.P.C.

Etudié par :

Abbas M.

Saïdani F.

Dirigé par :

Mr. Kenana

Mr. Benabdallah

PROMOTION : JUIN 1985

مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
البيروت  
Ecole Nationale Polytechnique  
BIBLIOTHEQUE

~: Dédicaces :~

Je dédie, ce modeste travail :

- \* à mes parents pour leurs sacrifices
- \* à la femme Samia à qui je souhaite la pleine réussite dans ses études en ELECTRONIQUE
- \* à mes frères et sœurs, et surtout  
HAMZA, MAUKA, OMAR, KHALED
- \* à EL-HADI DERROUAZI
- \* à tous mes amis.
- \* à tous les professeurs de GENIE-CIVIL.

~ OUSTAPHA ~  
~ ~ ~

~:~:~ إلى صديقي ~:~:~

أهدي هذا العمل المتواضع إلى الأبيوين المربيين (سعيد وصرم)  
الذين نهجوا كثيرا من أجلتي - فليعبدوا هنا كل واعتراف  
إلى الأبيوين ، إلى كل أخواني وأخواتي ، إلى الجدة الكبيرة زهرة -  
إلى صغيري العائلة - رضا -

إلى الخال الوحيد مهندي ، إلى كل الأهل والأقارب  
كل الهدايا والتهنئات يجبون هنا الإهداء والشكر

إلى كل أساتذة الهندسة المدنية

إلى كل خريجي دفعة جوان 85 هندسة مدنية

~ فتحت ~

### « Dédicaces »

Je dedie ce modeste travail d'abord à mes grands  
parents adoptifs (saïd, meriem) , qu'ils trouvent ici ma  
gratitude et reconnaissance.

A mes parents , à mes frères et sœurs , au petit de la  
famille - RÉDA .

A mon oncle unique - Mustapha -

A tous mes copines et copins .

A tous les professeurs de genie civil

A toute la promotion Juin 85 . de genie civil

~:~:~ Fatima ~:~:~

## Remerciements

On adresse nos sincères remerciements à Monsieur KENANA qui a suivi de près ce travail.

On adresse également nos remerciements à Monsieur BENABDALLAH chef de département Sols et Fondations au L.T.P.C, pour le suivi et les orientations.

À Monsieur KADDOURI, Directeur Technique au L.T.P.C, pour son encouragement et ses orientations.

À la mémoire de Monsieur Salhi, ingénieur au L.T.P.C, décédé juste avant la fin du projet.

À Monsieur Buéno, pour son aide morale et matérielle.

À Messieurs Mezdad, Mohammedi chargés d'études au Département Sols et Fondations pour leurs aides.

À Madame Aït-Dufella (Documentaliste) pour ses encouragements.

À Monsieur Hallassa Saïd pour son aide quotidienne.

À M<sup>lle</sup> Nacéra, chaleureux remerciement pour ses efforts fournis pour la frappe.

On remercie vivement les équipes de Chantiars (Sondage, Penétre)

Ainsi que tout le personnel opérateur au Laboratoire en particulier

M<sup>r</sup> Cherid, M<sup>r</sup> Ounaceur, M<sup>rs</sup> Ladjadj, M<sup>rs</sup> Boucenna Djaafar, Ami Saadi

qui nous ont beaucoup aidé pour les essais au laboratoire -

- et

À tous ceux qui ont collaboré pour réaliser ce travail.



Département: GENIE - CIVIL  
AUTEUR: M<sup>r</sup>s KENANA  
Ingénieur: ABBAS M. et SAÏDANI F.

مصلحة: الهندسة المدنية  
موجه: الأستاذ كنانة  
تلميذ مهندس: عباس م. سعيداني ف.

- الموضوع: دراسة ديناميكية وجيوتقنية لآلة ميكانيكية.  
- الملخص:

هذا المشروع يتناول في دراسة ديناميكية وجيوتقنية لإجبار  
الخصائص الديناميكية والفيزيائية وهذا لضمان واستقرار  
التربة مع أساس الآلة الميكانيكية.

Sujet: ETUDE DYNAMIQUE et GEOTECHNIQUE D'UN TOUR MÉCANIQUE EN FOSSE

Résumé: Notre projet consiste à faire une étude dynamique et  
géotechnique d'un sol, afin de déterminer ses caractéristiques  
dynamiques et physiques, et cela pour assurer la stabilité  
du sol sous la fondation de la machine vibrante (TOUR MÉCANIQUE).

Subject: DYNAMIC AND GEOTECHNICAL STUDY OF MECHANICAL

Abstract: The aim of the project is to carry out a  
dynamic and geotechnical study of a soil, in order  
to determine its dynamic and physical characteristics  
and thereby insure the stability of the soil with the  
foundation of the vibrating machine.

# Sommaire

## 1ere P A R T I E // : // - TUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE .I. : PRESENTATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOLS .....	01
- Généralités	
- Comprtment dynamique des sols	
- Action dynamique dans les sols et état limite	
- Déformabilité des sols en région dynamique	
CHAPITRE .II. : TRAITEMENT DYNAMIQUE DES SOLS .....	04
- Introduction	
- Notion de dynamique de vibration	
- Modélisation des systèmes	
CHAPITRE.III. : EFFETS ET DESORDRES .....	08

## 2eme P A R T I E // : // AMPAGNE DE RECONNAISSANCE

G E N E R A L I T E S .....	12
CHAPITRE .I. : ESSAIS GEOPHYSIQUES .....	13
- Propagation d'ondes .....	13
- Essai prespection sismique (sismique-Réfraction)...	14
- Essai CROSS - HOLE .....	15
- (Essais de Laboratoire) essai triaxial dynamique ..	16
CHAPITRE .II. : ESSAIS GEOTECHNIQUES .....	17
- Essais In-Situ .....	17
- Essais au Laboratoire .....	18

## 3eme P A R T I E // : CAS DU TOUR EN FOSSE - CARROUBIER

PRESENTATION DU TOUR MECANIQUE .....	21
CHAPITRE .I. : RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE .....	23
- Généralités .....	23
- Données topographiques .....	23
- Reconnaissance du site .....	23
- Géologie du site .....	23
- Schéma d'implantation des essais .....	28

.../...

CHAPITRE .II.	: IDENTIFICATION DU SOL .....	29
- Sondages mécaniques .....		29
- Coupes de sondages .....		31
- Piézomètre .....		37
- Analyses granulométriques .....		38
- Courbes granulométriques .....		38
- Equivalent de sable .....		43
- Analyses chimiques sommaires .....		45
- Profil Géologique .....		46
CHAPITRE.III.	: CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE .....	47
- Introduction.....		47
- Essai standard Pénétration Test.....		48
(Interprétation et résultats).....		
- Essai de Pénétration Statique.....		53
(Interprétation et résultats).....		
- Courbes de Pénétration statique.....		54
- Essais de Pénétration dynamique .....		59
(Interprétation et Résultats).....		
- Courbes de Pénétration Dynamique.....		61
CHAPITRE.IV.	: ESTIMATION DES TASSEMENTS ET POTENTIEL DE LIQUEFACTION	
DU SABLE.....		65
-Estimation du tassement.....		65
- Essai à la table vibrante .....		65
- Tableau de résultats de la table vibrante .....		67
- Courbe d'évolution des tassements en fonction des ..		
amplitudes.....		70
- Evaluation du potentiel de liquéfaction du sable ...		73
- Mesure de la densité relative .....		78
- Mesure de la densité en place .....		78
- Tableaux de la détermination de la densité relative.		82

4ème P A R T I E    MODELISATION DU SOL

- GRANDEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DYNAMIQUE		
DES FONDATIONS DE MACHINE.....		85
- NECESSITE D'UNE MODELISATION .....		86
- DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES ELASTIQUES		
DU SOL .....		87
* Détermination de la masse du sol entrant en vibration		
* Détermination de la constante élastique K		
* Détermination du coefficient d'amortissement		
- APPLICATION AU CAS DU TOUR EN FOSSE .....		91
* Masse du sol entrant en vibration		
* Constante élastique K		
* Coefficient d'amortissement C		

 C O N C L U S I O N 



ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

1<sup>ère</sup> Partie

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOL

### GENERALITES:

Jusqu'à présent, nous avons toujours étudié le comportement du sol sous l'effet d'un chargement statique ou sous des sollicitations statiques. Nous avons jusqu'ici ignoré les sollicitations dynamiques qui occasionnent de très grands dégâts aux sols.

Ce n'est qu'après de très graves accidents enregistrés lors des séismes de NUGATA et d'ALASKA en 1964 que les ingénieurs géotechniciens se sont penchés sur ce problème.

Les sollicitations dynamiques sont causées par des vibrations ou par des secousses, sous l'effet de ces sollicitations le sol change de caractéristiques et il se comporte d'une manière différente de son état initial.

### COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS :

Si on observe deux structures de même type fondées sur des sols de nature différentes, soumises à une même action dynamique, on constate une différence de comportement entre les deux structures. On en déduit que le sol a une influence prépondérante sur la nature du mouvement de la structure à la surface sous sollicitations dynamiques.

D'où la nécessité de l'étude du comportement du sol sous sollicitations dynamiques, cette étude du sol prend une part importante tant que toutes les autres tâches de conception, et de calcul des projets de la construction.

### ACTIONS DYNAMIQUES ET ETATS LIMITES

#### a) Actions dynamiques :

On appelle action dynamique, lorsque les déformations de la structure sont suffisamment rapides pour que les effets des forces d'inerties mise en jeu cessent d'être négligeable devant ceux de l'action appliquée fictivement de façon statique. Les sols sont le siège de ces phénomènes dynamiques : soit :

- Servent d'assises à ouvrage sollicité dynamiquement par les charges d'exploitations (cas de machines vibrants).

- Se trouve soumis à une excitation dynamique, ils constituent le milieu dans lequel l'excitation se propage et se transmet aux constructions avoisinantes (cas du séisme).

b) Notions d'état limite :

Sous un chargement statique, nous avons un comportement linéaire du sol, des déformations limites qui assurent une stabilité d'ensemble sol-structure.

Sous ce même chargement d'autres déformations limites peuvent être atteintes dans le sol du fait de la mise en oscillations ou vibrations du chargement.

De façon plus grave, elles peuvent entraîner la mise hors service de la structure par épuisement de ces capacités de résistance où par apparition d'instabilités.

Même sous des amplitudes modérées, la répétition d'un nombre élevé de cycles de déformations peuvent conduire à des ruptures par suite de l'intervention de phénomène de fatigue (excitations, soutenues fréquemment répétées dans les cas de machines).

Donc en plus des états limites habituels étudiés dans le cas statique, on est amené à introduire des états limites spéciaux dans le cas dynamique.

DEFORMABILITE DES SOLS EN REGIME DYNAMIQUE :

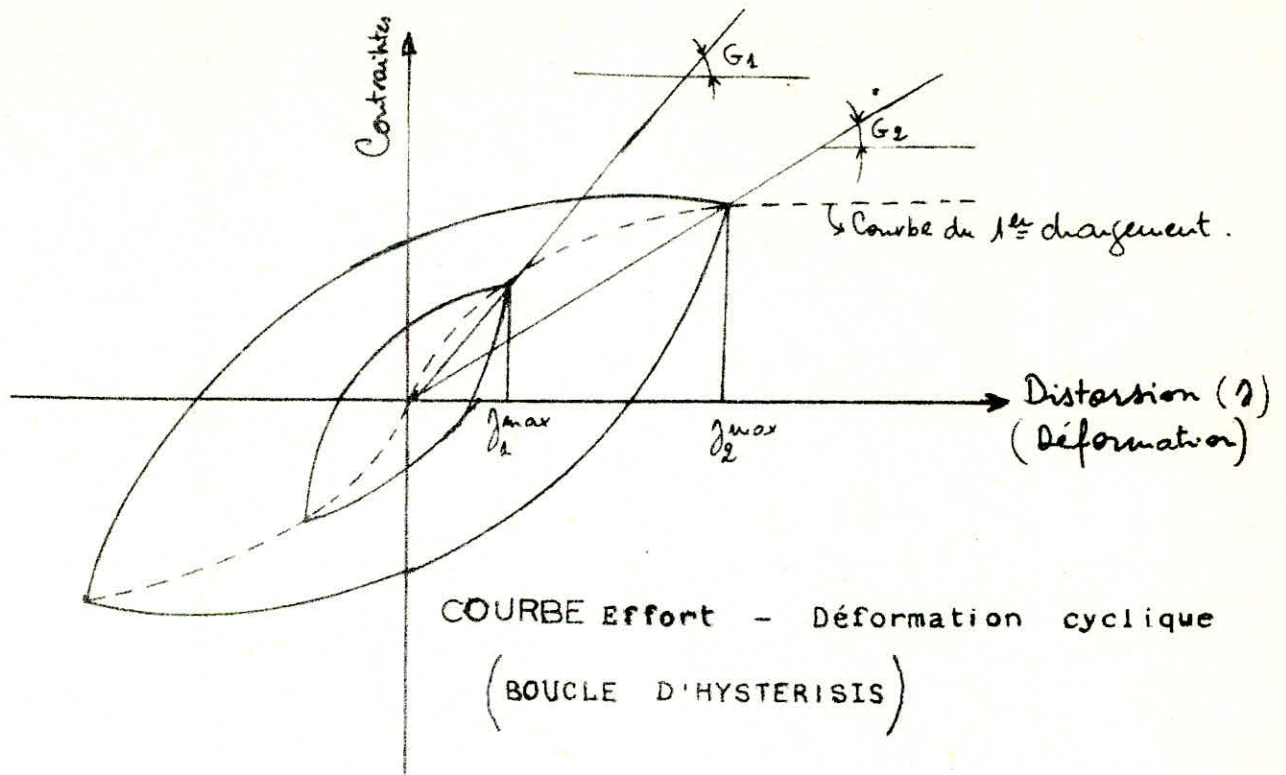
Sous chargement statique, les sols présentent des milieux imparfaitement élastiques. Dans un domaine de déformations faibles autour de l'origine, le comportement des sols est élastique linéaire. Au delà d'un certain seuil des déformations, des déformations plastiques apparaissent.

Il semble donc naturel que sous chargement dynamique le sol possède des propriétés analogues dépendant du chemin des contraintes.

Dans les actions dynamiques, on constate qu'au bout d'un certain nombre de cycles, on assiste à une dégradation de capacités de résistance.

L'enregistrement d'une courbe effort -déformation nous donne :

- Une courbe de premier chargement issu de l'origine.
- L'apparition d'une boucle d'hystérésis qui représente un cycle de déformation altérée après stabilisation.



$G_1$  : Module sécant maximal

$G_2$  : Module sécant minimal

Le module sécant  $G_s$  est maximal au voisinage de l'origine et décroît avec la déformation.

L'apparition d'une boucle d'hystérésis met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau, cette énergie est équivalente à l'aire de la boucle. L'expérience montre que la forme de la boucle est indépendante de la fréquence d'excitation du système. On en déduit que l'amortissement du sol n'est pas d'origine visqueuse, mais d'origine hystérisique (pas de dépendance de l'amortissement sur la fréquence).

La déformabilité d'un sol en régime dynamique peut être caractérisé par les deux paramètres fondamentaux

- Un module de cisaillement  $G_s$
- Un amortissement interne

Donc tout modèle utilisé pour présenter le comportement dynamique du sol devrait donc prendre en compte ces deux caractéristiques.

## CHAPITRE II : TRAITEMENT DYNAMIQUE DU SOL

### INTRODUCTION :

Les problèmes dynamiques qu'on a exposé précédemment mettent en évidence l'importance de la prévision de la réponse du système à l'excitation considérée, ou du moins la détermination de certains éléments (maximum de déplacement, quelques accélérations).

Le calcul de la réponse constitue donc la première phase de l'approche de tout problème dynamique.

Des fois l'état limite ne résulte pas seulement d'un processus mécanique, mais dû à une conséquence physique pour les sols, tout aussi importante que la prévision de la réponse (cas de sable) dont nous allons fournir une illustration dans cette partie.

### NOTION DE DYNAMIQUE DE VIBRATION

L'étude des vibrations des fondations est fondée sur la théorie des vibrations des systèmes mécaniques établis dès le siècle dernier.

En vue de définir certaines grandeurs intervenant dans cette étude, nous rappelons quelques notions élémentaires de la théorie de vibrations :

#### Degrés de liberté

Un système en état d'oscillations peut être défini à chaque instant par un certain nombre de paramètres (longueurs, angles...)

Ces paramètres sont appelés : degrés de liberté.

#### Amortissements

Un oscillateur simple présente à l'état de repos, une énergie potentielle constante, on amène le système dans une position déformée.

On applique une certaine énergie emmagasinée :

travail (W)

$$D(t) + E(t) = W: \text{système conservatif}$$

$$\text{avec } \begin{cases} D(t) = \text{énergie de déformation} \\ E(t) = \text{énergie cinétique} \end{cases}$$

L'expérience montre que les oscillations libres s'atténuent rapidement, la décroissance des amplitudes et des vitesses mises en jeu traduit le fait que E diminue progressivement à cause d'une certaine déperdition d'énergie.

$$W(t) = D(t) + E(t) = W - d(t)$$

Un tel système est dit dissipatif, dans les structures de génie civil, cette dissipation d'énergie ne peut correspondre qu'à une transformation en chaleur. On donne le nom "d'amortissement" à ce phénomène.

### Couplage et découplage des oscillations

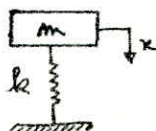
Lorsque les oscillations correspondants sont indépendants des autres formes d'oscillations susceptibles de se manifester, elles peuvent être étudiées séparément (découplées). On dit qu'il y a couplage des oscillations, lorsqu'il est impossible d'exiter des oscillations sans engendrer en même temps des oscillations dans une autre direction.

### Vibrations libres non amorties

Mouvement d'un corps rigide, élastiquement appuyé :

$$m \ddot{x} + k x = 0$$

$$\ddot{x} + \frac{k}{m} x = 0$$



$$x = a \sin (pt + \varphi)$$

Avec  $a = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{v_0}{p}\right)^2}$  ;  $\tan \varphi = \frac{x_0 p}{v_0}$  ;  $p^2 = \frac{k}{m}$

Avec  $m$  : masse du corps en vibrations (kg)

$x$  : déplacement du corps (m)

$a$  : amplitude du mouvement vibratoire (m)

$k$  : constante élastique du ressort (N/m)

$p$  : pulsation propre du système oscillant (S<sup>-1</sup>)

$\varphi$  : phase à l'origine (rad)

$$T = \frac{2\pi}{p} \text{ (s)} : \text{période de la vibration libre}$$

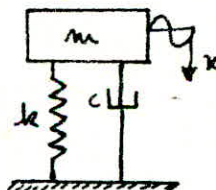
$$f = \frac{1}{T} = \frac{p}{2\pi} \text{ (Hz)} : \text{Fréquence de la vibration.}$$

### Vibrations libres amorties

Un système comportant un amortissement de type visqueux monté en parallèle sur le ressort :

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = 0$$

$$x = a e^{-\frac{c}{2m} t} \sin (p_1 t + \varphi)$$



Vibrations entretenues à amortissement

Lorsque le système est soumis à une force périodique harmonique :

$$F = F_0 \sin \omega t$$

donc  $m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F = F_0 \sin \omega t$

avec  $F$  : l'amplitude de la force perturbation (N)

$\omega$  : pulsation perturbatrice ( $S^{-1}$ )

La solution est donc :

$$x = \underbrace{a e^{-\frac{c}{2m}t} \sin(p_1 t + \varphi_1)}_{\text{vibration naturelle qui s'amortit rapidement}} + \underbrace{\frac{F_0}{k} \cdot A \sin(\omega t - \varphi)}_{\text{vibration entretenue}}$$

MODELISATION DES SYSTEMES

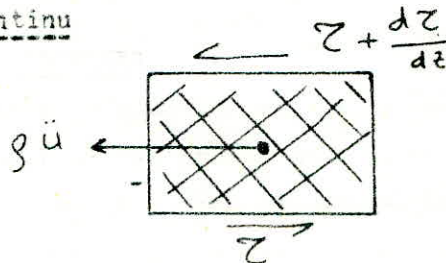
L'objet du présent chapitre est de fournir les moyens mathématiques nécessaires au calcul de la réponse d'un profil de sol, on comprend la détermination en tout point du profil des déplacements ou déformations et des contraintes. La mise en oeuvre de cet outil mathématique comporte les étapes suivantes :

- Mise en équation du problème
- Choix de la modélisation pour représenter le milieu
- Détermination des conditions aux limites
- Choix d'une méthode de résolution.

Modélisation et mise en équation

La mise en équation du mouvement est liée à la modélisation adoptée pour le milieu, l'étude des oscillations d'un système suppose le choix d'un modèle mécanique dont les propriétés reflètent d'aussi près que possible celle du système réel.

- Modèle continu



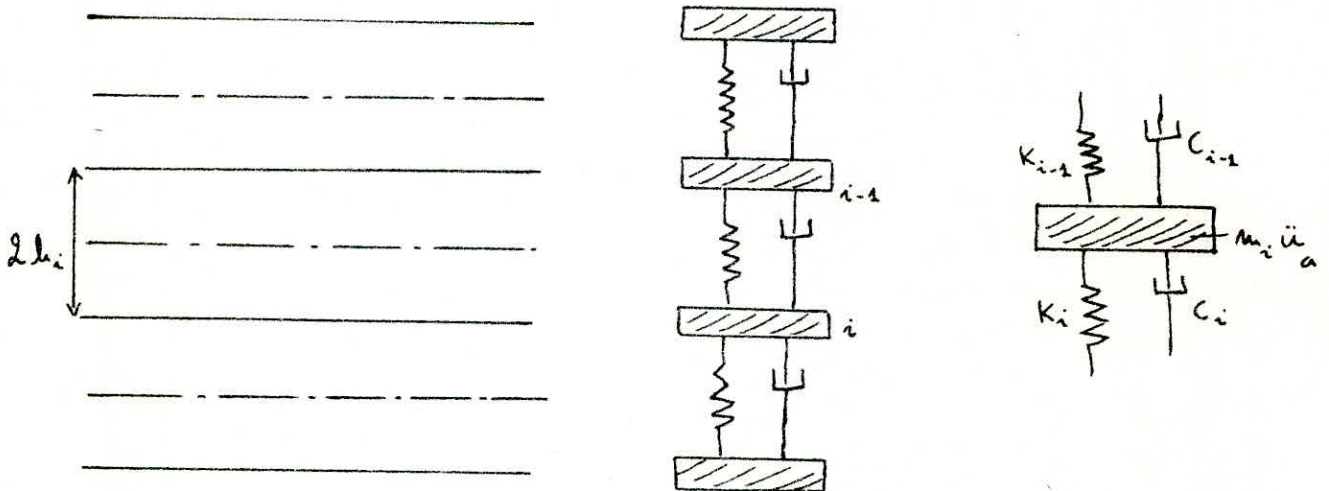
Soit un élément pris à une profondeur  $Z$ , les seules forces s'exerçant sont : force d'inertie, cisaillement.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$\frac{\partial t}{\partial z} = \rho \ddot{u} \quad (\text{Equation fondamentale de la dynamique})$$

avec  $\rho$  = masse volumique  
 $\ddot{u}$  = accélération

- Modèle discontinu - Eléments finis



En écrivant l'équation de la masse  $i$  (théorie des vibrations) on obtient :

$$m_i \ddot{u}_i + c_{i-1} (\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1}) + K_{i-1} (u_i - u_{i-1}) = K_i (u_{i-1} - u_i) + c_i (u_{i+1} - \dot{u}_i)$$

En regroupant ces équations pour l'ensemble des masses  $m_i$  et on introduit des notations matricielles :

l'équation du mouvement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [c] \{\dot{u}\} + [k] \{u\} = -\{m\} \ddot{u}_0$$

$[M]$  : matrice diagonale dont les éléments valent :

$$M_{ii} = \rho_i \cdot h_i + \rho_{i-1} \cdot h_{i-1}$$

$\rho_i$  = masse volumique

$$K_{ii} = \frac{G_{i-1}}{2 h_{i-1}} + \frac{G_i}{2 h_i}$$

$h_i$  = demi épaisseur de la couche  $i$

$$K_{ij} = -\frac{G_i}{2 h_i}$$



## CHAPITRE III : EFFETS ET DESORDRES

### LIQUEFACTION DES SABLES :

#### Phénomène de liquéfaction :

On appelle liquéfaction, un processus de transformation d'une substance en un liquide, pour un sol pulvérulent, la transformation de l'état solide à l'état liquide se fait par augmentation de la pression interstitielle qui peut résulter soit d'un chargement quasi-statique monotone, soit d'un chargement dynamique altéré. Au niveau des ouvrages, la liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottaison d'immeubles, la rupture des barrages, la rupture de culées de pont par augmentation des pressions s'exerçant sur elles. De façon générale pour qu'il y ait liquéfaction, il faut qu'il y ait conjonction des trois phénomènes suivants :

- Présence d'un terrain sableux
- Présence d'une nappe phréatique
- Chargement statique ou dynamique.

On remarque que ces conditions représentent des conditions nécessaires et non des conditions suffisantes de liquéfaction.

#### Aspect fondamental de liquéfaction :

Il repose sur la constatation expérimentale suivante : un échantillon de sable aussi dense soit-il, soumis à un cycle de chargement alterné, tend à diminuer de volume, si cet échantillon est saturé et si son volume est maintenu constant, cette tendance à la diminution de volume sera compensée par une augmentation de pression interstitielle  $\Delta u$

Il en résulte d'après l'équation fondamentale de TERZAGUI, une diminution de la contrainte effective  $\Delta \sigma'$  et donc de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à cette contrainte effective:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u \quad \Rightarrow \quad \Delta \sigma' = -\Delta u \quad \text{avec} \quad \Delta \sigma = 0$$

À cet instant la résistance au cisaillement est nulle et il y a liquéfaction, le sol se comporte comme un liquide.

Les paramètres qui influent sur la liquéfaction :

a) Influence de la structures des grains

Le critère granulométrique ne semble pas suffisant pour définir un sol susceptible de se liquéfier, l'expérience a montrée que les sables fins à moyens ( $d_{50} = 0,08\text{mm}$  à  $0,3\text{mm}$ ) sont les moins résistant vis à vis de la liquéfaction. Ceci a des conséquences importantes au niveau de la détermination du potentiel de liquéfaction d'un sable.

b) Influence de la densité relative  $D_r$  :

Des observations ont montré que plus la densité du sol est importante, plus sa résistance à la liquéfaction est élevée.

On sait que la résistance du cisaillement  $\tau$  varie comme la densité relative jusqu'à  $D_r = 0,75$ . Pour  $D_r = 0,9$  : le cisaillement entraîne une augmentation de volume et une chute de la pression interstitielle. La densité relative apparait comme le paramètre décisif en ce qui concerne l'apparition du phénomène de liquéfaction.

Méthode de calcul du potentiel de liquéfaction du sable :

Le potentiel de liquéfaction sera étudié d'une manière globale par la méthode SEED et IDRISS : cette méthode consiste à déterminer la densité relative critique, au dessous de laquelle le phénomène de liquéfaction peut avoir lieu,

$$D_{r_{crit}} = \frac{0,65 (\gamma_r \cdot h_1 + \gamma_s \cdot h_2 + \bar{\gamma} \cdot h_3) a_{max} \cdot R_d \cdot 50}{C_r \cdot g (\gamma_r \cdot h_1 + \gamma_s \cdot h_2 + \bar{\gamma} \cdot h_3) \left( \frac{\sigma_{vc}}{2 \sigma_u} \right)_{L50}}$$

dans laquelle :

$\gamma_r$  : Densité du remblai (t/m<sup>3</sup>)

$h_1$  : Epaisseur du remblai (m)

$\gamma_s$  : Densité du sol au dessus de la nappe phréatique

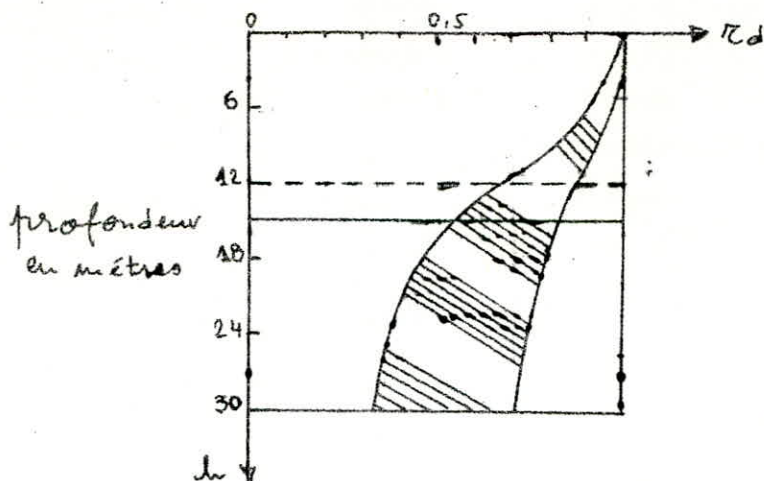
$h_2$  : Epaisseur de la couche au dessus de la nappe

$\gamma$  : Densité du sol au dessous de la nappe

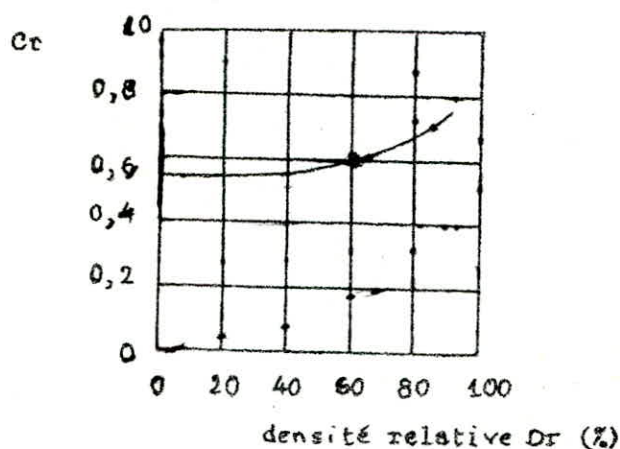
$h_3$  : Profondeur du niveau considère liquéfiable.

$\bar{\gamma}$  : Densité du sol immergé

$R_d$  : Coefficient de réduction donné par l'abaque d'après SEED et IDRISS.



$C_r$  : Coefficient réducteur (à appliquer aux résultats d'essais de Laboratoire pour obtenir les conditions de contraintes causant la liquéfaction du site.



$g$  : Accélération de la pesanteur.

$a_{max}$  : Accélération sismique maximale à la surface du sol

$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_{vso}}\right)$  : Rapport des contraintes causant la liquéfaction des échantillons de sable.

Ce rapport a une valeur de 0,21 dans le cas d'une magnitude 7

Donc si

$D_r < D_{acr} \Rightarrow$  phénomène de liquéfaction

## CONSOLIDATION DES SOLS :

Les actions dynamiques mettent également en jeu un autre phénomène, le réarrangement des grains après liquéfaction.

Les actions dynamiques ont été brièvement exploités par beaucoup de chercheurs (SEED, SCOTT, MENARD) avec des techniques opérationnelles qui amènent des améliorations dans les sols tel que :

- consolidation dynamique
- le compactage par explosif.

### a) Consolidation dynamique

Entre (1975 - 1977) est apparue une méthode de consolidation des sols cohérents en moyen de drain sableux formés sous l'action de l'explosion de charge linéaires verticales, l'explosion souterraine de charges forment dans le sol cohérent une cavité parallèlement, l'onde de choc entraîne dans le sol environnant une augmentation de contrainte.

### b- Compactage par explosif :

Le processus de compactage de ce type de sol peut être résumé de la manière suivante :

la détonation de charges explosives provoquent des ondes de choc qui se propagent dans le sol, déclenchent des augmentations de la pression interstitielle et accroissent les contraintes effectives dans le squelette du sol.

Cette méthode est utilisée surtout pour les sols pulvérulents saturés qui se caractérisent par une phase très rapide de tassement et une diminution de la porosité.

CAMPAGNE DE

RECONNAISSANCE

2<sup>ème</sup> Partie

- GENERALITES / :

Avant d'entreprendre l'étude d'un projet de Fondations de constructions, et afin de pouvoir décider du mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique, il est indispensable pour le maître d'œuvre de connaître :

- 1°/ La nature, les caractéristiques physiques et mécaniques des couches de terrains en présence, cela permettra de déterminer leur force portante.
- 2°/ leur superposition et inclinaison éventuelle (pendage); la présence de couches plus ou moins imperméables pouvant entraîner les risques de glissement.
- 3°/ les nappes d'eau éventuelles qu'il faudra traverser pour atteindre le bon sol.

## CHAPITRE I : ESSAIS GEOPHYSIQUES

### ESSAIS IN SITU / :

Introduction : Dans les campagnes d'études, la géotechnique peut jouer un rôle important, principalement dans une phase préliminaire.

#### Propagation d'ondes :

Quand on provoque un choc dans un milieu quelconque, celui-ci se déforme, cette déformation se propage de proche en proche en s'éloignant du point d'impact et en s'amortissant.

Le sol en tant que milieu élastique et isotrope, de dimensions infinies transmet dans toutes les directions ces propagations.

L'analyse mathématique des phénomènes de vibrations dans un solide est très complexe.

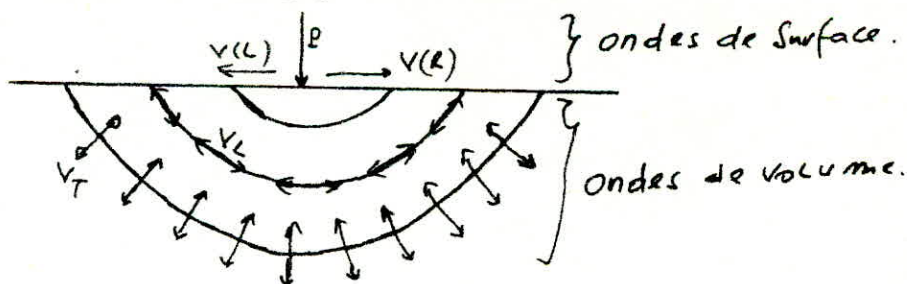
On démontre que la vibration peut être décrite comme la somme des deux composantes :

#### \* Ondes longitudinales (de compression) :

Onde de compression de vitesse  $V_L$  responsable du changement de volume, on les appelle aussi ondes de volumes ce sont des ondes créées par des efforts de compression et des déplacements des particules du solide dans la direction de propagation de l'onde.

#### \* Ondes transversales (de cisaillement) :

Cette onde de vitesse  $V_T$  agit de façon que tout élément du solide se déforme sans changer de volume, ce sont des ondes créées par des efforts de cisaillements et des déplacements des particules du solide perpendiculaires à la direction de propagation de l'onde.



Les vitesses longitudinales et transversales s'expriment en fonction des modules d'élasticité :

$$V_L = \sqrt{\frac{\alpha}{\rho}} \quad ; \quad V_T = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad ; \quad G = E \frac{1}{(2+\nu)}$$

E : module de Young  
 $\nu$  : coefficient de Poisson  
 G : module de cisaillement

$$\begin{cases} G = \rho V_T^2 \\ \alpha = \rho V_L^2 \end{cases}$$

On peut distinguer un autre type d'ondes qu'on appelle ondes de surfaces telles que ondes de Rayleigh (R) et ondes de Love (L) qui ne fournissent pas de renseignements structuraux utiles.

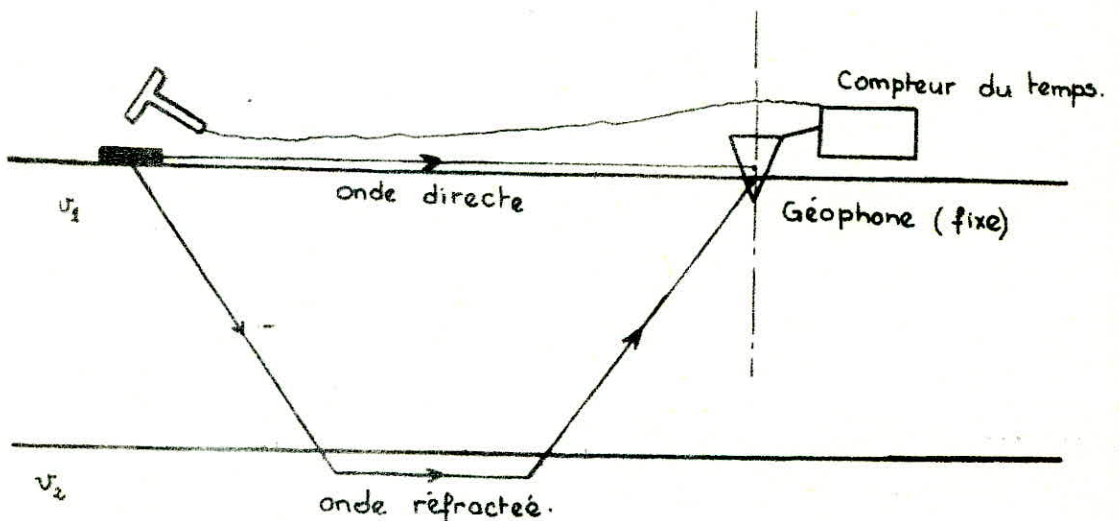
Les modules dynamiques étant reliés aux vitesses de propagation des ondes longitudinales et transversales, leur détermination se fait par des essais :

Prospection sismique : (Sismique - Réfraction)

Elle consiste à étudier la propagation des ondes élastiques émises par un choc (masse ou explosif) à travers les couches de terrain, en distinguant ainsi :

- Les ondes de Rayleigh ou ondes directes lentes qui courent à la surface du sol.
- Les ondes longitudinales ou ondes de compression
- Les ondes transversales ou ondes de cisaillement.

Cette méthode consiste à enregistrer systématiquement les ondes longitudinales et transversales afin de pouvoir calculer le module de cisaillement et le coefficient de Poisson et à déterminer les épaisseurs des couches.





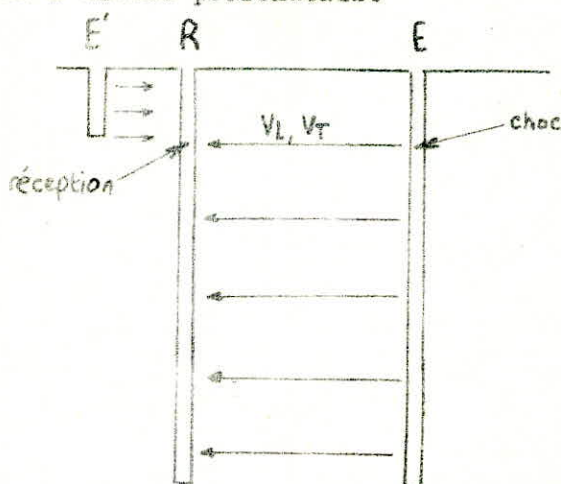
**Méthode CROSS-HOLE :**

grâce à ces méthodes, on détermine divers modules dynamiques et le coefficient de poisson entre deux forages, cette méthode permet de mesurer entre deux points de même côté à partir de deux forages :

1 forage d'Emission E

1 forage d'Emission R (Réception)

Cette opération se fait depuis le sommet des forages jusqu'à la profondeur désirée, on exécute soit par frappe sur un train de tiges toute une série de mesures à divers profondeurs.



Pour cela on dispose d'une distance d'émission - réception des deux temps correspondants, vus sur les films,  $t_T$ ,  $t_L$ , d'où les valeurs des vitesses :

$$V_L = \frac{X}{t_L} \quad ; \quad V_T = \frac{X}{t_T}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = \frac{V_L^2 - 2 V_T^2}{2 (V_L^2 - V_T^2)} \quad : \quad \text{coefficient de poisson} \\ G = \frac{1}{2} V_T^2 \quad : \quad \text{module de cisaillement} \\ E = 2 G V_T (1 + \nu) \quad : \quad \text{module de Young} \end{array} \right.$$

## ESSAIS DE LABORATOIRE / :

Les appareils les plus utilisés pour les mesures dynamiques en laboratoire dérivent tous des appareils d'essais statiques de cisaillement.

### Essai à la colonne résonnante :

Pour cela, on dispose d'une éprouvette cylindrique placée dans une cellule type triaxial permettant de la soumettre à une large gamme de contraintes en contrôlant le drainage.

Il s'agit d'un essai en oscillations libres, le système moteur constitué par des bobinages électriques placés dans un champ d'aimant permanents. On fait varier la fréquence jusqu'à obtenir la résonnance, cette fréquence est proportionnelle à  $\propto \sqrt{E}$ .

D : le taux d'amortissement critique se mesure en coupant brusquement le courant d'excitation et en enregistrant la décroissance des oscillations libres de l'éprouvette.

### Essai Triaxial dynamique :

Pour cela, on opère sur une cellule triaxiale standard, c'est à dire étreinte latérale constante, l'effort axial alterné est fourni par une presse dynamique. Le système de mesure doit permettre l'enregistrement de l'effort vertical, du déplacement vertical.

En rapportant l'amplitude de l'effort appliqué à l'amplitude du déplacement, on obtient une valeur du module de Young :

$$E = 2 (1 + \nu) . G .$$

D : est calculé à partir du déphasage entre l'effort et la déformation.

## CHAPITRE II : ESSAIS GEOTECHNIQUES :

### Introduction :

La connaissance complète géotechnique d'un terrain est pratiquement impossible à obtenir, c'est un problème très complexe à cause de l'hétérogénéité et des variations des caractéristiques dans le temps (Effet de l'eau, de la construction elle même ...)

Il existe de nombreux moyens de reconnaissances :

### Essais In Situ :

- \* Les sondages mécaniques : Consistent à creuser un trou en vue de déterminer les épaisseurs et les caractéristiques des différentes couches du terrain, et de prélever des échantillons qui peuvent être remaniés en intacts.
- \* L'essai de pénétration dynamique : Consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe, en comptant le nombre de coups  $N$  par pied d'enfoncement.
- \* L'essai de pénétration statique : Consiste à fencer dans le sol, à vitesse lente et constante, un pieu modèle réduit, il permet de mesurer le refus qu'oppose le sol à l'enfoncement d'une pointe conique.
- \* Le scissomètre : Contrairement aux deux essais précédents, l'essai scissométrique ne déplace pas le sol, il permet de mesurer dans les sols mes la cohésion apparente " $C_u$ " et la cohésion remaniée " $C_r$ ".
- \* Le pressiomètre : (MENARD)  
Il permet de mesurer les caractéristiques mécaniques du sol, il consiste à descendre dans un forage soigné, une sonde cylindrique tricellulaire dilatable radialement.  
De cet essai, on en déduit :
  - Le module pressiométrique " $E$ "
  - La pression de fluage " $P_f$ "
  - La pression limite " $P_l$ "
- \* Le piezomètre : Le piezomètre n'est pas un appareil d'essais, mais un appareil destiné à mesurer dans un sol, la pression interstitielle existante à un endroit donné (niveau de la nappe phréatique ou aquifère).

\* Mesure de densité en place : (Densitometre à membrane) :

Cette méthode consiste à creuser une cavité en pesant les matériaux extraits (WT) et à déterminer le volume de cette cavité, c'est à dire le volume total (VT) occupé par les matériaux extraits.

$$\gamma = \frac{WT}{VT}$$

\* Standart Pénétration Test : (S.P.T.) :

C'est un essai de pénétration dynamique normalisé, il est réalisé sur des sols pulvérulents (sables), il consiste à mesurer le nombre N de coups nécessaires à l'enfoncement d'un carottier donné, d'une profondeur de 30 cm sous une énergie de battage d'un mouton en chute libre.

Essais au Laboratoire :

Comme dans tous les problèmes de mécanique des sols, on mesurera les caractéristiques du matériau en essayant de reproduire au laboratoire de façon la plus fidèle possible, le mode de chargement auquel est soumis le sol en place.

Il existe deux sortes d'essais au laboratoire :

- \* Essais d'identification
- \* Essais mécaniques

Essais d'identification :

\* Teneur en eau : (W %) : C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs.  $W \% = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{Poids du sol sec}} \times 100$

\* Degré de saturation : (Sr %) : C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol.  $Sr \% = \frac{V_w}{V_v} \times 100$

\* Poids spécifique humide ( $\gamma$ ) : C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume apparent.  $\gamma = \frac{W}{V}$

\* Poids spécifique du sol sec ( $\gamma_d$ ) : C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol.

$$\gamma_d = \frac{W}{V_s}$$

\* Limites d'Atterberg : Ce sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (Limite de liquidité : WL)
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (Limite de plasticité : WP)

C'est un essai qui permet de mesurer l'indice de plasticité :  $IP = WL - WP$   
Ces essais sont effectués sur la fraction du matériau passant du tamis de 0,42 mm.

Il permet aussi de mesurer l'indice de consistance :  $Ic = \frac{WL - W}{IP}$

\* Analyse granulométrique : Consiste à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions, elle se fait en deux opérations :

- Tamissage : Pour la distribution pondérale des particules de dimensions supérieures ou égales à 100  $\mu$ .
- La Sédimentométrie : Pour la distribution pondérale des particules de dimensions inférieures à 100  $\mu$ .

\* Equivalent de sable : Il permet d'évaluer la quantité d'éléments fins contenus dans les sels et dont la présence en quantité notable peut modifier profondément leur comportement mécanique.

\* Densité relative : Pour cela on emploie le compactage par vibration pour déterminer la densité maximale et le remplissage d'un moule par simple déversement pour déterminer la densité minimale.

$$Dr = \frac{\gamma_{Max.} (\gamma - \gamma_{Min.})}{(\gamma_{Max.} - \gamma_{Min.})} \times 100$$

#### Essais Mécaniques :

\* Essai de compression simple : C'est un essai qui permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple  $Rc$  du sel.

$$Rc = \frac{4 P}{D^2} \quad \text{où} \quad Rc = 2 Cu$$

\* L'essai triaxial : Il permet de déterminer la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne qui servent à la détermination de la résistance au cisaillement du sel

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

\* L'essai oedométrique : Consiste à déterminer les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements d'un sel sous le poids d'une charge (fondations, remblai, ect...).

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$$

\* Essai de cisaillement à la boîte : Consiste à définir les paramètres de plasticité  $C$  et  $\varphi$  qui dépendent des contraintes totales  $\sigma$  et les contraintes intergranulaires ou effectives  $\sigma'$  et la pression interstitielle  $u$

$$\sigma = \sigma' + u$$

CAS DU

TOUR EN FOSSE  
carroubier

3<sup>ème</sup> Partie

## PRESENTATION DU TOUR MECANIQUE

**DESCRIPTION** : Le tour en fosse est une machine qui sert au réusinage des profils de trains de roues non démontés sur locomotive ou automotrices. La machine s'installe entre les rails, dans une fosse, et comporte un bâti de fondation et deux unités de travail indépendantes l'une de l'autre. La voie ferrée de l'atelier est soutenue au dessus de la fosse par de puissantes colonnes et peut pivoter au dessus de la machine. Les essieux étant accouplés, les trains de roues qui ne sont pas usinés sont soulevés et peuvent tourner librement, à l'aide d'engins de levage mécaniques. Le tour en fosse permet également l'usinage de trains de roues séparés, en utilisant un dispositif qui engendre la pression nécessaire sur les rouleaux entraîneurs. Pour déplacer les véhicules sur la machine, on fait appel à un treuil pouvant tirer une charge de 140 T.

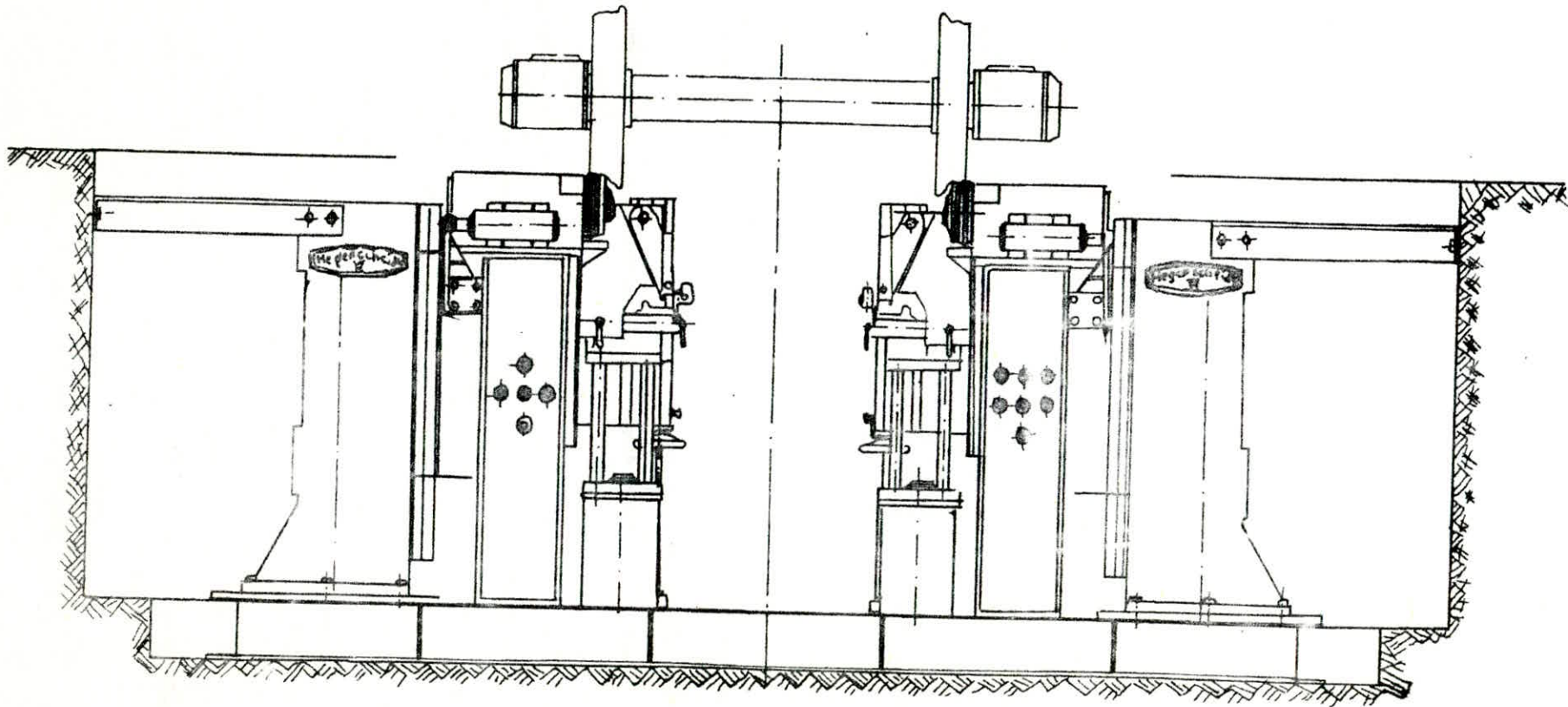
La machine se contrôle et se manipule par une commande centrale installée sur les deux pupées porte-bèche, d'où l'on peut observer le tournage et les outils.

### CARACTERISTIQUES TECHNIQUES / :

Voie .....	1435 mm
Puissance totale maximum .....	30 KW à 3000 tours/mn
Nombre de vitesses .....	04
Nombre de rotations .....	72/52/36/26 tours/mn
Poids de la machine totale .....	21.500 Kg.
Charge max. à déplacer .....	140 Tonnes.



# TOUR EN FOSSE



## CHAPITRE I : RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE

### GENERALITES :

L'avis d'un géologue est que les indications d'une carte géologique sont utiles pour savoir si ce bon sol n'est pas constitué par une couche mince reposant sur un mauvais terrain.

### DONNEES TOPOGRAPHIQUES

#### 1- Situation:

Le terrain est situé à l'entrée de la gare de triage de CARROUBIER et en parallèle avec la Route Nationale 5.

#### 2- Coordonnées LAMBERT :

Les coordonnées LAMBERT au centre du site sont :

$$x = 536,700 \text{ Km}$$

$$y = 386,400 \text{ Km}$$

L'altitude moyenne du site est  $Z = 6\text{m}$ . Ces coordonnées sont relevées sur la carte topographique n° 21 à l'échelle 1/50.000em de la ville d'Alger

### RECONNAISSANCE DU SITE :

#### Visite du site :

La visite effectuée sur le site nous a permis de connaître les conditions régnant au voisinage de l'emplacement du futur ouvrage.

L'étendue du site est assez importante, le terrain est relativement plat de part et d'autres.

### GEOLOGIE DU SITE

La carte géologique indique que la région d'Alger est essentiellement formée par deux grands ensembles géologiques :

- le complexe métamorphique primaire
- la couverture sédimentaire tertiaire et quaternaire.

#### Le complexe métamorphique primaire :

La ville d'Alger (et plus précisément les quartiers de BOUZAREAH, de la GRANDE POSTE, de la CASBAH et de l'AGHA) est assise sur des formations métamorphiques du primaire. Ces dernières forment le socle d'Alger.

Les faciés pétrographiques du primaire sont : des schistes, des micaschistes, des gneiss, des calcaires métamorphiques et des socles granitiques.

#### La couverture sédimentaire tertiaire :

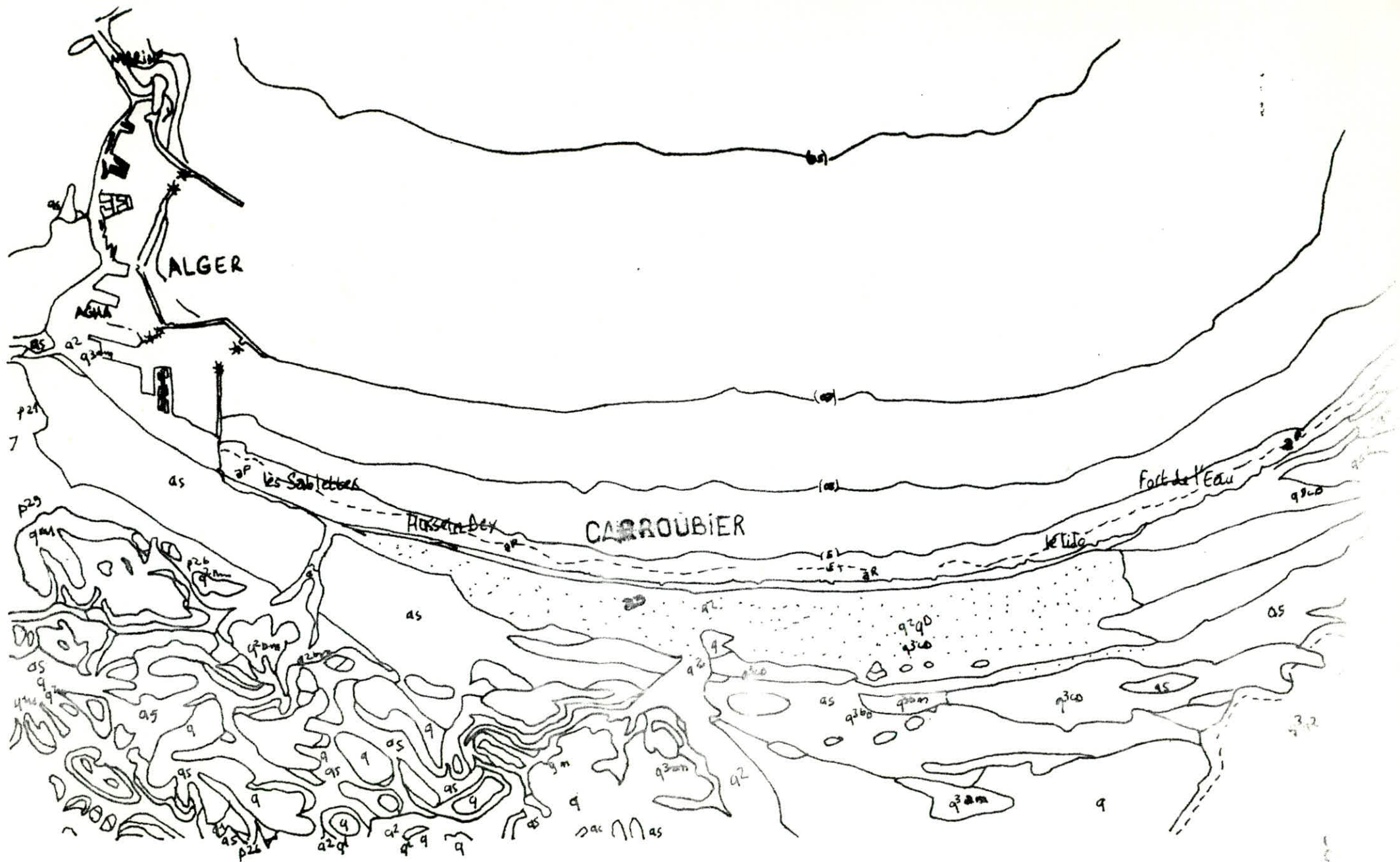
Le paléorelief d'Alger bordé au Sud, quartiers de BEN-AKNOUN, d'EL-BIAR de la place du 1er MAI, par des dépôts tertiaires à la faveur d'un contact anormal. Les principales formations tertiaires de la région d'Alger sont :

- Les marnes du plaisancien et les faciés grésocarbonatés de l'Astien.
- Les collines sahéliennes sont formées par les faciés marneux du plaisancien.
- Le niveau P<sub>2</sub>L de l'Astien couramment appelé "Molasse astienne" par les géologues et "Tuf" par les entrepreneurs locaux.
- Le plaisancien et l'astien sont séparés par le niveau à "glauconie".

#### Les formations quaternaires

Le quaternaire est constitué en grande partie par des dépôts détritiques : sables, grés, dunes grésifiées, alluvions et éboulis.

Le quaternaire repose en discordance sur les terrains primaires, et les tertiaires et est localisé dans les dépressions topographiques du paléorelief primaire et dans les zones basses et à faibles pentes.



a<sup>0</sup>

- Flages

a<sup>0</sup>

- Dunes Actuelles

a<sup>3</sup> a<sup>3</sup>

- ① partie du marais de la rascaria encore inondable où q<sub>3cm</sub> tantôt affleurent tantôt se trouve à moins d'un mètre
- ② partie de la Mitidja anciennement marécageuse et souvent inondée

a<sup>2</sup>

- Alluvions récentes

a<sup>5</sup>

- Sables plus ou moins argileuse et plus ou moins rubéfiés

q<sup>3cb</sup> q<sup>3cm</sup> q<sup>3c</sup>

- ① Dunes consolidés de la phase de régression à q<sub>3cm</sub>
- ② Lunachelles à Pectenoles, poudingues et grés marines, grés de quartz pilulaires
- ③ Alluvions anciennes

q<sup>3bb</sup> q<sup>3bcm</sup>

- ① Dunes consolidés postérieurs à q<sub>3cm</sub>
- ② Dépôts marins comprenant de très petits galets de quartz et des sables rouges des poudingues et des grés grossiers

q<sup>3ad</sup> q<sup>3am</sup>

- ① Dunes consolidés postérieurs à q<sub>3cm</sub>
- ② mêmes faciès que q<sup>3bcm</sup>

q<sup>2cm</sup>

- Sables et petits galets de quartz calcaire jaune plus ou moins argileuse

q<sup>2bm</sup>

- Lumachelles à Pectoncles , poudingues et grés marine

q

- Alluvions anciennes

① q<sup>1m</sup>      ② q<sup>1</sup>

① Calabien comprenant des calcaires grossiers à bivalves  
② Villafranchien formé de grés tendres et de sables grés

①    
② 

① Schistes à séricite  
② Calcaire

6

micaschistes à biotite fréquemment injectés de pegmatite  
Pliocène supérieur

1    2    3    4

Asileu

- 1 - p<sup>2A</sup> : Faciès argileuse ou argilo-sableuse
- 2 - p<sup>2G</sup> : Faciès gréseux ou argilo-gréseux
- 3 - p<sup>2C</sup> : Faciès calcaire ou calcario-gréseux
- 4 - p<sup>2L</sup> : calcaire à Lithothaminées

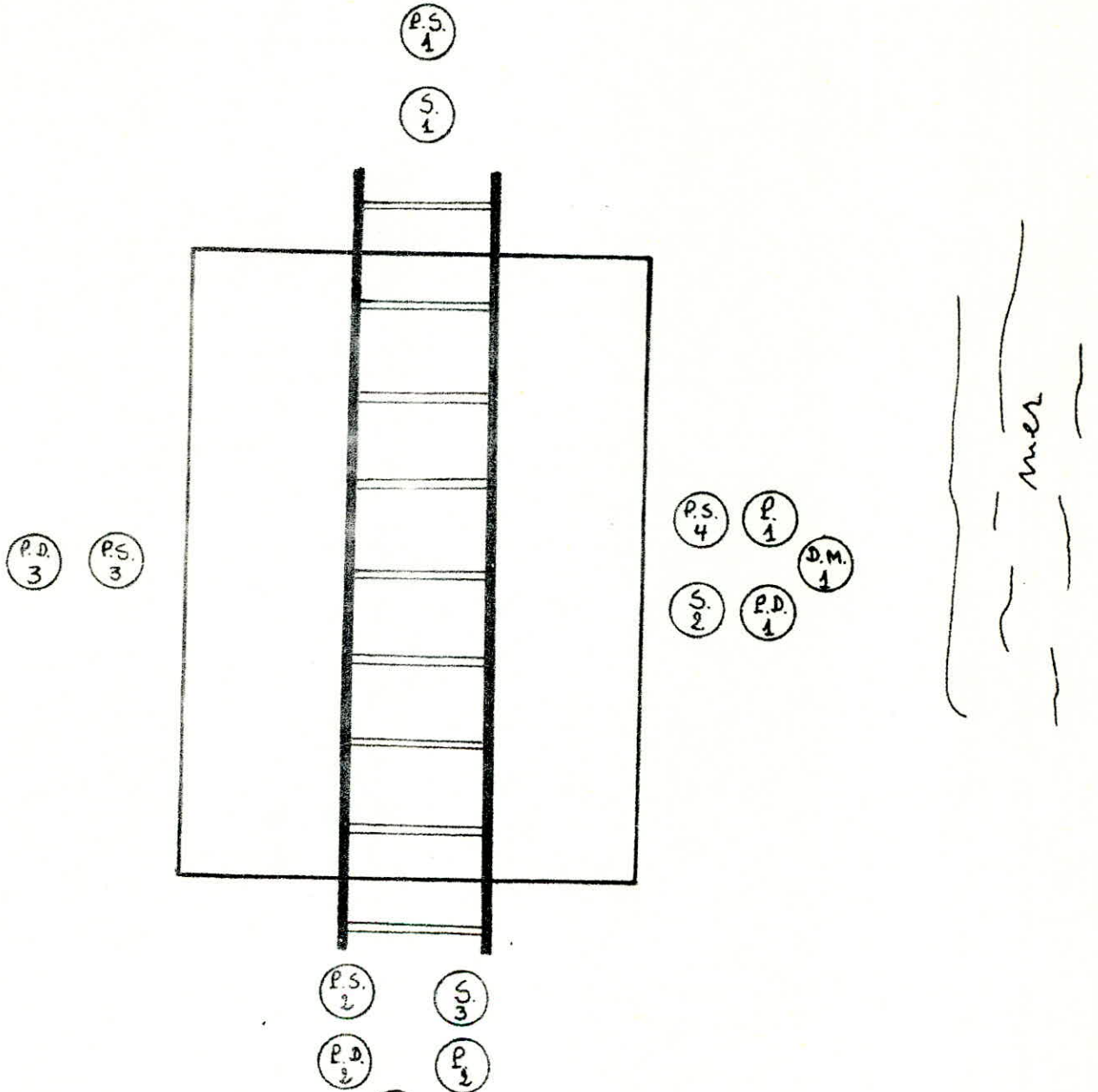
Pliocène inférieur

p<sup>1</sup>

plaisonnien

- marneux ou argileux

SCHEMA D'IMPLANTATION DES ESSAIS



- (S.) - SONDAGE MECANIQUE.
- (P.S.) - PENETROMETRE STATIQUE.
- (P.D.) - PENETROMETRE DYNAMIQUE.
- (P.) - PIEZOMETRE.
- (D.M.) - DENSITOMETRE à MEMBRANE

## CHAPITRE II : IDENTIFICATION DU SOL

### LES SONDAGES MECANIQUES :

Pour l'implantation des sondages, il n'y a pas de règle générale qui détermine leur emplacement et leur nombre, elle dépend de l'importance du projet.

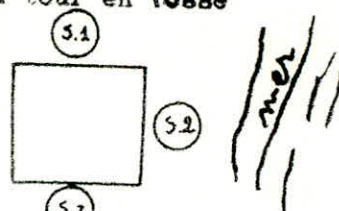
Nous avons limité leur nombre à 03 sur tout le pourtour du tour en fosse

Les profondeurs pour les différents sondages sont :

24,50m pour sondage (1)

22,00m pour sondage (2)

21,00m pour sondage (3)



Lors de l'exécution de ces sondages, il n'a été prélevés que des échantillons remaniés. Ces échantillons serviront pour l'identification de ces sols au Laboratoire.

Pendant les sondages, une identification est faite "à vue" sur les sols prélevés, des observations sont faites sur la grosseur des grains, la couleur, l'odeur, la consistance qui aboutit à une appellation provisoire.

#### - Sondage (1)

- 0,00 - 0,50m : Remblai caillouteux
- 0,50 - 3,45m : Sable gris, carbonaté, avec fragment de briques
- 3,45 - 6,50m : Sable gris moyen, carbonaté, propre
- 6,50 - 8,80m : Sable moyen à grossier, légèrement caillouteux
- 8,80 - 10,00m : Sable grossier peu argileux, carbonaté
- 10,00- 13,30m : Gravier fin à grossier, avec quelques fins, gris
- 13,30- 18,00m : Sable grossier graveleux, avec présence de galets
- 18,00- 19,50m : Fragments de grés grossier
- 19,50- 24,50m : Passage gréseux gris à gris beige.

#### - Sondage (2)

- 0,00 - 1,50m : Remblai composé de sables fins, gris
- 1,50 - 3,45m : Sable fins gris, carbonaté, caillouteux
- 3,45 - 6,45m : Sable moyen limoneux, carbonaté
- 6,45 - 9,45m : Sable très grossier, gris, carbonaté
- 9,45 - 15,50m : Sable grossier, très limoneux, caillouteux
- 15,50 - 18,50m : Sable très grossier limoneux, carbonaté
- 18,50 - 20,00m : Sable grossier à très grossier, graveleux
- 20,00 - 21,00m : Limons argileux jaunâtre
- 21,00 - 22,00m : Galets jaunâtres.



- Sondage (3)

- 0,00 - 2,00m : Remblai composé de sables et de terres végétales
- 2,00 - 2,50m : Sable fin gris limoneux
- 2,50 - 8,00m : Sable moyen, gris à jaunâtre
- 8,00 - 9,50m : Sable grossier limoneux
- 9,50 - 11,00m : Sable moyen limoneux
- 11,00 - 15,50m : Sable très grossier limoneux, graveleux
- 15,50 - 17,50m : Grave sableuse
- 17,50 - 19,00m : Sable très grossier limoneux
- 19,00 - 21,00m : Sable très grossier avec présence de galets

• Une description globale des différents sondages est faite :

(VOIR COUPES DE SONDAGES)





L.N.T.P.B

CHANTIER: TOUR EN POSSE

date: MARS 1985

Réf. dossier: 24-85-0014

appareil:

Sondage N° 002

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

X = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 Z = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 m

Y = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélevement (I: intact, P: paraffiné)		niveau eau perte	DESCRIPTION	E T A G E	Observations
Site (m)	Prof (m)	rotatif	Batt.	%	0 25 50 75 100				
							Remblai à sable fin légèrement caillouteux.		
							1,50		
							Sable fin à moyen gris carbonaté caillouteux.	S.P.T	3,00 21-34-43 3,45
	5						8,00	S.P.T	6,00 11-13-20 6,45
	10						Sable grossier à très grossier, gris graveleux, carbonaté	S.P.T	8,00 11-23-34 8,45
								S.P.T	9,00 06-09-23 9,45
	15							S.P.T	12,00 26-48-54 12,45
	20							S.P.T	15,50 20-36-84 15,95
							20,00		

ETABLI par ABBAS - S. H. DAMI

N.T.P.B

CHANTIER: TOUR EN FOSSE

Sondage N° 002

Date: MARS 1985

Ref. dossier: 24-85-0044

PRECISION: ±

10 m  
100 m  
1000 m

X = [ ]

Z = [ ] m

INCL:

Y = [ ]

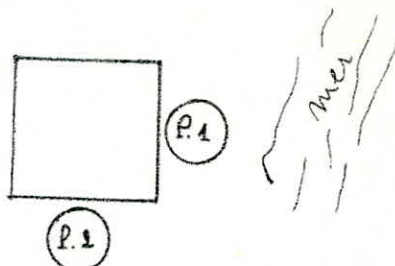
Echelle en m		Ø et type d'outilage	Carottage nature prélèvement (I intact P paraffiné)	niveau eau Pente	DESCRIPTION	ETAGE	Observations
Prof (m)	Albage total	Baril	% 0 25 50 75 100				(boue, à sec etc)
25					limons argileux jaunâtre assez compact. 21,00		S.P.T.
10					Galets jaunâtre recouverts en fragments. 22,00		
15							
20							

ETABLI par ABGAS - SAIDANI le MARS 1985





LE PIEZOMETRE :



Le niveau de la nappe phréatique qui a été mesuré pratiquement toutes les semaines, pour cela nous avons dressé un tableau de valeurs du niveau d'eau.

Date	31-03-85	15-04-85	22-04-85	29-04-85 (Pluie)	06-05-85 (Pluie)	13-05-85
Piezo. ①	5,85 m	5,84 m	5,84 m	5,90 m	5,88 m	5,86 m
Piezo. ②	5,90 m	5,90 m	5,90 m	5,94 m	5,93 m	5,90 m

donc le niveau de la nappe phréatique est de

$$H = 6,00 m$$

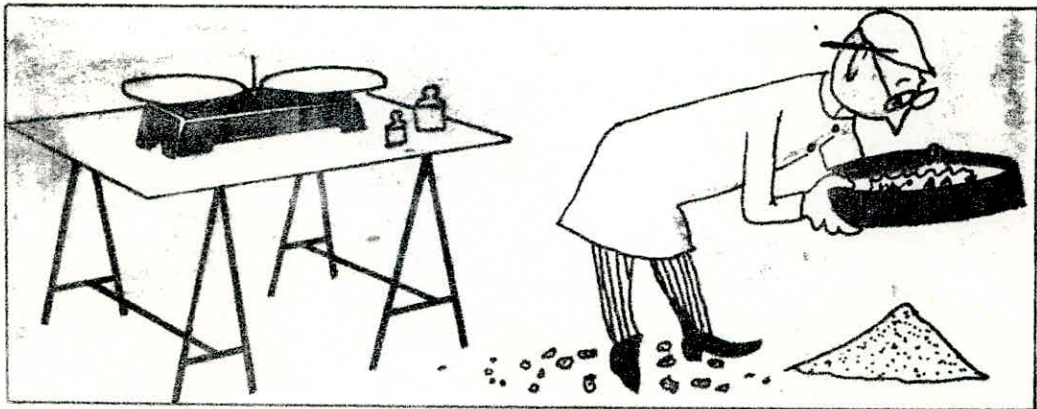
ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions, elle permet de dresser la courbe granulométrique pour notre cas, on obtient les courbes granulométriques suivants :



ANALYSE GRANULOMETRIQUE

---



L. I. P. C.

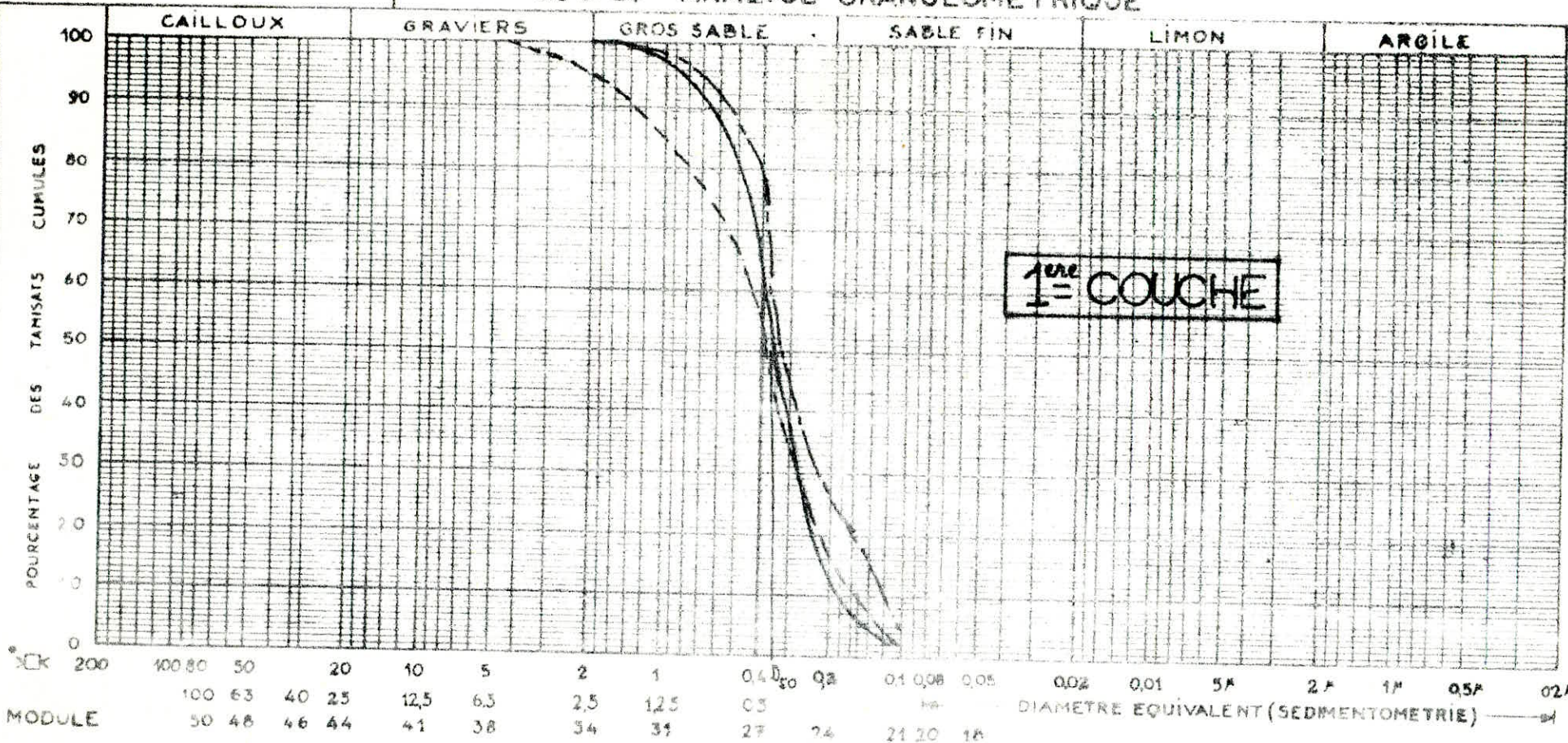
TOUR EN FOSSE

HUSSEIN-DEY ALGER

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	S①	0,00 — 8,00 m.
	N°	S③	0,00 — 8,00 m.
	N°	S②	0,00 — 8,00 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



-38-

Ech.	%	S.8			LIMITE D'ATTERBERG	C. I. O.
		W <sub>p</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub> - W <sub>L</sub>		
Ech.						

L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY ALGER

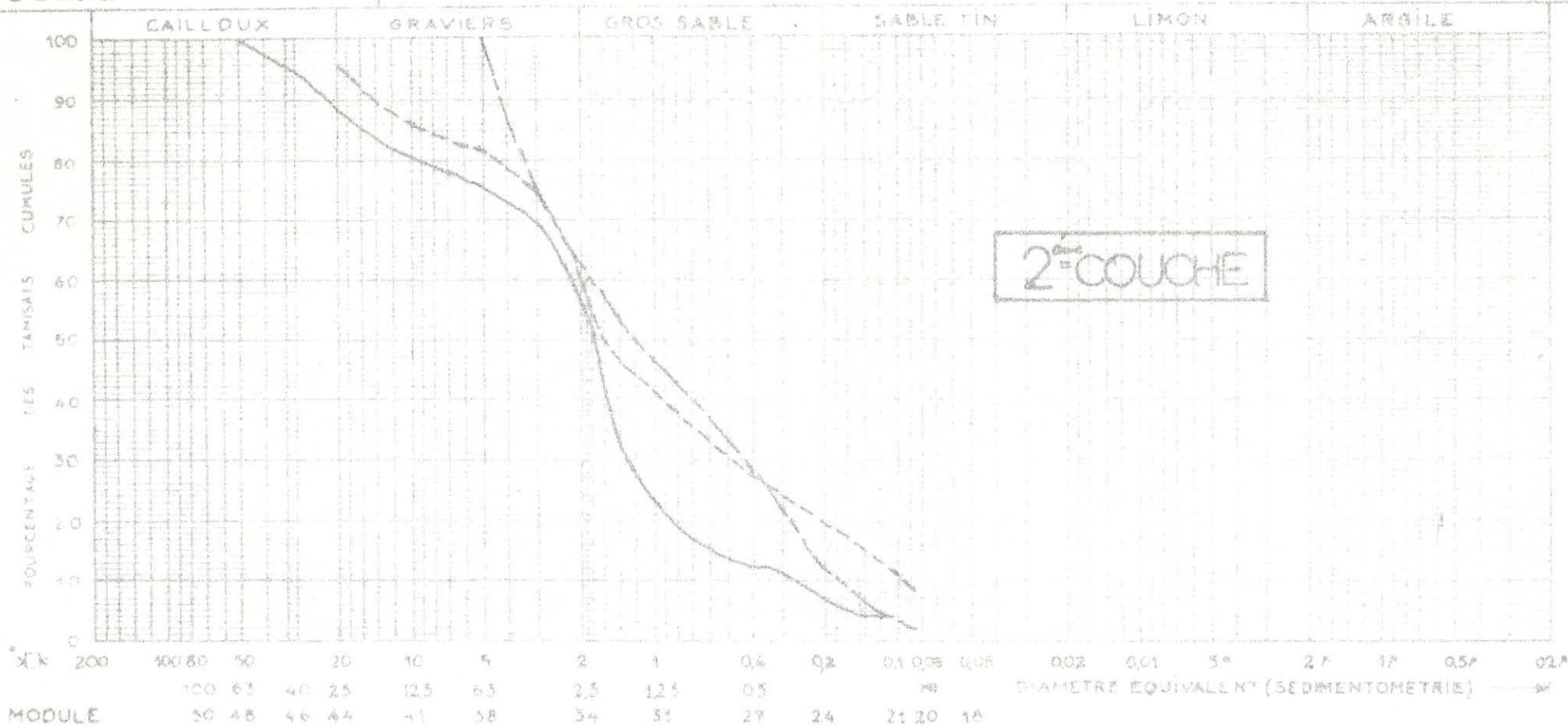
# TOUR EN FOSSE

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS

- N° S① : 8,00 - 19,00 m.
- N° S② : 8,00 - 19,00 m.
- N° S③ : 8,00 - 19,00 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



-39-

Ech.	%	5.8 LIMITES D'ATTERBERG			S <sub>20</sub>
		W.L	W.P	W.R.	
Ech.	< 80 $\mu$				F 5
Ech.					
Ech.					

L. T. P. C.

TOUR EN FOSSE

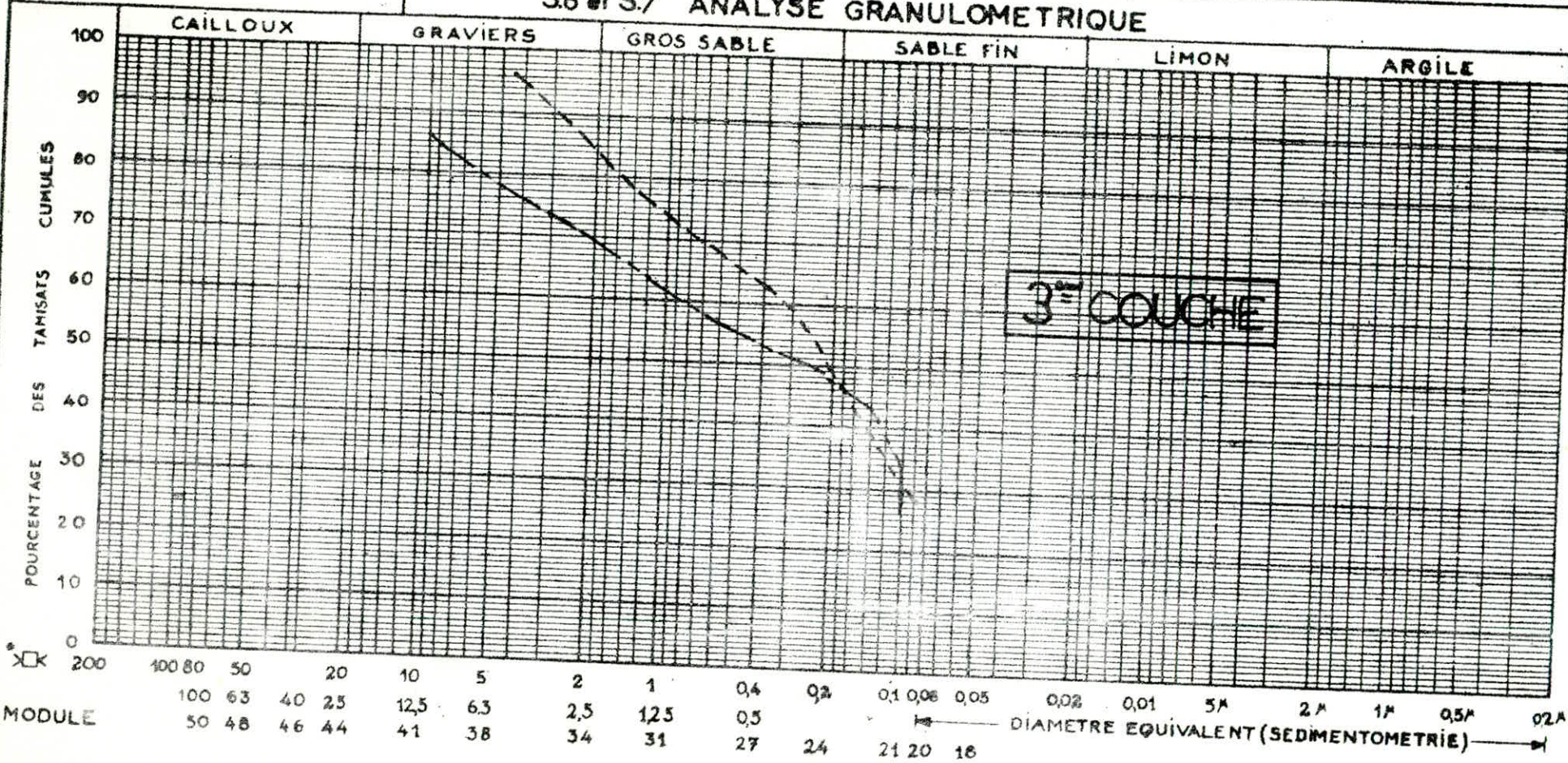
HUSSEIN-DEY ALGER

DÉSIGNATION  
DES  
ÉCHANTILLONS

N° \_\_\_\_\_  
 N° S① : 19,00 - 24,00 m.  
 N° S③ : 19,00 - 24,00 m.

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



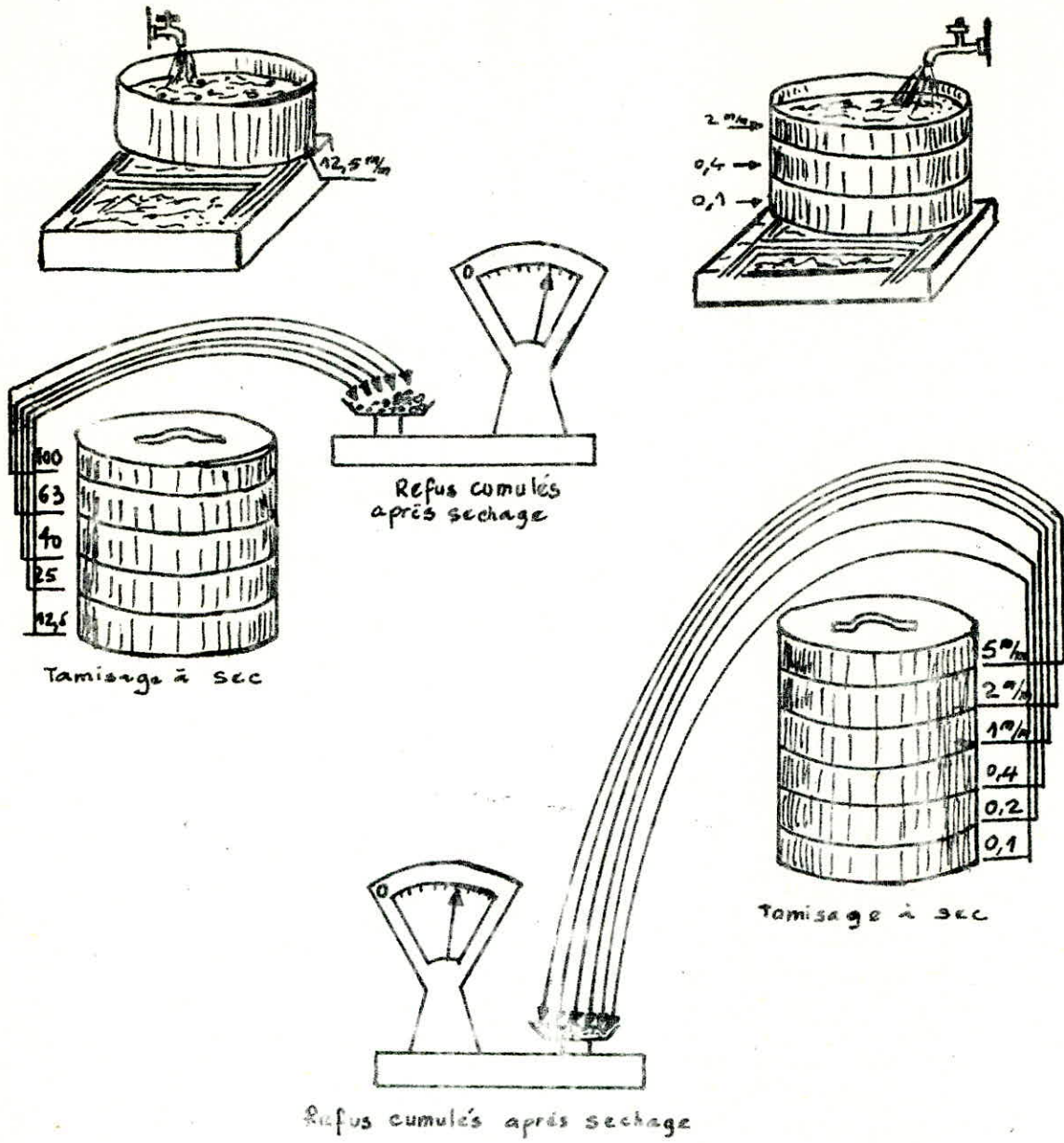
MODULE	200	100	80	50	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,075	0,05	0,025	0,01	5 $\mu$	2 $\mu$	1 $\mu$	0,5 $\mu$	0,2 $\mu$	
		100	63	40	25	12,5	6,3	2,5	1,25	0,5												
		50	48	46	44	41	38	34	31	27	24	21	20	18								

DIAMETRE EQUIVALENT (SEDIMENTOMETRIE)

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

# ANALYSE GRANULOMETRIQUE

## lavage et tamisage à sec



LE SOL PEUT ETRE COMPOSE DE :

Blocs rocheux de dimension supérieure à 20 cm

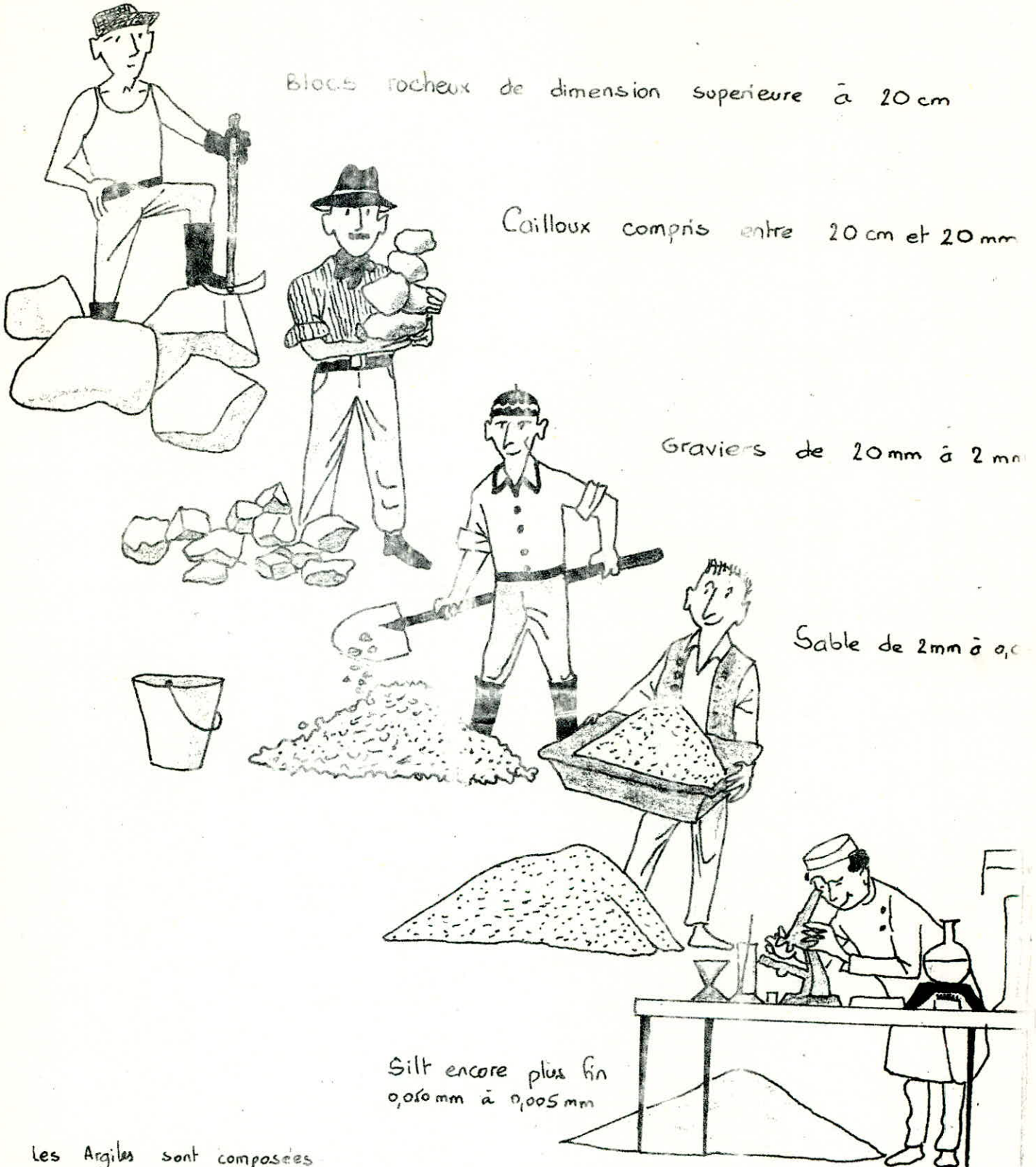
Cailloux compris entre 20 cm et 20 mm

Graviers de 20 mm à 2 mm

Sable de 2 mm à 0,075 mm

Silt encore plus fin  
0,075 mm à 0,005 mm

Les Argiles sont composées  
de grains extrêmement fins  
entre 5 microns et 2 microns



D'après les courbes granulométriques de chaque couche,

$$1^{\text{ère}} \text{ couche } \left\{ \begin{array}{l} 85 \% \text{ de G.S} \\ 15 \% \text{ de S.F} \end{array} \right.$$

$$2^{\text{ème}} \text{ couche } \left\{ \begin{array}{l} 40 \% \text{ de G.} \\ 45 \% \text{ de G.S} \\ 15 \% \text{ de S.F} \end{array} \right.$$

$$3^{\text{ème}} \text{ couche } \left\{ \begin{array}{l} 25 \% \text{ de G.S} \\ 50 \% \text{ de S.F} \end{array} \right.$$

Avec : G. : gravier :  $d > 2\text{mm}$

G.S. : gros sable :  $0,2 < d < 2\text{mm}$

S.F. : sable fin :  $0,1 < d < 0,2\text{mm}$

Calcul du coefficient d'uniformité de (HAZEN) pour chaque couche :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} ; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

(on rappelle que  $d_y$  est d'ouverture du tamis à travers duquel passe  $y$  ; du poids des grains).

Calcul de  $C_u$ ,  $C_c$  pour la 1<sup>ère</sup> couche :

$$\left. \begin{array}{l} d_{60} = 0,40 \\ d_{10} = 0,15 \end{array} \right\} \text{ (voir courbe)}$$

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,40}{0,15} = 2,67 < 6$$

donc la 1<sup>ère</sup> couche est constituée d'un sable propre mal gradué.

(D'après la classification L.C.P.C)

Calcul de  $C_u$  pour la 2<sup>ème</sup> couche :

$$\left. \begin{array}{l} d_{60} = 1,900 \\ d_{10} = 0,145 \end{array} \right\} \text{ (voir courbe)}$$

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{1,900}{0,145} = 13 > 6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(0,7)^2}{0,145 \cdot 1,90} = 1,77 \text{ (compris entre 1 et 3)}$$

donc la 2<sup>ème</sup> couche est constituée de sable propre bien gradué.

(D'après la classification L.C.P.C)

CLASSIFICATION DES SOLS GREUS

( plus de 50% des éléments > 0,08 mm )

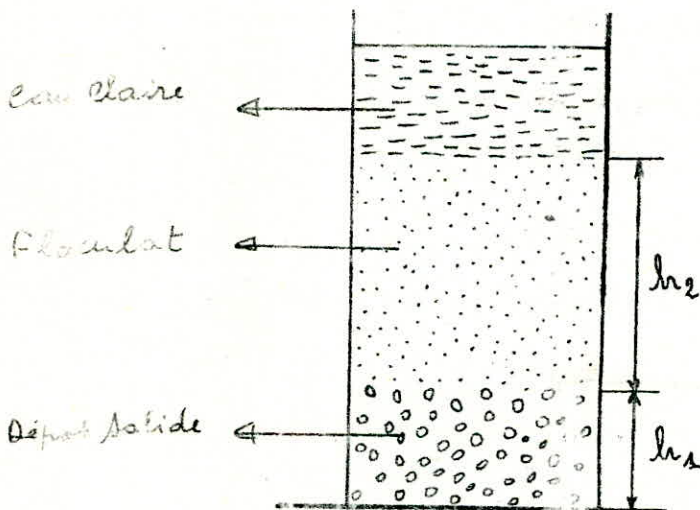
Définitions		Symboles	Conditions	Applications
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	G b	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \times D_{60}}$ : Compris entre 1 et 3	Grave propre Bien graduée
			G m	Une des conditions de G b non satisfaite
		G l	Limite d'Atterberg au dessus de A	Grave limoneuse
		G A	Limite d'Atterberg au dessus de A	Grave Argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	S b	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \times (D_{60})}$ : compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
			S m	Une des conditions de S b non satisfaite
		S l	Limite d'Atterberg au dessous de A	Sable limoneux
		S A	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux
Lorsque 5% < % inférieur à 0,08 mm < 12% → on utilise un double symbole				
CLASSIFICATION DES SOLS GREUS ( SABLE ET GRAVES )				



### EQUIVALENT DE SABLE :

Cet essai est très important dans le cas des sols grenus, ce qui est notre cas, car il permet d'évaluer la quantité d'éléments fins contenus dans ces sols et dont la présence en quantité notable peut modifier profondément leur comportement mécanique.

Cet essai est effectué sur la fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5mm.



L'équivalent de sable ES s'exprime par le pourcentage :

$$ES = \frac{h1}{h2} \times 100$$

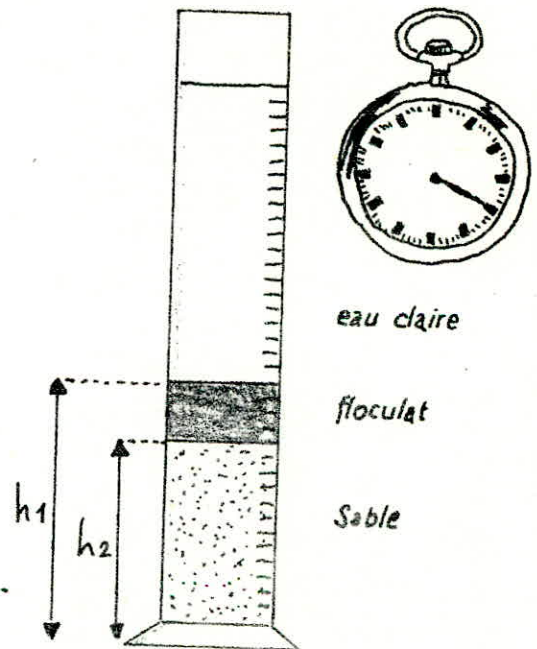
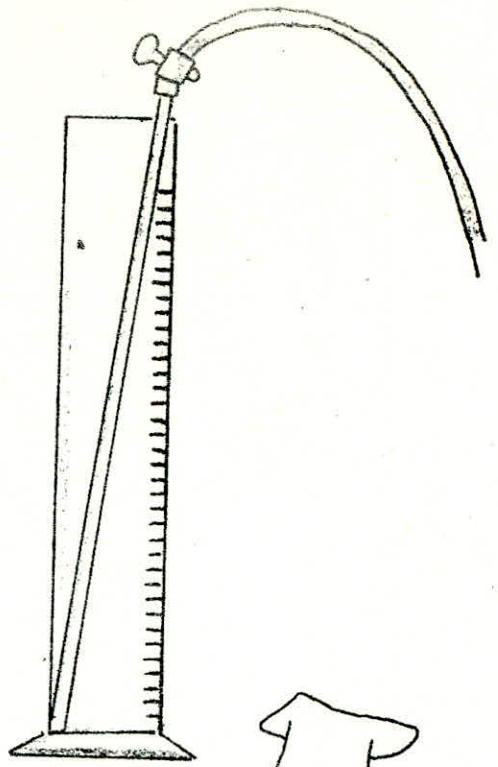
Avec  $\begin{cases} h1 : \text{dépôt solide} \\ h2 : \text{floculat de sol fin} \end{cases}$

### INTERPRETATION DE L'ESSAI :

L'équivalent de sable tombe très rapidement dès qu'il y a un faible pourcentage de limon et d'argile dans le sol pulvérulent.

Dressons un tableau de résultats :

EQUIVALENT  
DE SABLE



SONDAGE	Profondeur	Valeur de E.S.
S ①	1 <sup>ère</sup> Couche : 0,00 - 8,00m	51,28
S ①	2 <sup>ème</sup> Couche : 8,00 - 19,00m	54,65
S ①	3 <sup>ème</sup> Couche : 19,00 - 24,00	68,71
S ②	1 <sup>ère</sup> Couche : 0,00 - 8,00m.	51,92
S ②	2 <sup>ème</sup> Couche : 8,00 - 19,00	72,06
S ②	3 <sup>ème</sup> Couche : 19,00 - 24,00	25,16
S ③	1 <sup>ère</sup> Couche : 0,00 - 8,00	63,82
S ③	2 <sup>ème</sup> Couche : 8,00 - 19,00	56,02
S ③	3 <sup>ème</sup> Couche : 19,00 - 24,00	18,61

Or on sait que :

Equivalent de sable E.S.	0	20	40	100
qualité de sable	argile pure	Sol plastique	Sol non plastique	Sable pur et propre.

Donc pour notre cas :

1<sup>ère</sup> couche : E.S. = 55 sable pur

2<sup>ème</sup> couche : E.S. = 65 sable pur et propre

ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE

BIER : 21 85 0011

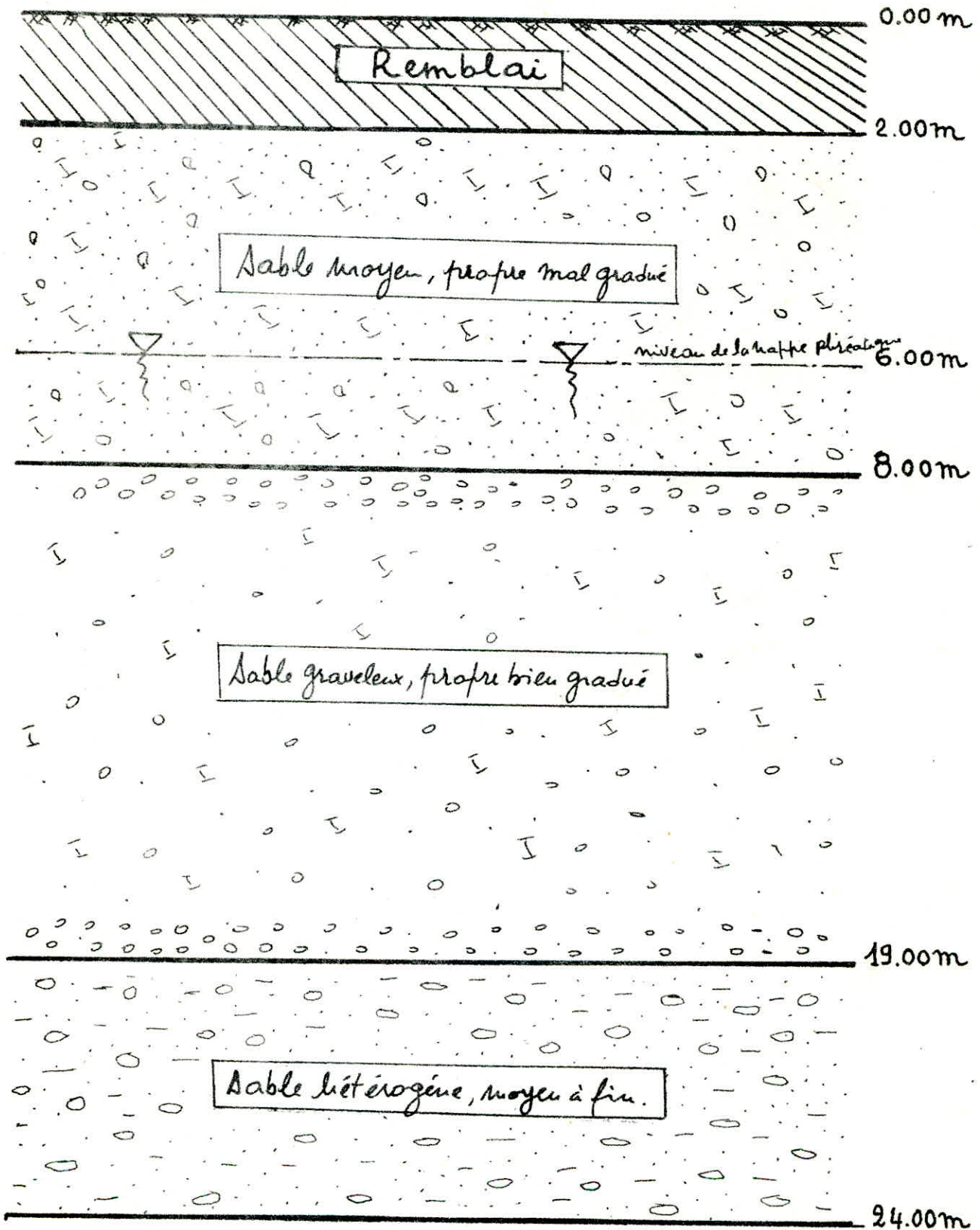
DE : TOUR EN FOSSE

LISATION : GARCUBIER

Echantillon	1 ère couche			2 ème couche			3 ème couche		
	S ①	S ②	S ③	S ①	S ②	S ③	S ①	S ②	S ③
Insolubles (silices+ silicates)	45,99	42,54	49,44	48,64	51,90	59,04	56,87	56,60	65,97
Oxydes totaux (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	9,50	11,00	8,40	8,17	10,30	8,80	7,75	10,30	7,60
Carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	42,25	45,61	40,35	39,65	36,84	31,57	33,62	35,96	26,31
sulfates (CaSO <sub>4</sub> - 2H <sub>2</sub> O)	Néant	traces	traces	traces	traces	traces	traces	traces	trace
Chlorures (NaCl)	0,14	0,12	0,12	0,17	0,12	0,12	0,17	0,12	0,12
Eau de constitution (H <sub>2</sub> O)	2,50	2,66	2,31	2,46	1,97	1,26	1,36	1,35	1,09
Perte au feu (1050°C)	20,50	22,73	20,06	19,90	18,17	15,15	16,15	17,17	12,66
Anydrides carboniques (CO <sub>2</sub> )	18,60	20,07	17,75	17,44	16,21	13,89	14,79	15,82	11,57

Donc d'après ces essais , on peut identifier notre sol :

PROFIL GEOLOGIQUE



### CHAPITRE III : CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

#### INTRODUCTION :

On appelle "fondation", tout élément d'une construction qui transmette au sol les efforts engendrés par la charge. On soumet cette fondation à des charges croissantes :

- Pour de faibles charges, le comportement est élastique.
- Pour des charges plus élevées, le sol se comporte pseudo-élastique.
- Pour de fortes charges, le sol travaille en régime plastique.

Il existe une charge limite pour laquelle la détermination de la force portante du sol coïncide avec la pression des terres. Pour obtenir la résistance ultime, on considère plusieurs systèmes en équilibre limite.

Donc la résistance totale est la somme des résistances aux différents états d'équilibre limite :

$$q_a = q_s + q_d + q_c$$

$$q_a = \left( \gamma \frac{B}{2} \right) N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

$N_\gamma$  : Terme de surface

$N_q$  : Terme de profondeur

$N_c$  : Terme de cohésion

## INTERPRETATION DES ESSAIS

### ESSAI STANDARD PENETRATION TEST :

Cet essai est réalisé dans les forages, il consiste à battre un carottier de dimensions normalisées d'une profondeur donnée et à mesurer le nombre de coups N nécessaires à effectuer cette pénétration.

On peut déterminer l'angle de frottement des sables à partir de cet essai.

Le S.P.T résulte de la généralisation d'une astuce d'un vieux Chef sondeur qui vers 1925 a proposé à TERZAGUI de compter le nombre de coups qui lui étaient nécessaires pour enfoncer d'un pied un carottier dont il avait l'habitude de se servir. Le carottier présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur = 813 mm
- Diamètre extérieur = 51 mm
- Diamètre intérieur = 35 mm
- Poids total = 70 N

Il est battu sous énergie constante avec un mouton en chute libre de 635 N et une hauteur de chute de 76,2 cm.

#### Réalisation de l'essai :

On met en place le carottier dans le fond d'un forage et on le bat afin de l'enfoncer de 15cm : cette première zone sera éliminée car c'est la zone superficielle qui aura été remaniée. On poursuit le battage en comptant le nombre N1 de coups nécessaires pour enfoncer le carottier de 15cm, puis le nombre N2 pour l'enfoncer de 15 autres centimètres. Le paramètre mesuré sera :

$$N = N1 + N2$$

Des corrections empiriques sont faites pour tenir compte de la présence de la nappe, et de la profondeur des sols.

$$N = 0,5 N' + 7,5 \quad N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

$$N = N' + \frac{350}{70 + \gamma \cdot D} : \text{correction de profondeur}$$

$N'$  = valeur mesurée à la profondeur  $D$  (en mètres)

$\gamma$  = densité apparente du sol (KN/m<sup>3</sup>) (sous la nappe c'est  $\gamma'$ )

REMARQUE :  $\gamma.D$  ne doit pas dépasser 280 KN/m<sup>2</sup>

Interprétation pratique du S.P.T

TERZAGUI, PECK et MEYROFF ont établi des corrélations entre les essais S.P.T avec certaines caractéristiques géotechniques du matériau ; ainsi à l'aide de ces corrélations on peut estimer l'angle de frottement et les facteurs de portance  $N_\gamma$  et  $N_q$ .



Interprétation des résultats :

1ère couche : 0,00 - 8,00 m

N° de Sondage	Profondeur	Nombre de Cours N <sub>2</sub>	Nombre de Cours N <sub>3</sub>	N' = N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub>
S. ①	3,00 - 3,45 m	02	04	06
S. ②	3,00 - 3,45 m	31	43	74
S. ③	3,50 - 3,95 m	12	24	36
S. ①	5,00 - 5,45 m	20	22	42
S. ②	6,00 - 6,45 m	13	20	33
S. ③	6,00 - 6,45 m	50	71	121
S. ①	8,00 - 8,45 m	13	15	28
S. ②	8,00 - 8,45 m	23	31	54
S. ③	8,00 - 8,45 m	37	61	98

2ème couche : 8,00 - 19,00 m

N° de Sondage	Profondeur	Nombre de Cours N <sub>2</sub>	Nombre de Cours N <sub>3</sub>	N' = N <sub>2</sub> + N <sub>3</sub>
S. ①	13,00 - 13,30 m	74	—?	—
S. ②	9,00 - 9,45 m	09	23	32
S. ②	12,00 - 12,45 m	48	54	102
S. ③	11,00 - 11,45 m	34	78	112
S. ②	15,50 - 15,95 m	36	84	120

TERZAGUI recommande la règle suivante :

si la valeur apparente  $N$  mesurée est supérieure à 15 , il faut supposer que sa densité relative est équivalente à celle d'un sable pour lequel :

$$N = 15 + \frac{1}{2} ( N' - 15 ) = 0,5 N' + 7,5$$

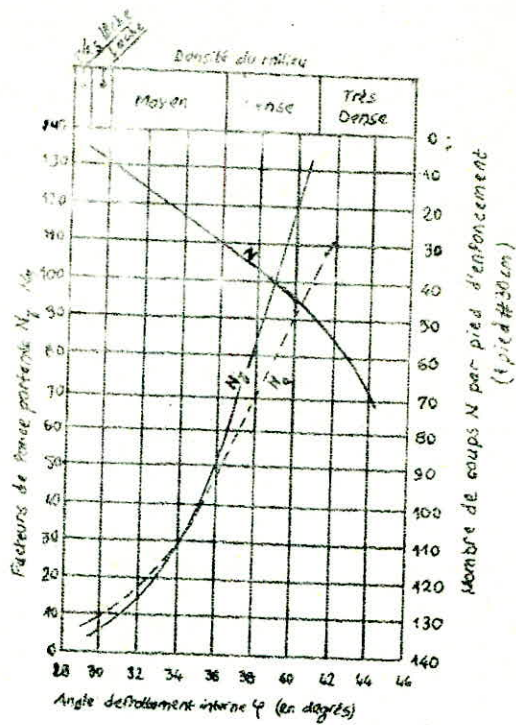
Donc on adoptera comme valeur du nombre de coups , la valeur corrigée  $N$ .

Détermination de  $\varphi$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  à partir des essais S.P.T. :

N° de sondage	Profondeur	$N'$	$N$ Corrigée = $0,5 N' + 7,5$	$\varphi$ (°)	$N_\gamma$	$N_q$
S. ①	3,00 - 3,45m	06	06	29°	0,3	0,7
S. ②	3,00 - 3,45m	74	44	40°	106	90
S. ③	3,50 - 3,95m	36	25	35°	38	38
S. ①	5,00 - 5,45m	42	28	36°	43	43
S. ②	6,00 - 6,45m	33	24	35°	30	34
S. ③	6,00 - 6,45m	121	68	-	-	-
S. ①	8,00 - 8,45m	28	21,5	34°	26	30
S. ②	8,00 - 8,45m	54	34,5	38°	70	62
S. ③	8,00 - 8,45m	98	56,5	-	-	-

Donc en moyenne aura pour la 1ère couche :

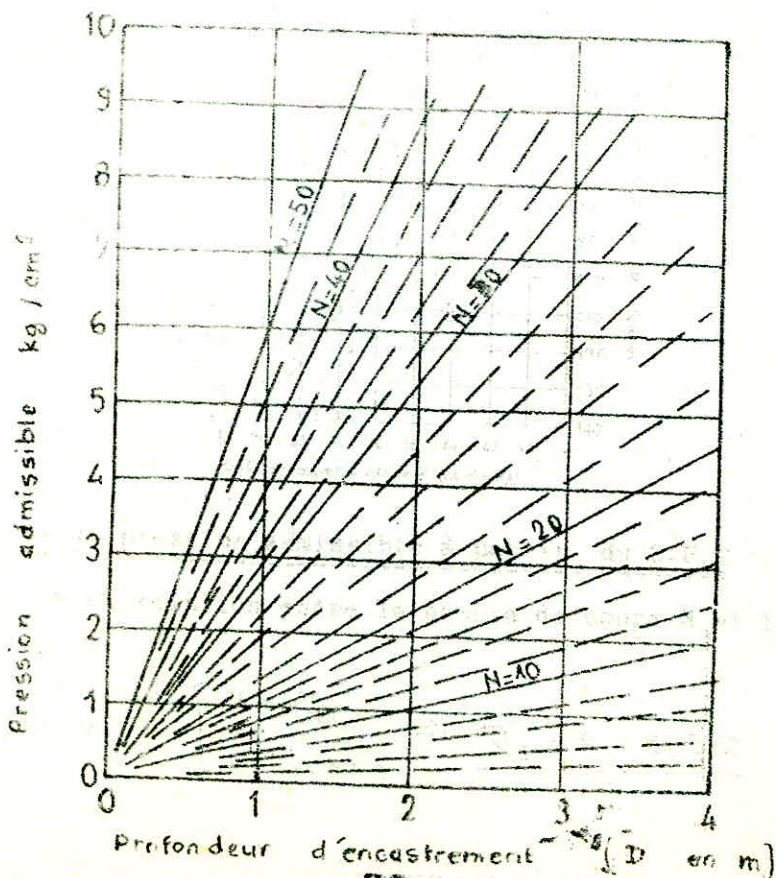
$$\varphi = 35, \quad N_\gamma = 34, \quad N_q = 36$$



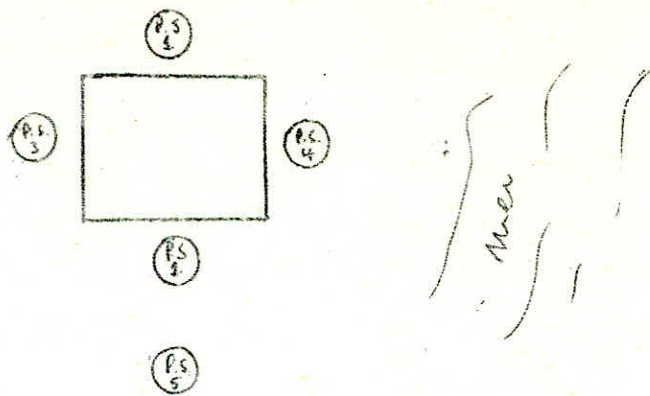
Évaluation de la pression admissible à partir du S.P.T :

en faisant, la corrélation entre le nombre de coups N et la profondeur d'encastrement D.

On trouve : 
$$\begin{cases} N = 25 \\ D = 2,50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \underline{\underline{\sigma_s = 4,5 \text{ Kg/cm}^2}}$$



L'ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE : (Pénétromètre Hollandais 20 T)



Le principe de l'essai est extrêmement simple, il consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Si  $P$  est cette réaction et  $B$  le diamètre de la base du cône, on définit l'effort de pointe par la relation :

$$R_p = q_c = \frac{4 P}{B^2}$$

L'enfoncement du cône se fait de façon continue par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort.

Lorsqu'on enfonce le tube, celui-ci entraîne également la pointe et on mesure la force totale (Kg) égale à l'effort de pointe augmenté du frottement latéral (Kg), lorsqu'on enfonce la pointe seule par l'intermédiaire de la tige intérieure, on en déduit la résistance à la pointe.

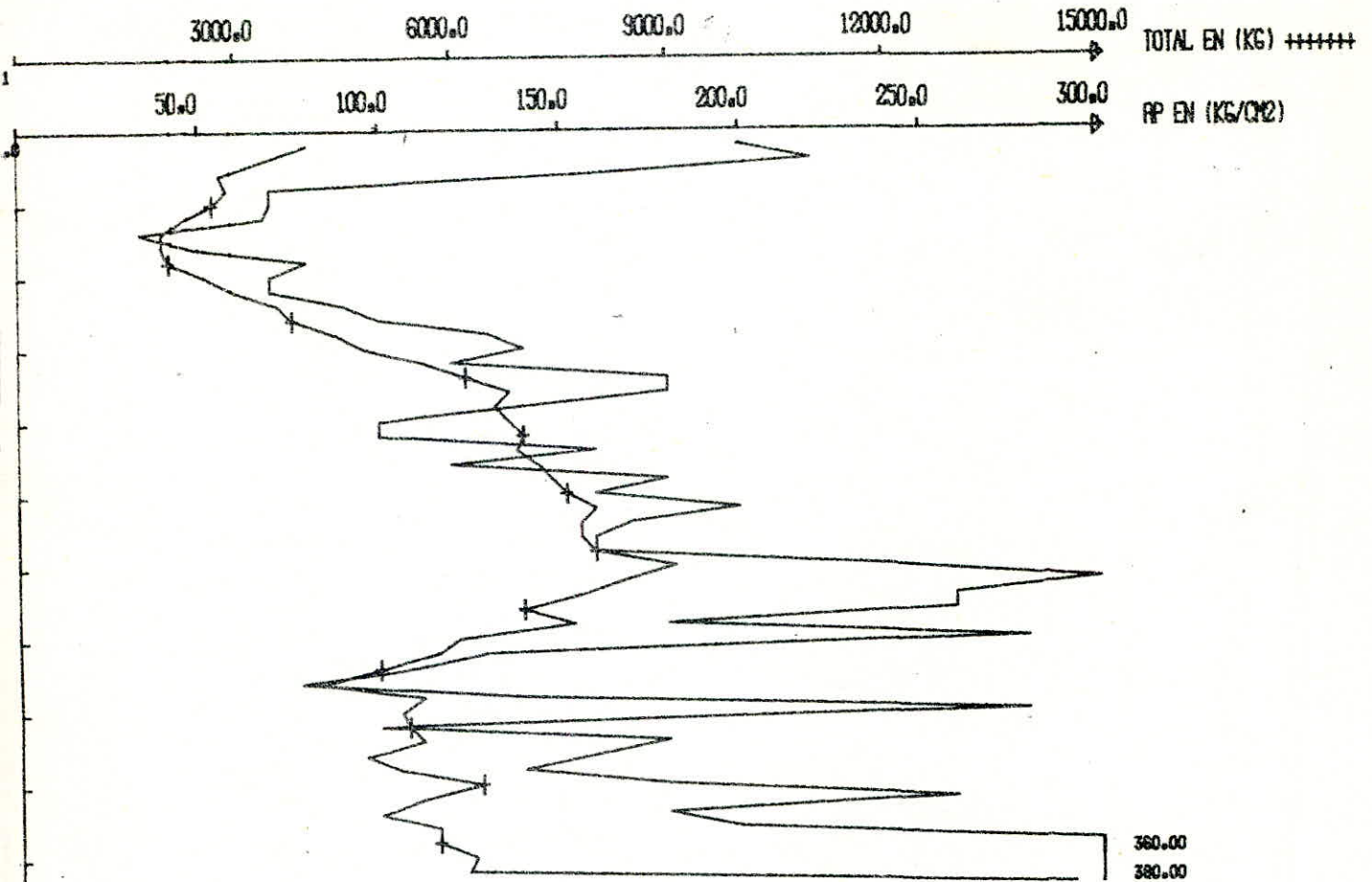
Pour notre cas, on a fait 05 pénétrations statiques (voir courbe).

# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Lot 01

TITRE DE L'AFFAIRE : TOUR EN FOSSES  
LIEU DE L'AFFAIRE : CARROUBIER  
DOSSIER NO : 21-85-0011  
DATE : 19-02-85  
TYPE : CONE SIMPLE SANS REDUCTEUR

01



PROFONDEUR EN ( M )

# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

**L.T.P.C.**

TITRE DE L'AFFAIRE

TOUR EN FOSSES

LIEU DE L'AFFAIRE

CARROUBIER

DOSSIER NO

21-85-0011

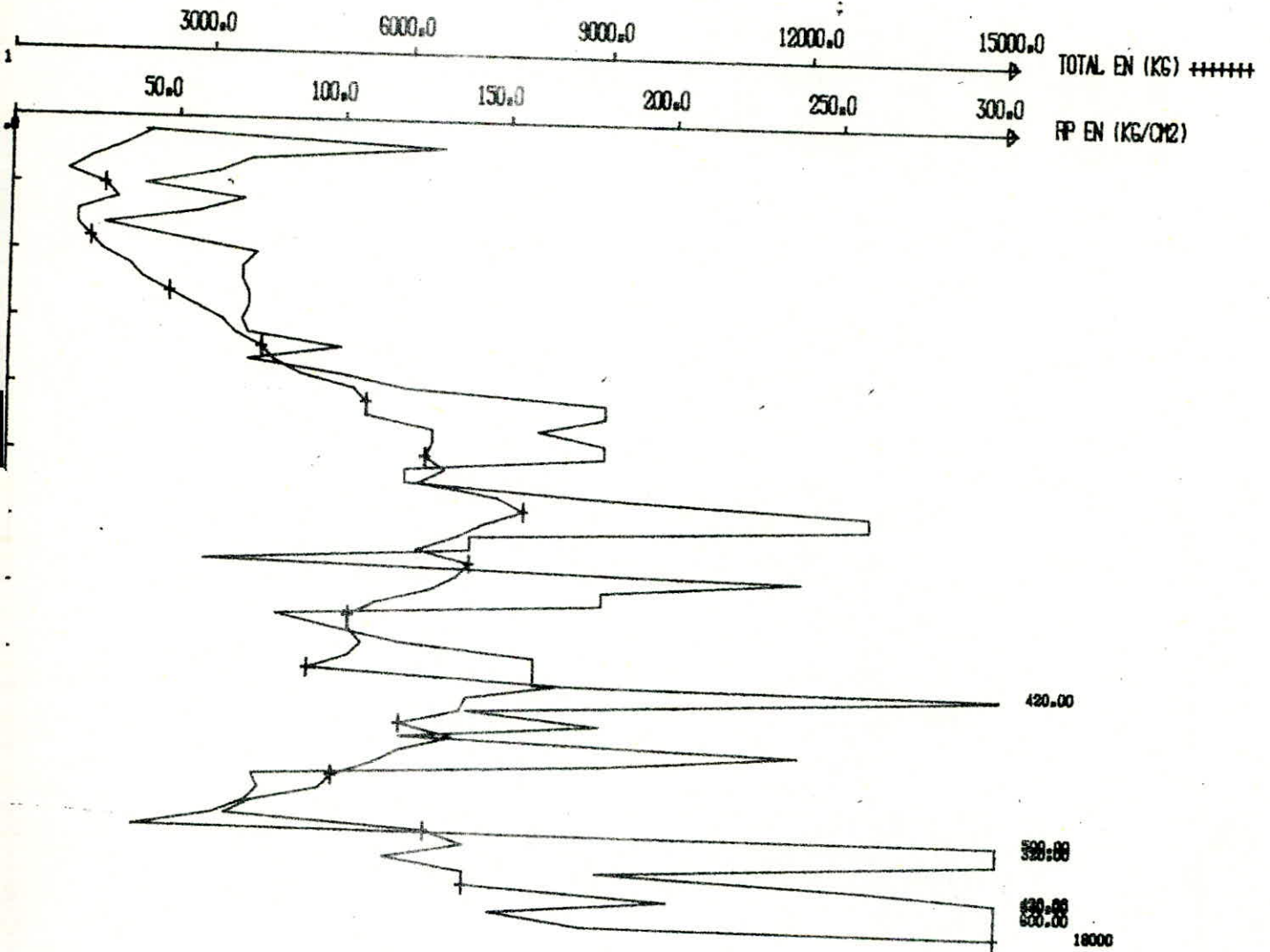
02

DATE

19-02-85

TYPE

CONE SIMPLE SANS REDUCTEUR



# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

L.T.O.C.

TITRE DE L'AFFAIRE

TOUR EN FOSSES

LIEU DE L'AFFAIRE

CARROUBIER

DOSSIER NO

21-85-0011

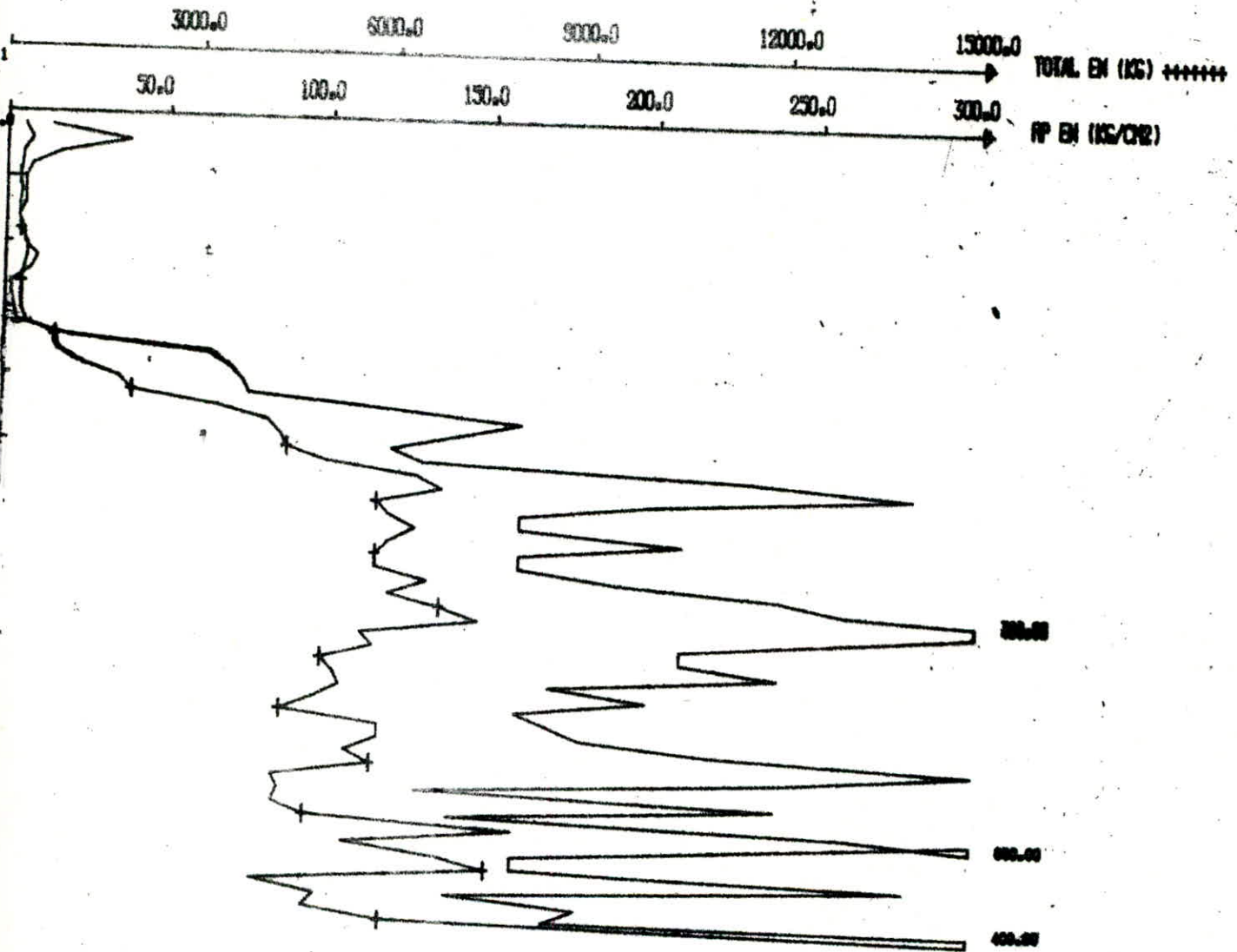
03

DATE

19-02-85

TYPE

CONE SIMPLE SANS REDUCTEUR



# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

**LTA**

TITRE DE L'AFFAIRE

TOUR EN FOSSES

LIEU DE L'AFFAIRE

CARROUBIER

DOSSIER NO

21-85-0011

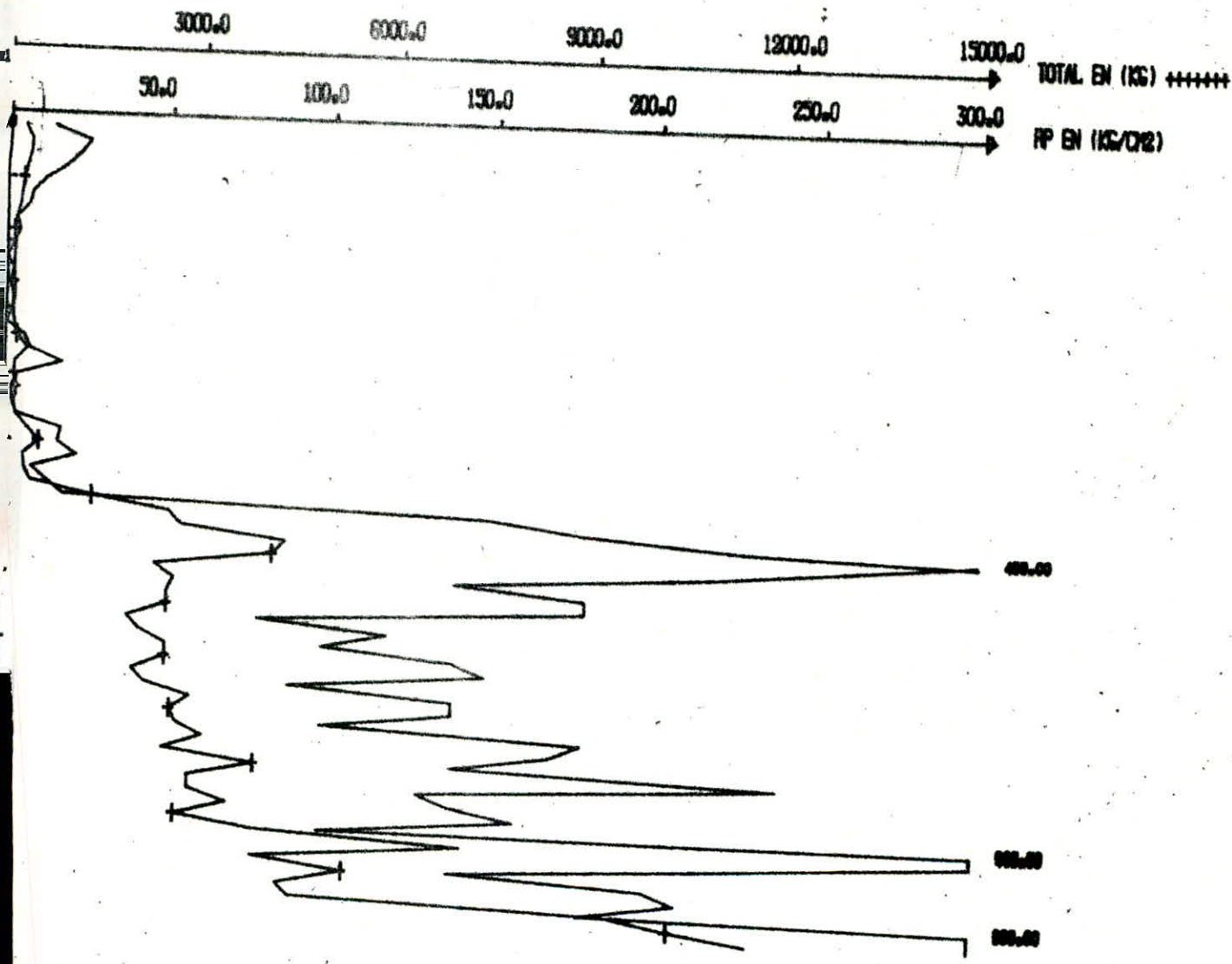
04

DATE

19-02-85

TYPE

CONE SIMPLE SANS REDUCTEUR





# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

L.T.D.C.

RE DE L'AFFAIRE

DU DE L'AFFAIRE

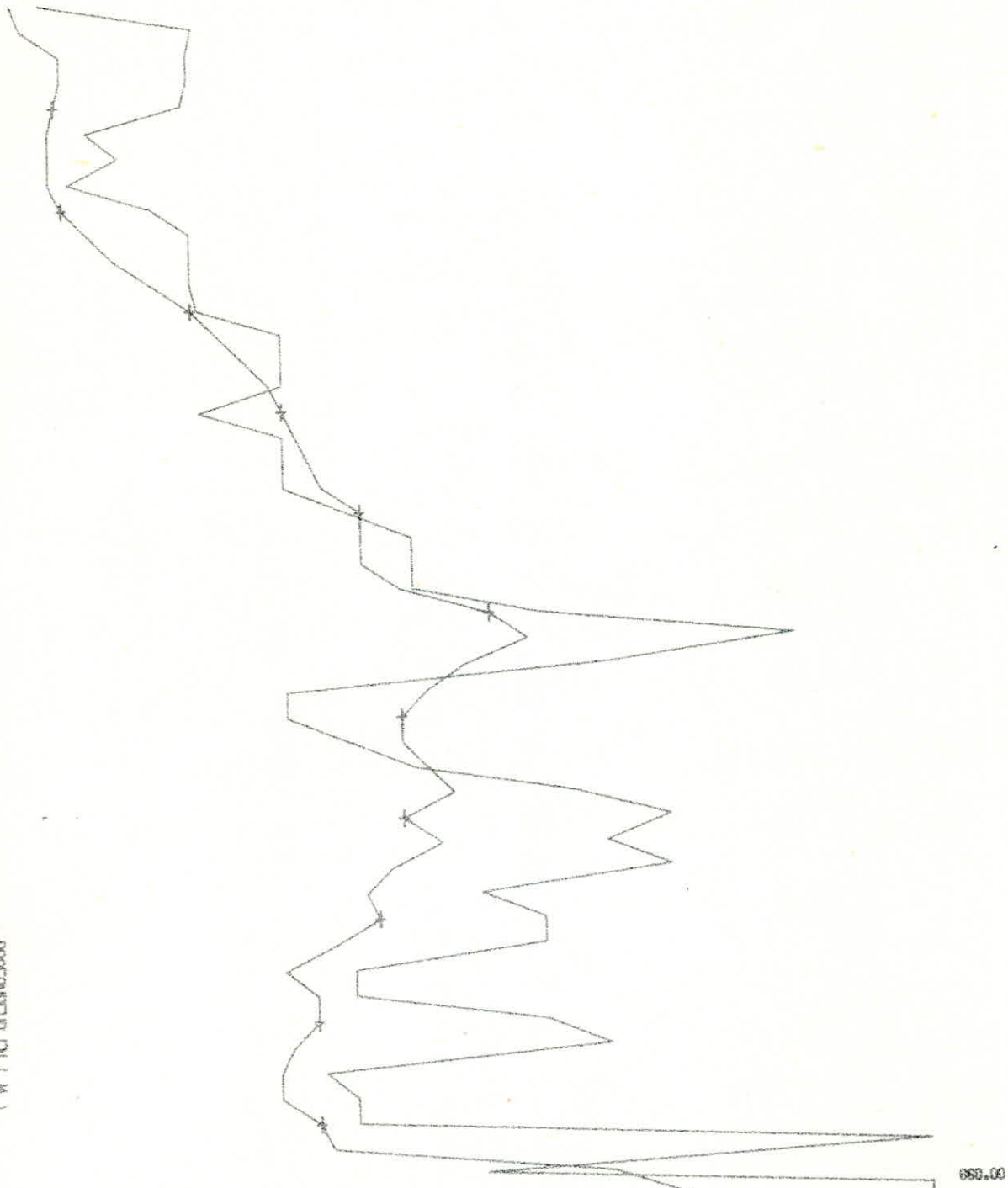
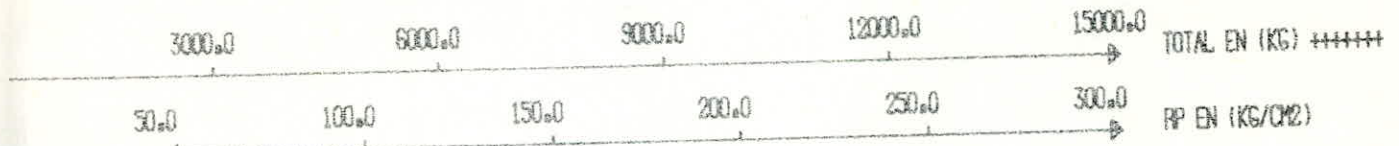
SER NO

TE

RE

TOUR EN FOSSES  
CARROUBIER  
21-85-0011  
19-02-85  
CONE SIMPLE SANS REDUCTEUR

05



Evaluation de la Capacité portante à partir du pénétromètre statique :

D'après les courbes on constate qu'on a un refus entre 10,00m et 12,00m. à partir de 2,00m les résistances sont situées entre 50 et 100 bars, l'allure des courbes obtenues confirme donc la nature du terrain. Les essais ③ et ④ montrent les chutes de résistance jusqu'à 2,00m, ces résistances sont conforme au courbe de remblai. L'interprétation d'un essai de pénétration statique à partir des formules classiques se heurtait à des difficultés théoriques, et qu'il fallait dès lors, considérer le terme de pointe comme une caractéristique quasi-intrinsèque du sol. HERMENIER a cru utile de donner la règle pratique suivante : Pour les semelles usuelles encastrées d'au moins 1m dans un terrain sableux, on peut déterminer le taux de travail admissible par la formule :

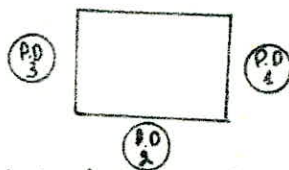
$$\sigma_s = \frac{qc}{10}$$

donc pour notre cas : à D = 2,50m

$$\sigma_s = \frac{40}{10} = 4 \text{ bars}$$

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Principe de l'essai :



L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe, le pénétromètre est un modèle réduit de fondations profondes (c'est un essai de pénétration en place).

Réalisation de l'essai :

L'essai consiste à compter le nombre de coups de moutons N, tombant d'une hauteur h, nécessaire pour un enfoncement constant de 20cm. Le calcul de Rp se fait à l'aide de la formule des Hollandais (formule de CRANDALL). Au cours de l'essai de battage, appliquons la théorie des quantités de mouvements, nous avons :

$$\frac{F \cdot V}{E} = \frac{P + p}{E} \quad v = \frac{P \cdot V}{E} \cdot \frac{E}{P + p} = \frac{P \cdot V}{P + p}$$

Le travail des forces mis en jeu s'exprime par :

$$W = F \cdot e = E_c = \frac{1}{2} \frac{P+p}{g} v_1^2 = \frac{P+p}{2g} \cdot \frac{P^2 v^2}{(P+p)^2} = \frac{P^2 v^2}{2(P+p)}$$

D'où

$$F = \frac{P^2 h}{(P+p)e} \frac{1}{K}$$

D'où

$$R_p = \frac{P^2 h}{(P+p)e} \frac{1}{K}$$

Avec  $e = \frac{\Delta h}{N}$

$\Delta h = 20$

$N =$  nombre de coups

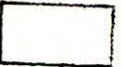
Avec

- $P =$  Poids du monton
- $p =$  Poids des tiges
- $V =$  Vitesse de chute du monton
- $v =$  Vitesse d'enfoncement
- $h =$  Hauteur de chute
- $g =$  Accélération de la pesanteur

Les résultats sont alors reportés sur les graphiques (voir courbes).

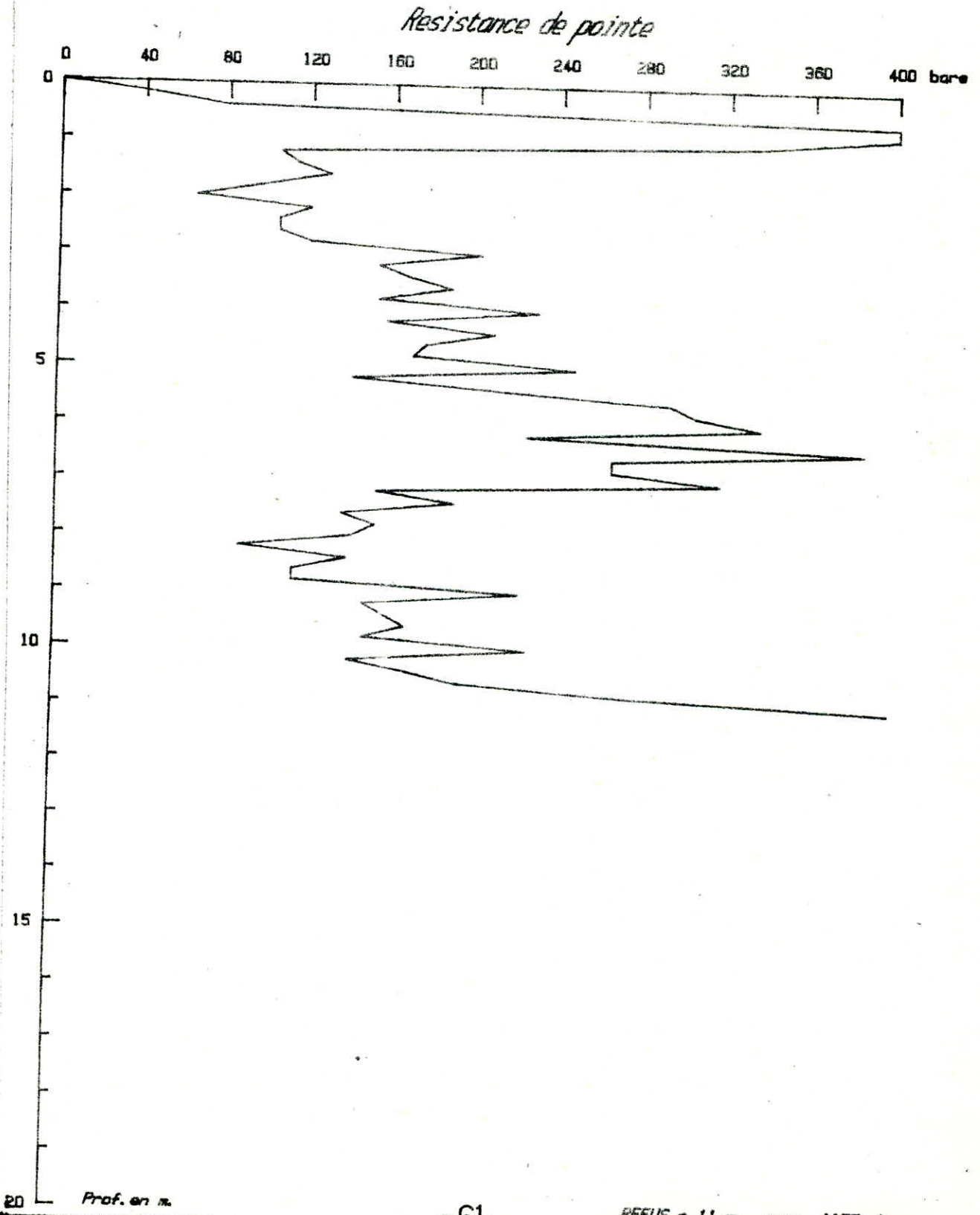
L.T.P.C

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD



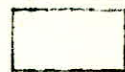
Dossier 21 85 0011  
Localisation CAROUBIER  
Lieu TOUR EN FOSSE  
Client S.N.T.F  
Ouvrage TOUR  
Date essai 23.04.85

Numero PE: P1



L.T.P.C

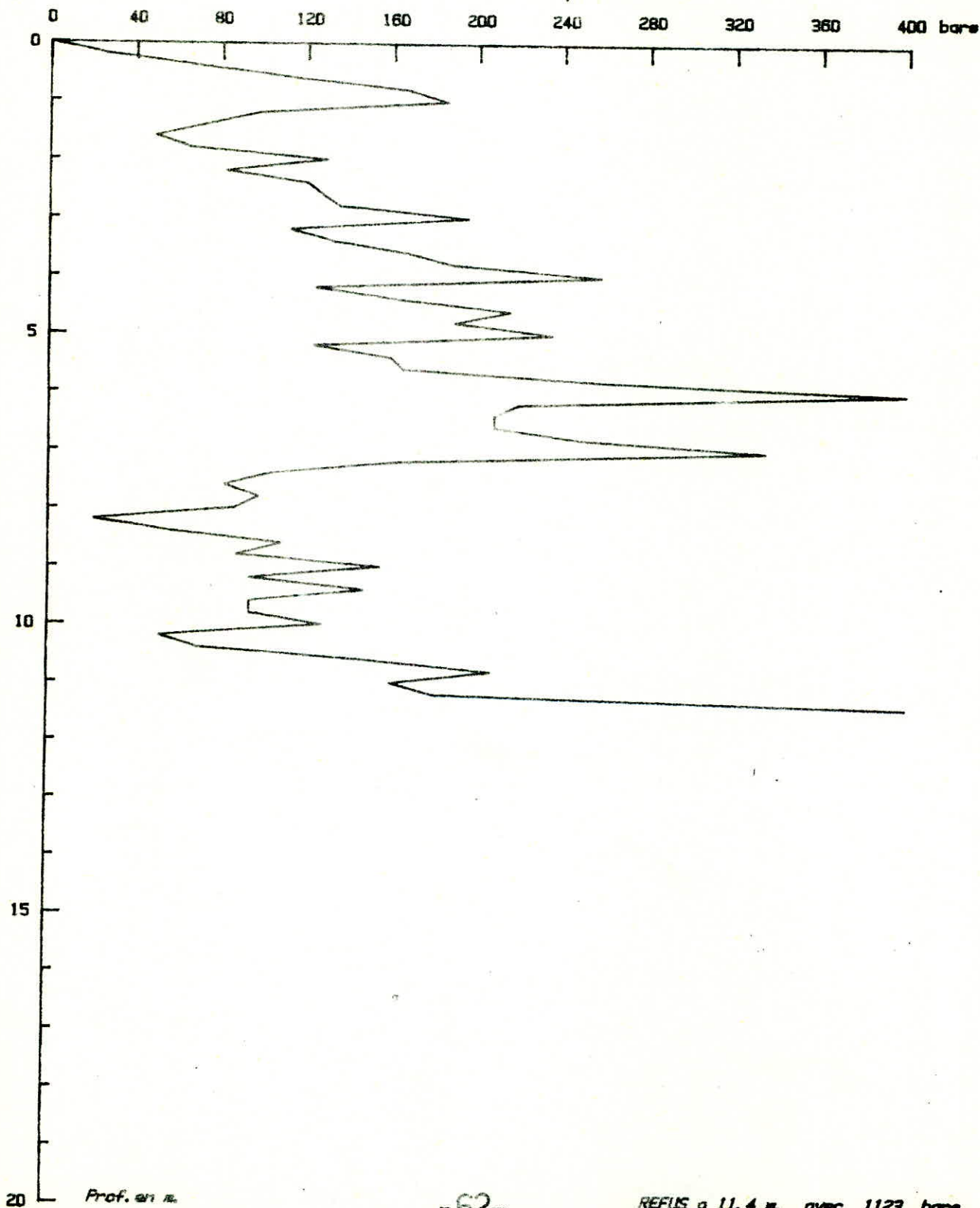
PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD



Dossier 21 85 0011  
Localisation CAROUBIER  
Etude TOUR EN FOSSE  
Client S. N. T. F  
Ouvrage TOUR  
Date essai 23. 04. 85

Numero PE: P2

*Resistance de pointe*



L.T.P.C

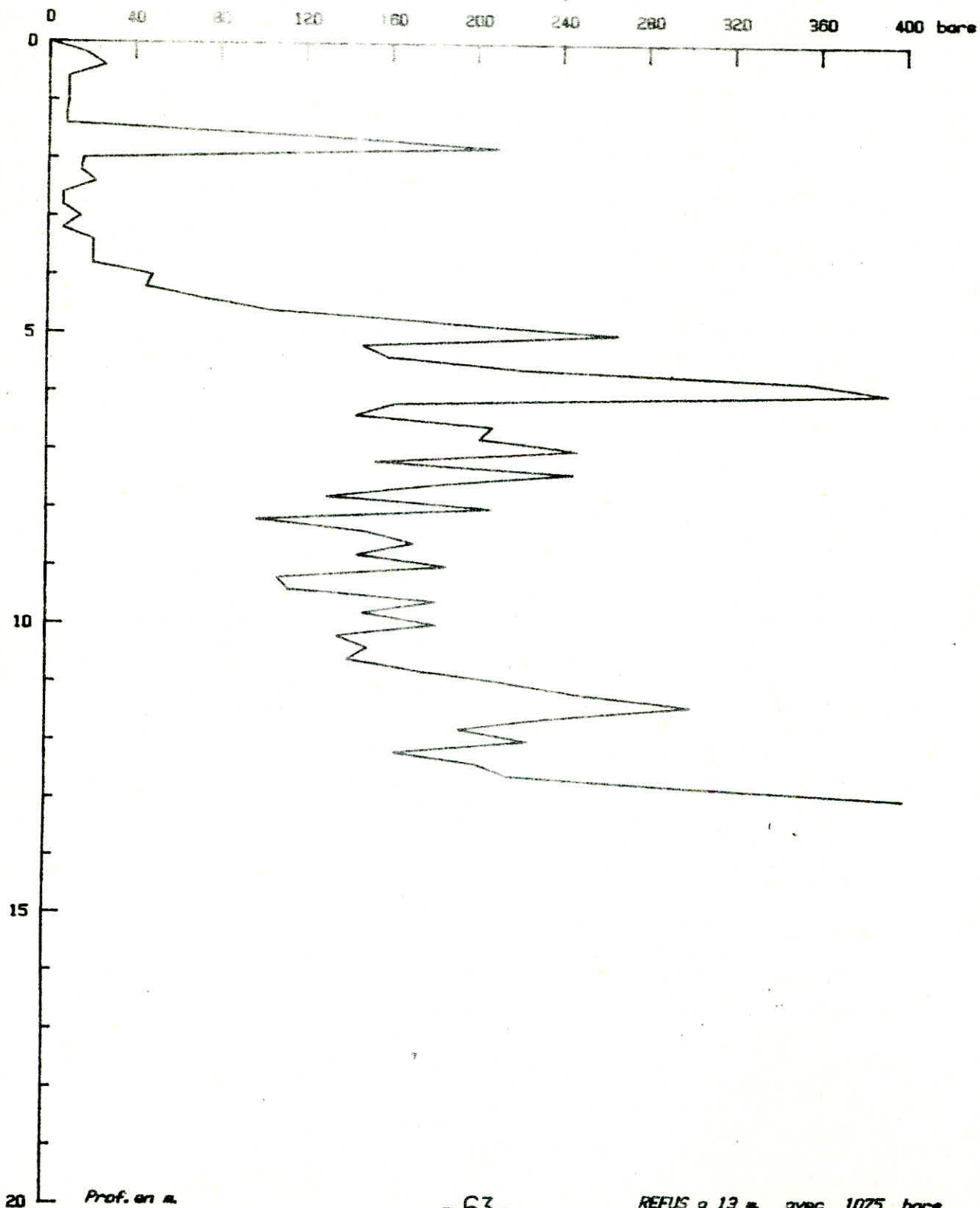
PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD



Dossier 21 85 0011  
Localisation CAROUBIER  
Etude TOUR EN FOSSE  
Client S. N. T. F  
Ouvrage TOUR  
Date essai 23.04.85

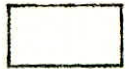
Numero PE: P3

*Resistance de pointe*



L.T.P.C

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

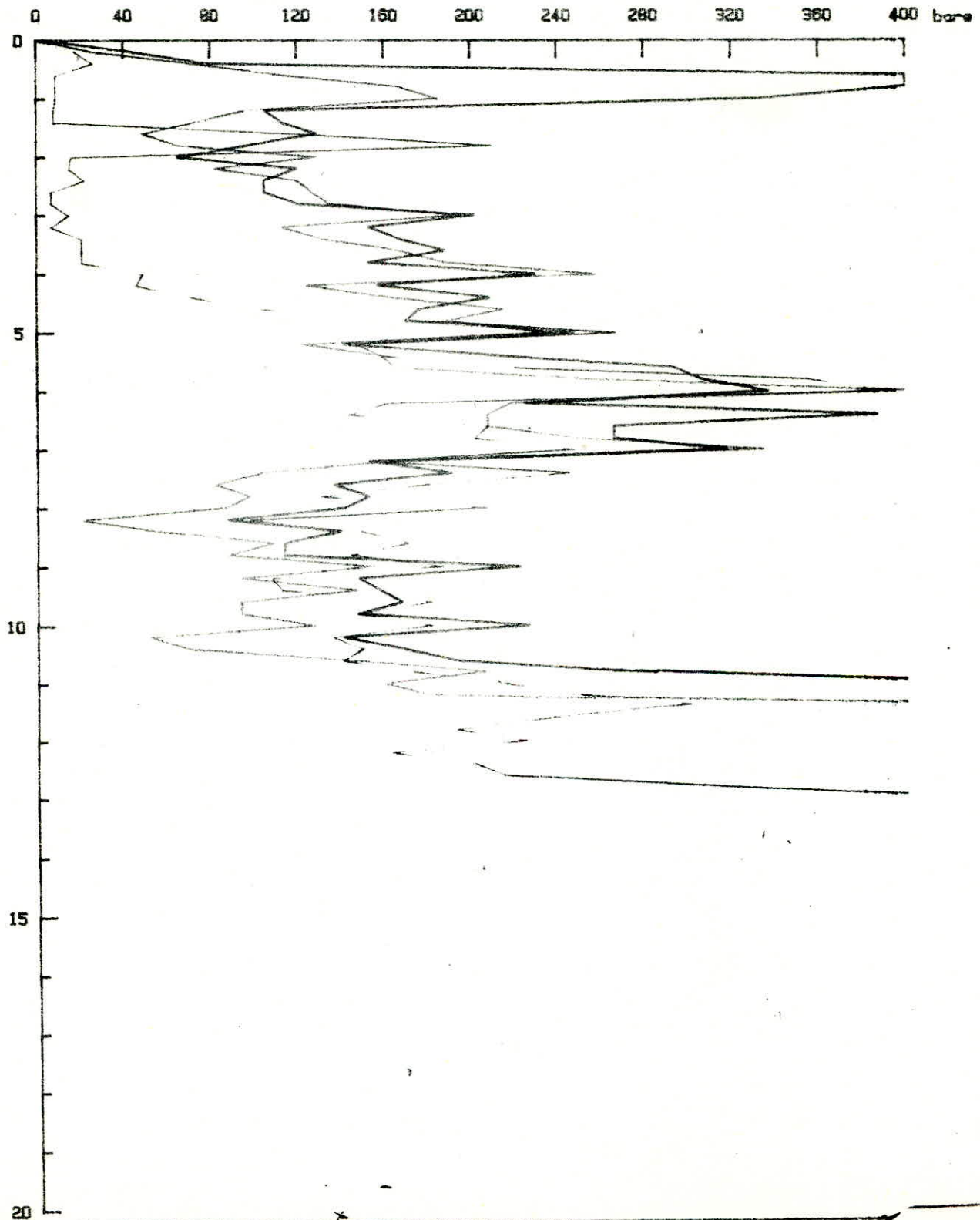


Dossier 21 85 0011  
Localisation CAROUBIER  
Etude TOUR EN FOSSE  
Client S. N. T. F  
Ouvrage TOUR  
Date essai 23.04.85

PENETROGRAMMES SUPERPOSES

Penetrometres : P<sub>1</sub> P<sub>2</sub> P<sub>3</sub>

*Resistance de pointe*



Evaluation de la capacité portance à partir du pénétromètre dynamique

D'après ces diagrammes de pénétration dynamique on peut dire qu'on a :

- Refus entre 11 et 13,00 m
- Entre 0,00m et 3,00 les résistances sont situées entre 60 et 100 bars.
- Entre 3,00 et 6,00, les résistances sont situées entre 160 et 240 bars.
- Entre 6,00 et 10,00 les résistances sont situées entre 100 et 200 bars.

D'après SANGLERAT : "dans la plupart des cas, en prenant pour taux de travail admissible sous la fondation le vingtième de la résistance à la pointe du pénétromètre déduite de la formule Hollandais :

$$V_s = \frac{R_p}{\alpha} \quad \left. \begin{array}{l} \alpha = 20 \text{ : sols pulvérulent} \\ \alpha = 30 \text{ : sols cohérent} \end{array} \right\}$$

Pour notre cas  $\alpha = 20 \Rightarrow$   $V_s = \frac{100}{20} = 5 \text{ bars}$



## CHAPITRE IV : ESTIMATION DES TASSEMENTS ET POTENTIEL DE LIQUEFACTION DU SABLE

### ESTIMATION DU TASSEMENT

Pour les sables, on constate que dès l'application instantanée des charges, un réarrangement des grains dû à la dissipation rapide des pressions interstitielles.

Les déformations dans le sable n'évoluent pas avec le temps sous chargement statique, tandis que les actions dynamiques ont pour effet d'évaluer les milieux non cohérent vers un état de grande densité.

Les changements de volume correspondants se traduisent en surface par des tassements dont il convient d'apprécier l'importance.

Dans le cas d'une étude d'une machine vibrante les appareils classiques tel que l'oedomètre ne permettent pas de donner une estimation du tassement, pour cela, on a utilisé la table vibrante.

### ESSAI A LA TABLE VIBRANTE

Pour cet essai, on dispose :

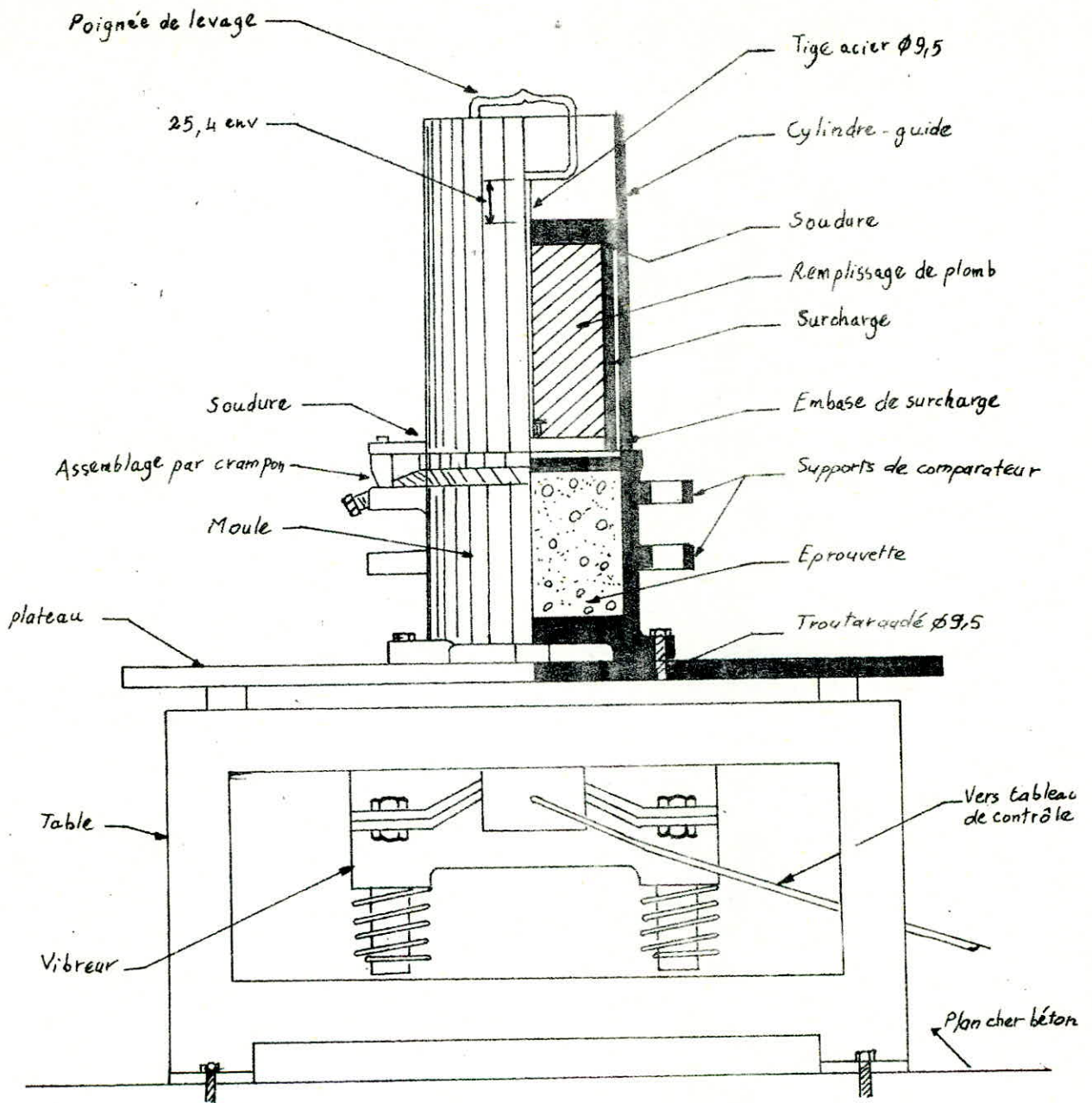
- d'une table vibrante en acier avec plateau en acier de 762x 762mm monté sur coussinet et mû par un vibreur électromagnétique, la fréquence de vibration varie de 360 à 3600 tours/min., avec une amplitude de vibration pouvant aller de 0,05 à 0,64mm sous une charge de 113,4 Kg.
- de moules et cylindres guides pour placer le matériau et la charge.
- d'un compacteur pour mesurer les tassements.

### PRINCIPE

On verse le matériau dans le moule d'une façon lâche, on pose la charge de 113,4 Kg puis on alimente la table vibrante, on règle le tableau de contrôle à la fréquence choisie, et on fait vibrer l'échantillon pendant un temps  $t = 8$  minutes.

On fait varier les fréquences de vibration et on mesure les tassements correspondants. Pour cela on a effectué sur des échantillons de la 1er couche ; et la 2eme couche un essai à sec et un essai à l'eau (saturé) par contre pour la 2ème couche on a opéré à l'état sec.

(VOIR TABLEAUX ET COURBES)



ENSEMBLE DE L'APPAREILLAGE

DOSSIER : 21-85-0011  
 ETUDE : TOUR EN FOSSE  
 LOCALISATION : CAROUBIER

## ESSAI A LA TABLE VIBRANTE

DATE DE L'ESSAI :

PROFONDEUR : 1<sup>ère</sup> Conche : 0,00 - 8,00 m.

NATURE DE L'ESSAI : essai à l'eau.

Amplitude (Tours/min)	360	720	1080	1800	2880	3600
Poids du moule	3614	3614	3614	3614	3614	3614
Poids du mat + moule	7700	7700	7700	7700	7700	7700
Poids du matériau Ps	4086	4086	4086	4086	4086	4086
$\gamma_{min} = \frac{Ps}{V_c}$	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
Ri	38,09	38,075	38,07	38,16	38,09	38,18
Rf	10,83	9,84	9,27	7,98	6,71	5,65
$\Delta H = Ri - Rf$ (cm)	2,72	2,82	2,88	3,018	3,13	3,25
Tassement $\xi = \frac{\Delta H}{H}$ (%)	17,53	18,15	18,5	19,42	20,13	20,90
$V = V_c - (Ri - Rf) \cdot S$	2335,65	2320,72	2307,61	2282,48	2262,18	2240,24
Densité maximale $\gamma_{max} = \frac{Ps}{V}$	1,749	1,761	1,77	1,79	1,80	1,82
$D_r =$ Densité relative $D_r = \frac{(\gamma_s - \gamma_{min}) \gamma_{max}}{(\gamma_{max} - \gamma_{min}) \gamma_s}$	99,2	96,6	93,3	89,8	86,5	84,5

Avec

$V_c$ = Volume du moule	2832 cm <sup>3</sup>
$H$ = Hauteur du moule	15,55 cm
$S$ = Section du moule	182,08 cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$ = Densité en place	1,747 Kgs/cm <sup>3</sup>

BOSSIER : 21-85-0011

TUDE : TOUR EN FOSSE

LOCALISATION : CAROUBIER

### ESSAI A LA TABLE VIBRANTE

DATE DE L'ESSAI:

PROFONDEUR: 1<sup>ere</sup> Conche : 0,00 - 8,00m.

NATURE DE L'ESSAI: essai à sec.

Amplitude (Tours/min)	360	720	1080	1800	2880	3600
Poids du moule	3614	3614	3614	3614	3614	3614
Poids du mat + moule	7810	7800	7850	7860	7837	7870
Poids du materiau Ps	4196	4186	4236	4246	4223	4256
$\delta_{min} = \frac{Ps}{Vc}$	1,480	1,478	1,496	1,500	1,490	1,50
Ri	48,49	37,82	38,06	37,95	37,95	38,00
Rf	37,83	12,30	10,70	10,64	8,45	8,94
$\Delta H = Ri - Rf$ (cm)	1,06	2,55	2,74	2,73	2,95	2,90
Tassement $\xi = \frac{\Delta H}{H}$ (%)	6,85	16,44	17,60	17,60	18,97	18,69
$V = Vc - (Ri - Rf) \cdot S$	2638	2367	2334	2333	2295	2303
Densite maximale $\delta_{max} = \frac{Ps}{V}$	1,591	1,768	1,815	1,830	1,840	1,843
$D_r =$ Densité relative $\frac{(\delta_s - \delta_{min}) \delta_{max}}{(\delta_{max} - \delta_{min}) \delta_s}$	98	96,5	81,7	77,7	77,2	75

Avec

$V_c$ = Volume du moule	2832 cm <sup>3</sup>
$H$ = Hauteur du moule	15,55 cm
$S$ = Section du moule	182,08 cm <sup>2</sup>
$\delta_s$ = Densité en place	1,747 Kgs/cm <sup>3</sup>

DOSSIER: 21-85-0044

ETUDE: TOUR EN FOSSE

LOCALISATION: CARRONNIER

DATE DE L'ESSAI:

PROFONDEUR: 2<sup>ème</sup> couche: 8,00 - 19,00m.

NATURE DE L'ESSAI: Essai à sec.

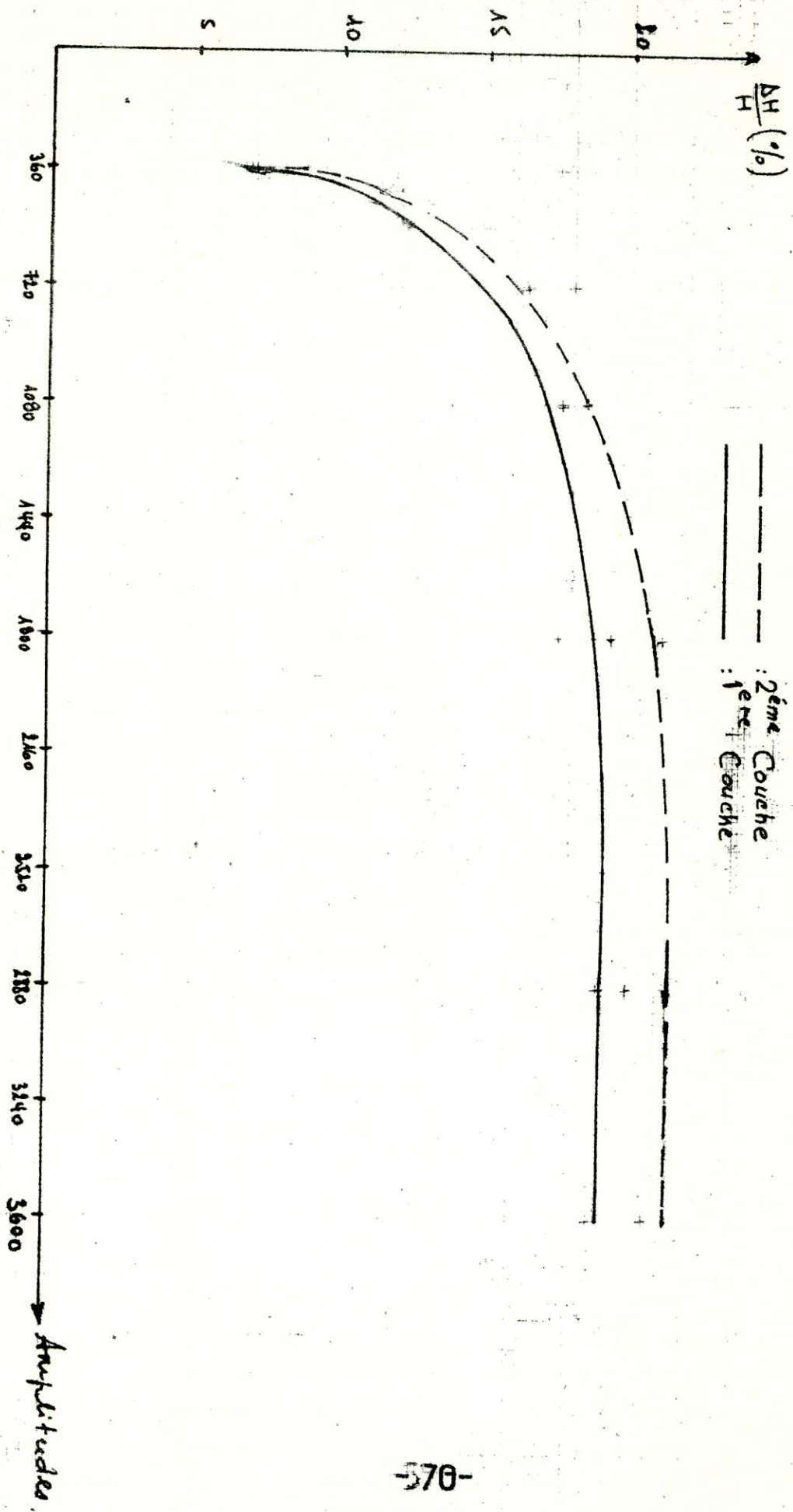
## ESSAI A LA TABLE VIBRANTE

Amplitude (Tours/min)	360	720	1080	1800	2880	3600
Poids du moule	3614	3614	3614	3614	3614	3614
Poids du mat + moule	7800	7760	7895	7855	8020	8105
Poids du matériau P <sub>s</sub>	4186	4146	4281	4241	4406	4494
$\gamma_{min} = \frac{P_s}{V_c}$	1,478	1,464	1,512	1,498	1,556	1,58
R <sub>i</sub>	37,90	38,09	38,09	38,08	38,08	38,0
R <sub>f</sub>	26,90	12,75	8,98	5,26	5,13	5,95
$\Delta H = R_i - R_f$ (cm)	1,10	2,53	2,91	3,29	3,29	3,21
Tassement $\epsilon = \frac{\Delta H}{H}$ (%)	7,07	16,27	18,72	21,16	21,19	20,64
$= V_c - (R_i - R_f) \cdot S$	2631,71	2371,80	2301,90	2232,98	2231,05	2247,52
Densité maximale $\gamma_{max} = \frac{P_s}{V}$	1,59	1,75	1,86	1,89	1,97	1,99
$\gamma =$ Densité relative						
$\gamma = \frac{(\gamma_s - \gamma_{min}) \gamma_{max}}{(\gamma_{max} - \gamma_{min}) \gamma_s}$						

Avec

V <sub>c</sub> = Volume du moule	2832 cm <sup>3</sup>
H = Hauteur du moule	15,55 cm
S = Section du moule	182,08 cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$ = Densité en place	1,747 Kgs/cm <sup>3</sup>

EVOLUTION DES TASSISSEMENTS EN FONCTION DES AMPLITUDES



D'après ces courbes, on constate une évolution linéaire jusqu'à un certain seuil (vibration = 1800 tours/ min.) le tassement intervient rapidement jusqu'à obtenir ce seuil et se stabilise ensuite à une certaine valeur limite.

Faisons la loi de variation théorique des tassements en fonction des fréquences à partir de nos résultats expérimentales :

1ère couche : Essai à l'eau :

Valeurs expérimentales

A = 20 (720 tours/ min.)	H = 2,82cm
A = 30 (1080 tous/min. )	H = 2,88cm
A = 50 (1800 tous/ min.)	H = 3,01cm
A = 80 (2880 tous/ min.)	H = 3,13cm
A = 100 (3600 tous/ min.)	H = 3,25cm

1°/ Régression linéaire

$$R_2 = 0,99$$

$$a = 2,72$$

$$b = 0,0052$$

$$\Delta H = 2,72 + A \cdot b = 0,0052 A + 2,72$$

2°/ Régression exponentielle

$$R_2 = 0,99$$

$$a = 2,74$$

$$b = 0,0017$$

$$\Delta H = 2,74 e^{0,0017 A}$$

3°/ Régression logarithmique

$$R_2 = 0,97$$

$$a = 2,0135$$

$$b = -0,2603$$

$$\Delta H = 2,0135 + 0,2603 \text{ Log } A$$

4°/ Régression puissance :

$$R_2 = 0,97$$

$$a = 2,16$$

$$b = 0,0086$$

$$\Delta H = 2,16 A^{0,0086}$$

CONCLUSION

Le sol est bon et stable, le tassement induit par l'ouvrage sera faible et uniforme.

Avec un tassement maximum (conditions les plus défavorables ) 3600 tous/min.

$$\Delta H \text{ max.} = 3,25 \text{ cm}$$



## EVALUATION DU POTTENTIEL DE LIQUEFACTION

Pour l'évaluation du pottentiel de liquéfaction, il n'existe pas de méthodes de calcul développées, car les recherches sont encore en cours. La détermination du pottentiel de liquéfaction est basée sur les travaux de la méthode de SEED et IDRIS, qui on été faits à partir des essais in situ et au Laboratoire.

Pour déterminer le pottentiel de liquéfaction, on utilisera la méthode qui consiste à calculer :

1°/ La contrainte moyenne créée par le séisme, le séisme où la vibration, avec une force :

$$F_{\max.} = m.a \Rightarrow \tau_{\max.} = \frac{P}{g} . a_{\max.} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{2.h}{g} . a_{\max.}$$

différentes expériences, ont montré que :

$$\tau_{\text{moy.}} = 0,65 \tau_{\max.}$$

2°/ Contrainte de cisaillement limite de liquéfaction comme on a déjà vu que la résistance d'un terrain à la liquéfaction dépend de :

- granulométrie
- densité relative  $D_r$

SEED et IDRIS, ont essayé de faire rentrer ces paramètres dans l'évaluation de  $\tau_l$ . On peut déterminer la résistance au cisaillement cyclique soit à partir d'essais de Laboratoire où à partir d'essais in-situ.

On peut déterminer  $\tau_l$  : résistance de cisaillement cyclique

$$\tau_l = C_r \left( \frac{\sigma_d}{2\sigma_3} \right) \cdot \sigma_3'$$

$C_r$  : coefficient réducteur

$\left( \frac{\sigma_d}{2\sigma_3} \right)_N$  : résistance au cisaillement cyclique correspondant à N cyc.

Le grand inconvénient des essais de laboratoire est qu'ils soient fait qu sur des échantillons intacts.

Dans ce cas, on essaye de procéder par la méthode de corrélation entre le S.P.T et le comportement des sables durant les séismes antérieurs.

A la suite du séisme de NUGATA et d'ALASKA en 1964, les ingénieurs Japonais ont cherché une méthode permettant de différencier, à partir des résultats in situ de pénétration S.P.T et les conditions de liquéfaction et non liquéfaction.

Seisme	Anné	Magni- tude	Site	Profondeur nappe (feet)	Profondeur critique (feet)	Résistance moyenne à la profondeur critique N	Amor Surface (g)	$\frac{\tau}{\sigma'v}$	Liqué- faction
Niigata	1802	6,6	Niigata	3	20	6			
Niigata	1802	6,6	"	3	20	12	$\approx 0,12$	0,135	non
Niigata	1887	6,7	"	3	20	12	$\approx 0,12$	0,135	non
Niigata	1887	6,4	"	3	20	6	$\approx 0,08$	0,09	non
Mino Owari	1897	6,4	Ogaki	3	20	12	$\approx 0,08$	0,09	non
"	1897	"	Gihaw	3	45	17	$\approx 0,08$	0,39	oui
"	1897	"	Unuma	6	30	10	$\approx 0,35$	0,37	"
"	1897	"	Ogaze Pond	6	25	19	"	0,35	non
Santa Barbara	1925	6,3	Sheppard Dam	8	20	16	"	0,35	oui
El Centro	1940	7,0	Blaundeg	$\approx 15$	25	-	$\approx 0,20$	0,16	"
"	"	"	All. Am. Canal	$\approx 20$	$\approx 15$	-	"	0,155	"
"	"	"	Solfatara Canal	$\approx 25$	$\approx 25$	-	"	0,155	"
Tohramkai	1944	8,3	Komai	5	$\approx 20$	-	"	"	"
"	"	"	Meiho St	6	13	4	$\approx 0,08$	0,08	"
Fukui	1948	7,2	Ichijaya	2	8	1	$\approx 0,08$	0,09	"
"	"	"	"	11	23	18	$\approx 0,30$	0,30	"
"	"	"	Shongni Temple	3	23	18	"	0,32	non
"	"	"	Age Oniri	4	10	3	"	0,29	oui
San Francisco	1957	5,5	Lake Herond	3	20	5	"	0,33	"
Chili	1960	8,4	Puerto Montt	18	10	7	0,19	0,14	"
Chili	"	"	"	12	15	6	$\approx 0,15$	0,15	"
Chili	"	"	"	12	15	8	"	0,15	"
San Francisco	1964	6,6	Varioroom Pk	12	20	18	"	0,15	non
Long Beach	1933	6,3	L.M. Haplor	10	20	9	0,45	0,36	oui
Niigata	1964	7,5	Niigata	12	20	10	0,20	0,15	non
"	"	7,5	"	9	20	6	0,20	0,195	oui
"	"	"	"	3	25	15	0,16	0,195	oui
"	"	"	"	3	20	12	0,16	0,195	non
Alaska	"	8,3	Snow River	12	25	6	0,16	0,12	non
"	"	"	"	0	20	5	0,16	0,18	oui
"	"	"	Quartz Creek	0	20	6	$\approx 0,15$	0,15	oui
"	"	"	Scott Blacia	0	$\approx 25$	40-20	$\approx 0,12$	0,145	non
"	"	"	Volzeg	0	$\approx 20$	10	$\approx 0,16$	0,185	oui
Tokochiski	1968	7,8	Hachinohe	5	$\approx 20$	13	$\approx 0,25$	0,25	oui
"	1968	"	"	3	12	14	0,25	0,23	non
"	"	"	"	3	12	6	0,25	0,23	oui
"	"	"	"	5	10	15	"	0,185	non
Caracas	1967	6,3	Caraballeda	3	15	6	0,18	0,205	oui
Sans Fernando	1971	6,6	SF. Juvenile Hall	3	3	3	0,13	0,085	"
"	1971	6,6	Veriseur Plant	15	20	2	0,40	0,28	"
"	"	"	"	65	55	24	0,45	0,21	"

Ce tableau recense 40 sites dont 27 cas où la liquéfaction a été observée. Sur ces 40 cas, Seed a établi une distinction entre ceux pour lesquels le rapport de contrainte  $\tau/\sigma'v$  est déduit de mesures d'accélération fiables soit 14 cas et ceux pour lesquels la valeur  $\tau/\sigma'v$  découle d'une estimation de l'accélération sismique.

La résistance à la liquéfaction d'un sol à une profondeur donnée, caractérisée par le rapport de contrainte  $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v}$  évalué à partir du S.P.T selon la magnitude :

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} = A \left[ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,258 \log \left( \frac{D_{50}}{0,35} \right) \right] : 0,04 \leq D_{50} \leq 0,60 \text{ mm.}$$

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} = A \left( \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,0567 \right) : 0,60 \leq D_{50} \leq 1,50 \text{ mm.}$$

avec A : coefficient donné en fonction de la magnitude du séisme.

Magnitude	5,5 à 6	6,5	7	7,5	8
A	0,66	0,60	0,56	0,53	0,53

Pour notre cas :

$D_{50} = 0,35 \text{ mm}$  (or d'après SEED et IDRIS, les sables les moins résistants vis à vis de la liquéfaction sont :

$D_{50} = 0,08 \text{ à } 0,3 \text{ mm}$ )

$A = 0,53$  (magnitude 7,5)

$\sigma'_v$  : contrainte effective

Détermination de la résistance cyclique :  $Z/\sigma_v$

N° du Sondage	Profondeur	N	$\sigma_v = \gamma_{s1} z_1 + \gamma_{s2} z_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 70}}$	$\frac{Z}{\sigma_v}$
S. ①	5,00 - 5,45	28	1,008	0,628	0,33
S. ②	6,00 - 6,45	24	1,15	0,580	0,31
S. ③	6,00 - 6,45	68	1,15	0,977	0,52

Détermination du rapport de contrainte dû au séisme :

$$\frac{Z_{av}}{\sigma_v} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma_v} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot R_d$$

En prenant  $R_d = 1$  et  $a_{max} = 0,3g$

Avec  $a_{max}$  : accélération maximum dû au séisme.

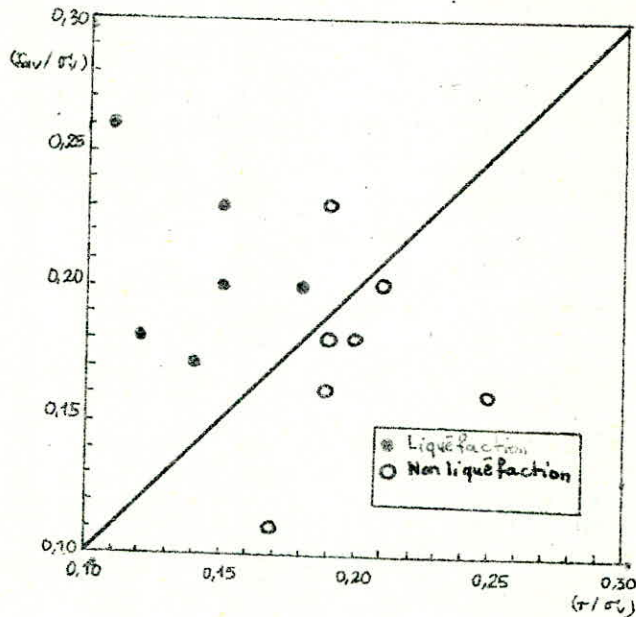
$R_d$  : coefficient de réduction donnée par l'abaque de SEED et IDRISS.

N° du Sondage	Profondeur	$\sigma_v = \gamma_{s1} z_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$	$\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$	$\frac{Z_{av}}{\sigma_v}$
S. ①	5,00 - 5,45	1,008	1,008	1	0,195
S. ②	6,00 - 6,45	1,193	1,15	1,04	0,202
S. ③	6,00 - 6,45	1,193	1,15	1,04	0,202

Tableau de comparaison de  $\frac{Z_{av}}{\sigma_v}$  et  $\frac{Z}{\sigma_v}$

N° du Sondage	Profondeur	N	$Z/\sigma_v$ (P.C.)	$Z_{av}/\sigma_v$	Observations
S. ①	5,00 - 5,45	28	0,33	0,195	$Z/\sigma_v > Z_{av}/\sigma_v$
S. ②	6,00 - 6,45	24	0,31	0,202	— " —
S. ③	6,00 - 6,45	68	0,52	0,202	— " —

On constate que le rapport de résistance cyclique  $\frac{Z}{\sigma'_v}$  est supérieur dans tous les cas au rapport de contrainte cyclique dû au séisme, donc pas de risque de liquéfaction du sable.



$$\frac{Z_{av}}{\sigma'_v} < \frac{Z}{\sigma'_v} : \text{Pas de liquéfaction}$$

L'analyse de nombreux essais (SEED et IDRISS) montrent que la contrainte de cisaillement limite de liquéfaction  $Z_L$  est proportionnelle à la densité relative

$$Z_L = \sigma'_v \cdot \left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_v} \right)_{LSO} \cdot C_r \cdot \frac{D_r}{50} \dots \dots \dots (1)$$

en comparant  $Z_L$  à la contrainte induite par le séisme dans le sol ( $Z_{av}$ ):

$$Z_{av} = 0,65 \frac{\rho \cdot h}{\gamma} \cdot a_{max} \cdot r_d \dots \dots \dots (2)$$

Donc la méthode de SEED et IDRISS, consiste à déterminer la densité relative critique, au dessous de laquelle le phénomène de liquéfaction peut avoir lieu.

(1) et (2) nous donne la valeur de la densité critique

$$D_{rc} = \frac{0,65 (\rho_r \cdot h_1 + \rho_s \cdot h_2 + \rho \cdot h_3) a_{max} \cdot r_d \cdot 50}{C_r \cdot \gamma (\rho_r \cdot h_1 + \rho_s \cdot h_2 + \rho \cdot h_3) \left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_v} \right)_{LSO}}$$

Si  $D_r < D_{rc} \Rightarrow$  Phénomène de liquéfaction.

## ESSAI DE LA DENSITE RELATIVE : Dr

A partir de l'essai A.S.T.M D.2049 - 69 (Norme Nationale Américaine A37169 -1972) par l'Américain National Standards Instituts :

### But de l'essai

C'est la détermination de la densité relative des sols perméables sans cohésion. Pour cela on emploie le compactage par vibration pour déterminer <sup>la densité</sup> maximale et le remplissage d'un moule par simple déversement pour déterminer la densité minimale. Cet essai est applicable pour les sols comportant moins de 12 % d'éléments passant au tamis n° 200 ( 75  $\mu$ )

### Définition

La densité relative est l'état de compactage d'un sol par rapport aux états de compactage minimums et maximums, on l'exprime comme un pourcentage de la façon suivante :

$$D_r = \frac{\gamma_{max} (\gamma - \gamma_{min})}{\gamma (\gamma_{max} - \gamma_{min})} \times 100$$

#### Détermination de la densité minimale :

On détermine la densité minimale (c'est à dire la densité relative zéro) correspond au pourcentage maximum des vides.

Pour cela on choisit l'intensité du versement et le moule en fonction de la taille des plus gros éléments selon des valeurs standards

• Versement aussi lâche que possible.

$$\gamma_{min} = \frac{P_s}{V_c}$$

#### Détermination de la densité maximale :

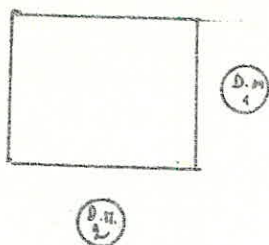
On détermine la densité maximale (c'est à dire la densité relative à 100 %). On remplit le moule de façon à obtenir une répartition régulière des éléments. Et on fait vibrer notre échantillon pendant 8 min. ainsi on obtient :

$$\gamma_{max} = \frac{P_s}{V}$$

#### Détermination de la densité en place :

On détermine la densité  $\gamma$  du sol en place (sol dans son état naturel), à l'aide du densitomètre à membrane

-ESSAI DENSITOMETRE A MEMBRANE



Cet essai consiste à creuser une cavité en pesant les matériaux extraits (Wt) et à déterminer le volume de cette cavité à l'aide du densitomètre à membrane, c'est à dire le volume total (Vt) occupé par les matériaux extraits

$$\rho = \frac{WT}{VT}$$

Les valeurs de densité sèche et teneur en eau pour les deux points sont dressés dans un tableau.

DOSSIER 21 85 0011

LOCALISATION CAROUSIER

ET UDE TOUR EN FOSSE

DATE DE L'ESSAI 17 04 85

MESURE DE LA DENSITE SECHE

- DENSITOMETRE A MEMBRANE -

Emplacement du point de mesure	PUITS N° 1		PUITS N° 2	
	Prof/000 150 m	1,50 2,20	0,00 1,50 m	1,50 - 2,30
Volume final V <sub>f</sub>	2110	2560	2450	2530
Volume initial V <sub>i</sub>	160	170	145	160
Volume du trou V <sub>T</sub> = V <sub>f</sub> - V <sub>i</sub>	1950	2390	2305	2370
Poids total humide	5074	5190	5520	4970
Poids total sec	4800	4980	5185	4685
Poids de la tare	990	650	725	690
Poids d'eau	274	210	335	285
Poids du sol sec	3810	4330	4460	3995
Teneur en eau	7,19	4,85	7,50	7,13
Densité sèche	1,953	1,810	1,935	1,685
$\gamma_d = \frac{\text{Poids humide}}{V_T}$	2,09	1,89	2,08	1,80



Donc la valeur de la densité sèche de la 1ere couche est :

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

$$\rho_s = \frac{\rho_{s1} + \rho_{s2}}{2} = \frac{1,740 + 1,685}{2} = 1,747$$

$$\Rightarrow \underline{\rho_s = 1,747 \text{ t/m}^3}$$

$$\rho_h = \frac{\rho_{h1} + \rho_{h2}}{2} = \frac{1,89 + 1,80}{2} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\underline{\rho_h = 1,85 \text{ t/m}^3}$$

La densité du remblai est

$$\rho_{\text{remblai}} = \frac{\rho_{r1} + \rho_{r2}}{2} = \frac{2,09 + 2,08}{2} = 2,08$$

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

Donc on peut calculer la valeur de la densité relative :

$$D_r = \frac{\rho_{\text{max}} (\rho_s - \rho_{\text{min}})}{\rho_s (\rho_{\text{max}} - \rho_{\text{min}})} \times 100$$

DOSSIER : 21.85.0011  
ETUDE : TOUR EN FOSSE  
LOCALISATION : CAROUBIER  
DATE DE L'ESSAI : 20 04 85  
SONDAGE : 1 et 2 et 3  
PROFONDEUR : 1<sup>ere</sup> Couche 0.00 à 8.00 m

DETERMINATION DE LA DENSITE RELATIVE

Determination de la densite minimale. $\gamma_{min}$	
Poids total (moule + mat)	7870
Poids du moule	3614
Poids du materiau P <sub>sec</sub>	4256
Volume du moule V <sub>c</sub>	2832
Densité minimale $\gamma_{min}$	1,50

Determination de la densite maximale. $\gamma_{max}$	
Type d'essai	essai à sec
Moyenne des lectures R <sub>f</sub>	8,938
Moyenne des lectures R <sub>i</sub>	38,00
Section du moule S	182,08
Volume du moule V <sub>c</sub>	2832
Volume du mat. V = V <sub>c</sub> - (R <sub>i</sub> - R <sub>f</sub> ) · S	2303,97
Poids total (moule + mat)	7870
Poids du moule	3614
Poids du materiau sec P <sub>s</sub>	4256
Densite maximale $\frac{P_s}{V}$	1,847

CALCUL DE LA DENSITE RELATIVE	
Type d'essai	à sec
① Densite en place	1,747
② Densite maximale	1,847
③ Densite minimale	1,50
④ = ① - ③	0,247
⑤ = ④ × ②	0,456
⑥ = ② - ③	0,347
⑦ = ⑥ × ①	0,606
Densite relative $D_R = \frac{5}{7} \times 100$	75

DOSSIER : 21 85 0011  
 TITRE : TOUR EN FOSSE  
 LOCALISATION : CAROUBIER  
 DATE DE L'ESSAI : 20 04 85  
 POINTAGE : 1 et 2 et 3  
 PROFONDEUR : 1<sup>ère</sup> Couche 0,00 à 8,00 m

DETERMINATION DE LA DENSITE RELATIVE

Determination de la densite minimale.

$\gamma_{min}$	
Poids total (moule + mat)	7700
Poids du moule	3614
Poids du materiau P <sub>sec</sub>	4086
Volume du moule V <sub>c</sub>	2832
Densité minimale $\gamma_{min}$	1,44

Determination de la densite maximale.

$\gamma_{max}$		essai à l'eau
Type d'essai		
Moyenne des lectures R <sub>f</sub>	5,645	
Moyenne des lectures R <sub>i</sub>	38,19	
Section du moule S	182,08	
Volume du moule V <sub>c</sub>	2832	
Volume du mat $V = V_c \cdot (R_i - R_f) \cdot S$	2240,24	
Poids total (moule + mat)	7700	
Poids du moule	3614	
Poids du materiau sec P <sub>s</sub>	4086	
Densité maximale $\frac{P_s}{V}$	1,82	

CALCUL DE LA DENSITE RELATIVE

Type d'essai	à l'eau
1 Densité en place	1,747
2 Densité maximale	1,82
3 Densité minimale	1,44
4 = 1 - 3	0,307
5 = 4 × 2	0,558
6 = 2 - 3	0,38
7 = 6 × 1	0,66
Densite relative $D_{\%} = \frac{5}{7} \times 100$	85

Donc

$$D_r = 85 \%$$

DETERMINATION DE LA DENSITE RELATIVE CRITIQUE

$$D_{rcr} = \frac{0,65 (\gamma_2 l_1 + \gamma_s l_2 + \gamma l_3) a_{max} \cdot \gamma_d \cdot S_0}{C_r \cdot \gamma (\gamma_2 l_1 + \gamma_s l_2 + \gamma l_3) \left( \frac{\gamma_{dc}}{2\gamma_a} \right)_{iso}}$$

Avec  $\gamma_1 = 2,08 \text{ t/m}^3$

$$\gamma_2 = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$C_r = 0,7 (D_r = 85)$$

$$\lambda_d = 1 \text{ (profondeur} = 6,00\text{m)}$$

$$a_{max} = 0,3 \text{ (accélération maximum du séisme)}$$

$$\left( \frac{\gamma_{dc}}{2\gamma_a} \right) = 0,21 \text{ pour une magnitude de } 7,5$$

$$l_1 = 2,00\text{m (hauteur du remblai)}$$

$$l_2 = \text{Epaisseur au dessus de la nappe phréatique} = 6,00\text{m}$$

$$l_3 = \text{Profondeur du niveau considéré liquéfaction} = 6,45\text{m}$$

d'où

$$D_{rcr} = 66 \%$$

Donc

$$D_r = 85 \% > D_{rcr} = 66 \%$$

Donc pas de risque de liquéfaction du sable.

MODELISATION

DU SOL

4<sup>ème</sup> Partie

## GRANDEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DYNAMIQUE DES FONDATIONS DE MACHINES

---

L'étude dynamique d'une fondation comporte deux phases principales :

### a) Etude des vibrations libres

Dans cette phase, les grandeurs à calculer sont les pulsations propres (P); leur détermination exige la connaissance des éléments suivants :

- la masse  $m$  en translation où le moment d'inertie en rotation.
- les constantes élastiques  $K$
- Le coefficient d'amortissement  $C$

les constantes élastiques sont fonction des modules d'élasticité ( $E, G$ )

### b) Etude des vibrations entretenues :

On prend comme point de départ, la connaissance des forces perturbatrices  $F(t)$ , où les couples  $M(t)$  c'est à dire connaissance des fréquences de rotation.

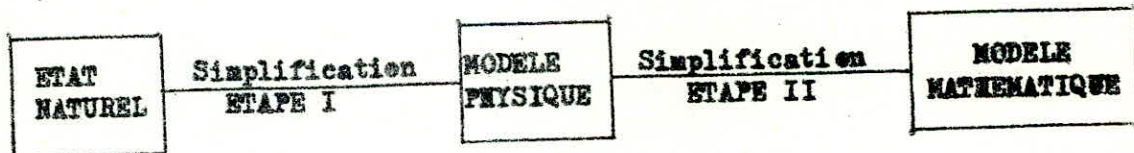
La résolution des équations du mouvement permet la détermination des amplitudes et des forces transmises, pour les comparer avec les valeurs admissibles.

### ETAPES A SUIVRE DANS UNE ETUDE DE FONDATION DE MACHINES

- Connaissance de la machine : (fréquence, masse, poids)
- Connaissance du terrain de fondation qui intervient dans les calculs pour la pression admissible, coefficients élastiques intervenant dans le calcul des vibrations.
- Bloc de fondation tel que sa masse, son centre de gravité, surface.

**NECESSITE D'UNE MODELISATION**  
~~~~~

Pour l'étude de tout phénomène ou processus naturel, il est nécessaire sinon obligatoire de procéder à une succession de schématisation et de simplifications afin de pouvoir traiter le problème par des moyens mathématiques, il serait impossible de procéder à une analyse détaillée et complète des lois inconnues qui gèrent les phénomènes naturels. Cette modélisation s'effectue en deux étapes comme le montre la configuration suivante :



DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES ELASTIQUES DU SOL.

La résolution usuelle de l'équation linéaire :

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + Ky = F(T)$$

est effectuée dans l'hypothèse où les grandeurs  $m, c, k$  sont constantes :

$m$  : masse des sols entrant en vibration

$c$  : coefficient d'amortissement du sol

$k$  : constante élastique.

- Détermination de la masse entrant en vibration  $m$  :

La détermination de la masse entrant en vibration soulève de grande difficultés d'où son estimation précise est difficile.

La masse du sol participant au mouvement vibratoire dépend de la forme et des dimensions de la fondation.

PAUV a établi des relations permettant de calculer la masse du sol équivalent basé sur l'hypothèse du demi-espace élastique, définissant la notion de fréquence réduite :

$$f = \frac{p}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{ke \cdot g}{G_f + G_s}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{ke}{m_f + m_s}}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_2 \cdot S}{m_f + m_s}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_2 \cdot S \cdot g}{G_f + G_s}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{S}{G_f}} \sqrt{\frac{C_2 \cdot g}{1 + \frac{G_s}{G_f}}}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{S}{G_f}} \sqrt{\frac{C_2 \cdot g}{1 + \frac{G_s}{G_f}}}$$

Le premier radical représente l'inverse de la pression statique que le poids  $G_f$  exerce sur le sol :

$$\sqrt{\frac{S}{G_f}} = \frac{1}{\sqrt{P}}$$

et le second prend le nom de fréquence réduite :

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_2 \cdot g}{1 + \frac{G_s}{G_f}}}$$

avec ces notations, les fréquence propre s'exprime par :

$$f = \frac{1}{\sqrt{P}} f_r$$



Connaissant les fréquences propres, on peut déterminer la fréquence réduite , avec laquelle on déterminera la masse du sol entrant en vibration :

$$G_s = \frac{C_s \cdot K \cdot G_f}{(4\pi f)^2 \cdot P} - G_f$$

$G_s$  : masse du sol entrant en vibration

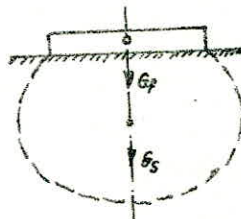
$C_s$  : module de réaction du sol

$G_f$  : masse de la fondation

$f$  : fréquence propre

$P$  : pression statique ( $P = \frac{G_f}{S}$ )

$S$  : section de la fondation



Les valeurs les plus proches de la pratique, déduites par BARKAN :

$$G_s = (2/3 \text{ à } 3/2) G_f$$

- Détermination de la constante élastique : K

PAUV a élaboré une théorie :

La composante verticale de la pression diminue avec la profondeur, cela équivaut à l'augmentation de l'aire (S) avec la profondeur.

La détermination de k dans toutes les directions ( $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ) est fonction du module d'élasticité E et des dimensions de la fondation.

E : est constant sur toute la profondeur pour les sols cohérents, il varie avec la profondeur pour les sols pulvérulents

$$E(z) = \beta (h + z) ; h = \frac{P}{\gamma} \text{ (cm)}$$

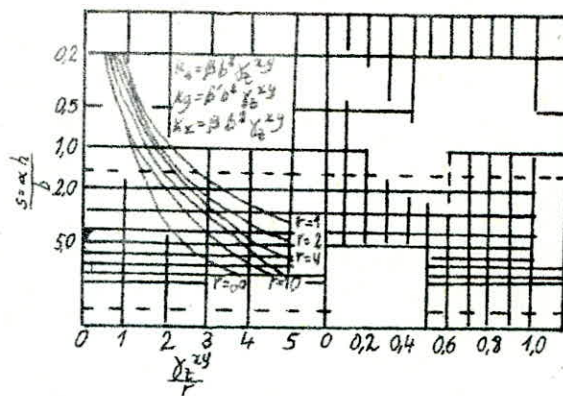
avec  $\beta$  : taux d'accroissement de E

valeurs de  $\beta$

| Espèce de sol          | $\cdot 10^3 \beta/m$ |
|------------------------|----------------------|
| Sable tassé et gravier | 7 à 11,5             |
| Sable meuble           | 0,7 à 1,4            |
| Sable boueux tassé     | 2,3 à 4,6            |
| Sable boueux meuble    | 0,58 à 1,15          |
| Argile                 | 0,115 à 0,23         |

à partir des abaques expérimentales établies par PAUW pour les sols sans cohésion :

$$\begin{aligned} K_z &= \beta b^2 \gamma_z \\ K_y &= \beta b^2 \gamma_y \\ K_x &= \beta b^2 \gamma_x \end{aligned}$$



La plupart des études théoriques et expérimentales ont été consacrées au coefficient  $C_z$ .

$$K_z = C_z \cdot S$$

$$C_z = X_z \frac{E}{(1 - \mu^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{S}}$$

De la même façon, on établira deux autres relations pour  $C_y$  et  $C_x$  :

$$C_y = X_y \cdot C_z$$

$$C_x = X_x \frac{E}{(1 - \mu_x)(1 + \mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{S}}$$

| $\alpha = a/b$ | $X_z$ | $X_y$ | $X_x$ |
|----------------|-------|-------|-------|
| 0,2            | 1,22  | 1,62  | 0,55  |
| 0,33           | 1,13  | 1,65  | 0,53  |
| 0,50           | 1,09  | 1,72  | 0,54  |
| 1              | 1,06  | 1,98  | 0,50  |
| 1,5            | 1,07  | 2,14  | 0,45  |

RAUSH recommande :

$$C_x = \frac{1}{3} C_z \text{ à } \frac{2}{3} C_z \quad \text{et} \quad C_y = 1,6 C_z$$

$$C_y = 1,5 C_x$$

- Détermination du coefficient d'amortissement : C

Les amortissements sont particulièrement importants dans l'étude des vibrations entretenues l'amortissement consiste en la transformation d'une partie de l'énergie du système en chaleur, par suites de frottements internes des matériaux ou des frottement de certaines surfaces.

selon PAVLÜCK, le coefficient d'amortissement est fonction du module d'amortissement :

$$C = K \cdot \phi$$

K : constante élastique

$\phi$  : module d'amortissement

valeurs de  $\phi$

| Catégorie du sol    | Caractéristique du sol    | $\phi$ (secondes)                                     |                                                           |
|---------------------|---------------------------|-------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
|                     |                           | Déterminé expérimentalement par Vibrations Verticales | Déterminé expérimentalement par Vibrations Longitudinales |
| Sable à gros grains | Intact                    | 0,0013                                                | 0,0014                                                    |
|                     | Remblai                   | 0,0022                                                | 0,0025                                                    |
| Gauvier avec vase   | A faible laistance intact | 0,0012                                                | 0,0014                                                    |
|                     | le mûre, remblai frais    | 0,0018                                                | 0,0020                                                    |

EHLERS a utilisé le taux d'amortissement :

$$D = \frac{C}{C_c} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{g \cdot \rho \cdot \sqrt{S}}{\sigma_s}} \quad \boxed{C = C_c \cdot D}$$

C : coefficient d'amortissement

C<sub>c</sub>: coefficient d'amortissement critique = 4K mf

g : accélération de la pesanteur

$\rho$  : masse spécifique du sol (Kg/m<sup>3</sup>)

S : section de la fondation (m<sup>2</sup>)

$\sigma_s$  : Pression statique sur fondation (N/m<sup>2</sup>)

APPLICATION AU CAS DU TOUR EN FOSSE :

- Masse du sol entrant en vibration :

$$m_s = (2/3 \text{ à } 3/2) m_f$$

$$m_f = (1 \text{ à } 2) m_m \quad (\text{cas de machine - Outils})$$

$$m_f = (1 \text{ à } 2) \times 21,5 = 21,5 \text{ à } 43 \text{ tonnes}$$

$$m_f = 30 \text{ tonnes}$$

$$m_s = (2/3 \text{ à } 3/2) m_f = (2/3 \text{ à } 3/2) \times 30 = 20 \text{ à } 45 \text{ tonnes}$$

$$m_s = 45 \text{ tonnes}$$

- Constante élastique K :

$$K = C \cdot S.$$

$$S = 8 \times 7 = 56 \text{ m}^2 \quad (\text{section de la fondation})$$

$$C_s = X_s \frac{E}{(1 - \mu^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{S}}$$

$$E = \text{module élastique} = 830 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 \quad (\text{BARKAN})$$

*Valeurs indicatives des modules d'élasticité des divers sols*

| Nature des sols                      | E, 10 <sup>5</sup> N/m <sup>2</sup> |
|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Sol argileux plastique, mêlé de vase | 210                                 |
| Sol argileux brun, saturé d'eau      | 440                                 |
| Sol argileux compact, lourd          | 2950                                |
| Sable humide, à grain moyen          | 540                                 |
| Sable gris, mêlé à du gravier        | 540                                 |
| Sable saturé d'eau, à grains fins    | 850                                 |
| Sable à grain moyen.                 | 830                                 |

Selon TERZAGHI le coefficient de contraction transversal pour un sable est :  $\mu = 0,3$

$$\left. \begin{array}{l} X_s = 1,06 \\ X_\psi = 1,98 \\ X_z = 0,50 \end{array} \right\} \quad a/b \approx 1.$$

$$C_z = X_z \frac{E}{(1 - \mu^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{S}}$$

$$C_z = 1,06 \frac{830 \cdot 10^5}{[1 - (0,3)^2]} \cdot \frac{1}{\sqrt{56}} = 129,2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

$$C_z = 129,2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

$$K_z = C_z \cdot S = 7235 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$K = \lambda K_z = 14325 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$K_x = C_x \cdot S = X_x \frac{E}{(1 - \mu X_x)(1 + \mu)} \cdot \frac{1}{S} = 50 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

Donc :

$$\underline{K_z = 7235 \cdot 10^5 \text{ N/m}}$$

$$\underline{K_y = 14325 \cdot 10^5 \text{ N/m}}$$

$$\underline{K_x = 50 \cdot 10^5 \text{ N/m}}$$

- Coefficient d'amortissement C :

$$C = C_c \cdot D = C_c \frac{1}{2} \sqrt{\frac{g \cdot p \cdot \sqrt{S}}{\sigma_0}}$$

$$C_c = 4 \pi n f = 4 \pi \cdot 30 \cdot 10^3 = 376 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\sigma_0 = \frac{G}{S} = \frac{M_n \cdot k}{S} = \frac{21,5 \cdot 10 \cdot 10^3}{56} = 3,8 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2$$

$$p = 1,85 \text{ t/m}^3 = 1850 \text{ Kg/m}^3$$

$$\underline{C = 1128 \cdot 10^3 \text{ Kg/s}}$$

## CONCLUSION

Notre fondation est construite sous forme de bloc, ou dalle (radier) fonction de la surface de base de la machine, pour cela nous optons pour un plancher de (7 x 8) mm fonction de la batisse du tour.

La fondation va jouer en premier lieu un rôle d'isolement anti-vibratil. Le sol et la fondation constituant un bloc rigide dont ses caractéristiques dynamiques sont :

$$m = 75 \text{ t}$$

$$C = 1128 \cdot 10^3 \text{ Kg/S}$$

$$K_z = 7235 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

constituant ainsi un oscillateur libre amortie avec une fréquence propre :

$$f_p = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_z}{m_s + m_f}} = 49,45 \text{ Hertz}$$

et un taux d'amortissement  $D = \frac{C}{C_c} = 3 > 1$

Ces résultats impliquant que le mouvement est apériodique car  $D > 1$  la fréquence propre est égale à la fréquence d'excitation du moteur

$$W = 50 \text{ Hertz (zone de resonance)}$$

Pour éviter cette zone de resonance, et pour avoir des fréquences propres inférieure à la fréquence d'excitation, on augmente l'amortissement en utilisant des isolateurs anti-vibratil.

Isolateur anti-vibratil à utiliser :

\* isolateur en CAOUTCHOUC de :

- section :  $0,25 \times 0,25 \text{ (m}^2\text{)}$

- hauteur :  $0,10 \text{ m}$

-  $\nabla_{\text{max}}$  :  $40 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$

-  $E_{\text{dyn}}$  :  $500 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$

Ainsi, on fonde notre machine dans ce terrain qui a pour :

- Tassement de  $3,25 \text{ cm}$

- Capacité portante :  $\nabla_s = \frac{\nabla_a}{F}$  ( $F = 3$  coefficient de sécurité)

$$\nabla_s = 1,5 \text{ à } 2 \text{ bars}$$

- Pas de risque de liquéfaction de sable sous l'effet d'un séisme.

# Bibliographie

- G. BUZDUGAN.  
Dynamique des fondations de machines.
- Conférences : Session de formation continue  
Thème : DYNAMIQUE DES SOLS APPLIQUEE AU SEISME  
Par : PECKER (Ecole des Ponts et Chaussées - France -)
- Jean-François CORTET (L.C.P.C.)  
Liquéfaction et essais de pénétration S.P.T.
- CONSTET ET SANGLERAT  
Cours pratique de mécanique des sols
- CAMBEFORT  
Géotechnique de l'Ingénieur, reconnaissance des sols
- FILLIAT.  
Pratique des sols et fondations
- MAURICE CASSAN.  
Les essais In-Situ en mécanique des sols  
T.1. : réalisation et interprétation  
T.2. : Application et méthodes de calcul
- G. SANGLERAT ET J. COSTET  
T.1. : cours pratique de mécanique des sols : plasticité et calcul des tassements  
T.2. : cours pratique de mécanique des sols : calcul des ouvrages
- J. NUYENS  
Capacité portante et tassements de fondations à partir des essais "in-situ"
- BULLETINS DE LIAISON L.C.P.C.
- ANNALES L.C.P.C. - I.T.B.T.P.
- MODES OPERATOIRES L.C.P.C.
- ARCHIVES L.T.P.C. Hussein-Dey
- CARTES GEOLOGIQUES ET TOPOGRAPHIQUES
- JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING  
Volume 109 n° 3 Mars 1983.
- JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING  
Volume 109 n° 4 Avril 1983.

