

# THESE

présentée devant

L'UNIVERSITE PAUL SABATIER DE TOULOUSE

en vue de l'obtention

DU GRADE DE DOCTEUR DE TROISIÈME CYCLE  
spécialité : GENIE CIVIL

par

**Jean-Claude FAUGÉRAS**

Maître ès Sciences et Techniques  
C.U.S.T. CLERMONT-FERRAND

## L'ESSAI DE COMPRESSIBILITE DES SOLS AU PENETROMETRE STATIQUE ET SON INTERPRETATION SUR MODELE ANALOGIQUE

Soutenu le 25 septembre 1979 devant la Commission d'Examen :

Jury : MM J.C. MASO *président*

J. BIAREZ  
R. GOURVES  
C. LEGRAND  
M. LEMAIRE

} *examineurs*

# S O M M A I R E

-----

## INTRODUCTION

### PREMIERE PARTIE

#### LE PENETROMETRE STATIQUE A EMBOUT PLAT

#### I - APPAREILLAGE EXPERIMENTAL ET MISE EN OEUVRE

##### I .1. Appareillage expérimental

I 11. Appareillage standard utilisé

I 12. Modifications apportées au pénétromètre Gouda

I .2. Principe de la méthode. Mise en oeuvre des essais

I .3. Choix de sites d'études et résultats généraux

#### II - INTERPRETATION DES RESULTATS

II .1. Détermination du module pénétrométrique

II .2. Détermination du coefficient  $k_r$  à partir du module triaxial drainé

II .3. Etude du rapport  $E_{pn}/R_p$

### III - ETUDE DU COEFFICIENT DE REMANIEMENT $k_r$

#### III .1. Mise en oeuvre des essais

III 11. Dispositif expérimental

III 12. Matériau employé

III 13. Essais réalisés

#### III .2. Résultats et interprétation

III 21. Détermination de  $k_r$

III 22. Essais d'écrouissage

### IV - APPLICATION PRATIQUE DE LA METHODE

IV .1. Méthode de reconnaissance. Principe de calcul

IV .2. Comparaison avec d'autres méthodes

## DEUXIEME PARTIE

### ETUDE DU CHAMP DE CONTRAINTE DE L'ESSAI

#### SUR MODELE ANALOGIQUE

### V - PRINCIPE DE LA METHODE

V .1. Distribution des efforts sur les rouleaux

- V 11. Méthode pour un seul cylindre
- V 12. Méthode pour plusieurs rouleaux
- V 13. Détermination du champ de contrainte

V .2. Détermination des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$

- V 21. Appareillage utilisé
- V 22. Mise en oeuvre des essais et résultats

VI - APPAREILLAGE EXPERIMENTAL

VI .1. Appareillage expérimental

- VI 11. Massif d'essai
- VI 12. Bâti et système de mise en charge
- VI 13. Modélisation du pénétromètre
- VI 14. Appareils de mesure

VI .2. Mise en oeuvre des essais

- VI 21. Essai préliminaire
- VI 22. Essai de simulation

VI .3. Traitement automatique des données

- VI 31. Détermination de  $\sigma_z$  et  $\sigma_x$
- VI 32. Détermination de  $\theta$
- VI 33. Détermination de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$
- VI 34. Détermination des isobares

VI .4. Possibilité d'amélioration du processus

## VII - ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

### VII .1. Allure des isostatiques

### VII .2. Etude de la répartition des contraintes

VII 21. Zone influencée par le  
chargement de l'embout

VII 22. Allure générale des iso-  
bares

### VII .3. Evolution du rapport $\sigma_x/\sigma_z$

VII 31. Massif non chargé

VII 32. Evolution de K' pour un  
chargement donné

VII 33. Evolution de K' en fonc-  
tion du chargement

### VII .4. Chemin de contrainte suivi par le matériau

VII 41. Résultats généraux

VII 42. Etude et proposition d'un  
chemin de contrainte

## CONCLUSION

## INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

Nous avons effectué ce travail dans les Laboratoires du Groupe de Recherche Génie Civil de l'Université de Clermont II.

Nous exprimons notre profonde gratitude à Monsieur le Professeur MASO, Directeur du Département de Génie Civil de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre thèse.

Notre très grande reconnaissance va à Monsieur LEGRAND, Maître de Conférences au Département de Génie Civil de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse. Nous tenons à lui dire combien nous avons apprécié l'aide qu'il nous a apportée, en particulier au cours de la rédaction du présent mémoire.

Sa compétence toute particulière dans le domaine de la Mécanique des Sols nous a incité à demander à Monsieur BIAREZ, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris, de bien vouloir examiner notre travail et de faire partie de notre jury. Nous lui sommes profondément reconnaissant des conseils qu'il nous a prodigués.

Que Monsieur LEMAIRE, Maître de Conférences au Centre Universitaire des Sciences et Techniques de l'Université de Clermont II, trouve ici l'expression de notre très sincère gratitude pour avoir bien voulu s'intéresser à notre travail.

Nous tenons à remercier Monsieur GOURVES, Maître Assistant au Centre Universitaire des Sciences et Techniques de l'Université de Clermont II, qui est à l'origine de ce travail et qui n'a jamais cessé de nous donner conseils et encouragements. Il nous a permis de mener à bien notre travail et nous lui exprimons notre profonde reconnaissance.

Nous avons beaucoup apprécié l'aide cordiale et l'esprit coopératif de nos camarades de laboratoire, Monsieur PEUCHOT qui nous a fait profiter de ses connaissances dans le domaine de l'Informatique

et Monsieur DE STREBECQ qui a participé à la réalisation de certaines manipulations.

Enfin nous adressons nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont apporté leur collaboration à notre travail et en particulier à Monsieur ROUGANNE.

L'ESSAI DE COMPRESSIBILITE DES SOLS AU PENETROMETRE ET SON

INTERPRETATION SUR MODELE ANALOGIQUE

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

Le géotechnicien utilise pour résoudre les divers problèmes posés dans les études de sol les caractéristiques mécaniques des différents matériaux du site. Une autre possibilité peut être l'étude du comportement d'ouvrages réels en vraie grandeur ou surmodèles réduits. En fait ces deux façons d'aborder le problème sont très souvent liées et complémentaires.

Dans les cas relativement complexes ou mal connus, lorsque les théories font défaut, la solution expérimentale consistant à réaliser en vraie grandeur une partie de l'ouvrage à étudier semble a priori fort intéressante. Mais de par son coût élevé, son utilisation est extrêmement restreinte. De plus, quel que soit l'appareil utilisé et le type de mesures à effectuer, de nombreux paramètres conditionnent largement la validité des résultats comme la mise en place, l'étalonnage, le temps de réponse, les liaisons appareil-sol, les effets de voûte dans les matériaux granulaires, les différences de module entre le sol et les capteurs (1); des problèmes apparaissent également à l'interface sol-structure.

Les essais sur modèles réduits permettent une étude de l'ouvrage dans son ensemble sur un sol de caractéristiques connues. Les sols pulvérulents se prêtent généralement bien à ce type d'essais, ce qui n'est pas le cas des matériaux cohérents, leur mise en oeuvre étant délicate. Les appareillages de mesure engendrent les mêmes problèmes que dans le cas des essais en vraie grandeur. Par contre le coût de ce type d'essais est relativement faible, mais il subsiste un effet d'échelle.

Il est également possible de visualiser le comportement d'un sol en utilisant des modèles analogiques bidimensionnels ("petits rouleaux") ou tridimensionnels (billes de verre par exemple). Nous verrons dans la sui-

te de cette étude qu'une technique simple permet de déterminer le champ de contrainte en tous points d' un massif analogique de SCHNEEBELI (2). La méconnaissance des lois de similitude dans les sols est la limite actuelle de ce type de modèle.

Malgré les diverses possibilités offertes par les méthodes ci-dessus, il n'en reste pas moins que les essais de laboratoire ou les essais in situ sont le plus souvent utilisés dans la pratique et de nombreuses corrélations existent entre eux (3,4,5,6).

La réalisation des essais de laboratoire nécessite, pour leur majorité, des échantillons "intacts" qui sont en fait toujours plus ou moins remaniés malgré toutes les précautions prises lors du prélèvement, du transport et de la préparation de ces derniers. En effet, durant ces diverses opérations, le sol a subi un certain chemin de contrainte. Certains auteurs (7) se sont intéressés à la caractérisation du degré de remaniement d'échantillons prélevés au carottier à piston stationnaire. Ces études ont montré que la partie non remaniée n'excède pas 60% de la longueur de la carotte.

Le deuxième problème posé par ce type d'essai est le choix des différents paramètres (vitesse de mise en charge, pression de confinement...) et les difficultés auxquelles se heurte le géotechnicien sont multiples: état de contrainte non uniforme, développement de pression intersticielle, sensibilité de certains matériaux, importance de leur "mémoire mécanique".

Pour les essais in situ, les problèmes semblent a priori très différents dans la mesure où le sol est considéré dans son état initial (avant les modifications engendrées par les divers ouvrages projetés). Cependant la mise en place des différents appareillages perturbe obligatoirement le terrain selon des zones plus ou moins grandes suivant le type d'essai. Pour certains d'entre eux des améliorations notables ont été apportées comme par exemple pour le pressiomètre en utilisant les techniques de l'autoforage (8). La diversité des appareils utilisés rend l'interprétation de ces essais délicate dans certains cas.

De plus, un seul d'entre eux, le pressiomètre, permet d'obtenir une relation effort-déformation du milieu, bien que des tentatives aient été faites pour le scissomètre (9). Nous voyons là une des raisons qui justifient l'emploi de plus en plus fréquent du pressiomètre qui, du fait de sa mise en oeuvre permet également un prélèvement du matériau.

Les améliorations qui peuvent être apportées à ces différents appareillages doivent tenir compte du fait que dans la pratique la simplicité de mise en oeuvre et le coût des essais restent des facteurs importants.

On sait que le comportement d'un sol est fonction du chemin de contrainte suivi, mais ce problème est encore mal connu, en particulier dans le cas des essais in situ. C'est dans cette perspective que nous avons cherché, à l'aide d'un appareil d'utilisation simple et d'emploi répandu, le pénétromètre statique, à améliorer les possibilités de cet appareil en mettant au point un essai de mesure in situ de la compressibilité des sols. Pour cela, nous nous sommes proposé de déterminer, sur modèle analogique, le chemin de contrainte suivi au cours de cet essai.

En effet, à l'heure actuelle, seul le pressiomètre permet d'obtenir sur sol en place un module de déformation, mis à part l'essai de chargement à la plaque mais qui ne peut être réalisé qu'en surface ou en fond de fouille.

En reprenant cette idée, nous avons pensé qu'il était possible d'effectuer un essai de chargement sur la pointe d'un pénétromètre statique moyennant certaines modifications technologiques. Après avoir foncé le train de tiges à la profondeur désirée, la pression exercée sur la pointe est ramenée à zéro, puis, par paliers successifs, la pointe est rechargée jusqu'à la résistance maximale du terrain. Au cours de cette phase de chargement nous obtenons une relation entre la pression exercée et l'enfoncement de la pointe, qui nous permet de définir un module pénétrométrique. La connaissance de ce module conduit alors au calcul des tassements.

En ce qui concerne le chemin de contrainte suivi durant cet essai, nous avons mis au point une méthode permettant d'obtenir, en tous

points d'un massif analogique de SCHNEEBELI, l'état de contrainte. Cette méthode est basée sur l'étude du frottement longitudinal des rouleaux constituant le massif. Après avoir déterminé certains coefficients mécaniques propres à l'appareillage utilisé, nous pouvons calculer, à partir de la force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon leur axe, les contraintes principales régnant en chaque "point". En simulant l'essai au pénétromètre au moyen d'un modèle réduit, nous pouvons donc déterminer à chaque phase l'état de contrainte au sein du massif et de ce fait le chemin de contrainte suivi.

PREMIERE PARTIE  
=====

LE PENETROMETRE STATIQUE A EMBOUT PLAT

=====

La prévision des tassements au moyen d'essais in situ (10) présente des avantages bien connus par rapport à la détermination qui peut être faite au laboratoire à l'appareil triaxial ou à l'oedomètre.

Actuellement l'essai pressiométrique est celui qui donne les meilleurs résultats quant au calcul des tassements sur sol en place (11), les essais de pénétration ne permettant en effet qu'une évaluation assez grossière des déformations verticales d'un sol, dans la mesure où aucune relation effort-déformation n'est établie au cours des essais. Les différentes méthodes qui en sont déduites sont basées sur l'interprétation du diagramme de pénétration.

Dans le cas des sols pulvérulents, SCHMERTMANN (12) propose de prendre  $E = 2 R_p$  et introduit deux coefficients  $C_1$  et  $C_2$ , tenant compte de l'encastrement de la fondation et du temps dans la formule générale du tassement  $s = \int_0^{\infty} \frac{\sigma_z}{E} dz$  qui devient:

$$s = C_1 C_2 \int_0^{2B} \frac{\sigma_z}{2R_p} \Delta z$$

SANGLERAT (12) donne, quant à lui,  $E = 3 R_p$

Les travaux de BUISMAN l'ont conduit à une formule du type  $C = 1,5 \frac{R_p}{\sigma_0}$

et le tassement s'exprime alors par:  $\Delta h = -\frac{h}{c} \text{Log}(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma})$

Dans le cas des sols cohérents, de nombreux auteurs (KERISEL, SANGLERAT, PAREZ) proposent  $C = \alpha \frac{R_p}{\sigma}$ . Ce coefficient  $\alpha$  peut varier de 1 à 8 suivant la nature des terrains et la valeur de  $R_p$ .

SANGLERAT est également à l'origine de corrélations établies entre  $C_c$ ,  $R_p$  et  $w$ . Mais pour les utiliser, il est nécessaire d'effectuer des

prélèvements afin de déterminer  $w$  et pour les faibles valeurs de résistance de pointe (inférieures à 1,2 MPa) il sera souvent impératif de procéder à des essais oedométriques complémentaires.

Ces quelques rappels montrent que la prévision des tassements à l'aide des essais de pénétration reste malgré tout imprécise et ne peut donner entière satisfaction. Il semble en effet difficile de pouvoir relier les caractéristiques de rupture d'un sol ( $R_p$ ) avec celles de compressibilité ( $E'$ ), ces deux grandeurs n'ayant a priori aucune relation physique.

Le pénétromètre statique a l'avantage d'offrir une mise en oeuvre très simple. Il était donc intéressant, en conservant le principe même de l'appareil, de tenter d'obtenir une relation effort-déformation qui permettrait par la suite, de même que pour l'essai pressiométrique, une étude quantitative des tassements.

Le principe a donc consisté à réaliser un essai de chargement sur la pointe du pénétromètre, analogue à l'essai de chargement statique d'un pieu ou à l'essai à la plaque. Nous nous sommes essentiellement intéressé à des sites offrant des couches de résistance de pointe inférieure à 1,2 MPa, les méthodes empiriques donnant des résultats assez satisfaisants au-delà de cette valeur. Sur chaque site les essais classiques de laboratoire ont été réalisés afin de caractériser au mieux les différents types de sols étudiés.

Nous présentons tout d'abord dans cette première partie l'appareillage expérimental utilisé et sa mise en oeuvre. Nous donnons ensuite les différents résultats obtenus et leur interprétation. Dans un dernier chapitre nous exposons l'utilisation pratique de cette méthode.

## CHAPITRE I

### APPAREILLAGE EXPERIMENTAL ET MISE EN OEUVRE

#### I .1. APPAREILLAGE EXPERIMENTAL

Le principe de base des pénétrètres statiques consiste à foncer dans le sol, à vitesse lente et constante (2 cm/s), une pointe conique placée à l'extrémité d'un train de tiges. Deux types d'efforts se développent:

- un effort de pointe qui, ramené à une surface unité, est noté  $R_p$

- un effort de frottement latéral le long du fût, noté  $R_f$

En général les appareils utilisés permettent de mesurer, par différentes techniques (12),  $R_p$  et l'effort total nécessaire à l'enfoncement de l'ensemble constitué par la pointe et le train de tiges. La détermination du frottement latéral peut se faire par l'intermédiaire d'un manchon spécial monté en arrière de la pointe.

#### I .11; Appareillage standard utilisé.

Le pénétrètre dont nous disposons (figure 1) est un pénétrètre statique GOUDA de 2500 daN d'effort maximal avec pointe mobile par rapport au fût, de type Delft, d'angle au sommet  $60^\circ$  et de section  $10 \text{ cm}^2$ , permettant une reconnaissance de couches de terrain ne développant pas une résistance totale à la pénétration supérieure à 2500 daN.

La profondeur d'investigation peut atteindre une vingtaine de mètres. Le train de tiges se compose de tubes de un mètre de longueur, de 36 mm de diamètre extérieur aux raccords et de 29 mm de section courante afin de diminuer le frottement latéral et donc d'augmenter la capacité de l'appareil. A l'intérieur de ces tubes coulissent des tiges pleines en

SCHÉMA DE PRINCIPE DU PENETROMETRE

STATIQUE GOUDA 25 KN

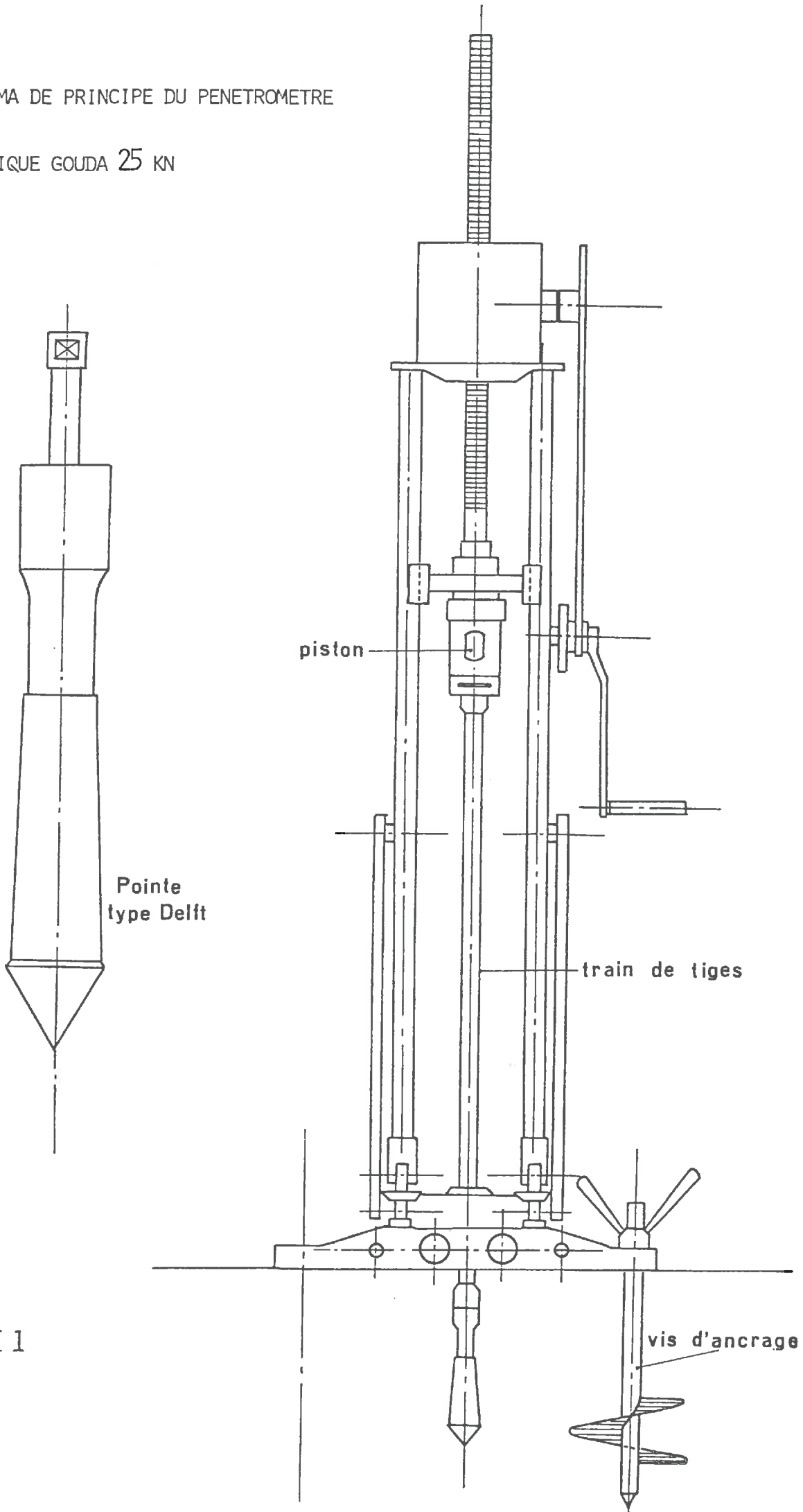


FIGURE 1

liaison avec la pointe.

Le principe de fonctionnement est le suivant: le fonçage du train de tiges est effectué à l'aide d'un vérin à crémaillère actionné par une manivelle. La transmission des efforts se fait par l'intermédiaire d'un piston qui met en pression un circuit fermé d'huile, relié à deux manomètres permettant la lecture des efforts réellement appliqués. La réaction lors du fonçage du train de tiges est assurée par quatre vis hélicoïdales de 1,00 m de longueur, ancrées dans le sol (photo 1).

#### I .12; Modifications apportées au pénétromètre Gouda.

Pour réaliser un essai de chargement sur la pointe, certaines conditions doivent être respectées. Il faut en effet mesurer les déplacements de la pointe pour différents chargements. Chaque palier de charge doit être maintenu un certain temps, soit jusqu'à stabilisation des déplacements, soit pour une durée fixée par le mode opératoire de l'essai.

La conception même des pénétromètres statiques ne permet pas d'effectuer ce type de manipulation; il a donc été nécessaire d'apporter certaines modifications pour la mise au point de ce nouvel essai.

Le système d'entraînement du vérin à crémaillère du pénétromètre GOUDA utilisé permet une vitesse de pénétration de 2 cm/s. Le sol situé sous la pointe est donc amené pratiquement instantanément à un état de grandes déformations correspondant au poinçonnement.

Dans notre cas une démultiplication importante de ce système est nécessaire pour pouvoir déterminer une loi de comportement du matériau, soumis à ce type de chargement, avant la phase des grandes déformations incompatible avec la stabilité d'un ouvrage.

La photo n° 2 nous montre la solution technologique adoptée qui, à notre avis, est pour ce type d'appareil la plus simple et la moins onéreuse.

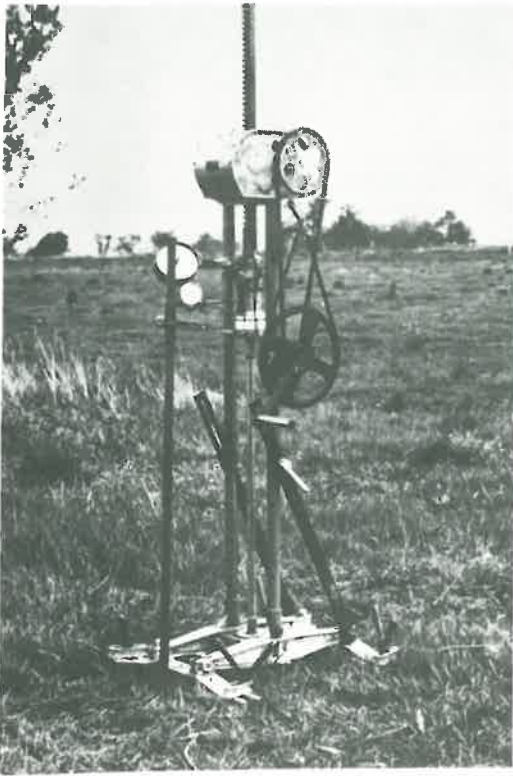


PHOTO 1: VUE GENERALE DE  
L'APPAREILLAGE

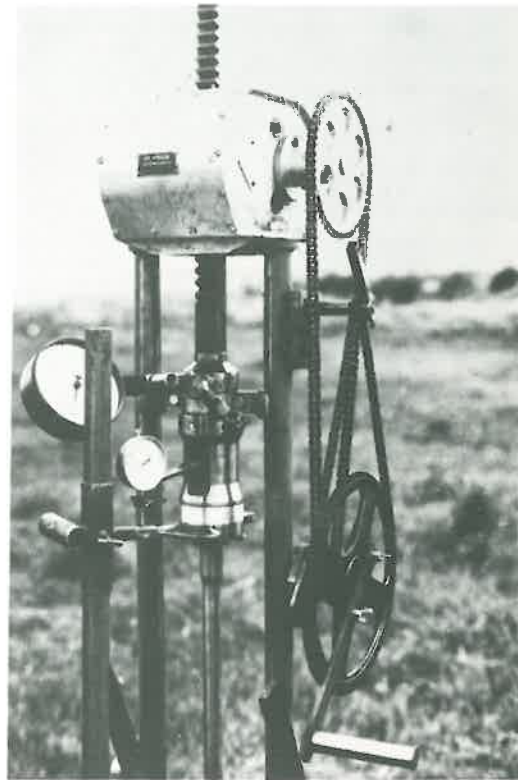


PHOTO 2: SYSTEME DE  
DEMULIPLICATION

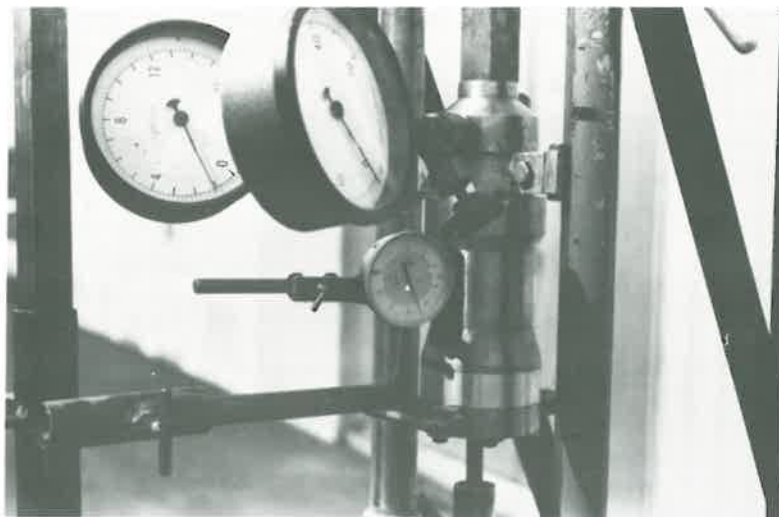


PHOTO 3: SYSTEME DE  
MESURE

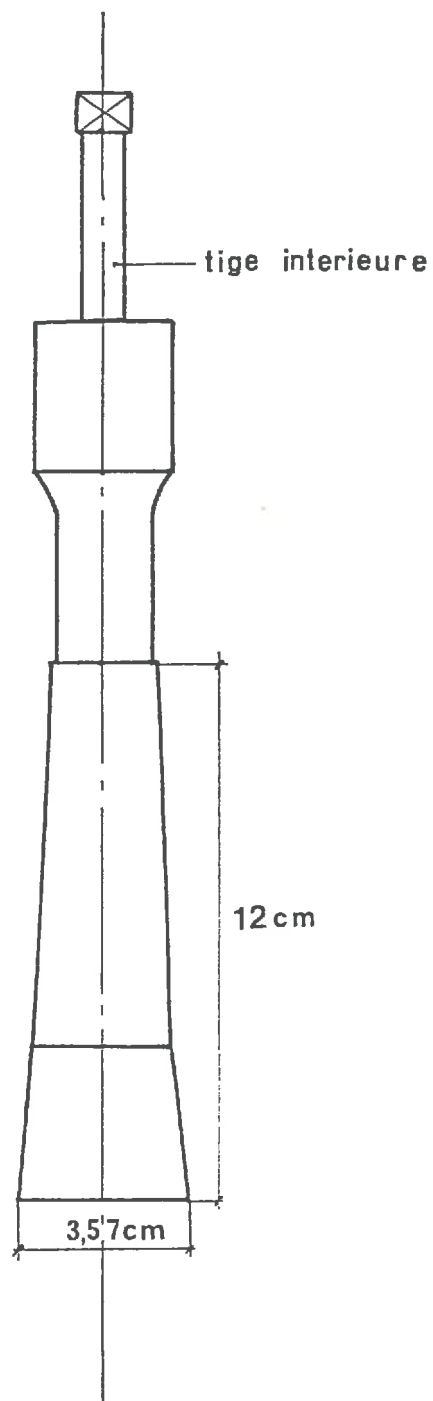
La mesure des déplacements verticaux de la pointe ne peut se faire de façon simple que par l'intermédiaire du train de tiges internes solidaires de la pointe dans leurs déplacements. Un comparateur au 1/100<sup>ème</sup> de mm est monté sur une barre ancrée dans le sol indépendante du bâti du pénétromètre. Le repère des déplacements est pris sur le piston en contact permanent avec le train de tiges intérieures. Le détail du système de mesure est donné par la photo n° 3.

Pour faciliter l'interprétation des résultats obtenus par ce type d'essai, nous avons remplacé la pointe DELFT par un embout plat (figure 2) de même section ( $10 \text{ cm}^2$ ) qui peut être assimilé à une fondation circulaire rigide reposant sur un milieu infini et homogène. En effet les caractéristiques du sol peuvent être prises constantes dans la zone d'influence de l'embout (trois à quatre diamètres). De plus, la majorité des couches traversées a une épaisseur nettement supérieure aux dimensions de ce dernier.

Des essais préliminaires ont montré que le fait d'utiliser un embout plat au lieu d'une pointe conique ne modifiait pas fondamentalement les résultats au niveau des profils pénétrométriques classiques comme le montrent les courbes de la figure 3. Il semble cependant que les pics sont légèrement écrêtés dans le cas de l'embout plat.

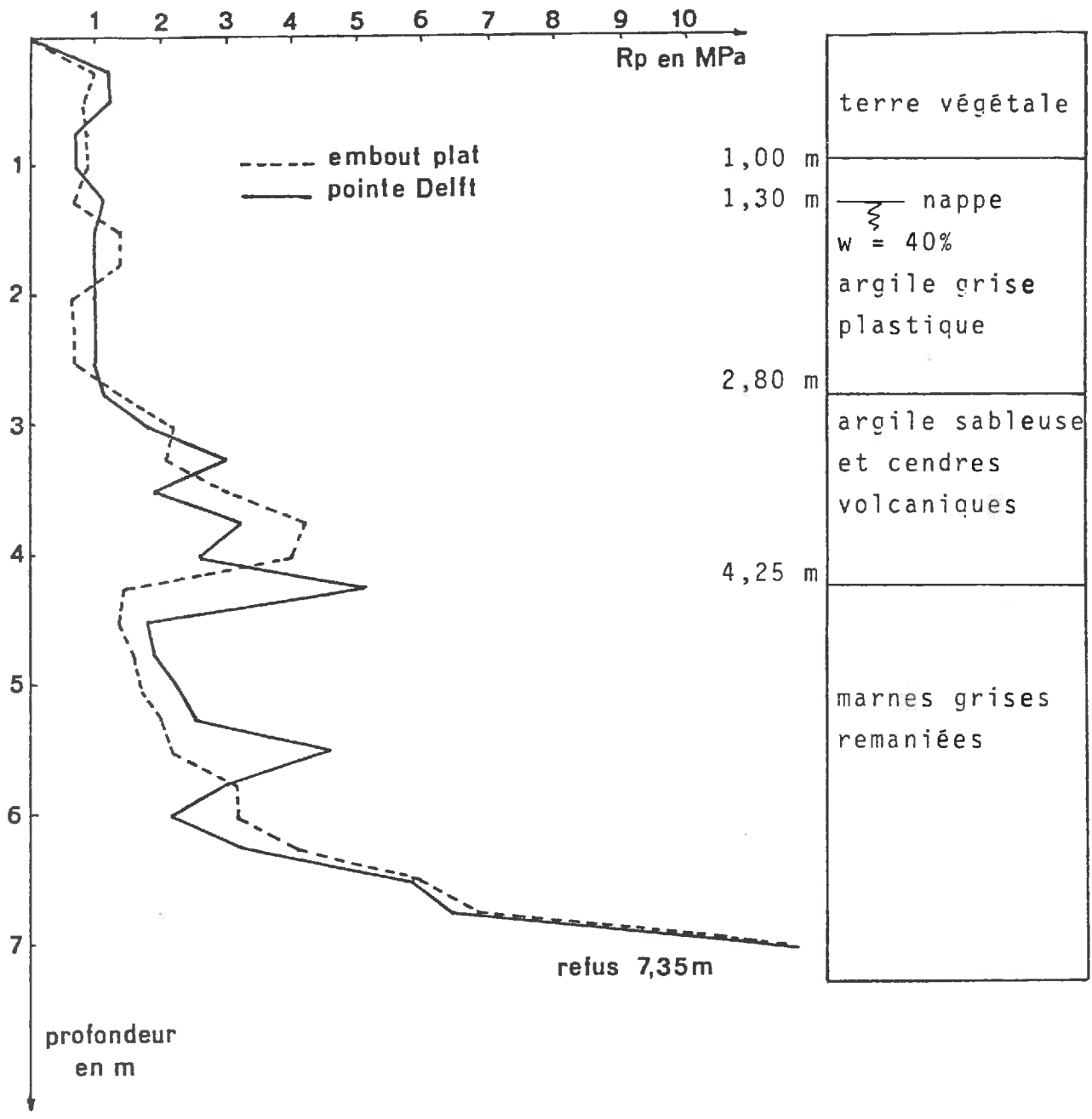
## I .2. PRINCIPE DE LA METHODE. MISE EN OEUVRE DES ESSAIS

Comme nous l'avons vu précédemment, un des problèmes essentiels auquel se heurte le géotechnicien est dû au remaniement des sols à étudier. Prélever un échantillon pour une étude de laboratoire ou réaliser in situ des essais conduit inévitablement à remanier le terrain; durant ces opérations le terrain suit un certain chemin de contrainte qui peut modifier ses caractéristiques. Pour résoudre ce problème la solution la plus fréquemment utilisée consiste à améliorer la technologie des appareils mis en oeuvre.



SCHEMA DE L'EMBOU PLAT

FIGURE 2



INFLUENCE DE LA FORME DE LA POINTE SUR LA MESURE DE  $R_p$

( SITE DE SARLIÈVE - PUY DE DÔME )

FIGURE 3

Dans le cas présent la réalisation d'un essai de chargement sur un embout situé à l'extrémité du train de tiges du pénétromètre nécessite de rompre le sol pour amener cet embout à la profondeur choisie pour l'essai. Nous voyons que le terrain a été soumis à un premier cycle de chargement jusqu'à "rupture". Nous allons donc ensuite réaliser un essai sur sol remanié. Pour pallier cet inconvénient, il ne semble pas qu'une solution technologique soit envisageable sans modifier le principe même de l'appareil. Nous avons donc pensé qu'il était préférable d'essayer de maîtriser le remaniement en comparant le comportement du sol avant et après rupture. Nous développerons la méthode utilisée à cette fin dans les chapitres suivants.

Auparavant nous allons détailler la mise en oeuvre de nos essais.

Le train de tiges étant foncé à la profondeur désirée, la pression exercée sur l'embout plat est alors ramenée et maintenue à zéro pendant un certain temps pour permettre au sol d'atteindre son nouvel état d'équilibre avant de réaliser l'essai de compressibilité. Ce temps est bien évidemment fonction de la nature du matériau étudié mais ne peut cependant pas excéder quelques minutes, pour un sable par exemple le phénomène est quasi instantané.

Pendant cette phase d'attente les variations des déplacements verticaux sont mesurés à l'aide du comparateur. Après stabilisation, on procède à l'essai proprement dit en chargeant l'embout par paliers successifs. L'essai est arrêté lorsque le sol atteint sa résistance maximale que nous appelons pression de pointe limite notée  $P_{p1}$  et qui correspond à la valeur de la résistance de pointe  $R_p$ .

Le système de mise en charge permet d'obtenir des paliers de 0,02 MPa. Après application de chaque incrément de charge, les déplacements sont mesurés au bout de 30 secondes puis d'une minute. Nous pouvons ainsi tracer deux types de courbes.

- a) courbe de compressibilité

Sur la figure 4 nous avons reporté une courbe type de compressibilité représentant l'évolution des déplacements verticaux de l'embout, qui ne sont autres que les déformations du sol dans la même direction, mesurées à 1 mn, en fonction de la charge appliquée ramenée à une surface unité. Cette courbe est caractérisée par une partie linéaire qui correspond à la phase pseudo-élastique; en phase plastique, lorsque les grandes déformations apparaissent, la pression appliquée tend asymptotiquement vers la limite  $P_{p1}$ . Nous avons volontairement utilisé l'expression  $P_{p1}$  pour désigner la résistance maximale du sol lors d'un enfoncement à vitesse quasi nulle, ceci pour la différencier de la valeur conventionnelle  $R_p$  correspondant à une vitesse de 2 cm/s.

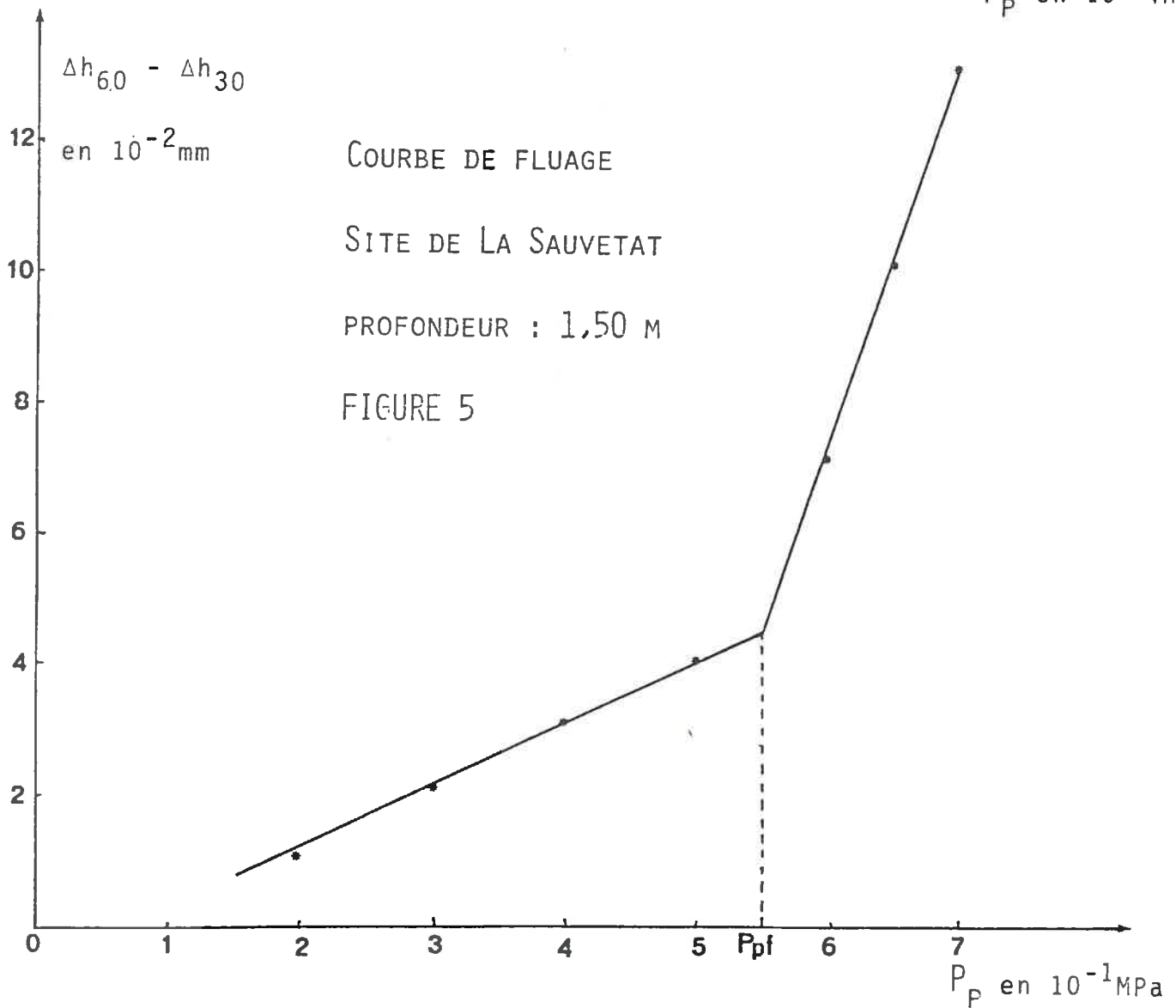
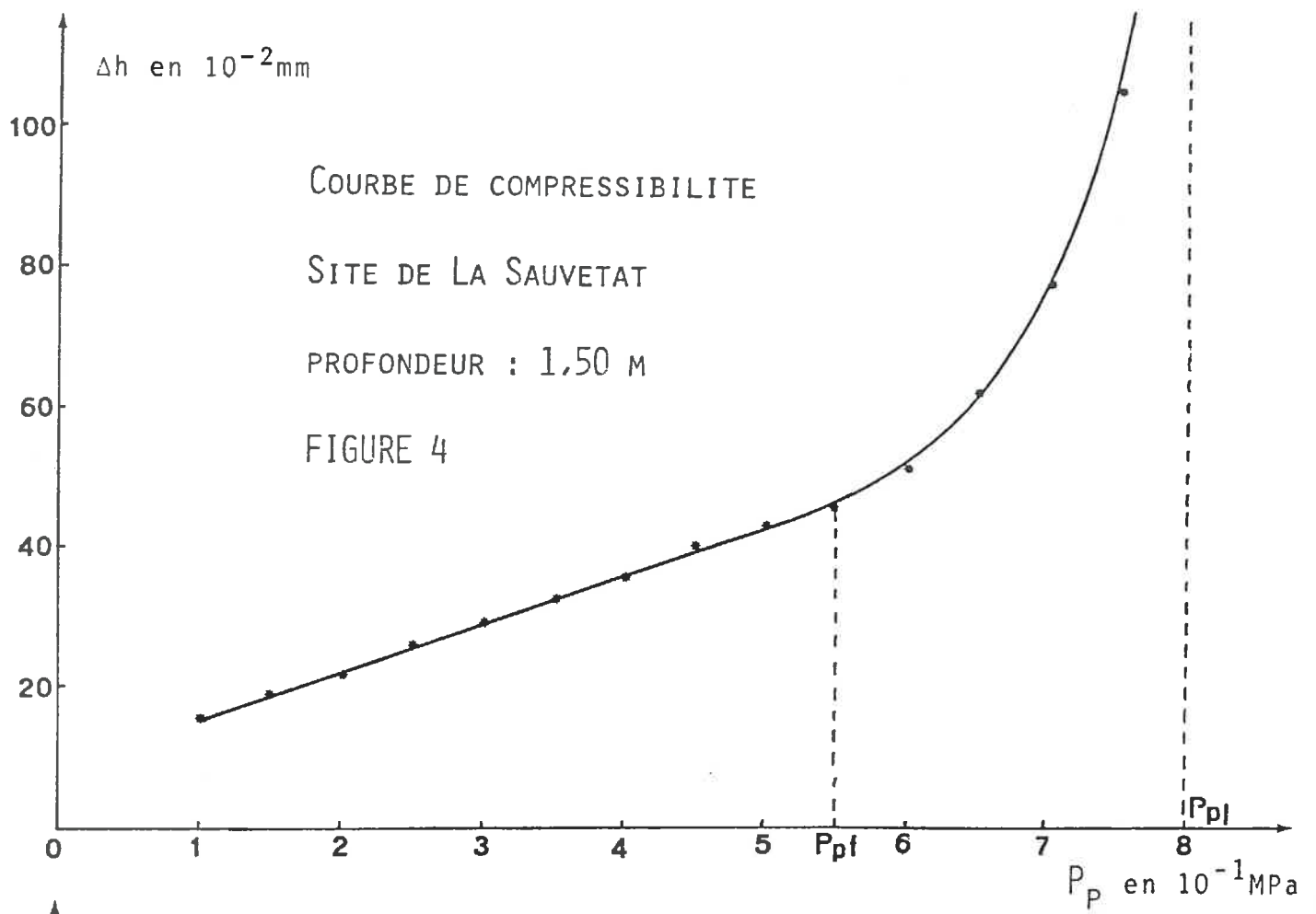
Sur l'ensemble des sites étudiés (limon, argile, tourbe) nous avons obtenu le même type de comportement.

- b) courbe de fluage

La courbe montrant l'évolution de la vitesse de déformation en fonction de la charge appliquée, que nous appelons courbe de fluage est donnée à la figure 5. Elle se décompose en deux parties linéaires dont la valeur caractéristique limitant ces deux parties est appelée pression de pointe de fluage et notée  $P_{pf}$ . Cette pression correspond sur la courbe de compressibilité à la fin de la phase pseudo-élastique.

### I .3. CHOIX DE SITES D'ETUDES ET RESULTATS GENERAUX

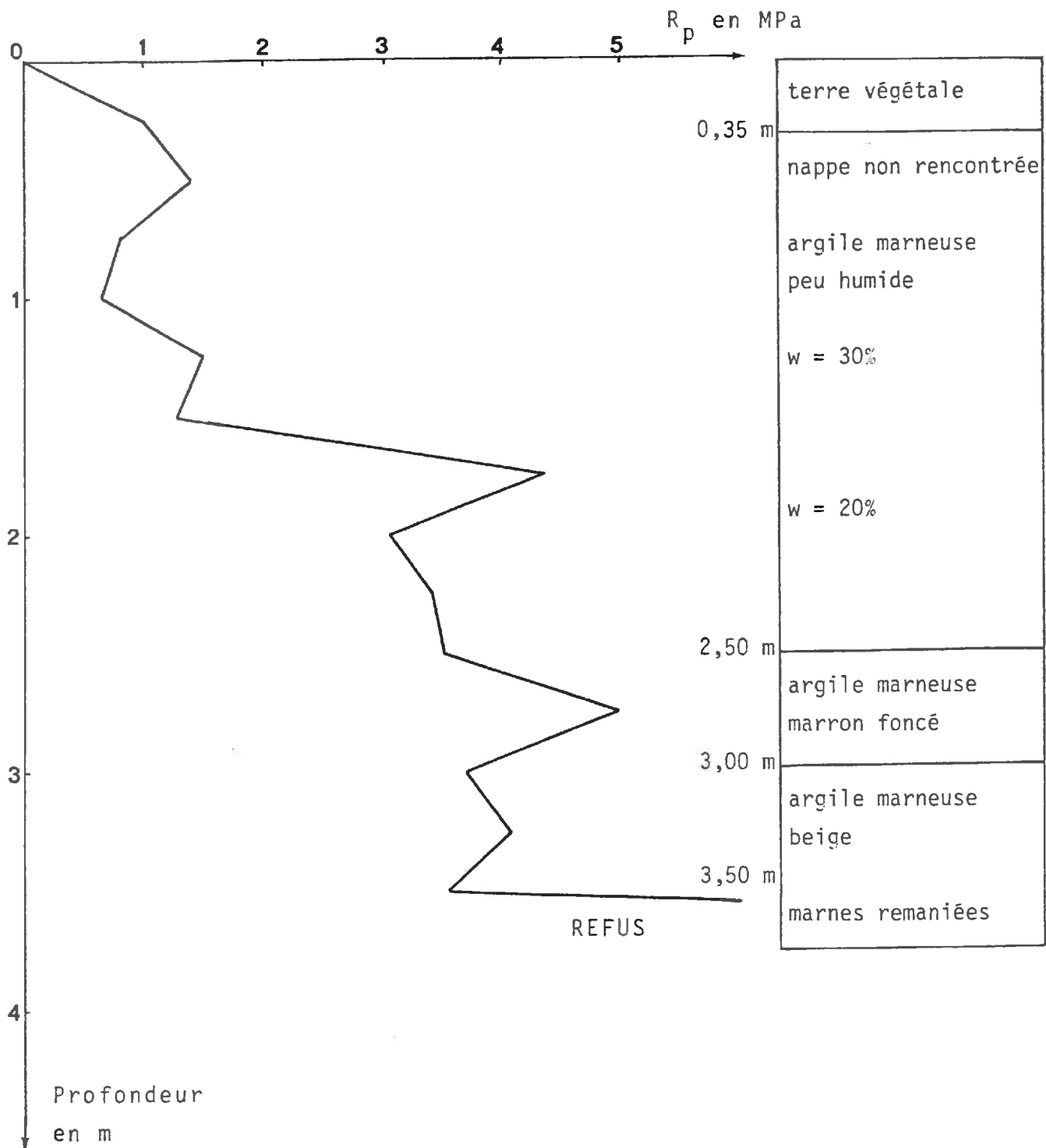
Pour mener à bien cette étude nous avons dû rechercher des sites comprenant au moins une couche compressible, de faible résistance de pointe, de un mètre d'épaisseur au minimum et de pendage très faible; cette épaisseur minimum permet d'effectuer plusieurs essais pour un même sondage.



C'est à partir des cartes géologique et géotechnique de la région clermontoise que nous avons effectué une première sélection de zones susceptibles de nous intéresser. Ensuite, à l'intérieur de chaque zone, grossièrement délimitée, nous avons réalisé des essais à la tarière à main. Cette campagne avait pour but de déterminer l'épaisseur des couches et de vérifier si leur pendage était assez faible pour pouvoir effectuer des essais comparatifs entre pénétromètre et triaxial. Le profil pénétrométrique était ensuite déterminé. Cette campagne préliminaire nous a permis de retenir quatre sites différents que nous présentons ici (figures 3, 6, 7 et 8).

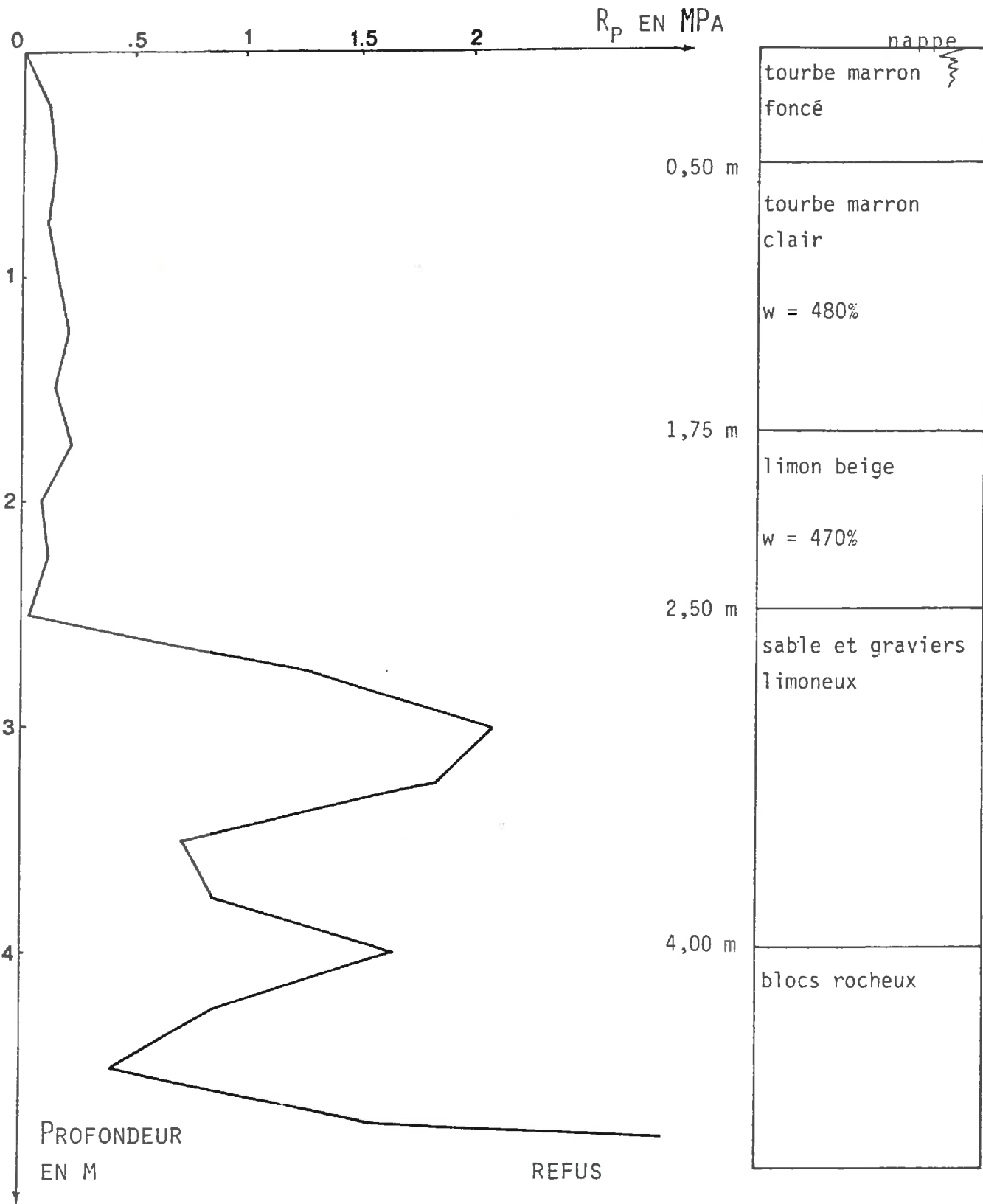
Pour chacun de ces sites, sur des échantillons prélevés à la tarière à main mais aussi au carottier à piston stationnaire ( $\phi$  80 mm), nous avons effectué les essais classiques d'identification (teneur en eau, poids volumique, limites d'Atterberg...) puis à l'appareil triaxial nous avons déterminé le module drainé  $E'$  du sol. Sur le tableau de la page 23 nous donnons également l'indice de compressibilité  $C_c$  et la cohésion apparente  $c_u$  mesurée au scissomètre de laboratoire.

Compte tenu des diagrammes de pénétration, nous avons conjointement réalisé les essais de compressibilité au pénétromètre pour les couches de résistance de pointe inférieure à 4 MPa, au delà les problèmes de compressibilité ne pouvant être que mineurs. Nous donnons figures 9, 10 et 11 quelques exemples de courbes obtenues au cours de ces essais.



COURBE PÉNÉTROMÉTRIQUE - SITE DE LA SAUVETAT

FIGURE 6



COURBE PÉNÉTROMÉTRIQUE - SITE DES MONNEAUX.

FIGURE 7

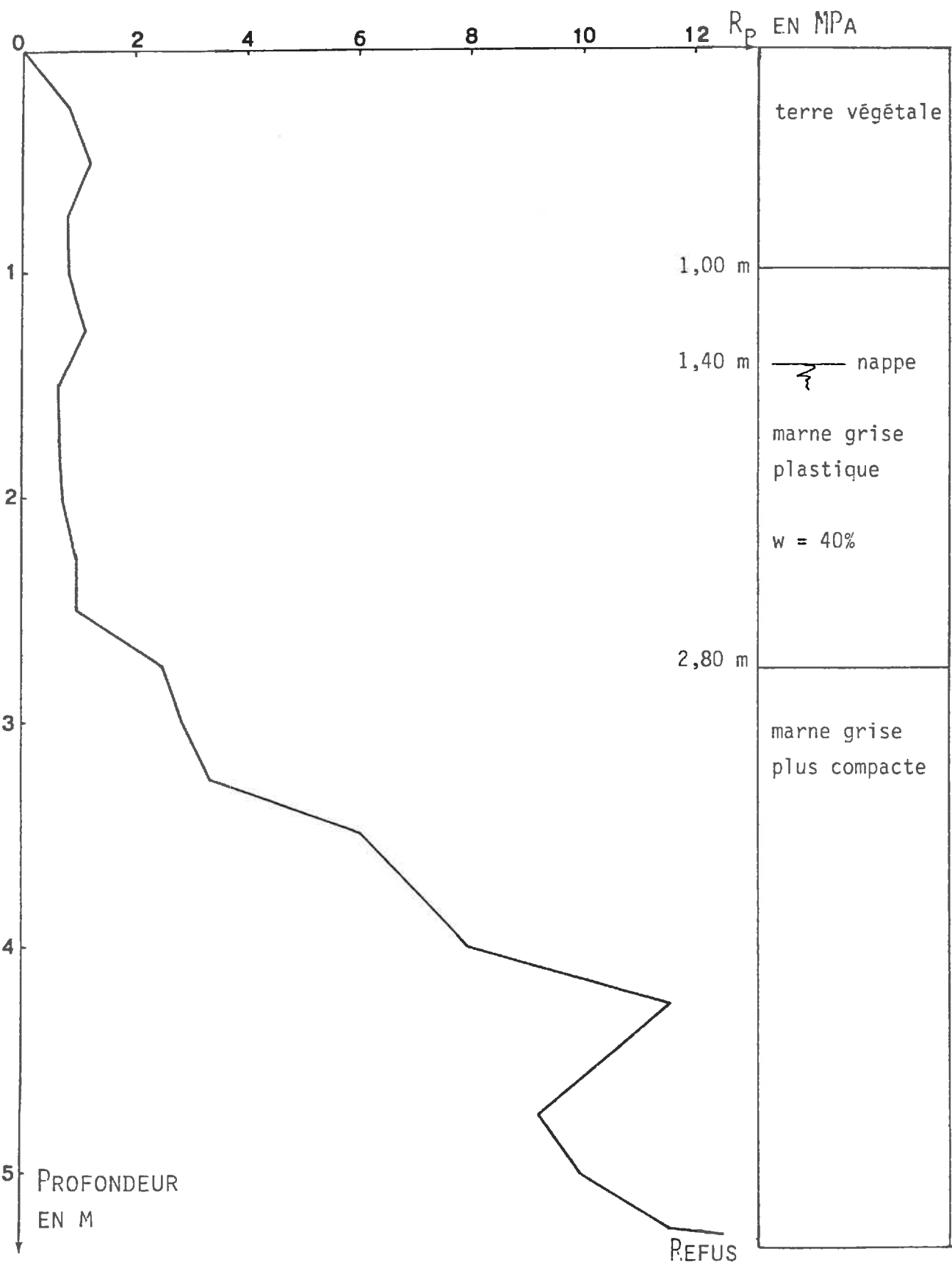


FIGURE 8 - COURBE PÉNÉTROMÉTRIQUE - SITE D'ARTIÈRE

| SITE            | PROFON-<br>DEUR en<br>m | $\gamma_h$ en<br>kN/m <sup>3</sup> | $\gamma_s$ en<br>kN/m <sup>3</sup> | e    | w%  | w <sub>l</sub> % | w <sub>p</sub> % | C <sub>c</sub> | c <sub>u</sub> en<br>kPa | E' en<br>MPa |
|-----------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------|-----|------------------|------------------|----------------|--------------------------|--------------|
| LA<br>SAUVETAT  | 0.50                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,64 | 33  | 49               | 16               | 0,35           | 51                       | 3,1          |
|                 | 0.75                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,64 | 33  | 49               | 16               | 0,35           | 49                       | 3,3          |
|                 | 1.00                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,65 | 32  | 50               | 8                | 0,36           | 72                       |              |
|                 | 1.25                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,68 | 32  | 50               | 12               | 0,36           | 80                       |              |
|                 | 1.50                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,68 | 24  | 43               | 12               | 0,30           | 210                      | 3,4          |
|                 | 1.75                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,68 | 22  | 39               | 6                | 0,26           | 241                      | 4,1          |
|                 | 2.00                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,70 | 17  | 35               | 14               | 0,23           | 261                      |              |
|                 | 2.25                    | 19,7                               | 27,0                               | 0,70 | 17  | 35               | 14               | 0,23           | 280                      | 5,5          |
| LES<br>MONNEAUX | 1.00                    | 10,4                               | 13,5                               | 6,36 | 478 | 176              |                  | 1,49           | 15                       | 0,12         |
|                 | 1.25                    | 10,4                               | 13,5                               | 6,36 | 478 | 176              |                  | 1,49           | 11                       |              |
|                 | 1.50                    | 10,4                               | 13,5                               | 6,35 | 470 | 175              |                  | 1,49           | 10                       | 0,12         |
|                 | 1.75                    | 10,6                               | 13,5                               | 6,35 | 470 | 175              |                  | 1,49           | 11                       | 0,14         |
|                 | 2.00                    | 10,6                               | 13,5                               | 6,34 | 468 | 172              |                  | 1,46           | 12                       | 0,15         |
|                 | 2.25                    | 10,5                               | 13,5                               | 6,36 | 468 | 175              |                  | 1,49           | 14                       | 0,10         |
|                 | 2.50                    | 10,6                               | 13,5                               | 6,34 | 466 | 172              |                  | 1,46           | 14                       |              |
|                 | 2.75                    | 10,6                               | 13,5                               | 6,35 | 466 | 173              |                  | 1,49           | 14                       | 0,11         |
| SARLIEVE        | 1.30                    | 17,6                               | 27,0                               | 1,40 | 38  | 66               | 30               | 0,42           |                          | 1,9          |
|                 | 1.50                    | 17,6                               | 27,0                               | 1,49 | 41  | 73               | 32               | 0,42           |                          | 2,2          |
|                 | 1.80                    | 17,6                               | 27,0                               | 1,48 | 42  | 73               | 32               | 0,42           | 40                       | 1,3          |
|                 | 2.00                    | 17,6                               | 28,0                               | 1,51 | 44  | 73               | 32               | 0,42           |                          | 1,2          |
|                 | 2.30                    | 17,6                               | 28,0                               | 1,40 | 44  | 73               | 32               | 0,42           | 30                       | 1,2          |
|                 | 2.50                    | 17,6                               | 28,0                               | 1,40 | 44  | 73               | 32               | 0,42           |                          | 1,2          |
| ARTIERE         | 1.30                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,20 | 37  | 69               | 38               |                | 30                       | 1,9          |
|                 | 1.60                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,25 | 41  | 70               | 35               |                |                          | 1,9          |
|                 | 1.80                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,27 | 41  | 70               | 35               |                | 25                       | 1,5          |
|                 | 2.00                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,32 | 41  | 70               | 35               |                |                          | 1,4          |
|                 | 2.30                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,30 | 40  | 70               | 35               |                | 25                       | 1,3          |
|                 | 2.50                    | 17,5                               | 26,0                               | 1,30 | 40  | 70               | 35               |                | 40                       | 1,3          |

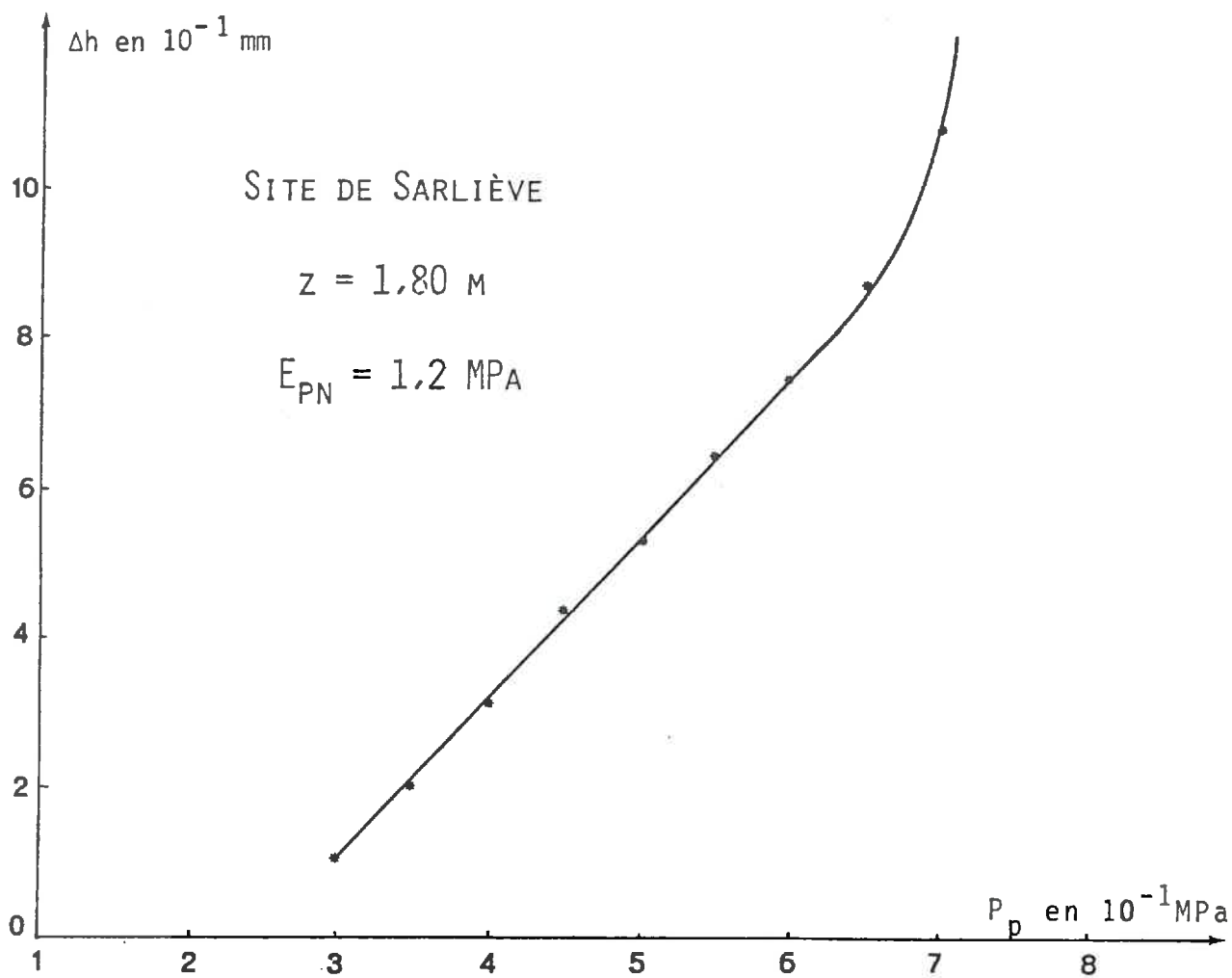
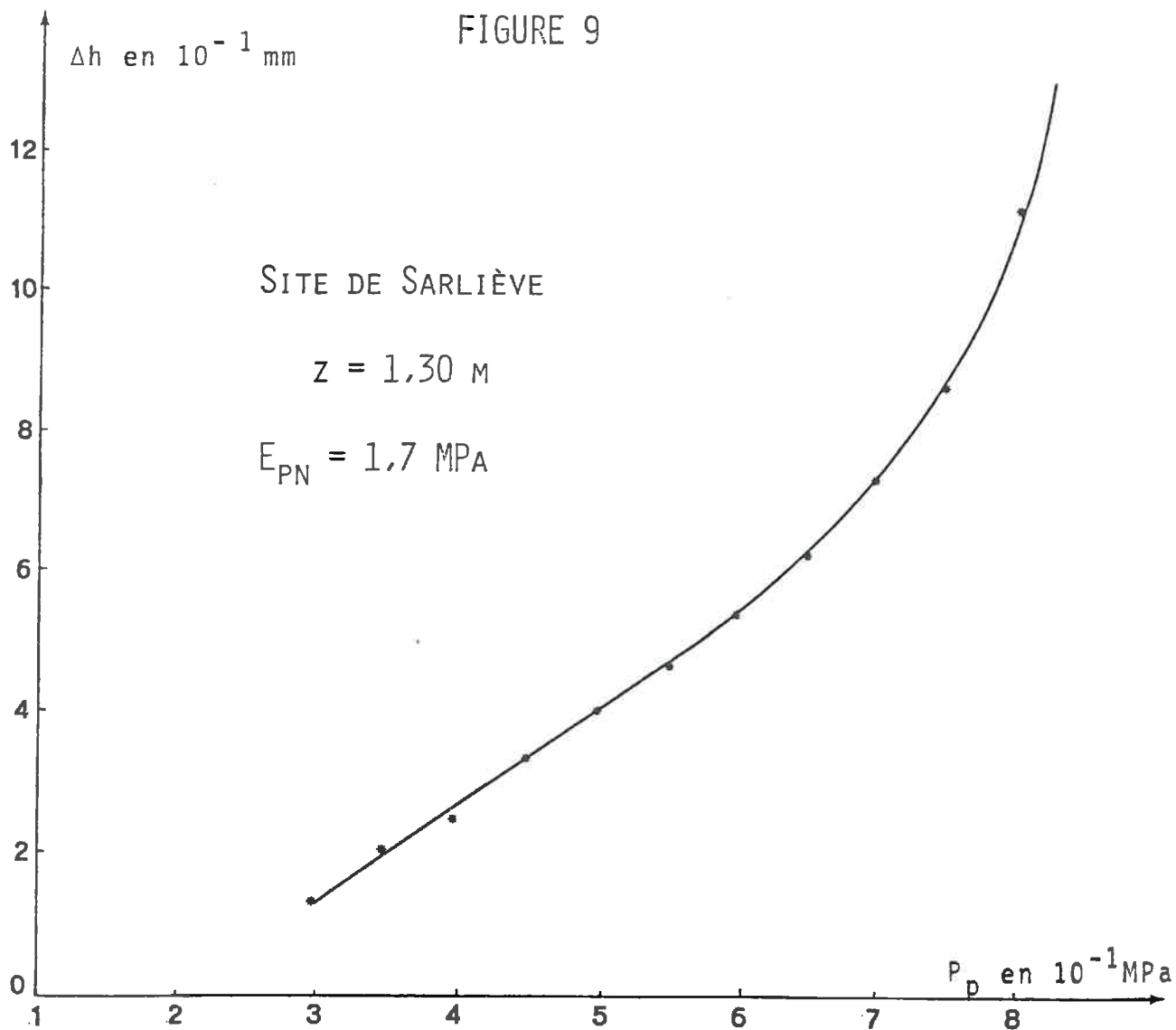


FIGURE 9



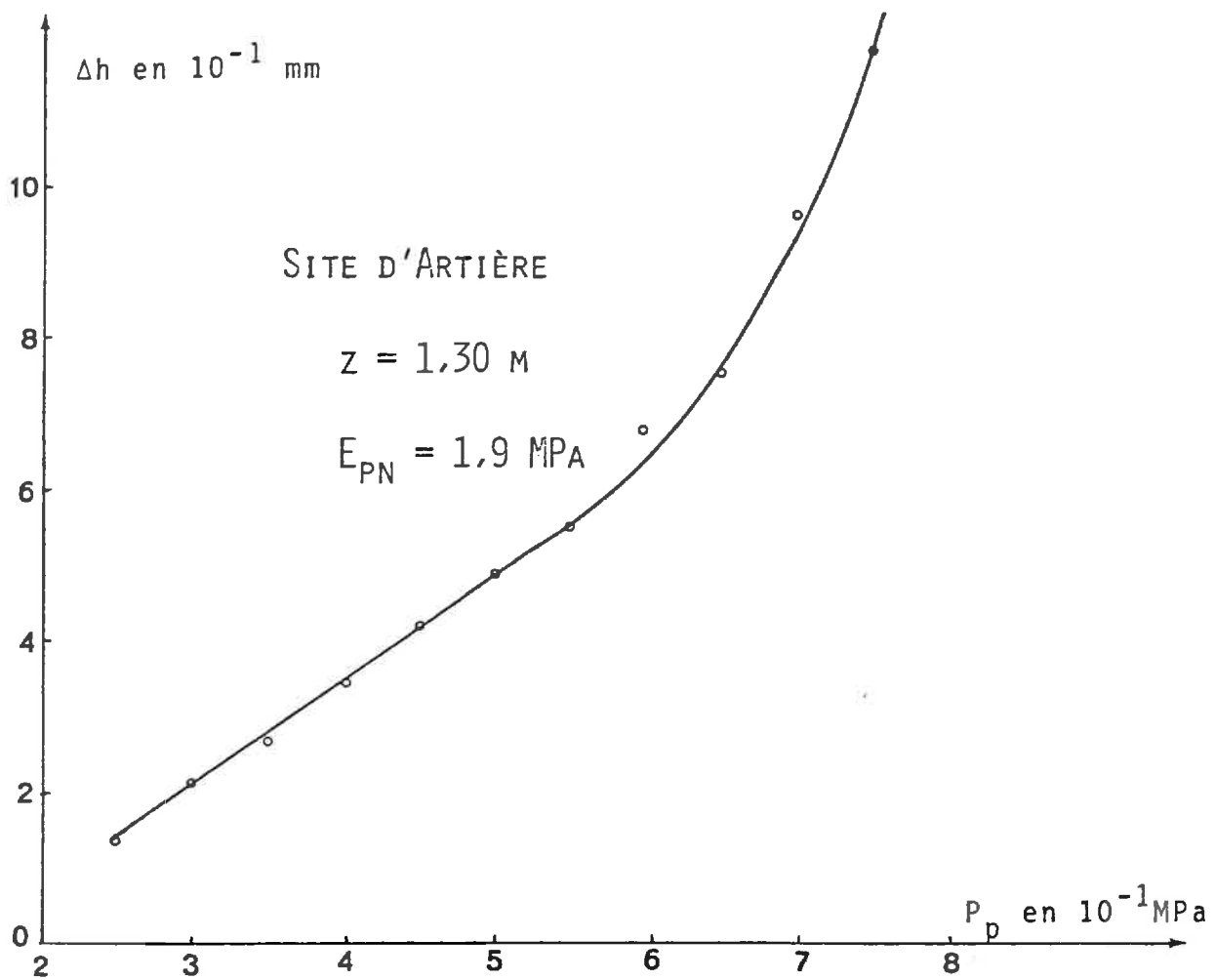
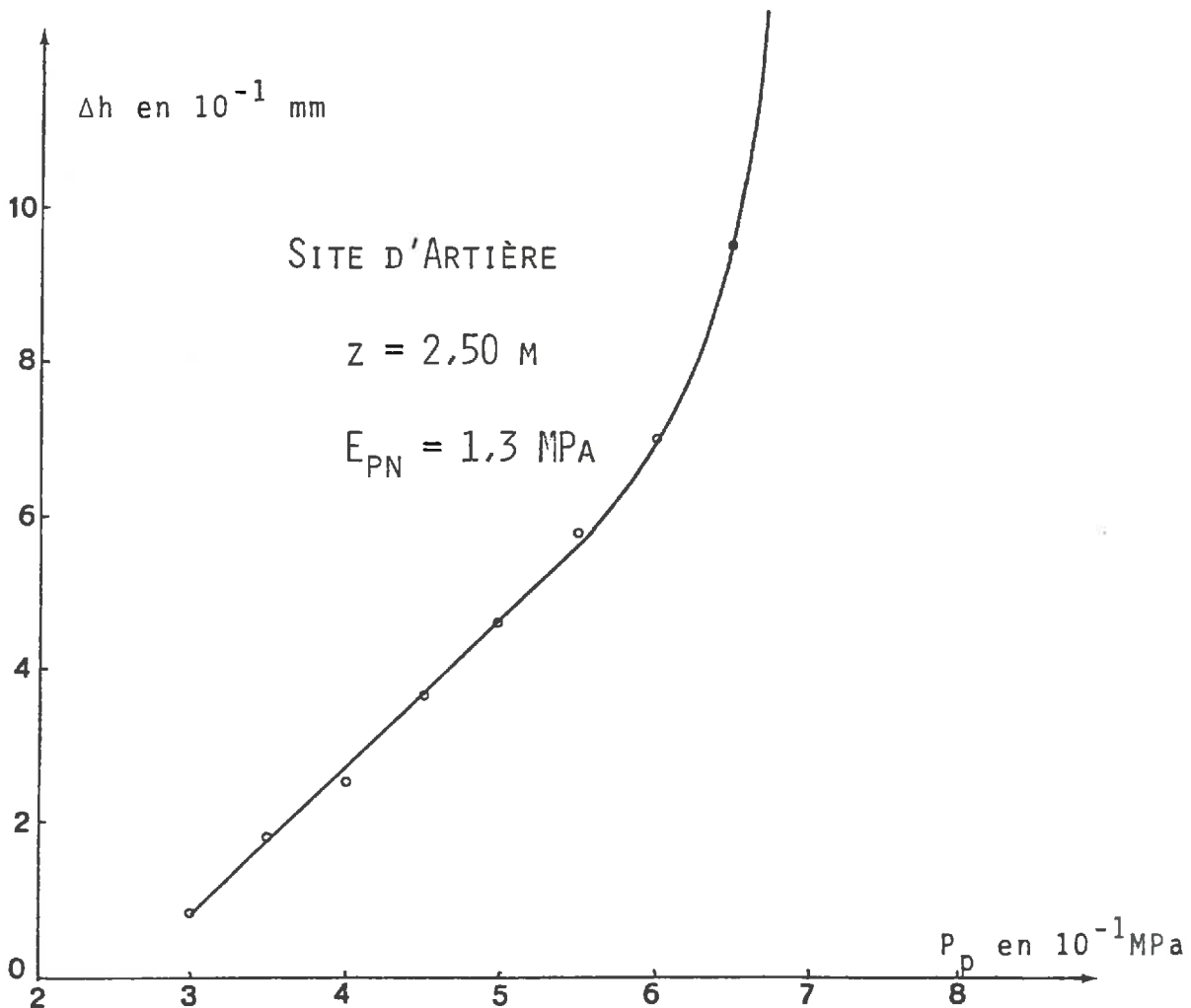


FIGURE 10



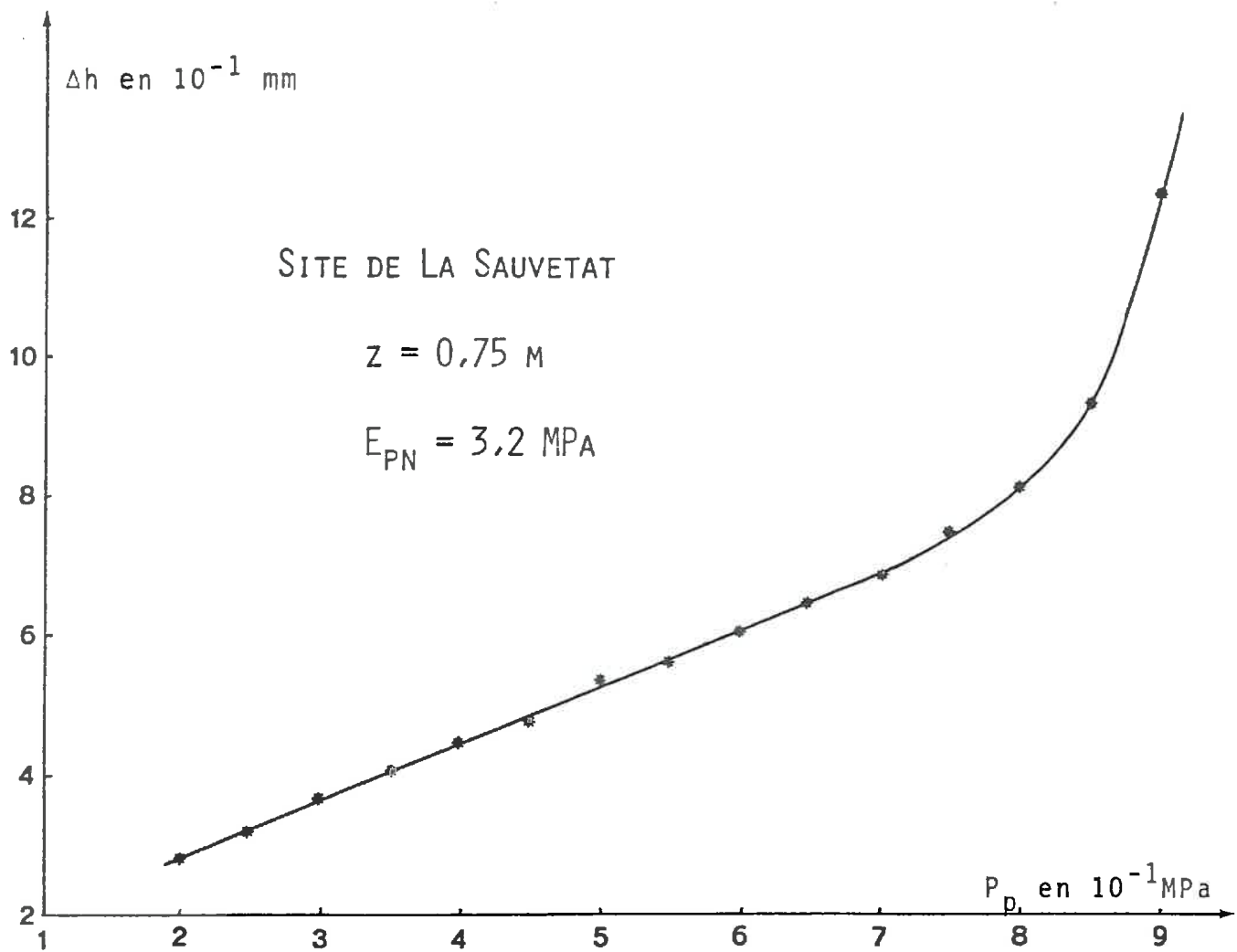
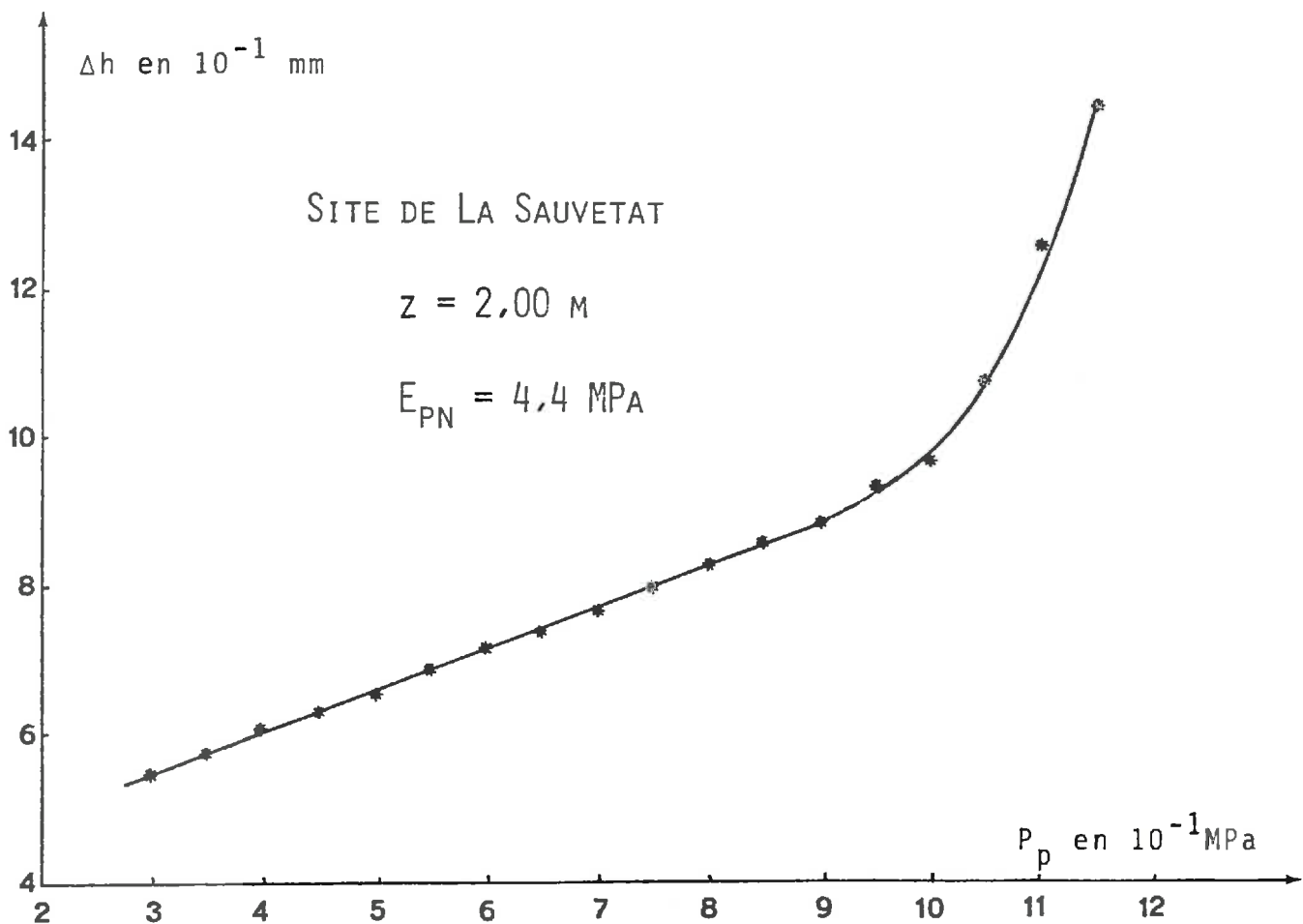


FIGURE 11



## CHAPITRE II

### INTERPRETATION DES RESULTATS

#### II .1. DETERMINATION DU MODULE PENETROMETRIQUE

Sur les courbes de compressibilité nous obtenons une partie linéaire sur laquelle nous définissons le module pénétrométrique par l'expression:

$$E_{pn} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} h_{ee} \quad (1)$$

dans laquelle :

- $\Delta\sigma$  représente la variation de pression de la partie linéaire
- $\Delta h$  représente le tassement correspondant à cette même variation de pression
- $h_{ee}$  est appelée hauteur élastique équivalente

Nous avons introduit la notion de hauteur élastique équivalente pour rendre  $E_{pn}$  homogène à une pression. Le terme  $h_{ee}$  correspond en fait à la hauteur équivalente d'un échantillon cylindrique de  $10 \text{ cm}^2$  de section, soumis à la même pression verticale, à une pression latérale égale à la pression des terres au repos à la profondeur de l'essai et qui aurait une déformation  $\Delta h$ . Il doit tenir compte de la forme et des dimensions de l'embout utilisé, de l'encastrement mais aussi du remaniement du sol car, comme nous l'avons déjà souligné, l'essai de compressibilité réalisé est en fait un chargement de deuxième cycle, le premier cycle ayant été conduit jusqu'à "rupture" du matériau.

Compte tenu des remarques précédentes, nous allons tenter de déterminer l'expression de  $h_{ee}$  nécessaire à l'exploitation des résultats.

Dans la mesure où nous pouvons considérer que notre embout plat est assimilable à une plaque circulaire rigide, la formule de BOUSSINESQ donnant le tassement d'une telle plaque reposant sur un massif élastique semi-infini de caractéristiques E et  $\nu$  est applicable. L'expression du tassement w est alors:

$$w = \frac{\pi R}{2} \sigma \frac{1-\nu^2}{E} \quad \text{soit} \quad E = \frac{\pi R}{2} (1-\nu^2) \frac{\sigma}{w} \quad (2)$$

avec:                                    -R : rayon de la plaque  
   - $\sigma$  : contrainte exercée par la plaque sur le sol

Cependant nos essais sont effectués avec un encastrement qui peut être pris comme infini. En effet notre embout a un diamètre de 3,57 cm et in situ les mesures ont toujours été réalisées à une profondeur au moins égale à 0,50 m. Pour appliquer BOUSSINESQ nous devons donc introduire un coefficient réducteur tenant compte de cet encastrement. D'après MINDLIN ce coefficient est environ de 2. L'expression (2) devient:

$$E = \frac{\pi R}{2} (1-\nu^2) \frac{\sigma}{w} \frac{1}{2} \quad (3)$$

Nous verrons par la suite qu'il est possible de retrouver cette valeur.

De plus, nous devons également appliquer à l'expression (3) un coefficient de remaniement noté  $k_r$ . Nous obtenons donc:

$$E = \frac{\pi R}{4} (1-\nu^2) \frac{1}{k_r} \frac{\sigma}{w} \quad (4)$$

En égalant les expressions (1) et (4) nous voyons que  $h_{ee}$  est donnée par la relation:

$$h_{ee} = \frac{\pi R}{4} (1-\nu^2) \frac{1}{k_r}$$

En prenant  $\nu = 0,33$  comme valeur généralement admise pour les sols, nous pouvons écrire:

$$h_{ee} = 0,7 R \frac{1}{k_r}$$

L'expression de  $E_{pn}$  devient donc:

$$E_{pn} = \frac{0,7}{k_r} \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \quad (5)$$

Afin de montrer que le module pénétrométrique  $E_{pn}$  est bien une caractéristique ne dépendant que de la nature du matériau, nous avons effectué, sur un même site et à la même profondeur, plusieurs essais en faisant varier R. Les résultats obtenus ont montré que  $E_{pn}$  était alors constant.

## II .2. DETERMINATION DU COEFFICIENT $k_r$ A PARTIR DU MODULE TRIAXIAL DRAINE $E'$

Pour définir complètement  $E_{pn}$  nous devons déterminer la valeur du coefficient  $k_r$ . Une première approche peut être faite en supposant que  $E_{pn}$  est comparable au module triaxial drainé  $E'$  et ceci pour chaque type de sol étudié, ce module étant couramment utilisé dans les calculs de tassement. Nous avons jugé utile, avant de présenter les divers résultats obtenus, de décrire le mode opératoire utilisé pour la détermination de  $E'$ .

Les essais ont été effectués à partir des échantillons prélevés au carottier à piston stationnaire  $\phi$  80 mm et  $\phi$  100 mm puis découpés à  $\phi$  50 mm. Pour le site des Monneaux, où nous sommes en présence d'un matériau tourbeux, les échantillons ont été prélevés au carottier de  $\phi$  50 mm pour éviter un découpage trop délicat. Nous avons réalisé des essais consolidés drainés CD sous contrepression conformément aux recommandations données par le mode opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (13).

La pression de consolidation a été prise égale à la pression effective verticale des terres calculée à la profondeur de prélèvement des échantillons. Du fait des faibles valeurs obtenues, la détermination du  $t_{100}$  de consolidation est quasi impossible. Aussi nous avons dû procéder à des

manipulations préliminaires pour adopter une vitesse de déformation correcte.

Pour déterminer le module  $E'$  sur les courbes  $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon)$  ( $\epsilon$  étant la déformation axiale) nous avons choisi arbitrairement de prendre comme valeur de  $E'$  la pente de la tangente à la courbe au point d'ordonnée correspondant à 15% de la valeur du déviateur de rupture. En effet le module tangent à l'origine représente un module de micro-déformations difficile à évaluer.

Dans le tableau de la page 31 nous présentons les résultats obtenus pour les différents sites étudiés.

La moyenne des différentes valeurs de  $k_r$  pour l'ensemble des sites est de 5,02 et l'écart type est de 0,45. Nous prendrons donc en première approximation  $k_r = 5$ , avec comme hypothèse  $E' = E_{pn}$

### II .3. ETUDE DU RAPPORT $E_{pn} / R_p$

Pour calculer le rapport  $E_{pn} / R_p$  nous avons pris  $k_r = 5$ ,  $R_p$  correspondant aux mesures effectuées avec la pointe Delft. Ce rapport sera noté  $\alpha'$  par analogie avec le coefficient  $\alpha$  proposé par SANGLERAT reliant  $E'$  à  $R_p$  par l'expression  $E' = \alpha R_p$ .

Les résultats sont consignés dans le tableau de la page 32.

Si les valeurs de  $\alpha'$  semblent satisfaisantes pour les sites des Monneaux et de La Sauvetat, il n'en est pas de même pour les deux autres où nous pouvons noter une certaine divergence par rapport au  $\alpha$  proposé par SANGLERAT.

| SITE            | Profondeur<br>en m | E' en<br>MPa | $E_{pn} \times k_r$<br>en MPa | $k_r$ |
|-----------------|--------------------|--------------|-------------------------------|-------|
| LA<br>SAUVETAT  | 0,50               | 3,1          | 14,5                          | 4,67  |
|                 | 0,75               | 3,3          | 16                            | 4,84  |
|                 | 1,50               | 3,4          | 17,5                          | 5,15  |
|                 | 1,75               | 4,1          | 20                            | 4,88  |
|                 | 2,25               | 5,5          | 24                            | 4,36  |
| LES<br>MONNEAUX | 0,50               | 0,16         | 0,85                          | 5,31  |
|                 | 0,75               | 0,16         | 0,90                          | 5,62  |
|                 | 1,00               | 0,12         | 0,65                          | 5,41  |
|                 | 1,75               | 0,14         | 0,65                          | 4,64  |
|                 | 2,00               | 0,15         | 0,70                          | 4,66  |
|                 | 2,25               | 0,10         | 0,60                          | 6,00  |
|                 | 2,75               | 0,11         | 0,65                          | 5,91  |
| SARLIEVE        | 1,30               | 1,9          | 8,5                           | 4,47  |
|                 | 1,40               | 2,0          | 10,0                          | 5,00  |
|                 | 1,50               | 2,2          | 9,5                           | 4,32  |
|                 | 1,60               | 2,2          | 11,5                          | 5,23  |
|                 | 1,80               | 1,3          | 6,0                           | 4,62  |
|                 | 2,50               | 1,2          | 6,0                           | 5,00  |
| ARTIERE         | 1,30               | 1,9          | 8,5                           | 5,00  |
|                 | 1,80               | 1,5          | 8,0                           | 5,33  |
|                 | 2,30               | 1,3          | 6,5                           | 5,00  |
|                 | 2,50               | 1,3          | 6,5                           | 5,00  |

| SITE                                      | Profondeur<br>en m | $E_{pn}$ en<br>MPa | $R_p$ en<br>MPa | $\alpha' = E_{pn}/R_p$ |
|---|--------------------|--------------------|-----------------|------------------------|
| SARLIEVE<br><br>$2 < \alpha < 6$          | 1,30               | 1,7                | 1,1             | 1,55                   |
|   | 1,40               | 2,0                | 1,0             | 2,0                    |
|   | 1,50               | 1,9                | 1,0             | 1,9                    |
|   | 1,60               | 2,3                | 1,0             | 2,3                    |
|   | 1,80               | 1,2                | 1,0             | 1,2                    |
|   | 2,50               | 1,2                | 1,0             | 1,2                    |
| ARTIERE<br><br>$2 < \alpha < 6$           | 1,30               | 1,7                | 1,1             | 1,54                   |
|   | 1,80               | 1,6                | 0,7             | 2,29                   |
|   | 2,30               | 1,3                | 1,0             | 1,3                    |
|   | 2,50               | 1,3                | 1,0             | 1,3                    |
| LA<br>SAUVETAT<br>$2 < \alpha < 5$        | 0,50               | 2,9                | 1,4             | 2,07                   |
|   | 0,75               | 3,2                | 0,8             | 4,0                    |
|   | 1,00               | 3,5                | 0,7             | 5,0                    |
|   | 1,25               | 3,4                | 1,5             | 2,27                   |
|   | 1,50               | 3,5                | 1,3             | 2,69                   |
| $1 < \alpha < 2$                          | 1,75               | 4,0                | 4,4             | 0,91                   |
|   | 2,00               | 4,4                | 3,1             | 1,42                   |
|   | 2,25               | 4,8                | 3,4             | 1,41                   |
| LES<br>MONNEAUX<br><br>$0,4 < \alpha < 1$ | 0,50               | 0,17               | 0,13            | 1,31                   |
|   | 0,75               | 0,18               | 0,10            | 1,8                    |
|   | 1,00               | 0,13               | 0,13            | 1,0                    |
|   | 1,25               | 0,14               | 0,20            | 0,7                    |
|   | 1,75               | 0,13               | 0,21            | 0,62                   |
|   | 2,00               | 0,14               | 0,10            | 1,4                    |
|   | 2,25               | 0,12               | 0,12            | 1,0                    |
|   | 2,75               | 0,13               | 1,3             | 0,1                    |

Les résultats précédents ne permettent pas de conclure quant à la validité de notre méthode. Il serait pour cela nécessaire de comparer le tassement obtenu en utilisant le module pénétrométrique au tassement observé sur des ouvrages réels. Il est toutefois possible d'envisager, pour un terrain de caractéristiques connues, de comparer nos résultats à ceux obtenus par les autres méthodes (oedomètre, pressiomètre...), mais il nous est apparu fondamental avant toute chose d'approfondir l'étude du coefficient  $k_p$ , la détermination du module  $E_{pn}$  dépendant essentiellement de ce dernier.

## CHAPITRE III

### ETUDE DU COEFFICIENT DE REMANIEMENT $k_r$

Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, le coefficient  $k_r$  a été introduit pour tenir compte du fait que l'essai de compressibilité est réalisé sur un matériau complètement remanié par le fonçage préalable du train de tiges. Le problème posé est donc en quelque sorte de caractériser ce remaniement. L'idéal serait donc de pouvoir réaliser un premier chargement sur un sol intact, de le poursuivre jusqu'à sollicitation de la résistance maximale de celui-ci puis, après déchargement, d'effectuer l'essai proprement dit. Ainsi serait-il possible de comparer le comportement du matériau avant et après remaniement. Cette manipulation n'étant pas réalisable in situ, nous avons opté pour des essais en laboratoire.

#### III .1. MISE EN OEUVRE DES ESSAIS

Pour des raisons de facilité de mise en oeuvre et de reproductibilité de nos essais, nos manipulations ont été effectuées sur matériau pulvérulent. En effet, reproduire au laboratoire un sol cohérent pose de nombreux problèmes; il est difficile d'obtenir une même teneur en eau à chaque essai, le matériau n'est jamais homogène, le compactage est plus délicat.

#### III .11; Dispositif expérimental.

Les essais sont effectués dans une cuve dont les dimensions doivent permettre d'éviter les effets de bord. La zone influencée par le

chargement d'un pieu ne peut excéder quatre fois son diamètre sous la base de celui-ci et seize fois dans un plan horizontal. En appliquant ces résultats à notre embout de pénétromètre, nous pouvons aisément définir un volume minimal pour notre cuve; la section est prise égale à 0,55 x 0,55 m. En ce qui concerne la hauteur, une condition supplémentaire est de pouvoir réaliser un encastrement suffisant, ce qui nous a conduit à prendre 0,70 m de hauteur.

L'utilisation du pénétromètre nécessitant un ancrage, nous avons dû le fixer sur un bâti suffisamment rigide pour ne pas subir des déformations au cours des essais. La photo (4) donne une vue générale du dispositif expérimental utilisé.

### III .12; Matériau employé.

C'est un sable roulé provenant de l'Allier dont nous avons éliminé par tamisage les éléments supérieurs à 1,6 mm. Nous donnons figure 12 la courbe granulométrique de ce sable dont les caractéristiques sont les suivantes:

- coefficient de Hazen: 2
- $d_{50} = 0,63$  mm
- 0% d'éléments inférieurs à 0,1 mm
- densité minimum: 1,44

### III .13; Essais réalisés.

#### a) détermination de $k_p$

La résistance de pointe du sable à sa densité minimum étant trop faible pour nous permettre d'avoir une plage de lecture suffisante, nous avons donc effectué un compactage à la dame Proctor , à

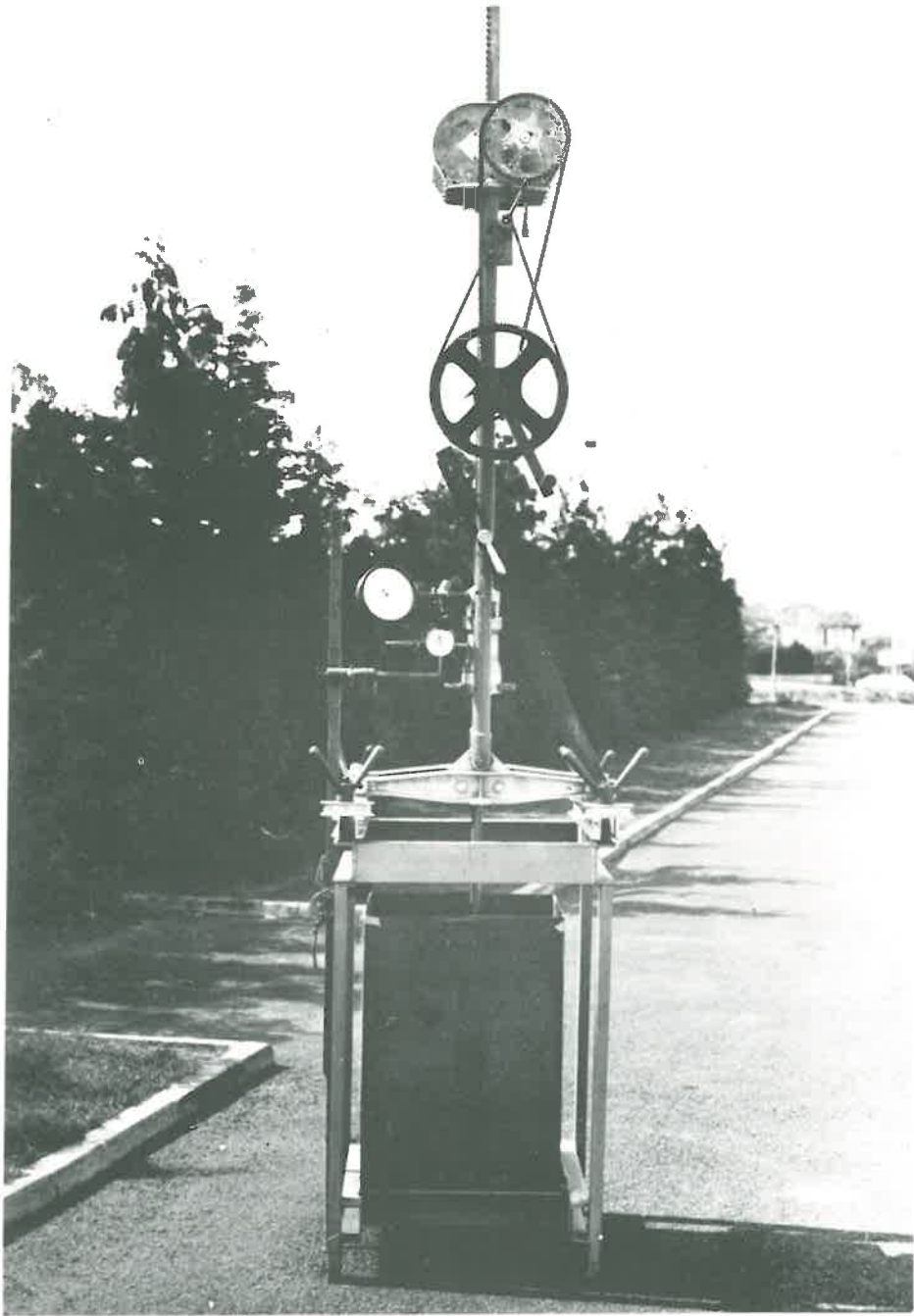


PHOTO 4 : PENETROMETRE SUR CUVE

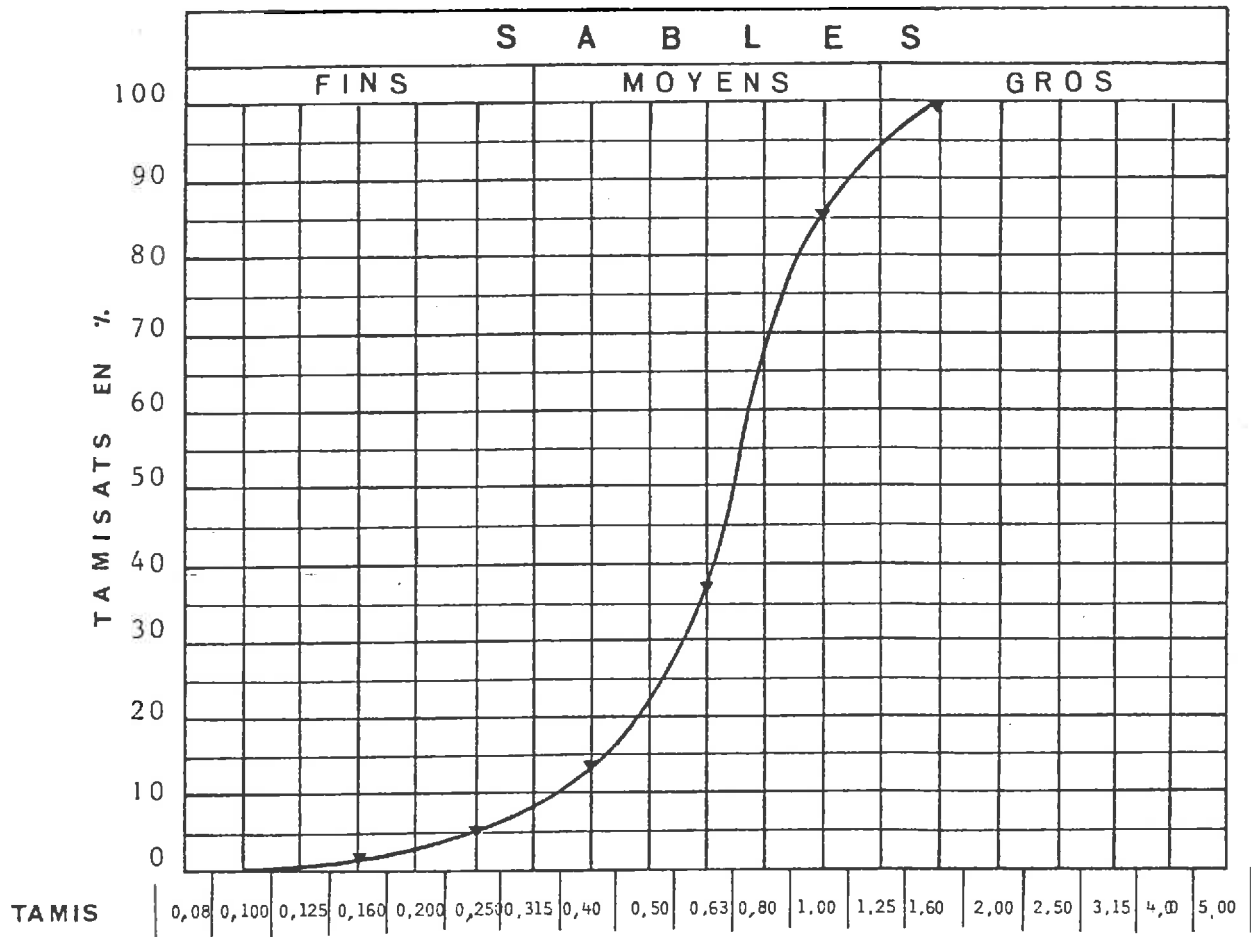


FIGURE 12 - COURBE GRANULOMÉTRIQUE DU SABLE D'ALLIER -

raison de 42 coups par couche de 10 cm. La densité sèche ainsi obtenue est de 1,63.

Pour réaliser un essai de compressibilité sur matériau intact, nous avons rempli la cuve sur une hauteur de 0,40 m selon le mode de compactage précédent. L'embout est alors mis en place à ce niveau, puis le remplissage est complété de la même façon. L'encastrement ainsi réalisé est de 0,30 m.

La méthode utilisée pour effectuer l'essai est en tous points analogue à celle des essais in situ (chargement par paliers, mesure des déplacements au bout de trente secondes et d'une minute). Lorsque le matériau a atteint sa résistance maximale, la pression exercée sur l'embout est ramenée à zéro et après stabilisation on procède alors à un deuxième cycle de chargement. Nous obtenons ainsi deux courbes de compressibilité du matériau représentant le comportement du sol intact et celui du sol remanié. L'analyse de ces deux courbes va nous permettre de déterminer le coefficient  $k_r$ .

En reprenant les hypothèses du chapitre précédent, nous pouvons également déterminer  $k_r$  par la connaissance du module  $E'$ . Nous avons pour cela effectué des essais triaxiaux drainés C.D. selon le mode opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. La pression de consolidation a été prise égale à 5 kPa, valeur correspondant à la contrainte verticale due au poids des terres à la profondeur de 0,30 m.

#### b) Essais d'écroûissage

Nous avons jugé utile d'étudier l'évolution du coefficient  $k_r$  lorsque le premier cycle de chargement n'est pas poursuivi jusqu'à la rupture. Pour ce faire nous avons réalisé plusieurs essais en prenant comme valeur du dernier palier de chargement de premier cycle différents pourcentages de la pression maximale (notés  $r$ ) conduisant à la rupture du matériau. Le deuxième cycle est ensuite effectué de la même manière que précédemment. Pour les faibles valeurs d'écroûissage ( $r < 50\%$ ),

Le module de deuxième cycle est difficile à déterminer, la partie linéaire de la courbe de compressibilité étant alors pratiquement inexistante. Pour étudier l'évolution du coefficient  $k_r$  dans cette zone, nous avons réalisé les essais d'écrouissage à l'appareil triaxial.

### III .2. RESULTATS ET INTERPRETATION

#### III .21; Détermination de $k_r$ .

Nous nous intéressons ici aux résultats obtenus lorsque le premier cycle est poursuivi jusqu'à la rupture.

Nous pouvons remarquer sur les courbes de la figure 13 que lors du chargement de premier cycle nous n'observons pas de partie linéaire; par contre, nous pouvons noter une certaine ressemblance avec les courbes obtenues avec l'appareil triaxial. Le deuxième cycle quant à lui présente une partie linéaire correspondant à celle que nous avons déjà pu observer in situ.

D'après la définition de  $E_{pn}$ , nous avons:

$$E_{pn} = 0,7 R \left( \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \right)_1 \quad \text{pour le premier cycle} \\ \text{(matériau intact)}$$

$$E_{pn} = 0,7 R \left( \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \right)_2 \quad \text{pour le deuxième cycle}$$

$\left( \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \right)_1$  représente ici la pente de la tangente à l'origine de la courbe de premier cycle,

$\left( \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \right)_2$  correspond à la pente de la partie linéaire de deuxième cycle.

Connaissant la valeur de ces deux termes, nous pouvons donc

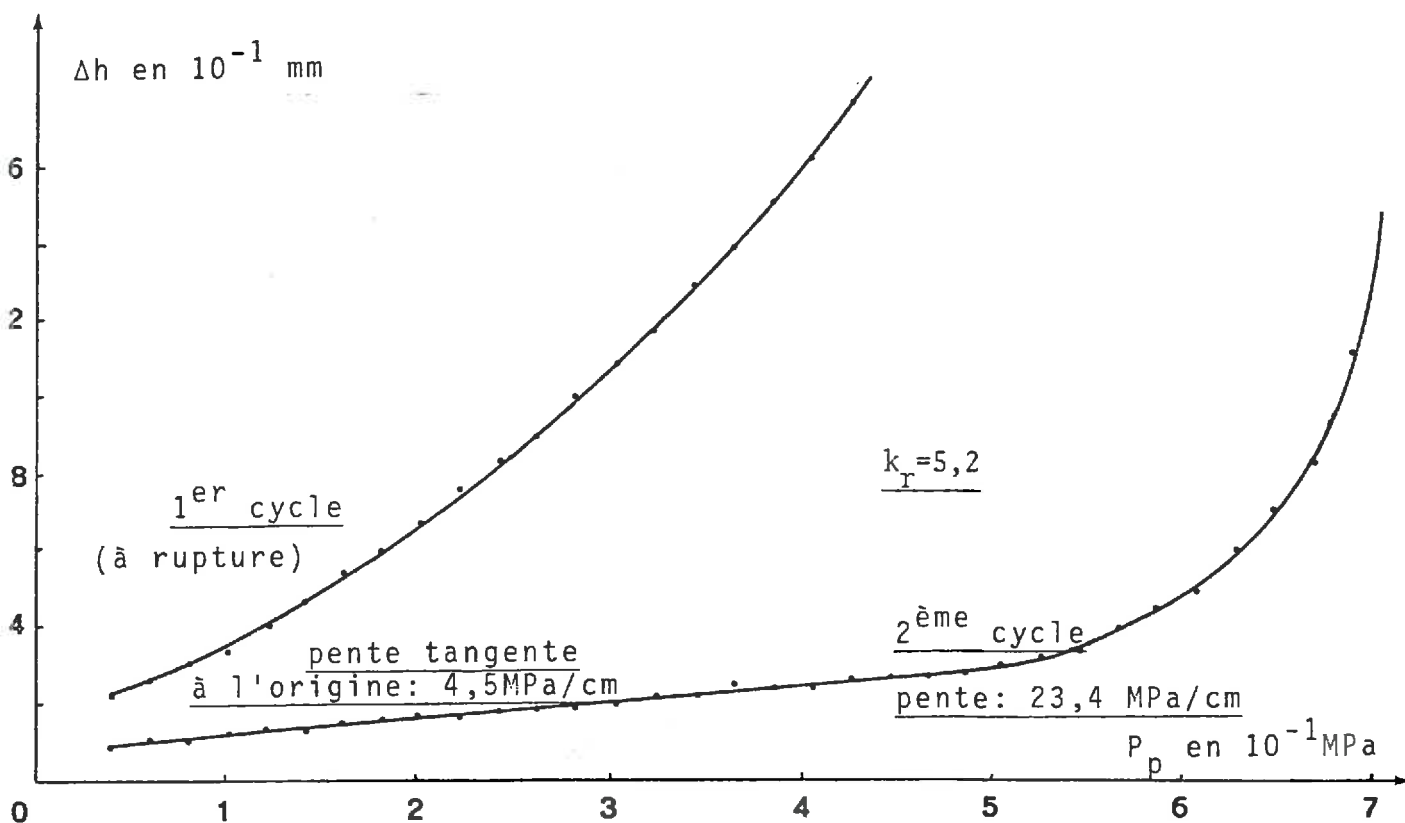
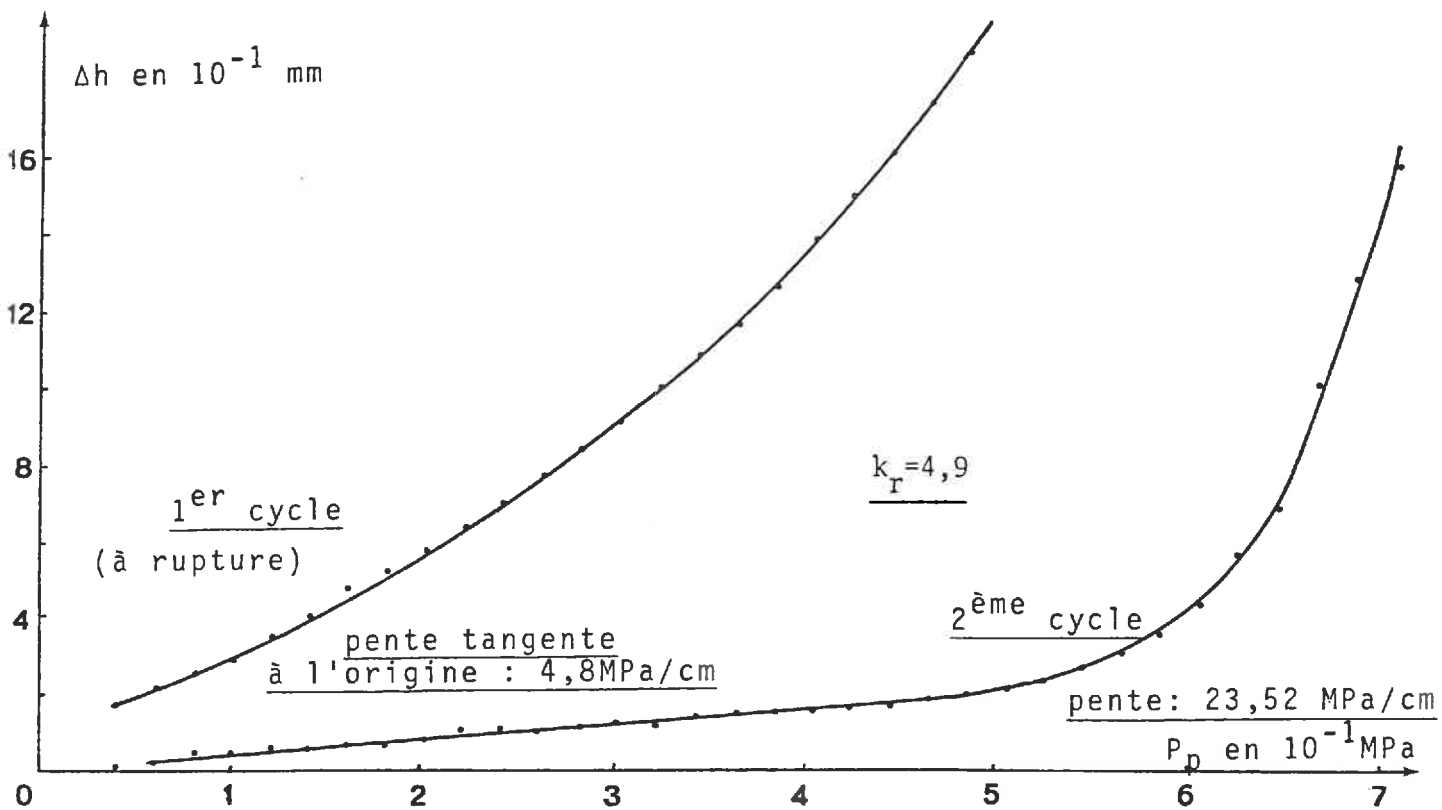


FIGURE 13 - COURBES DE COMPRESSIBILITÉ SUR SABLE SEC -

calculer  $k_r$ . Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

| Essai n°                                      | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    |
|---|------|------|------|------|------|
| $(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h})_1$ en MPa/cm | 4,8  | 4,5  | 5,5  | 5,0  | 5,3  |
| $(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h})_2$ en MPa/cm | 23,5 | 23,4 | 25,8 | 24,5 | 28,6 |
| $k_r$   | 4,9  | 5,2  | 4,7  | 4,9  | 5,4  |

La valeur moyenne de  $k_r$  est 5,12 et l'écart type 0,31

Dans le cas d'un matériau pulvérulent, nous pouvons donc prendre pour  $k_r$  une valeur de 5 identique à celle déterminée in situ sur les matériaux cohérents. Ceci est assez surprenant dans la mesure où un coefficient de remaniement devrait en toute logique dépendre de la nature même du type de sol étudié. Dans l'état actuel de nos connaissances, nous ne pouvons, sur ce point, donner d'explication rationnelle.

Le module triaxial drainé de notre sable est égal à 6,4 MPa. En écrivant  $E' = E_{pn}$  nous pouvons également déterminer  $k_r$  comme nous l'avons déjà vu précédemment.

Nous remarquons au vu des résultats présentés ci-après une bonne concordance des manipulations. De plus, notre hypothèse  $E' = E_{pn}$  semble validée.

Ces résultats montrent également que le coefficient tenant compte de l'encastrement est bien égal à 2.

| Essai n°   | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|
| $E'$ en MPa  | 6,4   | 6,4   | 6,4   | 6,4   | 6,4   |
| $E_{pn}=0,7R\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h}\right)_1$ en MPa | 5,98  | 5,61  | 6,85  | 6,23  | 6,60  |
| $E_{pn}=0,7R\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h}\right)_2$ en MPa | 29,28 | 29,16 | 32,15 | 30,53 | 35,64 |
| $k_r$  | 4,58  | 4,56  | 5,02  | 4,77  | 5,57  |

La valeur moyenne de  $k_r$  est 4,9 et l'écart type 0,42.

### III .22; Essais d'écroutissage.

Des exemples de courbes obtenues lors de ces essais sont données aux figures 14, 15 et 16.  $k_r$  est déterminé de la même façon que précédemment.

#### - Essais au pénétromètre.

| r en %   | 90   | 85   | 80   | 75   | 70   | 65   | 60   | 50   |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h}\right)_1$ en MPa/cm | 4,5  | 4,8  | 5,0  | 4,7  | 5,2  | 4,9  | 5,4  | 5,5  |
| $\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta h}\right)_2$ en MPa/cm | 22,5 | 20,4 | 23,1 | 24,2 | 23,5 | 16,2 | 21,4 | 15,6 |
| $k_r$  | 5,0  | 4,25 | 4,62 | 5,16 | 4,53 | 3,3  | 3,97 | 2,85 |

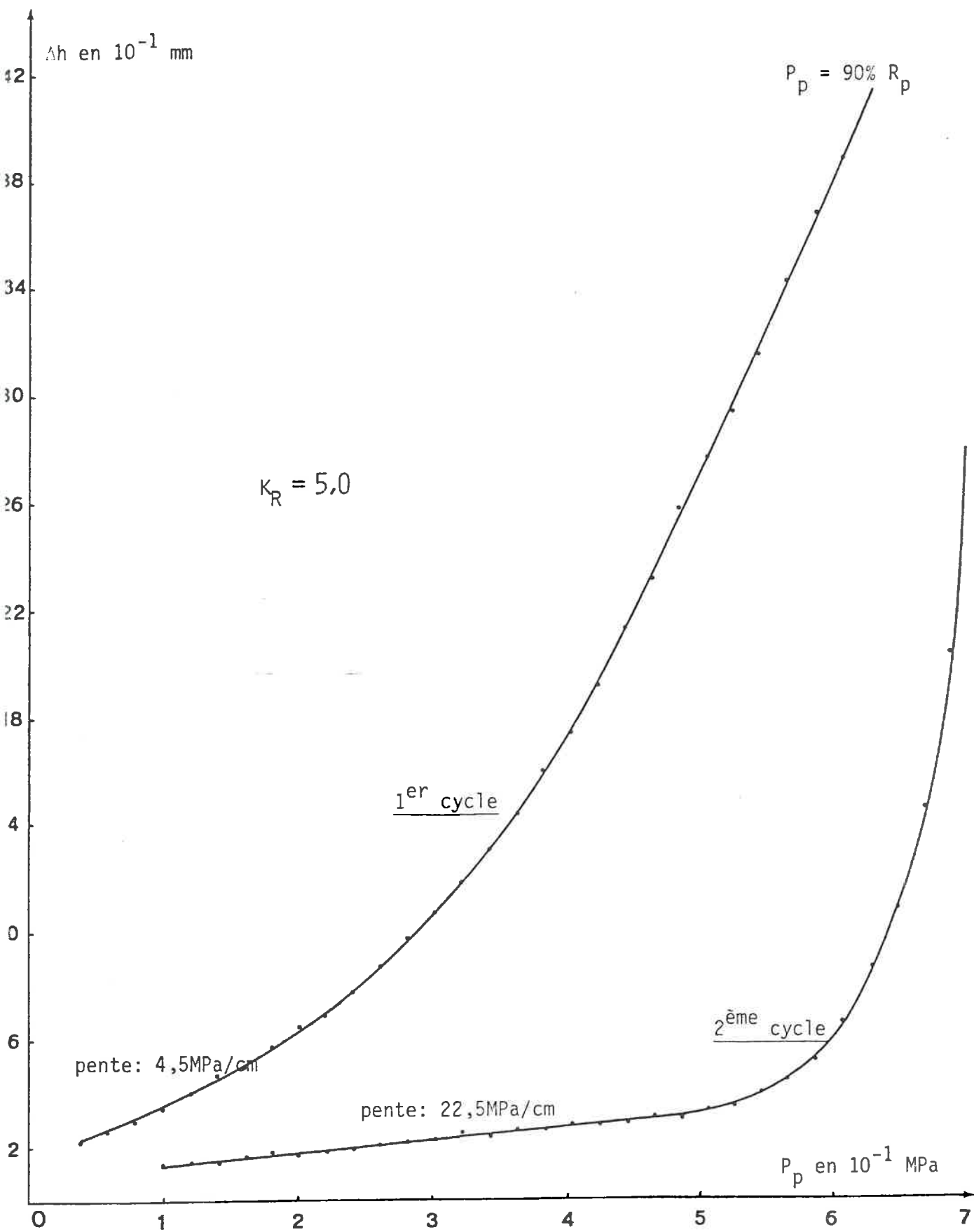


FIGURE 14 - ESSAI EN CUVE À R = 90% -

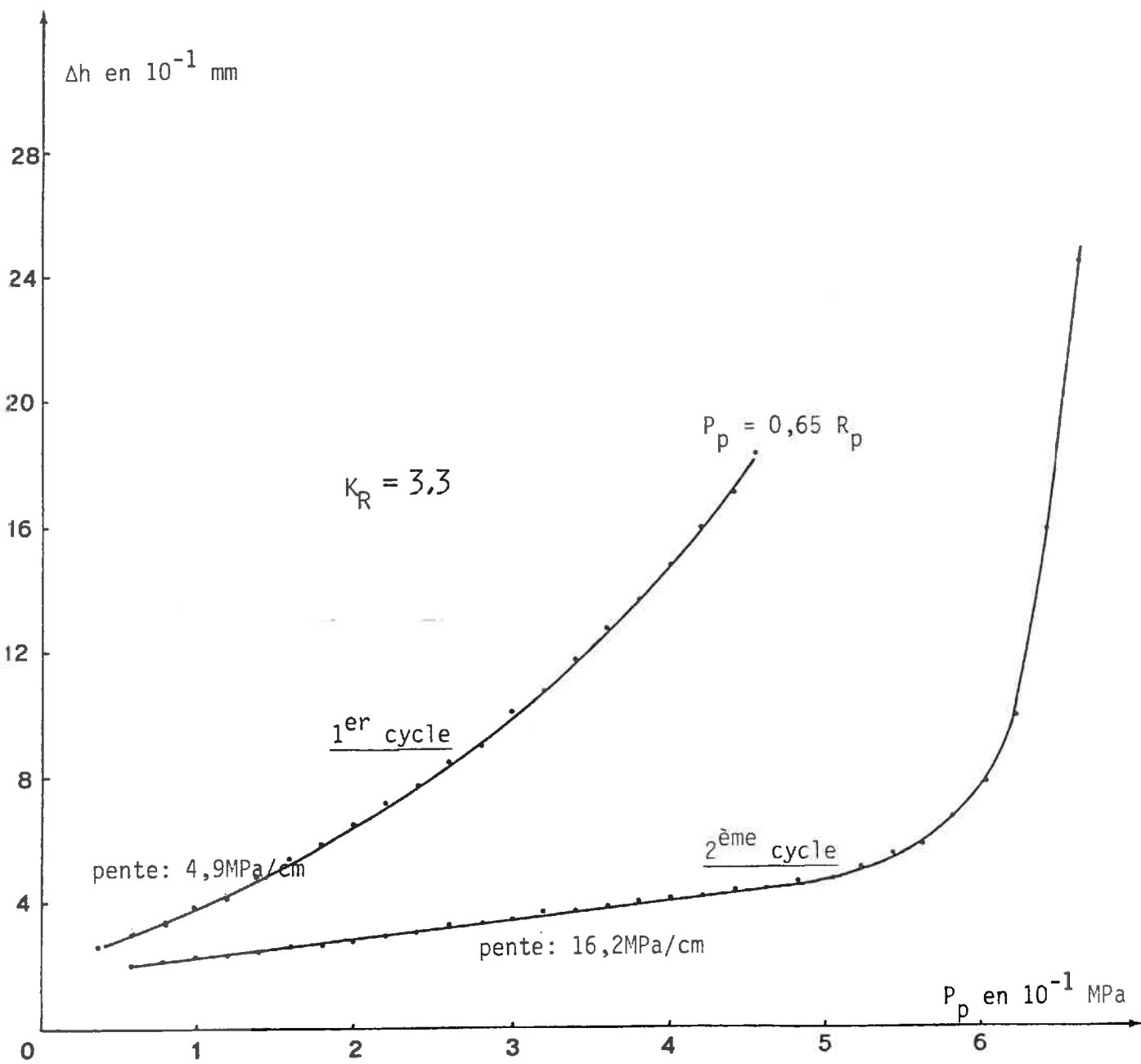


FIGURE 15 - ESSAI EN CUVE A R = 65% -

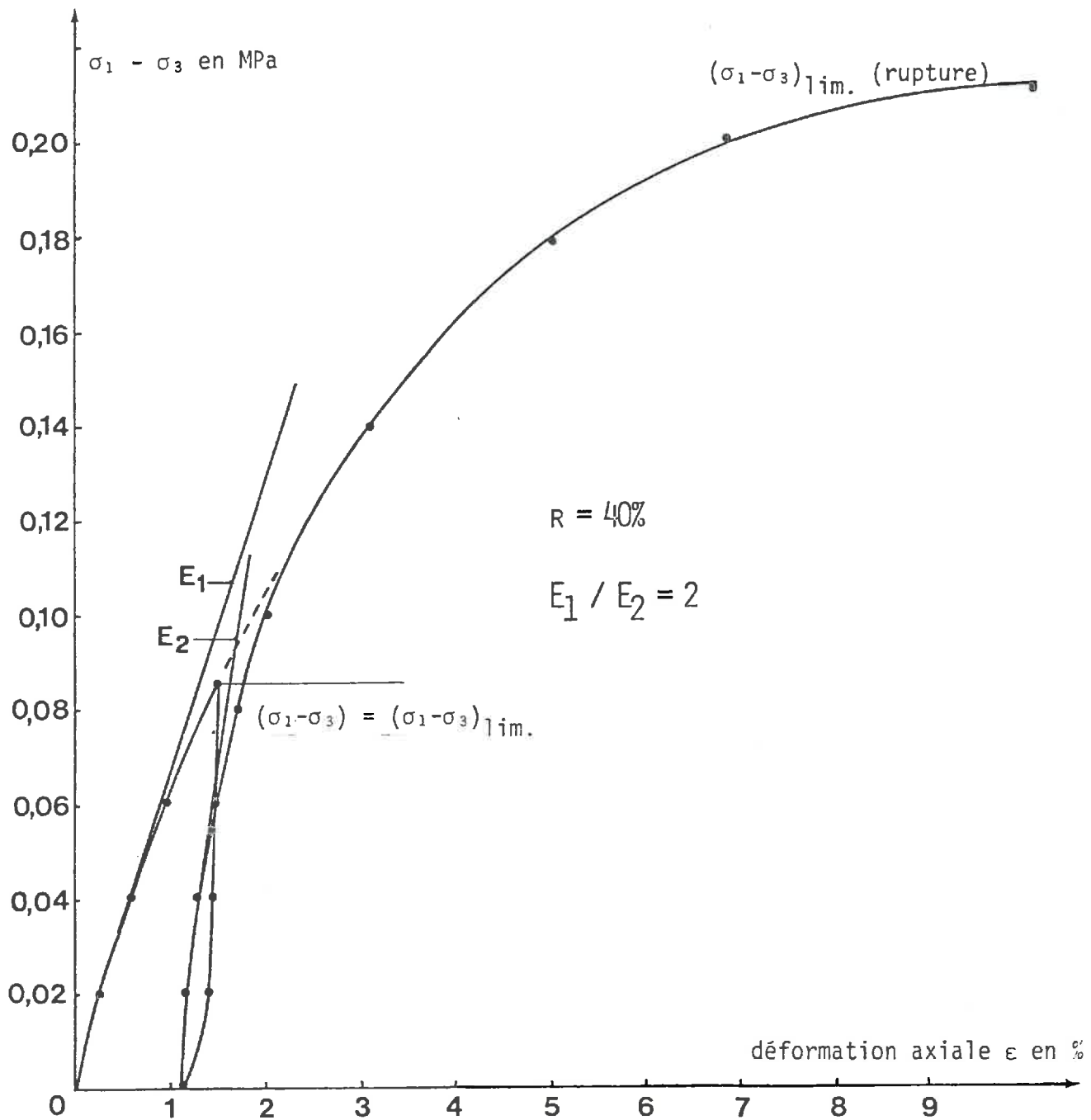


FIGURE 16 - ESSAI TRIAXIAL D'ÉCROUISSAGE -

- Essais au triaxial.

| r en %                                  | 20   | 30   | 40   | 50   |
|---|------|------|------|------|
| $E_1'$ 1 <sup>er</sup> cycle<br>en MPa  | 6,3  | 6,6  | 6,1  | 6,5  |
| $E_2'$ 2 <sup>ème</sup> cycle<br>en MPa | 9,9  | 12,9 | 13,4 | 14,7 |
| $k_r$                                   | 1,58 | 1,95 | 2,20 | 2,26 |

Nous avons reporté sur un même graphique les résultats obtenus au pénétromètre et à l'appareil triaxial (figure 17). Il semble en première approximation qu'il existe une relation linéaire entre  $k_r$  et  $r$ , mais la dispersion des résultats ne permet pas de conclure de manière définitive. Pour une valeur d'érouissage de 100% nous avons  $k_r = 5$ ; à 0%,  $k_r = 1$ , le matériau n'ayant subi aucun chargement préalable. Nous pouvons donc écrire la relation sous la forme:

$$k_r = 1 + 4r$$

Il est à noter que les valeurs de  $k_r$  obtenues par les essais triaxiaux se situent légèrement au dessous de la droite dont l'équation est donnée ci-dessus.

En conclusion nous proposons pour le module pénétrométrique l'expression suivante:

$$E_{pn} = \frac{0,7R}{5} \cdot \frac{\Delta\sigma}{\Delta h}$$

en rappelant que le coefficient de remaniement que nous avons pris égal à 5 est susceptible, en fonction de futurs résultats expérimentaux, de varier dans des proportions qui resteront toutefois faibles.

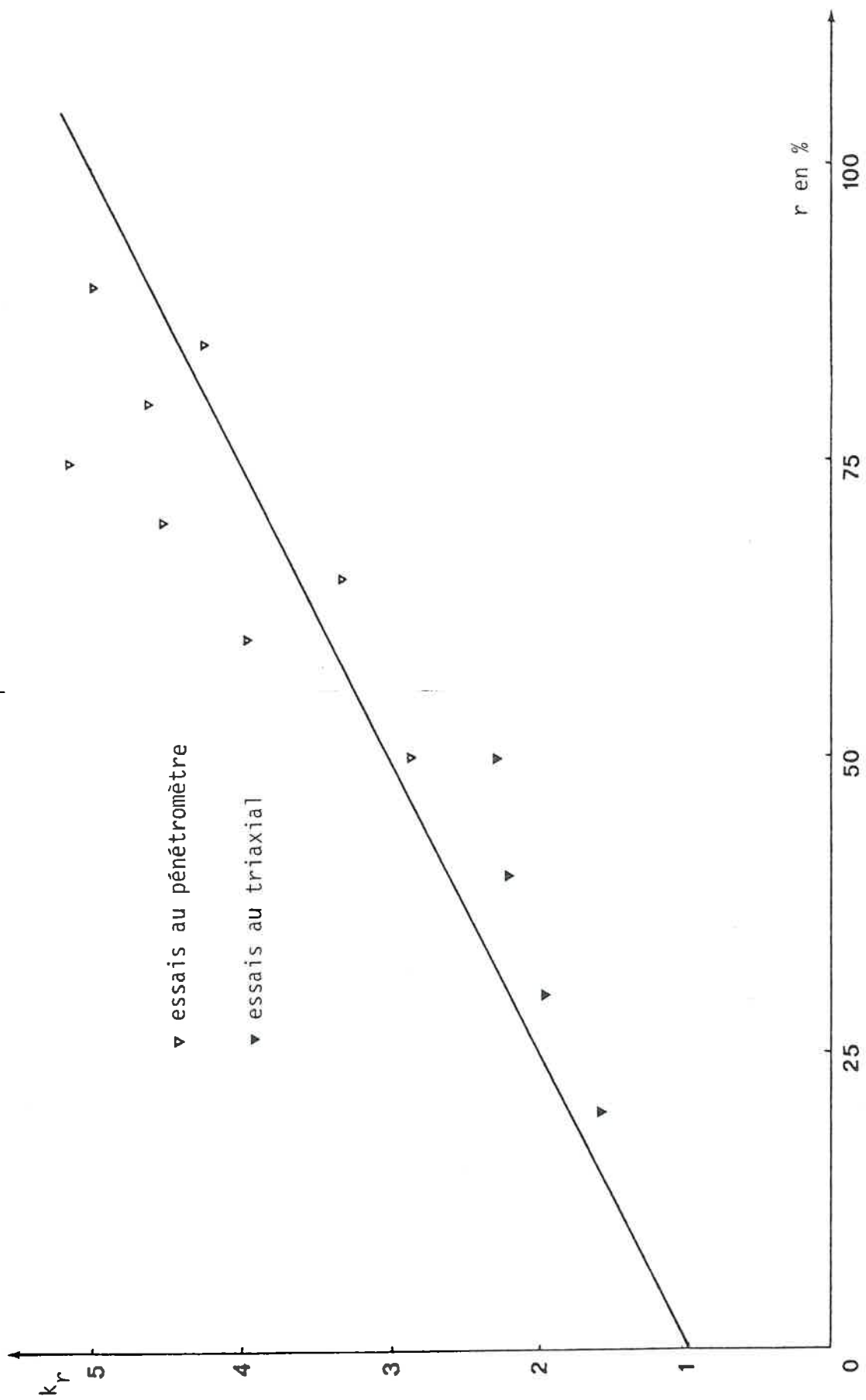


FIGURE 17 - ÉVOLUTION DE  $k_R$  EN FONCTION DE R -

## CHAPITRE IV

### APPLICATION PRATIQUE DE LA METHODE

Nous proposons dans ce chapitre une méthode d'investigation des sols en place au pénétromètre statique modifié pour la prévision des tassements des fondations. Nous donnons également un exemple de calcul pour une fondation circulaire pour différentes méthodes.

#### IV .1. METHODE DE RECONNAISSANCE. PRINCIPE DE CALCUL

La première phase d'investigation, au pénétromètre statique ou pour les autres types d'appareils, est une reconnaissance générale du site à étudier, selon un maillage assez lâche.

Pour chaque sondage on trace la courbe  $R_p = f(z)$  ( $z$  profondeur de l'essai), ce qui permet d'apprécier l'homogénéité du site, de déceler les singularités nécessitant des essais complémentaires, d'observer d'éventuels pendages de couches et surtout de déterminer les couches de faible résistance de pointe où des déformations importantes peuvent avoir lieu. L'ingénieur peut ensuite déterminer la contrainte admissible pour une fondation superficielle par l'expression couramment admise:

$$q_{ad} = \frac{R_p}{10}$$

$q_{ad}$  étant la contrainte admissible

La deuxième phase de l'étude consiste à calculer des tassements. Pour cela on pourra utiliser deux méthodes. Dans le cas de couches où la

résistance de pointe est supérieure à 1,5 MPa, la méthode préconisée par SANGLERAT:  $C_c = f(R_p, w)$  qui donne des résultats assez satisfaisants peut être employée. Par contre pour des résistances inférieures notre méthode semble mieux adaptée mais elle peut être également utilisée pour des résistances supérieures.

Pour chaque couche compressible on effectue l'essai de compressibilité avec l'embout plat ce qui nous permet d'obtenir la pression de fluage  $P_{pf}$ , la pression de rupture sous la pointe  $P_{pl}$  et enfin le module pénétrométrique  $E_{pn}$  déduit de la phase pseudo-élastique de l'essai comme nous l'avons vu précédemment. Les essais peuvent être réalisés en trente minutes environ.

La connaissance de  $E_{pn}$  donc de  $E'$  (compte tenu des hypothèses précédentes) nous permet de calculer par la théorie de l'élasticité le tassement relatif de chaque couche, en prenant  $\nu' = 0,33$ , valeur généralement admise en Mécanique des Sols. Nous pouvons pour ce faire utiliser les tables de GIROUD (14) qui permettent suivant les différents cas de déterminer la répartition des contraintes sous la fondation et le tassement qui en résulte.

#### IV .2. COMPARAISON AVEC D'AUTRES METHODES

Nous nous proposons de calculer le tassement sous une fondation circulaire encastrée de 1,00 m et transmettant au sol une charge de 500 kN. Nous prendrons comme caractéristiques du sol celles du site d'Artière décrit précédemment.

Pour un encastrement de 1,00 m nous avons une résistance de pointe de l'ordre de 1,0 MPa, par conséquent nous pouvons prendre comme contrainte admissible:

$$q_{ad} = \frac{R_p}{10} = 0,1 \text{ MPa}$$

ce qui donne pour le rayon de la fondation:

$$R = 1,30 \text{ m}$$

Pour calculer l'augmentation de contrainte provoquée par cette surcharge pour des tranches de terrain nous utilisons les formules données par GIROUD:

$$\Delta\sigma_z = k_z \cdot q$$

$$\Delta\sigma_x = (k_r - (1-2\nu')k_r') \cdot q$$

avec  $q = 0,1 \text{ MPa}$

$k_r$ ,  $k_r'$  et  $k_z$  sont donnés dans les tables du même auteur.

Nous calculons ensuite le tassement relatif de chaque couche par l'expression:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E'} (\sigma_z - 2\nu'\sigma_x)$$

Le tassement total de la fondation est la somme de ces tassements élémentaires.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau de la page 51.

On obtient ainsi un tassement total de 7,5 cm.

Par comparaison, nous donnerons les résultats suivants:

- tassement estimé par le calcul oedométrique:

$$w = 18 \text{ cm}$$

- tassement estimé par la relation  $C_c = f(R_p, w)$

$$w = 16 \text{ cm}$$

| Profondeur en m   | 1,00 à 1,50 | 1,50 à 2,00 | 2,00 à 2,50 | 2,50 à 3,00 | 3,00 à 3,50 |
|-------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $E_{pn}$ en MPa   | 1,7         | 1,6         | 1,9         | 2,5         | 12,0        |
| $\nu'$            | 0,33        | 0,33        | 0,33        | 0,33        | 0,33        |
| $k_z$             | 0,994       | 0,875       | 0,668       | 0,486       | 0,354       |
| $k_r$             | 0,722       | 0,315       | 0,128       | 0,057       | 0,031       |
| $k'_r$            | 0,406       | 0,261       | 0,154       | 0,100       | 0,069       |
| $\sigma_x$ en MPa | 0,058       | 0,023       | 0,008       | 0,002       | 0,001       |
| $\sigma_z$ en MPa | 0,1         | 0,088       | 0,067       | 0,049       | 0,035       |
| $\epsilon_z$      | 0,0363      | 0,0452      | 0,0473      | 0,0188      | 0,0029      |
| $\Delta h$ en cm  | 1,81        | 2,26        | 2,37        | 0,94        | 0,14        |

- tassement estimé par la relation  $w = h\Delta\sigma \frac{1}{\alpha R_p}$   
w = 5,5 cm
- tassement estimé par la méthode pressiométrique:  
w = 6,5 cm

Nos résultats semblent assez bien concorder avec ceux du pressiomètre dans ce cas précis. Par contre ils sont assez éloignés du tassement estimé par un calcul oedométrique classique.

Dans la première partie de cette étude nous avons vu qu'il était possible de réaliser in situ, à l'aide du pénétromètre statique, un essai de compressibilité. Les résultats obtenus sont très encourageants mais ne suffisent pas, dans l'état actuel de nos connaissances, à conclure de manière définitive quant à la validité de notre méthode. Le point important de cette étude reste l'introduction du coefficient de remaniement qui prend en compte le fait que le matériau a suivi un certain chemin de contrainte avant la réalisation de l'essai proprement dit.

Nous pensons dans un proche avenir engager une campagne d'essais au pénétromètre statique modifié sur certains sites de la région clermontoise. Cette campagne à long terme (quatre à cinq ans) aura pour but de comparer les tassements calculés par notre méthode aux tassements réels mesurés sur ouvrage ainsi qu'aux prévisions obtenues par les méthodes classiques sur ces mêmes sites.

DEUXIEME PARTIE  
=====

ETUDE DU CHAMP DE CONTRAINTE DE L'ESSAI

SUR MODELE ANALOGIQUE

=====

Les résultats donnés par les essais sont toujours représentatifs de l'histoire mécanique du matériau, c'est à dire que les lois de comportement déterminées à partir de ces résultats sont fonction du chemin de contrainte suivi par le sol. Nous avons vu par exemple dans la première partie de cette étude que le coefficient de remaniement dépendait du degré d'écrouissage.

Il est donc nécessaire, afin de mieux comprendre le mécanisme de l'essai de compressibilité au pénétromètre statique, de s'intéresser, dans la zone sollicitée par le chargement de l'embout, à l'évolution des contraintes au cours de l'essai. La mesure de ces dernières pose encore in situ et même au laboratoire (15) de nombreux problèmes, comme nous l'avons souligné au premier chapitre. Cependant il est malgré tout plus aisé d'effectuer une étude de ce type en laboratoire où nous pouvons mieux maîtriser les différents paramètres qui entrent en jeu.

Pour ce faire nous avons pensé utiliser le modèle de SCHNEEBELI qui a montré la possibilité de réaliser un milieu pulvérulent, obéissant à la loi de COULOMB, par un empilage de petits cylindres parallèles, horizontaux et de même longueur. Un tel modèle permet l'étude de problèmes à deux dimensions et de nombreux auteurs (16,17,18,19) l'ont utilisé notamment pour mieux comprendre les schémas de rupture du sol sous une fondation, l'équilibre limite des coins de poussée et butée, la stabilité des murs en terre armée, etc... Jusqu'à présent il ne permettait que de visualiser les différents phénomènes bien que certaines tentatives aient été faites (20) pour déterminer les contraintes sans donner de résultats satisfaisants.

Nous avons donc dû en premier lieu mettre au point une méthode permettant de définir l'état de contrainte en tous points d'un massif

analogique de SCHNEEBELI. Nous avons ensuite simulé l'essai de compressibilité en déterminant à chaque stade de ce dernier les contraintes développées dans le milieu.

Après avoir exposé la méthode utilisée nous présentons l'appareillage expérimental et la mise en oeuvre de nos essais. Nous donnons ensuite les différents résultats obtenus et leur interprétation.

## CHAPITRE V

### PRINCIPE DE LA METHODE

Dans un massif constitué par un empilement de cylindres, il est bien évident que la force nécessaire à déplacer l'un d'entre eux selon son axe longitudinal est fonction de la profondeur à laquelle il se situe, le milieu étant pesant. La méthode que nous avons mise au point est fondée sur ce principe. Nous allons donc voir dans ce chapitre comment déterminer les contraintes à partir de la mesure de telles forces.

#### V .1. DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES ROULEAUX

Dans la suite de cette étude nous appellerons indifféremment rouleau ou cylindre chaque élément constitutif du massif.

#### V .11; Méthode pour un seul cylindre.

On peut représenter les forces agissant sur un cylindre comme indiqué à la figure 18. Nous ne prenons en compte que les forces radiales, la résistance à l'enfoncement des rouleaux n'étant proportionnelle qu'à ces dernières dans la direction considérée.

Soit  $F_T$  la force nécessaire pour déplacer un rouleau selon son axe longitudinal. Nous pouvons écrire:

$$F_T = \operatorname{tg} \delta \cdot \Sigma F_i$$

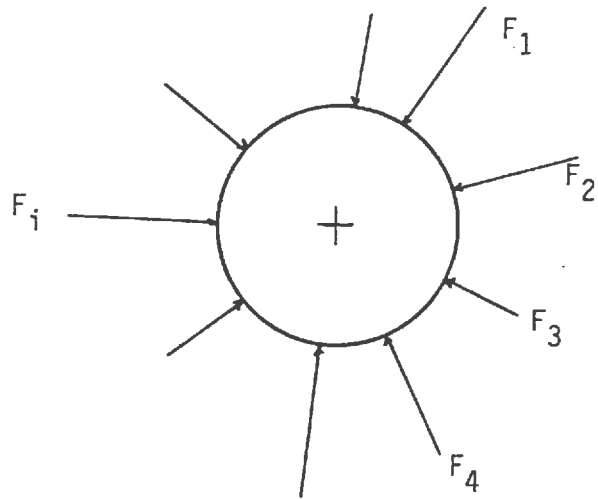


FIGURE 18 - FORCES AGISSANT SUR UN SEUL ROULEAU -

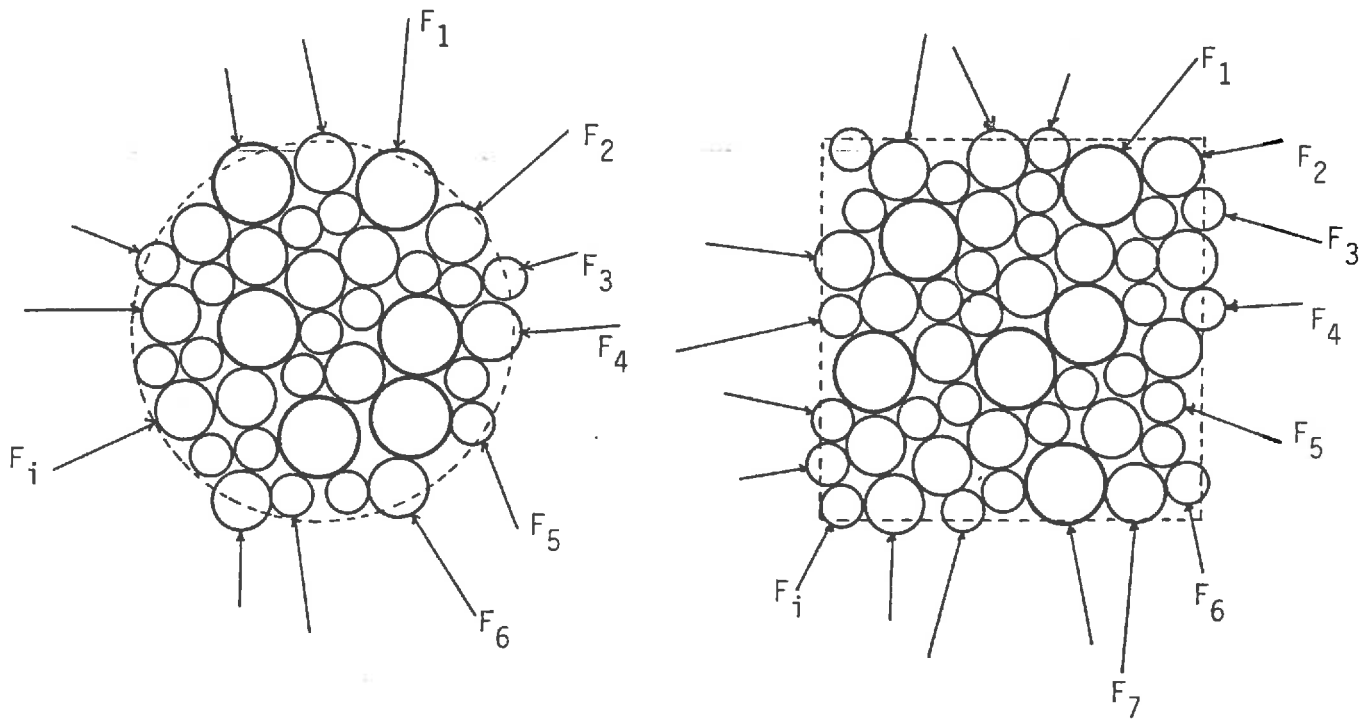


FIGURE 19 - FORCES AGISSANT SUR PLUSIEURS ROULEAUX -

- avec:
- $\delta$  angle de frottement longitudinal des rouleaux
  - $\Sigma F_i$  somme des forces appliquées au rouleau

Sous l'action des  $F_i$  le rouleau est en équilibre; on peut assimiler  $\Sigma F_i$  à une pression isotrope  $p$  telle que:

$$p \times 2\pi R = \Sigma F_i \quad \text{pour une longueur unité}$$

avec  $r$ : rayon du rouleau.

Dans notre cas cette méthode ne semble pas satisfaisante pour différentes raisons. Nous sommes en présence d'un milieu granulaire et pour appliquer la notion de contrainte à un tel milieu il est nécessaire d'introduire la notion de contrainte macroscopique qui ne peut être utilisée qu'en considérant un nombre important de rouleaux. De plus, à l'intérieur du massif analogique il se crée des voûtes de charge, ce qui implique que certains grains ne sont soumis à aucune force. L'exploitation des résultats obtenus par cette méthode ne pourrait donc se faire que par une analyse statistique, ce qui entraînerait un nombre très important d'essais.

#### V .12; Méthode pour plusieurs rouleaux.

Dans ce cas nous déplaçons simultanément plusieurs rouleaux comme le montre la figure 19 toujours selon une direction parallèle à leur axe longitudinal. Nous appellerons "découpe" la limite de l'empreinte créée dans le massif par le déplacement d'un ensemble de cylindres et nous nous intéressons tout d'abord au cas où cette découpe est quasi circulaire ou à ellipse d'inertie circulaire (figure 19).

Soit  $F_T$  la force nécessaire pour déplacer simultanément plusieurs rouleaux. Nous pouvons écrire en gardant les mêmes notations que précédemment:

$$F_T = \operatorname{tg} \delta \cdot \Sigma F_i$$

$\Sigma F_i$  peut être assimilé à une pression isotrope et nous pouvons considérer le milieu comme continu si le diamètre  $d$  de la découpe est suffisamment grand pour ne pas être influencé par les voûtes de charge. La figure 20 montre l'évolution de cette pression au sein du massif non chargé en fonction de la profondeur. Nous obtenons une bonne corrélation entre ces deux paramètres. Cependant cette méthode ne peut être exploitée pour la détermination du champ de contrainte.

#### V .13; Détermination du champ de contrainte.

Dans la mesure où la méthode décrite précédemment semble donner des résultats cohérents nous avons pensé qu'il était possible d'obtenir l'état de contrainte en tous points du massif analogique en utilisant un autre type de découpe.

Nous avons choisi celle obtenue en poussant sur les rouleaux avec une plaque dont l'épaisseur est très faible vis à vis de la largeur (voir schéma figure 21).

Dans un milieu continu la notion de contrainte est définie comme étant la limite du rapport  $dF/dS$  lorsque  $dS$  tend vers zéro. Si nous considérons une surface contenue dans un plan coupant un matériau granulaire nous appelons contrainte normale la somme des composantes normales s'exerçant sur les particules, divisée par l'aire de cette surface. Dans notre cas  $\sigma_z$  est donc la contrainte moyenne macroscopique qui s'exerce sur une facette normale à  $Oz$ .

Bien que l'épaisseur de la plaque utilisée soit très faible (0,1 cm pour 5 cm de largeur), de nombreux rouleaux n'ayant aucun contact avec cette dernière sont cependant déplacés. Nous pouvons donc considérer que sur les bords de la plaque règne une contrainte normale  $\sigma_x$ .

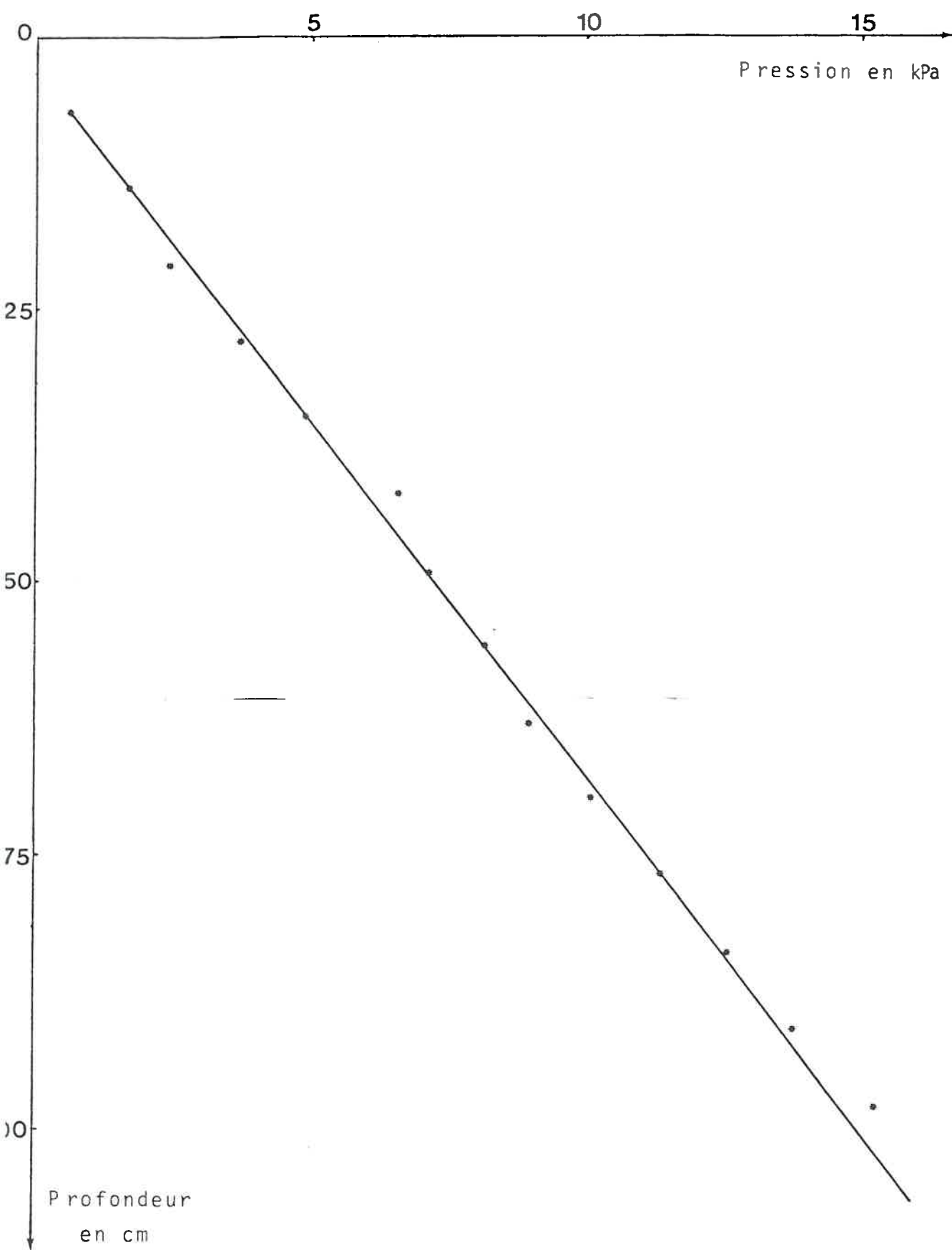


FIGURE 20 - VARIATION DE LA PRESSION ISOTROPE AU SEIN

DU MASSIF NON CHARGÉ -

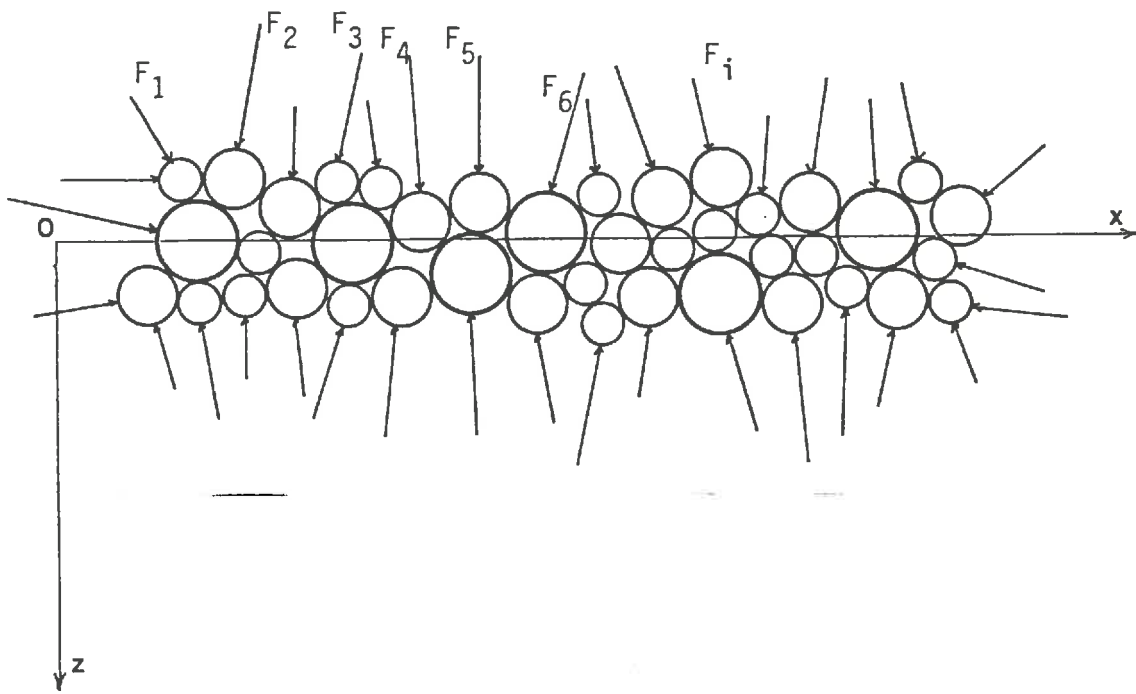


FIGURE 21 - FORME DE LA DÉCOUPE AVEC UNE PLAQUE -

L'expression de la force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon leur axe longitudinal peut être mise sous la forme:

$$F_z = \lambda \sigma_z + \mu \sigma_x$$

$\lambda$  et  $\mu$  sont deux coefficients qui dépendent des caractéristiques géométriques de la plaque. Nous verrons dans la suite de cette étude qu'ils sont indépendants du déviateur appliqué.

Comme le montre la photo n°5, quelle que soit l'orientation de la découpe dans le plan  $xOz$ , le contour de celle-ci présente la même configuration. L'isotropie nous permet donc d'écrire:

$$F_\theta = \lambda \sigma_\theta + \mu \sigma_{\theta+\pi/2}$$

avec  $\theta$ : angle que fait la normale au grand axe de la découpe avec la direction  $Oz$ .

La connaissance des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  nous permettra de déterminer  $\sigma_x$  et  $\sigma_z$  en tous points.

## V .2. DETERMINATION DES COEFFICIENTS $\lambda$ ET $\mu$

Pour déterminer  $\lambda$  et  $\mu$  nous disposons de deux équations:

$$F_\theta = \lambda \sigma_\theta + \mu \sigma_{\theta+\pi/2} \quad (1)$$

$$F_{\theta+\pi/2} = \lambda \sigma_{\theta+\pi/2} + \mu \sigma_\theta \quad (2)$$

$F_\theta$  et  $F_{\theta+\pi/2}$  sont données par mesure directe à l'aide d'un dynamomètre.

Pour obtenir  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_{\theta+\pi/2}$  il faut opérer dans un champ de contrainte connu. Pour ce faire nous avons conçu une machine de compression biaxiale que nous appellerons par la suite "biaxial".

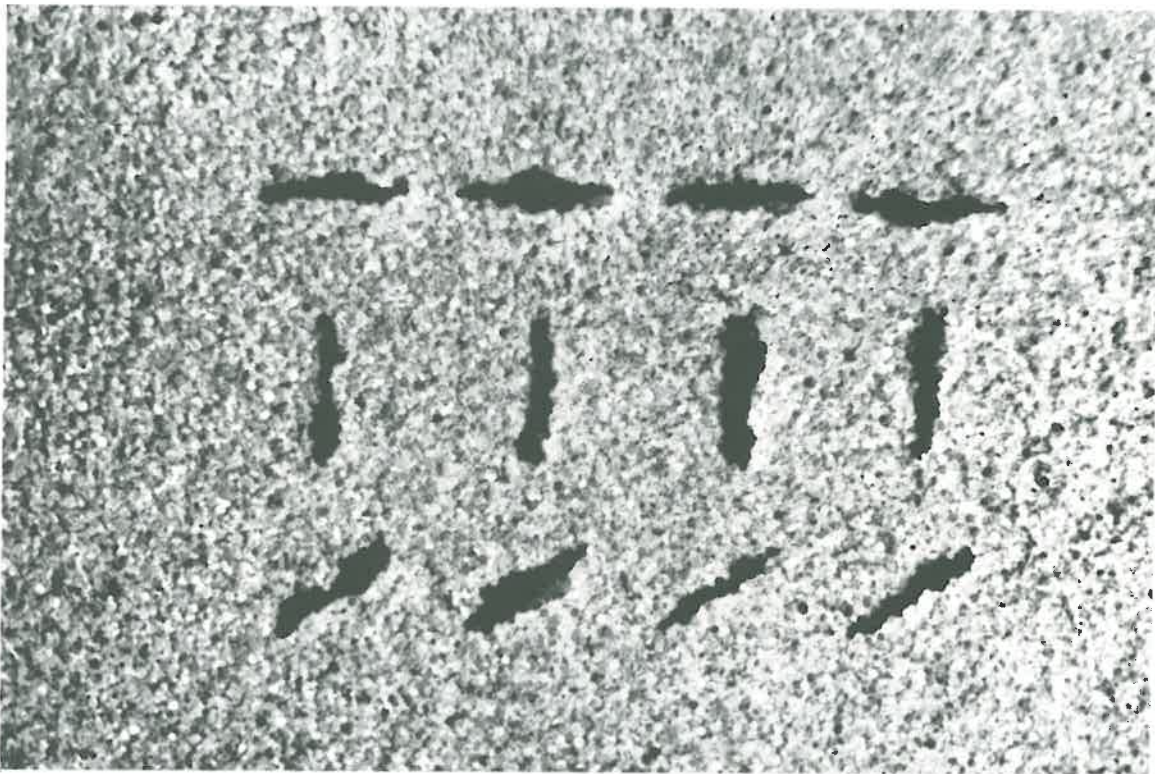


PHOTO 5: FORMES DES DECOUPES

## V .21; Appareillage utilisé.

### - dynamomètre

Pour mesurer  $F_{\theta}$  et  $F_{\theta+\pi/2}$  nous utilisons un dynamomètre(°) de 10 daN de capacité dont la précision est de  $\pm 0,5\%$  de la valeur de fin d'échelle soit  $\pm 0,05$  daN. Le cadran est divisé en 100 graduations. Le schéma est donné à la figure 22.

En bout une plaque de 5 cm de large et de 1 mm d'épaisseur permet de pousser sur un nombre suffisant de rouleaux.

### - biaxial

Comme le montre le schéma de la figure 23, cet appareil est constitué par un moule en quatre éléments, mobiles les uns par rapport aux autres, contenant les rouleaux. Ce sont ces quatre éléments qui transmettent les efforts à ces derniers. Les parois en contact sont recouvertes d'un lubrifiant à sec à base de téflon pour éviter la création de voûtes de charge. Deux cadres métalliques indépendants assurent la mise en charge par un système vis-écrou. Les efforts sont mesurés par deux anneaux dynamométriques. L'ensemble est posé sur une plaque à surface lisse, des rouleaux sont entreposés entre les différents éléments constituant l'appareil et la plaque, ceci afin de minimiser les frottements. Une trappe placée sous le moule permet, après la mise en charge du système de pousser sur les rouleaux. Les déplacements respectifs des différentes parties du moule peuvent être mesurés par deux comparateurs. Nous donnons photo 6 une vue générale du biaxial ainsi réalisé.

### - rouleaux

Nous avons choisi d'utiliser des rouleaux en PVC en raison de leur faible poids volumique ( $13,4 \text{ kN/m}^3$ ). Leurs diamètres sont de 2, 3 et

---

(°) dynamomètre PUSH-PULL TESTWELL modèle DPP10

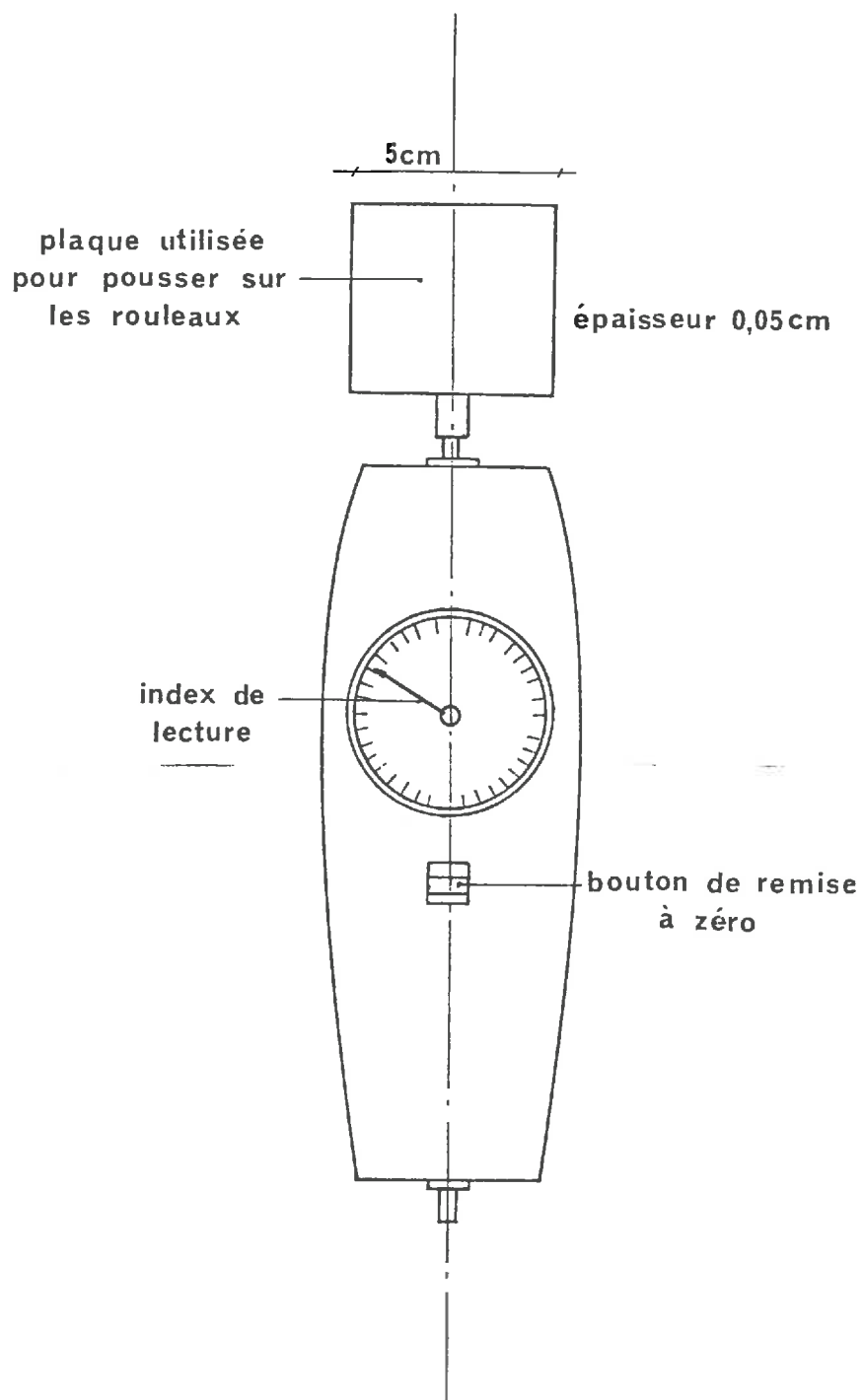


FIGURE 22 - DYNAMOMÈTRE UTILISÉ -

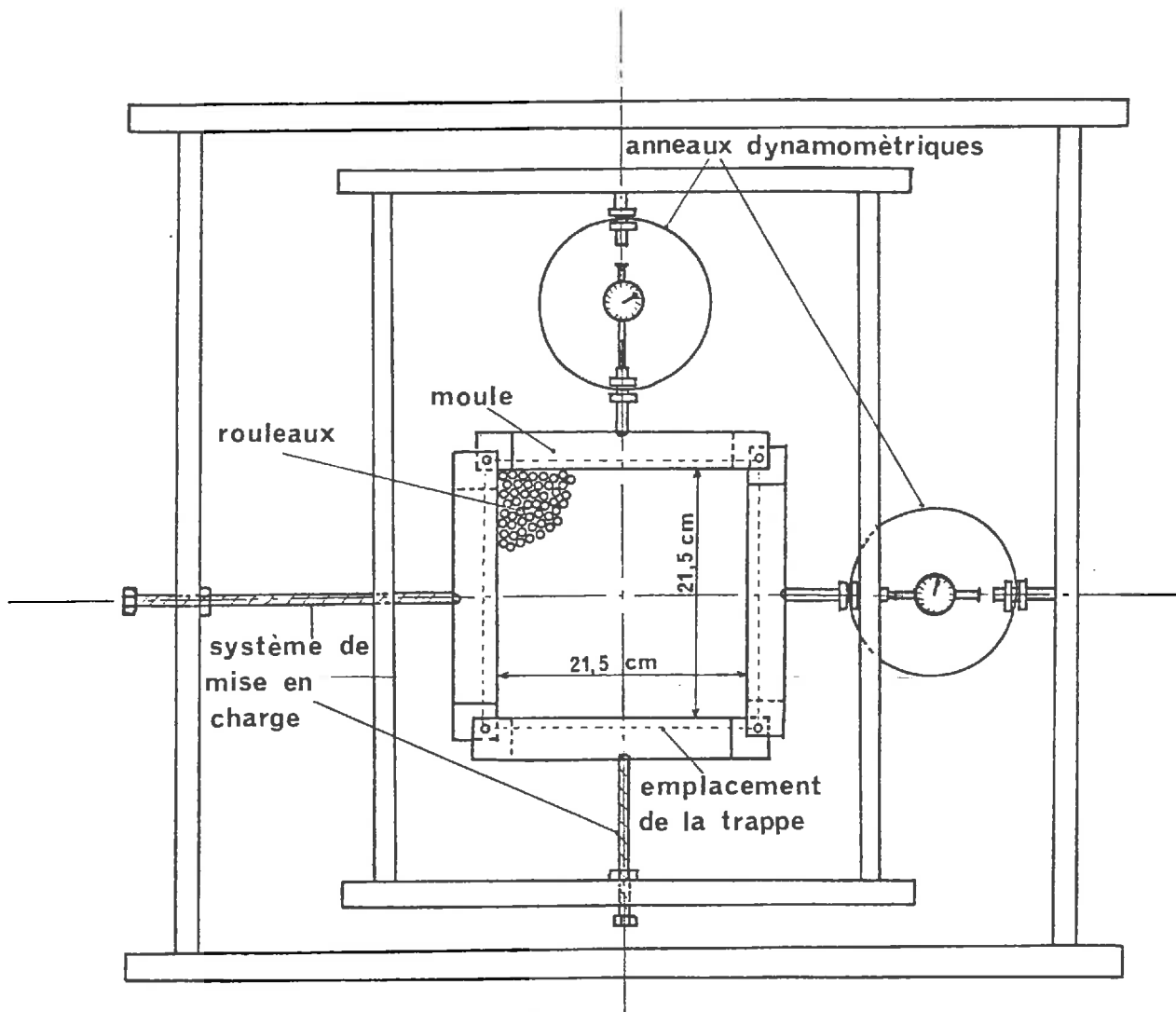


FIGURE 23 - SCHÉMA DE PRINCIPE DU BIAxIAL -

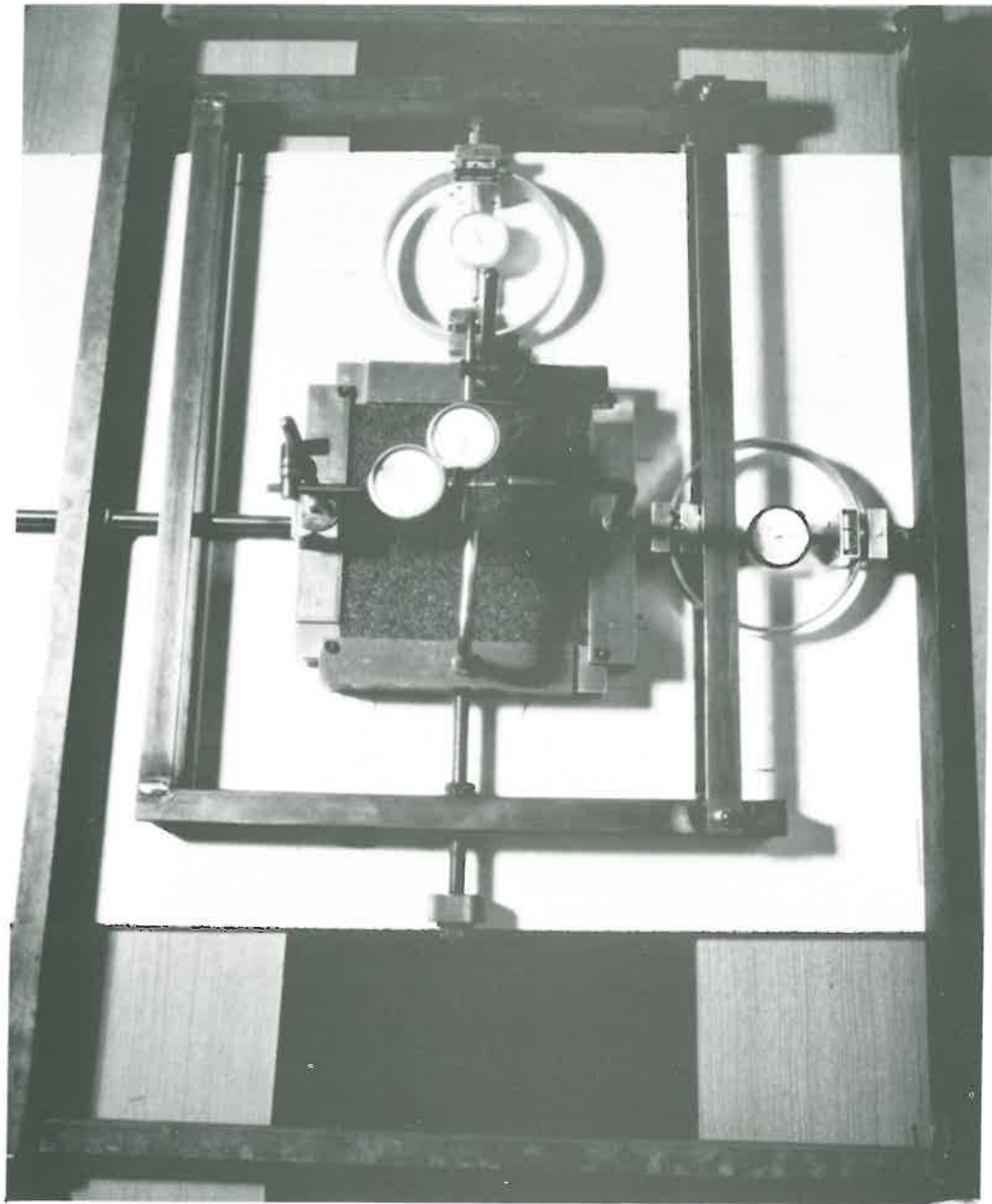


PHOTO 6: VUE GENERALE DE L'APPAREIL BIAxIAL

4 mm et leur longueur de 6 cm. L'échantillon testé au biaxial se compose en poids de:

1/3 de rouleaux  $\phi 2$  mm

1/3 de rouleaux  $\phi 3$  mm

1/3 de rouleaux  $\phi 4$  mm

Le fait de prendre trois diamètres différents évite toute régularité dans l'arrangement des rouleaux et assure une bonne compacité du milieu.

#### V .22; Mise en oeuvre des essais et résultats.

Nous adoptons les notations correspondantes à la figure 24.  
Soit:

$\sigma_1$  contrainte principale majeure dans le biaxial

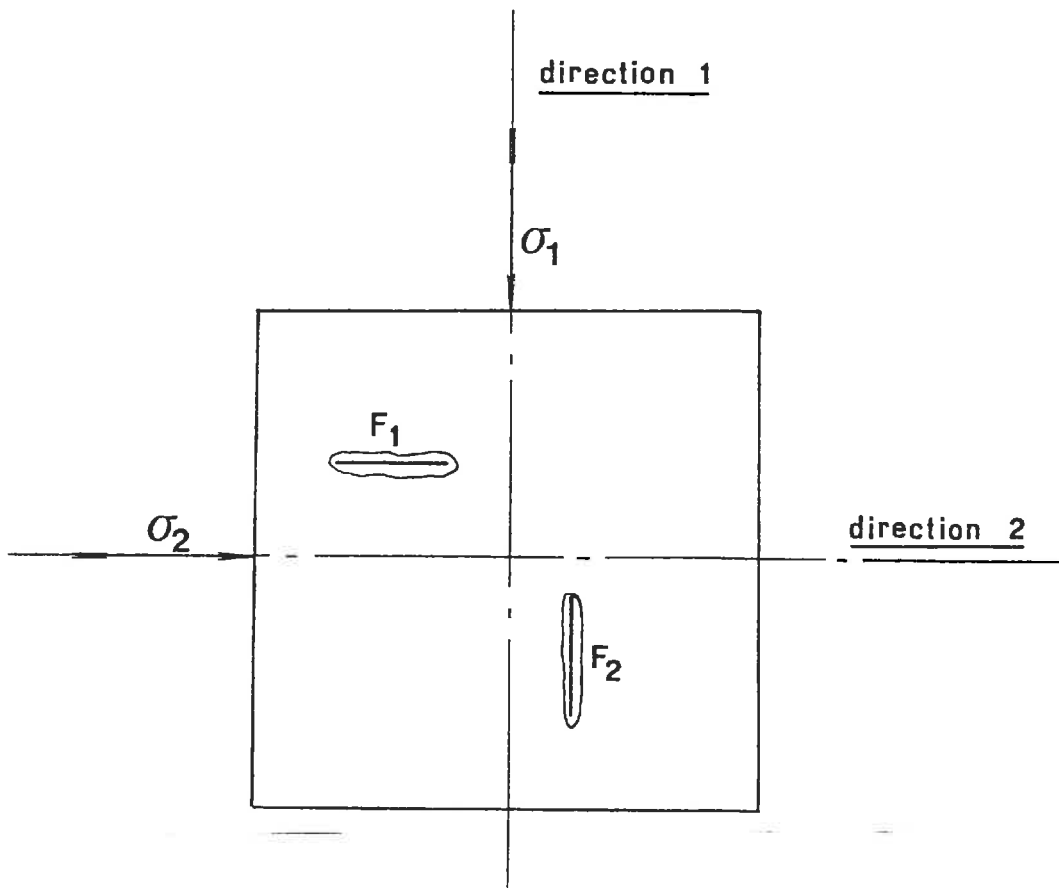
$\sigma_2$  contrainte principale mineure dans le biaxial

$F_1$  force mesurée dans un plan normal au plan du biaxial, la découpe étant normale à la direction 1

$F_2$  force mesurée dans un plan normal au plan du biaxial, la découpe étant normale à la direction 2

Les essais se déroulent de la façon suivante:

- application d'un champ de contrainte constant  $\sigma_1, \sigma_2$
- mesure des  $F_1$  en 15 points différents (figure a)
- déchargement du système et remise en place des cylindres.
- application du même champ de contrainte que précédemment



- NOTATIONS UTILISÉES -

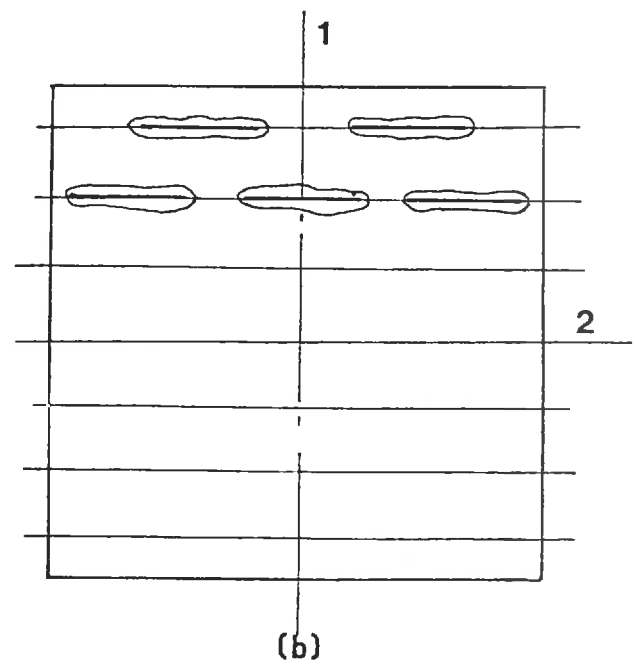
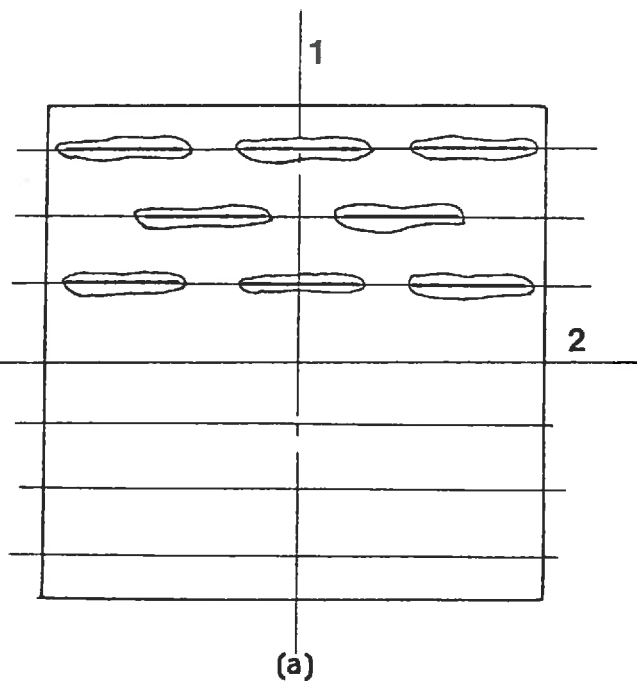


FIGURE 24 - MÉTHODE DE MESURE DES  $F_1$  -

- mesure des  $F_1$  à nouveau en 15 points mais différents des précédents (figure b)
- déchargement du système et remise en place des rouleaux.

Nous obtenons ainsi 30 mesures pour  $F_1$  et pour un même déviateur. La mesure des  $F_2$  s'effectue selon le même principe. La remise en place des rouleaux est nécessaire pour éviter que des lignes préférentielles de glissement se créent. Sur les tableaux de la page 72, nous donnons un exemple de résultats obtenus pour un rapport  $\sigma_1/\sigma_2=1,97$ . Nous remarquons une bonne homogénéité des valeurs de  $F_1$  quelle que soit la position du point de mesure à l'intérieur du moule.

La manipulation décrite ci-dessus est effectuée cinq fois, puis nous faisons varier le déviateur et le processus est recommencé.

Connaissant  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  il est alors possible à partir des équations (1) et (2) de déterminer  $\lambda$  et  $\mu$  par les relations:

$$\lambda = \frac{\sigma_1 F_1 - \sigma_2 F_2}{\sigma_1^2 - \sigma_2^2} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\sigma_1 F_2 - \sigma_2 F_1}{\sigma_1^2 - \sigma_2^2}$$

Les résultats que nous présentons ci-après sont des valeurs moyennes.

| $\sigma_1/\sigma_2$ | moyenne $F_1$<br>en daN | écart-type<br>$F_1$ | moyenne $F_2$<br>en daN | écart-type<br>$F_2$ | $\lambda$<br>en $\text{cm}^2$ | $\mu$<br>en $\text{cm}^2$ | $\lambda + \mu$<br>en $\text{cm}^2$ |
|---------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| 1,97                | 6,99                    | 0,55                | 4,88                    | 0,59                | 10,02                         | 2,86                      | 12,88                               |
| 1,46                | 5,70                    | 0,56                | 4,41                    | 0,58                | 11,04                         | 2,08                      | 13,12                               |
| 1,18                | 5,77                    | 0,57                | 5,21                    | 0,54                | 10,47                         | 2,47                      | 12,94                               |

$$\sigma_1 = 0,0612 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0,0311 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1/\sigma_2 = 1,97$$

VALEURS DES  $F_1$

|         |      |      |      |      |      | Moyenne par ligne |
|---------|------|------|------|------|------|-------------------|
| ligne 1 | 7,06 | 7,05 | 7,80 | 6,80 | 6,50 | 7,04              |
| ligne 2 | 6,80 | 6,80 | 6,60 | 7,15 | 7,20 | 6,91              |
| ligne 3 | 6,70 | 8,05 | 7,75 | 7,35 | 6,90 | 7,35              |
| ligne 4 | 7,00 | 6,70 | 7,70 | 7,05 | 6,75 | 7,04              |
| ligne 5 | 6,30 | 7,20 | 7,30 | 7,50 | 7,30 | 7,12              |
| ligne 6 | 7,75 | 5,85 | 7,70 | 7,80 | 7,35 | 7,29              |
| moyenne | 6,93 | 6,94 | 7,47 | 7,27 | 7,00 | 7,12              |

VALEURS DES  $F_2$

|         |      |      |      |      |      | Moyenne par ligne |
|---------|------|------|------|------|------|-------------------|
| ligne 1 | 5,10 | 5,10 | 4,65 | 3,90 | 4,50 | 4,65              |
| ligne 2 | 5,25 | 5,00 | 4,25 | 4,10 | 5,45 | 4,81              |
| ligne 3 | 5,45 | 5,55 | 4,55 | 5,30 | 5,35 | 5,24              |
| ligne 4 | 4,20 | 4,85 | 4,85 | 5,15 | 5,05 | 4,82              |
| ligne 5 | 4,70 | 5,35 | 5,05 | 5,05 | 5,45 | 5,12              |
| ligne 6 | 4,05 | 4,45 | 4,35 | 4,40 | 6,15 | 4,68              |
| moyenne | 4,79 | 5,05 | 4,62 | 4,65 | 5,32 | 4,89              |

$$\lambda_{\text{moyen}} = 10,22 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{\text{moyen}} = 2,80 \text{ cm}^2$$

D'après ces résultats nous pouvons considérer  $\lambda$  et  $\mu$  comme constants et indépendants du déviateur. Dans la suite de cette étude nous prendrons les valeurs moyennes suivantes:

$$\lambda = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2,6 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VI

### APPAREILLAGE EXPERIMENTAL Mise en oeuvre des essais

#### VI .1. APPAREILLAGE EXPERIMENTAL

##### VI .11; Massif d'essai

Le massif est constitué par l'empilage d'environ 700 000 rouleaux identiques à ceux utilisés dans les essais biaxiaux; la hauteur du massif est de 1,20 m et sa longueur de 2,10 m. La densité en place moyenne évaluée par comptage sur photographie est de 1,11. Nous avons déterminé l'angle de frottement  $\phi$  des rouleaux de deux façons différentes:

- à l'appareil biaxial nous avons obtenu  $28^\circ < \phi < 32^\circ$

- la mesure de la pente du talus naturel nous a donné des résultats légèrement inférieurs  $27^\circ < \phi < 31^\circ$

##### VI .12; Bâti et système de mise en charge

L'ossature du bâti doit être suffisamment rigide pour ne pas subir de déformations dues aux charges appliquées; elle a donc été réalisée à l'aide de profilés UPN et IPN (photo n°7).

Deux crics d'automobile montés en parallèle constituent le système de mise en charge du massif; leur course maximale est de 0,20 m. Cette

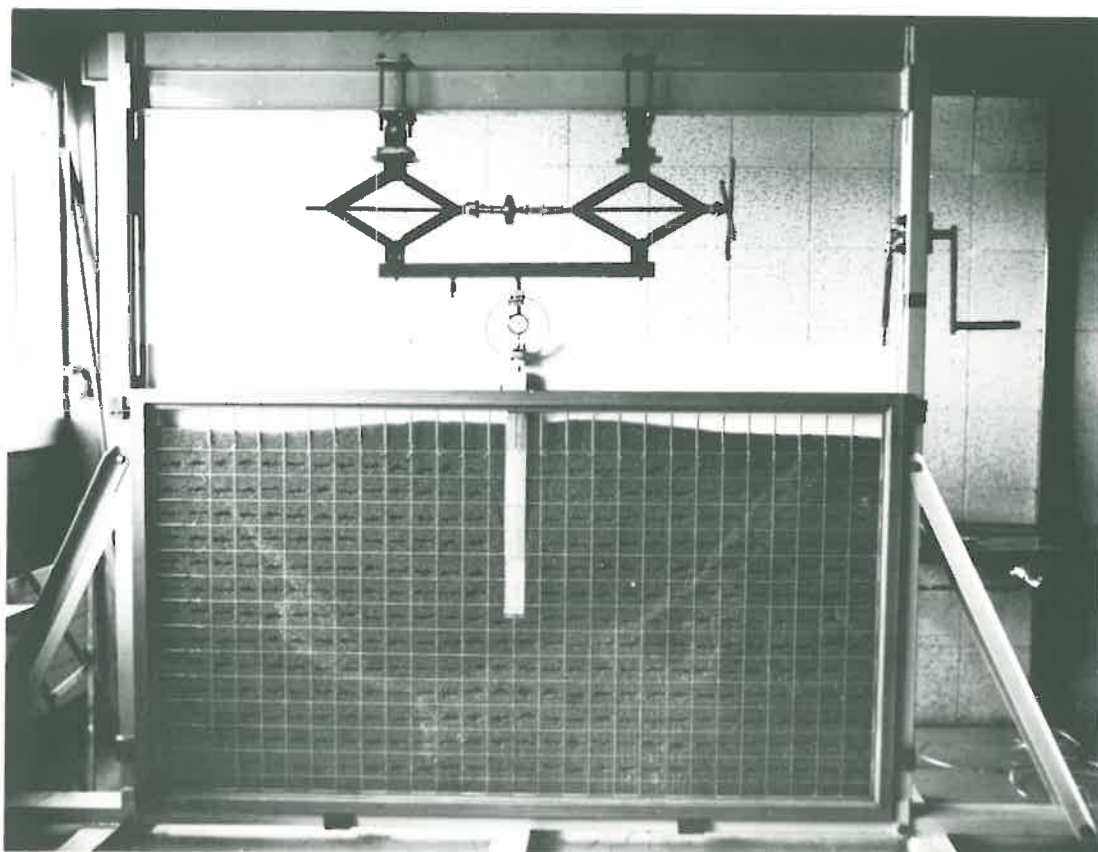


PHOTO 7: VUE GENERALE DE L'APPAREILLAGE

technique est peu coûteuse et d'une grande facilité de mise en oeuvre (photo 8).

Du fait des dimensions assez conséquentes du massif, nous avons été amené à prévoir des systèmes de sécurité pour éviter tout risque de renversement. Les rouleaux sont placés entre deux écrans amovibles distants de 9 cm pour éviter les frottements parasites. Cette distance permet également aux rouleaux de se déplacer pendant les mesures.

Afin d'avoir des repères fixes dans le massif, nous avons réalisé un cadre métallique sur lequel un maillage est matérialisé au moyen de ficelles mises en tension par l'intermédiaire de ressorts. Au cours des manipulations, un des écrans de protection est remplacé par ce cadre qui assure de plus une certaine stabilité au massif.

#### VI .13; Modélisation du pénétrromètre

Compte tenu de la course du système de mise en charge, il est nécessaire d'avoir une maquette démontable pour pouvoir la foncer dans le massif de rouleaux. Elle est constituée de 6 éléments de 15 cm de longueur, en PVC, s'emboîtant les uns dans les autres (photo n°9). La base de la maquette est plate et mobile par rapport au fût comme pour le pénétrromètre. Il est nécessaire qu'elle soit en contact avec un nombre suffisant de rouleaux pour ne pas trop discrétiser le milieu; la section a donc été prise égale à  $36 \text{ cm}^2$  (6 cm x 6 cm). En tête du modèle un système permet d'appliquer l'effort à l'ensemble base-fût ou bien, par l'intermédiaire de tiges passant à l'intérieur des différents éléments, uniquement sur la base.

#### VI .14; Appareils de mesure

- *mesure des efforts au sein du massif*: ces mesures s'effectuent avec le même dynamomètre que décrit précédemment.

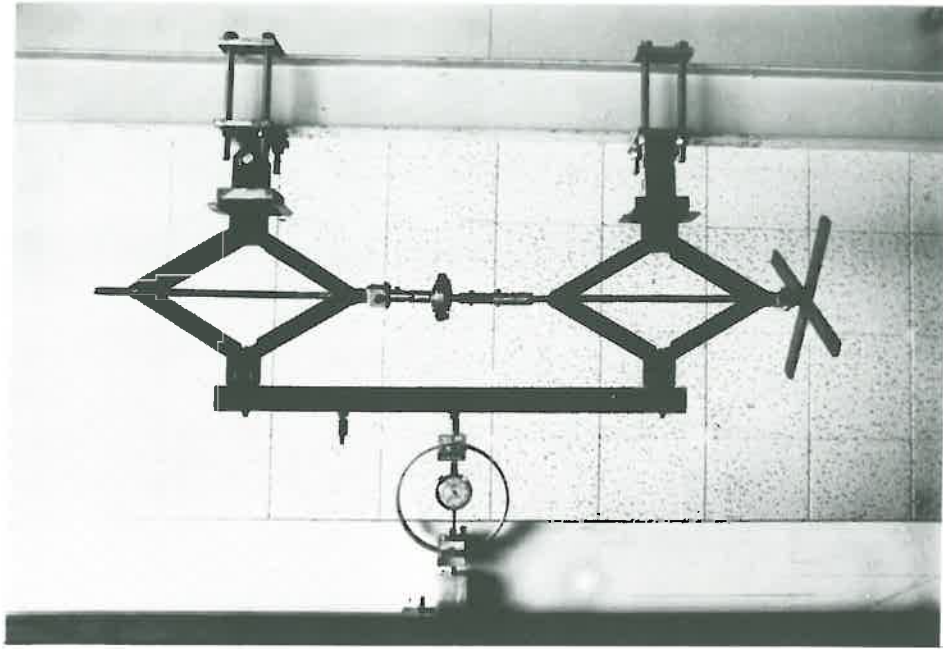


PHOTO 8 : SYSTEME DE CHARGEMENT

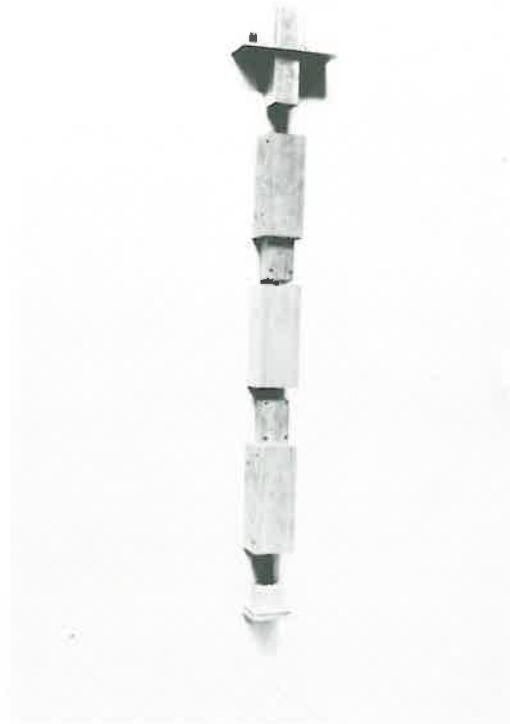


PHOTO 9 : MAQUETTE

- *mesure de l'effort appliqué à la maquette*: nous utilisons un dynamomètre placé entre les crics et le système en tête de la maquette, de 150 daN de capacité.

## VI .2. MISE EN OEUVRE DES ESSAIS

Les différents essais réalisés ont consisté à simuler, sur le massif de rouleaux, l'essai de compressibilité au pénétrömètre statique.

### VI .21; Essai préliminaire

Nous avons tout d'abord enfoncé la maquette de la surface libre jusqu'à une profondeur de 0,95 m, ceci afin de déterminer la charge de rupture sous la base que nous appellerons par la suite embout plat, par analogie avec le pénétrömètre. Les résultats obtenus (figure 25) nous permettent, pour la réalisation des essais de simulation, de connaître à quel pourcentage de la résistance maximale sont effectuées les mesures. Nous pouvons noter que la relation charge-enfoncement n'apparaît comme linéaire que pour les 35 premiers centimètres d'enfoncement. De plus, la densité en place augmente avec la profondeur et au-delà de 0,90 m l'effet de fond peut se faire sentir.

### VI .22; Essai de simulation

Cet essai peut se scinder en trois phases:

- fonçage de la maquette jusqu'à la profondeur désirée
- déchargement
- chargement de l'embout

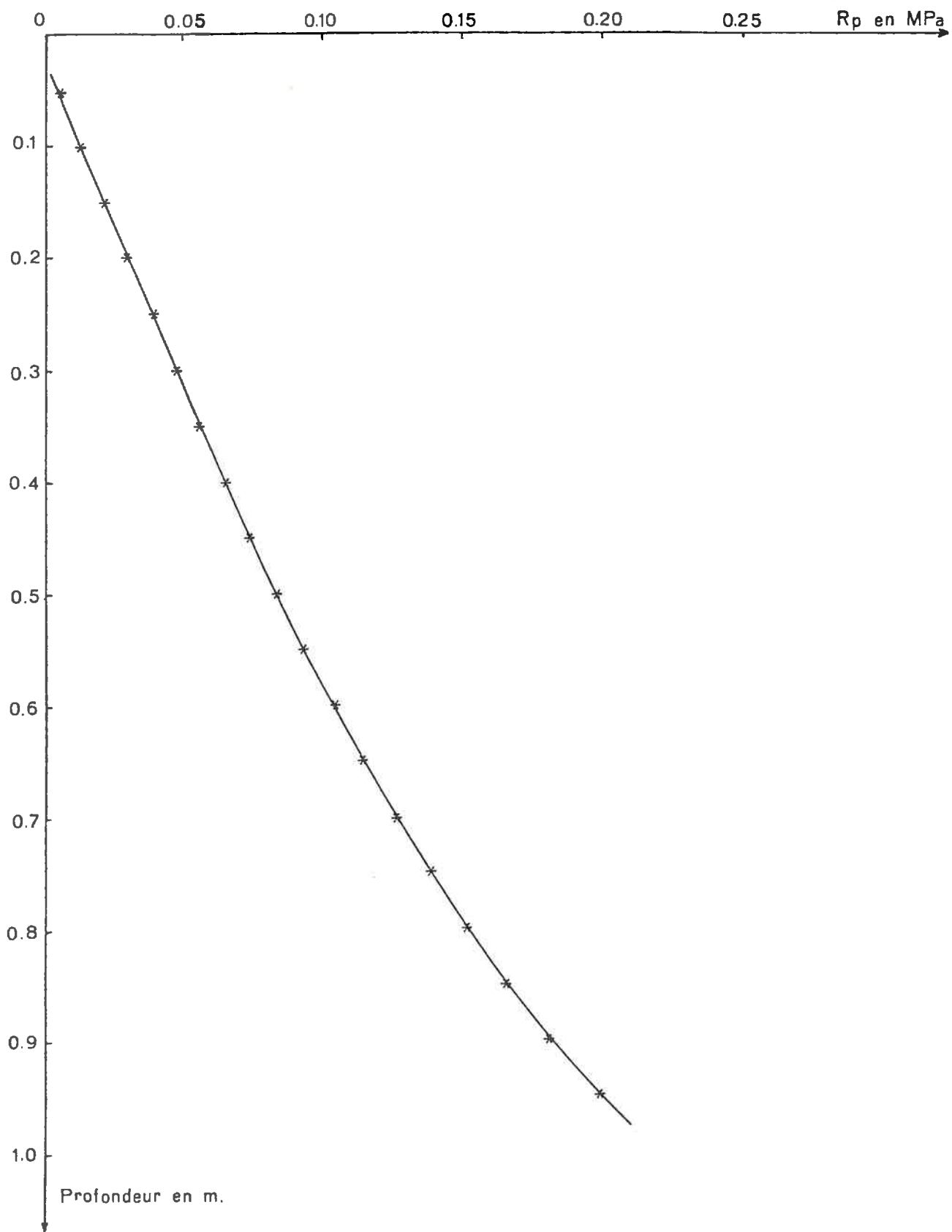


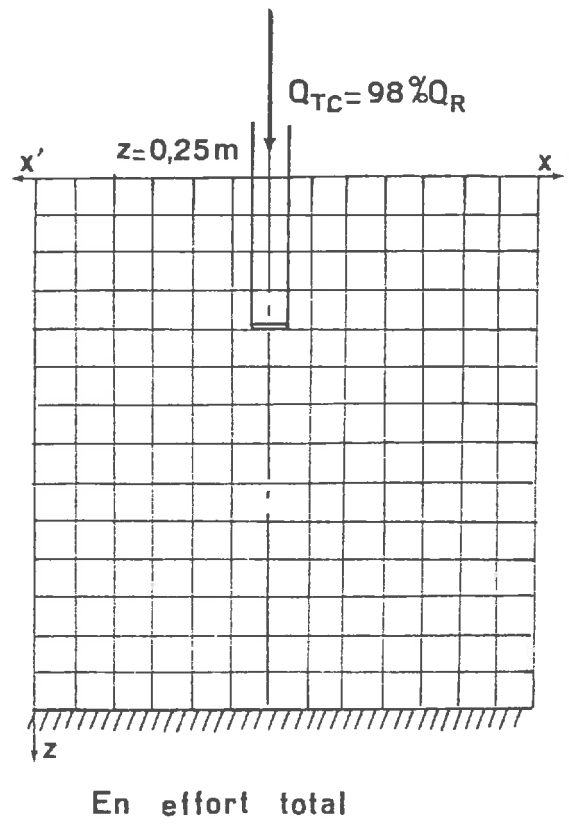
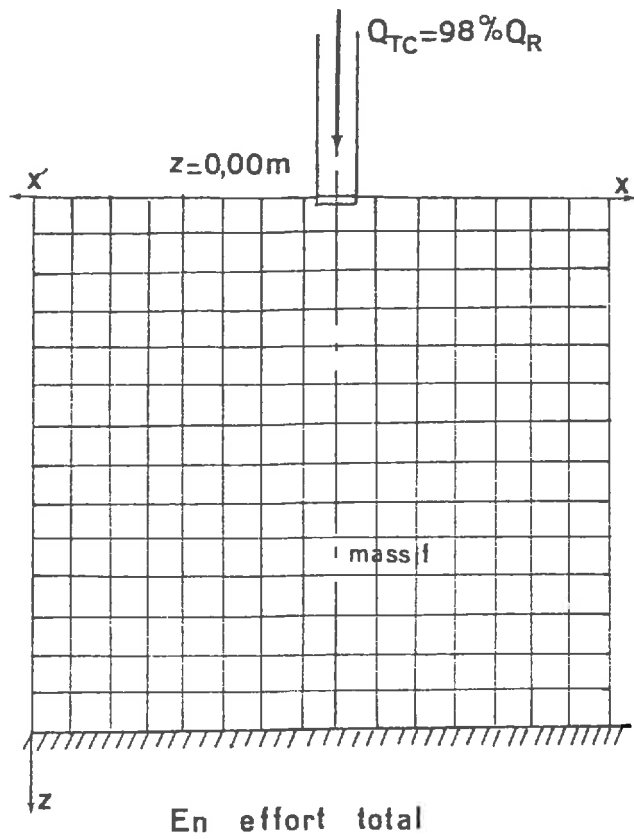
FIGURE 25 - ÉVOLUTION DE LA PRESSION DE POINTE EN FONCTION  
DE LA PROFONDEUR -

Au niveau du fonçage nous avons pris trois encastremets différents pour réaliser les mesures (figure 26). Nous utilisons les notations suivantes:

- $Q_R$ : charge de rupture donnée par la figure 25
- $Q_{TC}$ : charge totale appliquée à la maquette au cours du fonçage
- $Q_{TD}$ : charge totale appliquée à la maquette au cours du déchargement
- $Q_p$ : charge appliquée à l'embout seul
- $F_z$ : force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon une découpe horizontale
- $F_x$ : force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon une découpe verticale
- $F_{45}$ : force nécessaire pour déplacer les rouleaux selon une découpe à  $45^\circ$ .

Les mesures sont effectuées de la façon décrite ci-après. Quelle que soit la phase envisagée, la maquette est amenée à la profondeur voulue et le chargement est maintenu manuellement à une valeur constante, en agissant sur les deux crics. Nous mesurons alors les  $F_z$  pour chaque case du quadrillage. Afin d'éviter la création de surfaces préférentielles de glissement provoquées par une première découpe, la maquette est enlevée et les rouleaux déplacés sont remis dans leur position initiale; l'ensemble du massif est alors légèrement vibré. La maquette est ensuite remise en place et les mesures des  $F_x$  peuvent être faites. Le même processus est utilisé pour obtenir les  $F_{45}$ .

Il faut préciser qu'aucune mesure ne peut être effectuée sous charge de rupture, les déplacements étant alors trop importants. C'est pour cela que nous nous sommes limité à 98% de la résistance maximale du massif.



maillage  $0,07 \times 0,07\text{m}$ .

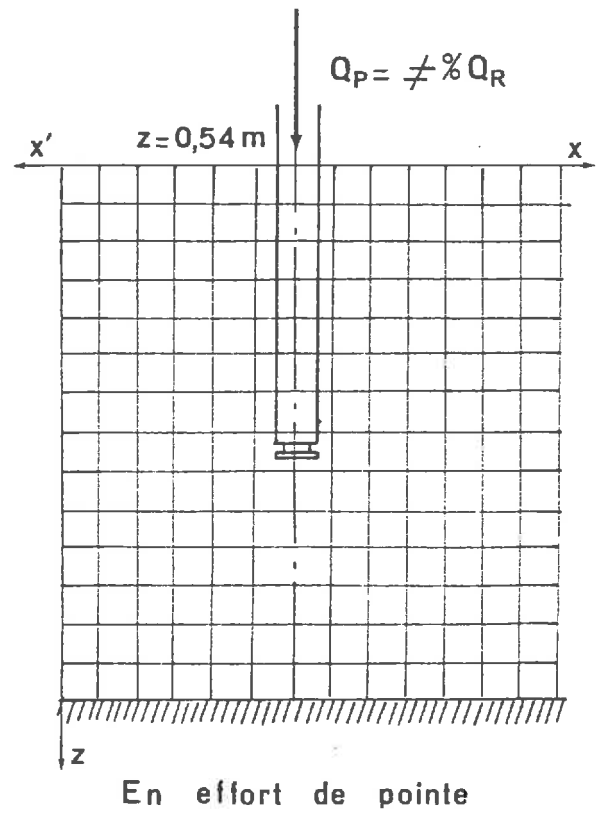
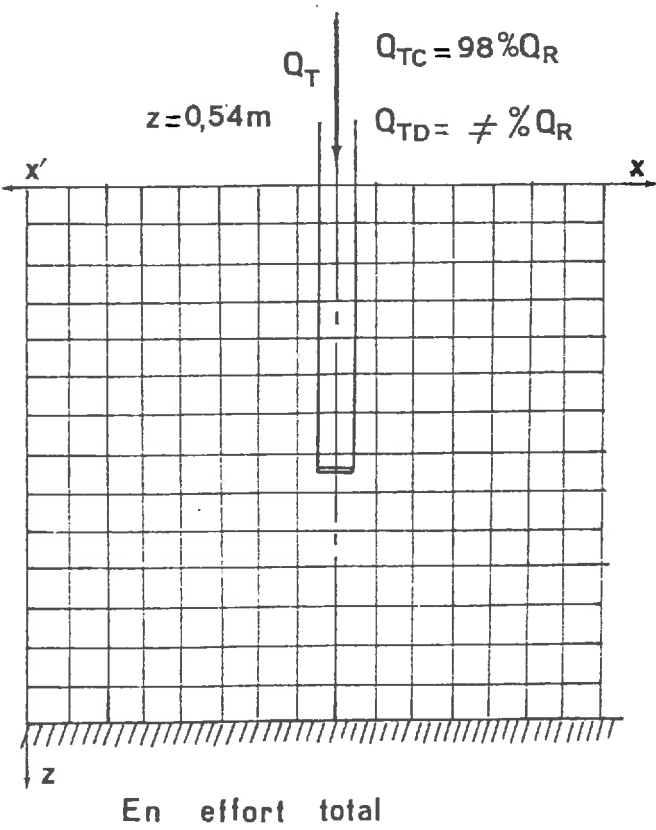


FIGURE 26 - DIFFÉRENTS TYPES D'ESSAIS -

### VI .3. TRAITEMENT AUTOMATIQUE DES DONNEES

Pour chaque cas de chargement et pour déterminer les  $F_z$ , les  $F_x$  ou les  $F_{45}$ , nous effectuons au sein du massif 392 mesures. Compte tenu de ce nombre relativement important et afin de faciliter l'exploitation des résultats, nous avons utilisé un moyen de calcul automatique. Les différentes valeurs des mesures sont stockées sous forme de tableaux de 14 lignes et 28 colonnes correspondant au maillage du massif (figure 27).

Il faut noter que les résultats obtenus par la méthode de mesure utilisée présentent une assez grande dispersion. Pour diminuer ces écarts deux solutions peuvent être envisagées. Nous pouvons soit effectuer un grand nombre de mesures en chaque point du massif, soit effectuer un lissage des résultats obtenus. Pour des raisons de mise en oeuvre il était préférable d'utiliser la deuxième solution. Comme le montrent les courbes de la figure 28, nous constatons une nette amélioration. Après plusieurs essais nous avons opté pour le schéma de lissage suivant:

|   |                      |                    |                      |   |
|---|----------------------|--------------------|----------------------|---|
| X | X                    | X                  | X                    | X |
| X | $A_{i-1,j-1}$<br>(1) | $A_{i-1,j}$<br>(2) | $A_{i-1,j+1}$<br>(1) | X |
| X | $A_{i,j-1}$<br>(2)   | $A_{i,j}$<br>(3)   | $A_{i,j+1}$<br>(2)   | X |
| X | $A_{i+1,j-1}$<br>(1) | $A_{i+1,j}$<br>(2) | $A_{i+1,j+1}$<br>(1) | X |
| X | X                    | X                  | X                    | X |

La valeur lissée du terme  $A_{i,j}$  est telle que:

$$A_{i,j} = [ A_{i,j} \times 3 + (A_{i-1,j} + A_{i,j-1} + A_{i,j+1} + A_{i+1,j}) \times 2 + (A_{i-1,j-1} + A_{i-1,j+1} + A_{i+1,j-1} + A_{i+1,j+1}) ] / 15$$



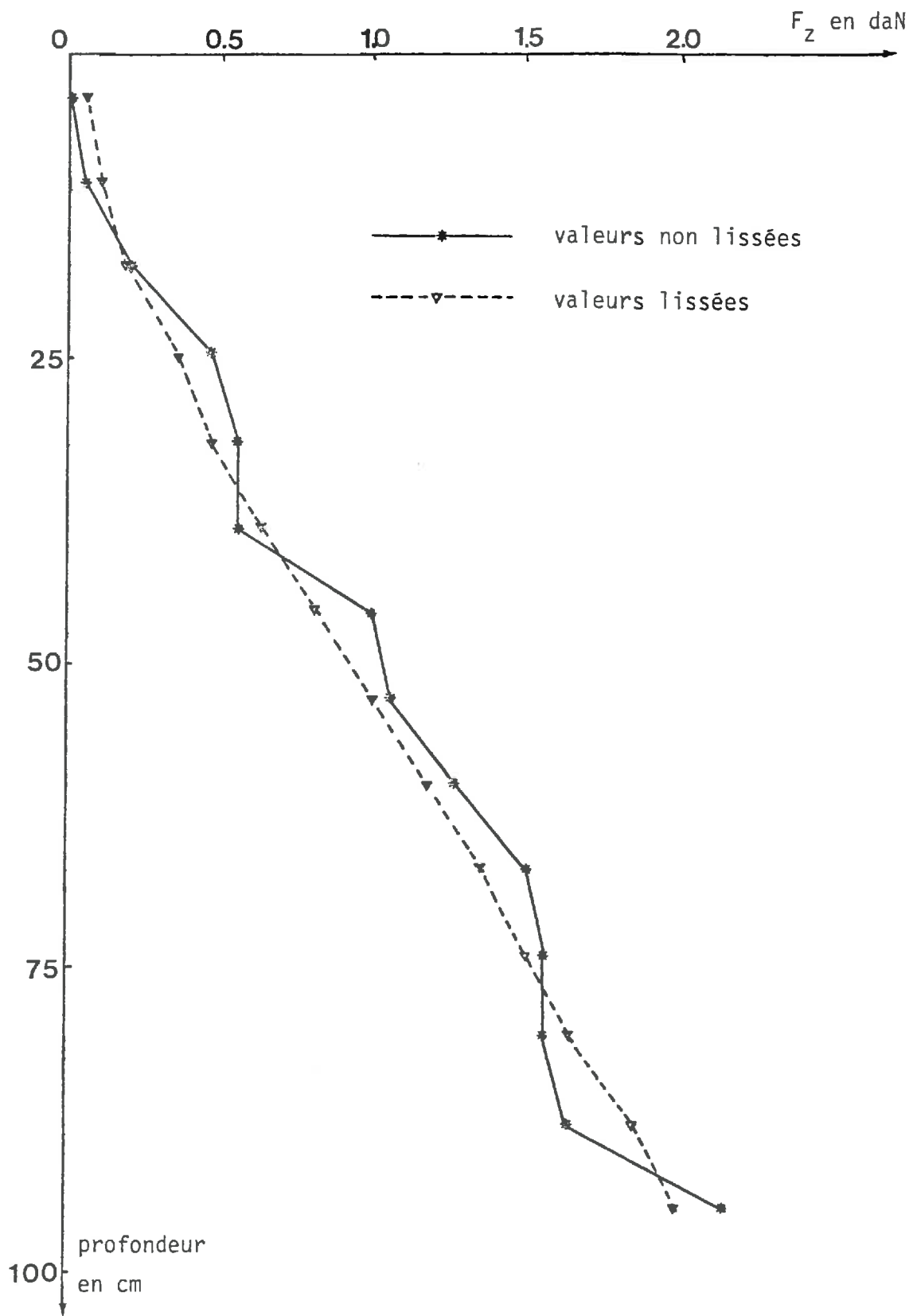


FIGURE 28 - VALEURS DE  $F_z$  EN FONCTION DE LA PROFONDEUR -

C'est à partir des valeurs lissées de  $F_Z$ ,  $F_X$  et  $F_{45}$  que nous calculons ensuite les contraintes.

VI .31; Détermination de  $\sigma_z$  et  $\sigma_x$

Nous avons:

$$F_Z = \lambda \sigma_z + \mu \sigma_x \quad (1)$$

$$F_X = \lambda \sigma_x + \mu \sigma_z \quad (2)$$

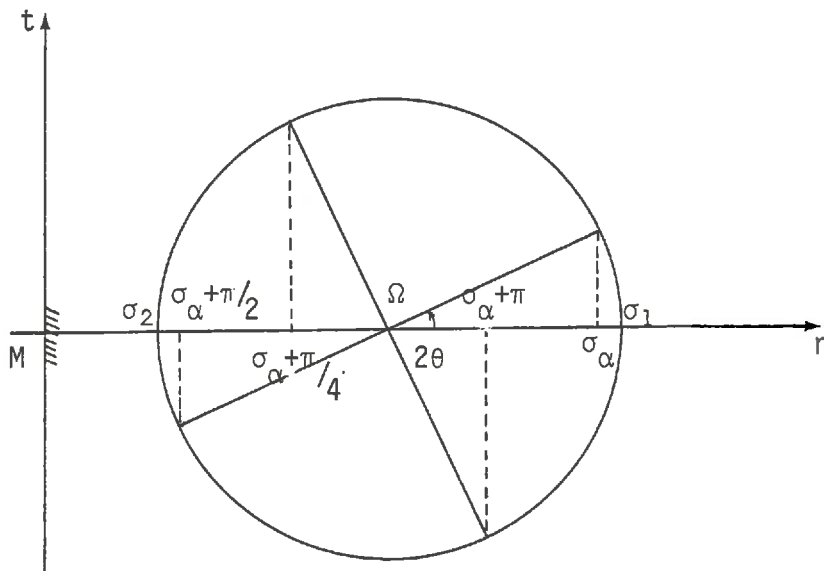
Nous pouvons donc en déduire:

$$\sigma_z = \frac{1}{\lambda^2 - \mu^2} (\lambda F_Z - \mu F_X) \quad (3)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{\lambda^2 - \mu^2} (\lambda F_X - \mu F_Z) \quad (4)$$

VI .32; Détermination de  $\theta$

Nous appelons  $\theta$  l'angle dont nous devons faire tourner le repère initial pour obtenir le repère principal.



$\sigma_\alpha$  est la contrainte normale à la facette d'inclinaison  $\alpha$  par rapport à l'horizontale. Nous savons que:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2 \tau_\alpha}{\sigma_\alpha - \sigma_{\alpha+\pi/2}} \quad (5)$$

de plus:

$$\tau_\alpha = \sigma_{\alpha+\pi/4} - \frac{1}{2} (\sigma_\alpha + \sigma_{\alpha+\pi/2})$$

d'où, d'après (5):

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\sigma_{\alpha+\pi/4} - (\sigma_\alpha + \sigma_{\alpha+\pi/2})}{\sigma_\alpha - \sigma_{\alpha+\pi/2}} \quad (6)$$

or nous avons:

$$\sigma_\alpha = \lambda' F_\alpha + \mu' F_{\alpha+\pi/2} \quad (7)$$

avec:

$$\lambda' = \frac{\lambda}{\lambda^2 - \mu^2} \quad \text{et} \quad \mu' = - \frac{\mu}{\lambda^2 - \mu^2}$$

et

$$F_\alpha + F_{\alpha+\pi/2} = F_{\alpha+\pi/4} + F_{\alpha+3\pi/4} \quad (8)$$

Des relations (6), (7) et (8) nous pouvons tirer:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{F_\alpha + F_{\alpha+\pi/2} - 2F_{\alpha+\pi/4}}{F_\alpha - F_{\alpha+\pi/2}}$$

En ce qui nous concerne, nous prendrons  $\alpha = 0$ , soit en respectant les notations précédemment utilisées:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{F_z + F_x - 2F_{45}}{F_z - F_x} \quad (9)$$

$\theta$  est donc indépendant de  $\lambda$  et  $\mu$ ; il suffit de trois manipulations pour le déterminer; la méthode est classique en extensométrie.

#### VI .33; Détermination de $\sigma_1$ et $\sigma_2$

Les contraintes principales sont déterminées par les expressions connues:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2 \cos 2\theta} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2 \cos 2\theta}\end{aligned}\quad (10)$$

#### VI .34; Détermination des isobares

Le programme informatique utilisé permet, outre le calcul des grandeurs précédentes, de déterminer et de tracer les isobares. Pour ce faire le nombre de points de mesure est fictivement augmenté par interpolation linéaire. Nous obtenons ainsi des tableaux de 40 lignes et 136 colonnes au lieu de respectivement 14 et 28. Chaque plage de valeur est alors représentée par un caractère différent comme le montre la figure 29.

#### VI .4. POSSIBILITE D'AMELIORATION DU PROCESSUS

Afin d'obtenir une mise en oeuvre plus rapide et une meilleure précision dans les résultats, une chaîne de mesure est actuellement en cours de réalisation. Le schéma de la figure 30 en donne le principe.

Les mesures sont effectuées à l'aide d'un capteur de déplacement; le signal analogique est transformé en signal numérique par le pont de mesure. Le micro-processeur permet une saisie des données en mode conversationnel. Les résultats sont ensuite stockés provisoirement sur bande

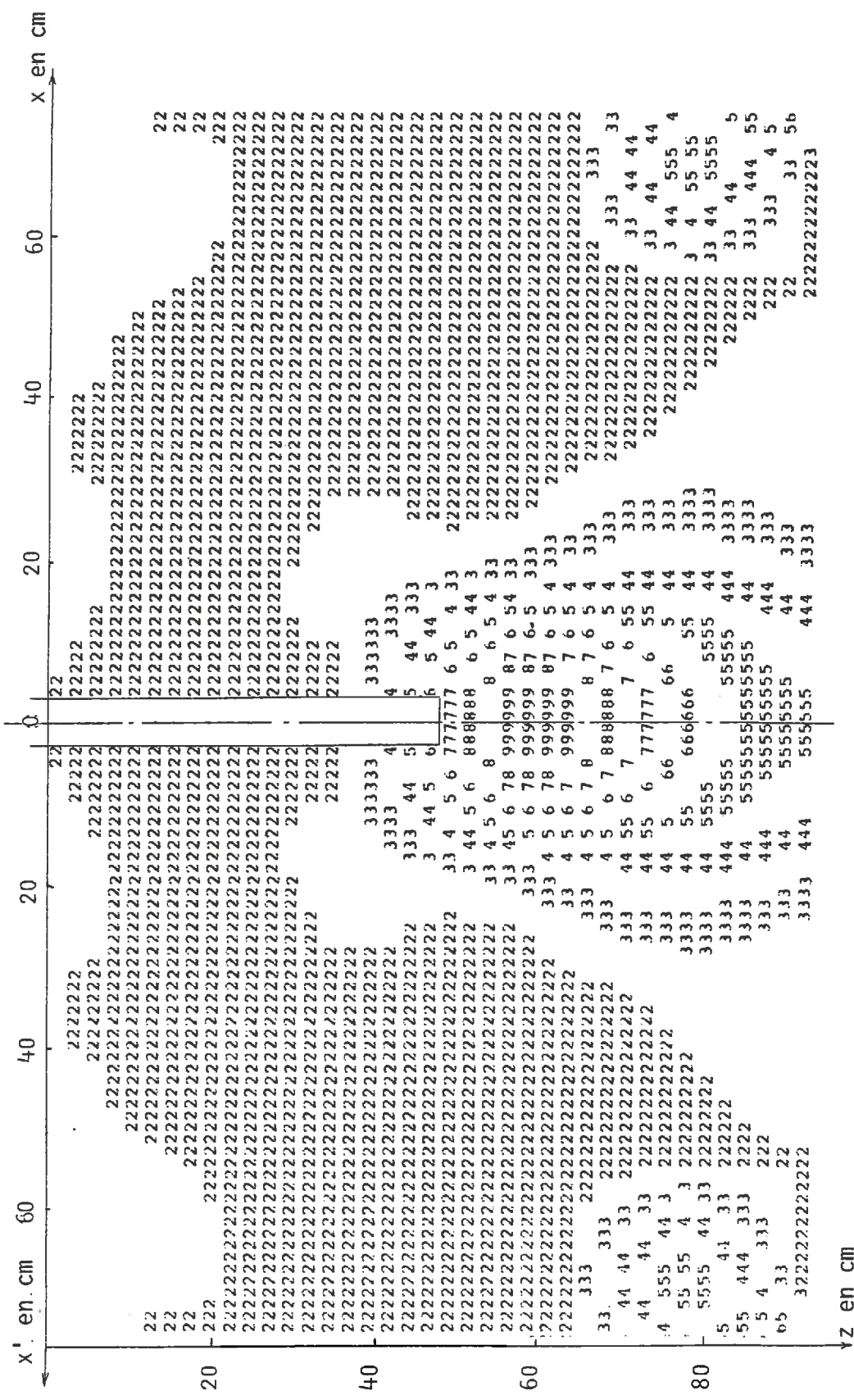


FIGURE 29 - COURBES ISOBARES ( $\Delta\sigma_z$  A  $Q_p = 55\%Q_R$ )

- 1 DE -0.3333E-01 A -0.1667E-01
- 2 DE 0.0000 A 0.1667E-01
- 3 DE 0.3333E-01 A 0.5000E-01
- 4 DE 0.6667E-01 A 0.8333E-01
- 5 DE 0.1000E+00 A 0.1167
- 6 DE 0.1333 A 0.1500
- 7 DE 0.1667 A 0.1833
- 8 DE 0.2000 A 0.2167
- 9 DE 0.2333 A 0.2500
- A DE 0.2667 A 0.2833

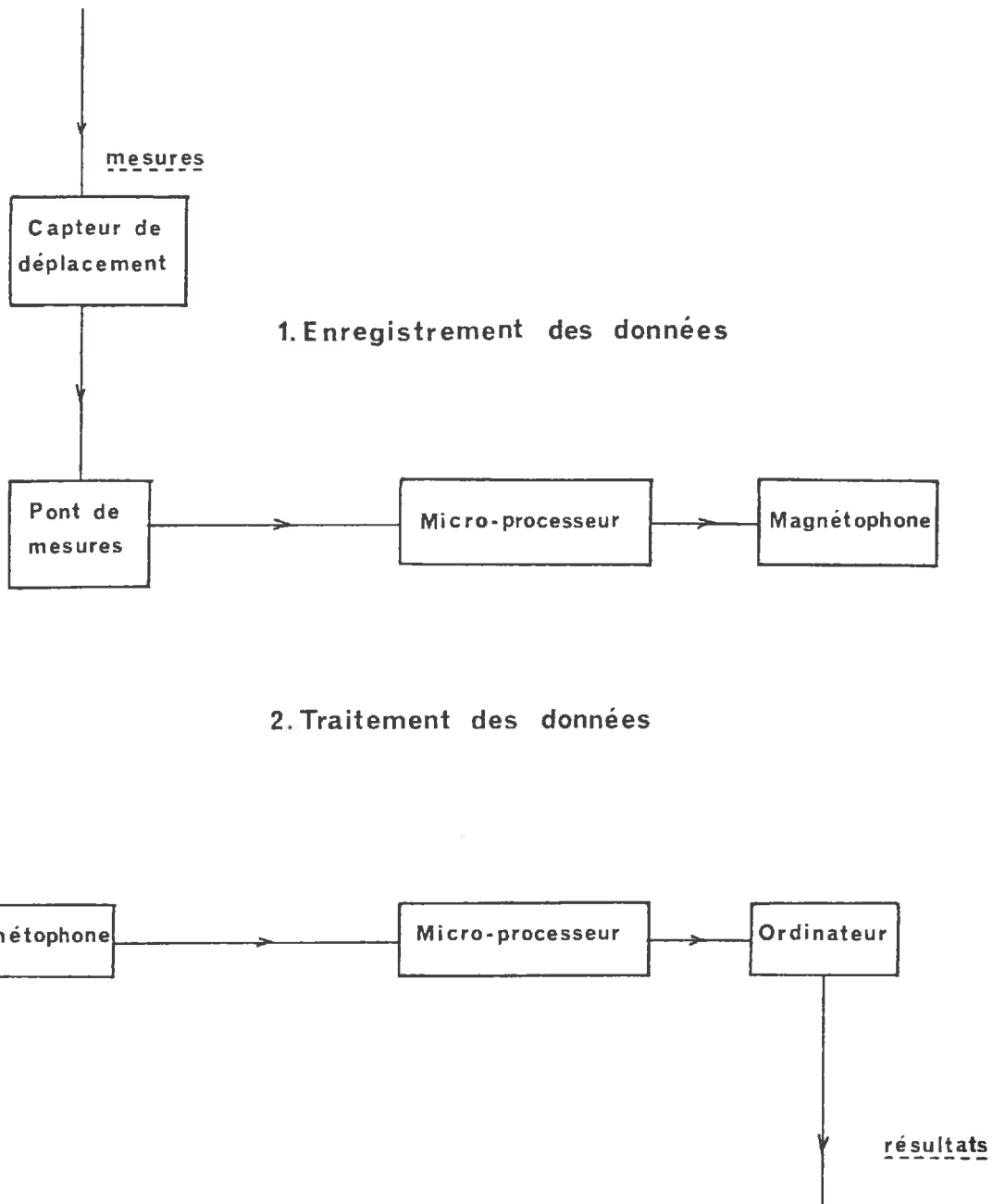


FIGURE 30 - SCHÉMA DE PRINCIPE DE LA CHAÎNE DE MESURE -

magnétique. En fin de série d'essais, le micro-processeur décode les informations enregistrées sur bande et les transmet à l'ordinateur qui assure leur traitement comme précédemment. L'utilisation d'un magnétophone évite une liaison permanente, durant les essais, avec l'ordinateur.

## CHAPITRE VII

### ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

#### VII .1. ALLURE DES ISOSTATIQUES

En reportant, en chaque point du massif où les mesures ont été effectuées, la valeur de l'angle  $\theta$  il est possible d'obtenir l'allure générale des isostatiques (figures 31 et 32). En effet, dans un premier temps, nous obtenons des segments de droite mais nous pouvons ensuite en tracer l'enveloppe. Pour avoir le réseau complet il suffit alors de tracer les orthogonales.

Les résultats obtenus semblent, aux imprécisions de mesure près, en accord avec les théories existantes. Les observations que nous pouvons faire montrent (figures 33, 34 et 35) que dès l'application d'une charge égale à 30% de la charge maximale nous tendons vers une stabilisation des isostatiques. Du réseau de droites orthogonales du massif non chargé nous aboutissons au réseau classique sous chargement.

L'exploitation des isostatiques pose encore quelques problèmes. En effet les résultats sont trop imprécis notamment au voisinage de la maquette. Dans certaines zones il est quasi impossible de tracer les isostatiques, certains résultats étant contradictoires. Près de la surface du massif les valeurs mesurées sont faibles et de ce fait l'erreur relative commise sur la détermination de  $\theta$  peut être très importante. De plus il semble que nous ne soyons pas complètement affranchi des effets de bord.

|    |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1  | -73.76 | -71.30 | -71.30 | -73.55 | -79.89 | -79.10 | -75.47 | -74.52 | -67.50 | -71.06 | 45.00  | 30.85  | -4.73  | 14     |
| 2  | -67.50 | -76.05 | -81.49 | -81.49 | -87.58 | -89.16 | -81.06 | -71.06 | -69.41 | -76.26 | 50.25  | 45.08  | 53.80  | -52.02 |
| 3  | -83.74 | 86.33  | 81.51  | 84.73  | 85.03  | 84.25  | -87.31 | -73.52 | -72.23 | -87.40 | 60.56  | 52.95  | 52.76  | -86.83 |
| 4  | 83.13  | 70.60  | 76.05  | 77.86  | 79.86  | 80.24  | 87.36  | -79.91 | -74.40 | -74.00 | 70.50  | 49.92  | 49.35  | 8.30   |
| 5  | 78.85  | 83.30  | 79.81  | 73.43  | 73.95  | 78.64  | 80.52  | -78.40 | -68.30 | -57.07 | -47.86 | -45.00 | 40.77  | 42.60  |
| 6  | 70.59  | 78.29  | 63.67  | 60.17  | 63.18  | 65.87  | 75.37  | 88.94  | -78.21 | -72.65 | -55.43 | -46.91 | -17.02 | 36.06  |
| 7  | 71.57  | 63.91  | 56.79  | 02.77  | 71.96  | 72.27  | 71.52  | 92.29  | 99.16  | 96.19  | -77.75 | -70.91 | -01.07 | 1.94   |
| 8  | 76.26  | 74.03  | 70.81  | 82.79  | -89.86 | 86.83  | 87.00  | -87.35 | -86.57 | -88.74 | -84.70 | -83.09 | 83.45  | 25.52  |
| 9  | 88.93  | 73.65  | 80.01  | 86.05  | 88.93  | 87.46  | 88.88  | -89.11 | 89.44  | 82.22  | 78.96  | 74.18  | 63.49  | -60.73 |
| 10 | 55.69  | 58.39  | 64.68  | 68.20  | 70.14  | 70.53  | 74.05  | 75.06  | 74.09  | 72.85  | 66.47  | 54.29  | 45.66  | 54.60  |
| 11 | 61.10  | 64.44  | 66.21  | 66.17  | 66.07  | 68.23  | 66.26  | 63.42  | 62.94  | 66.32  | 61.25  | 45.51  | 35.20  | 39.89  |
| 12 | 77.59  | 85.31  | 85.40  | 68.66  | 57.57  | 61.79  | 62.77  | 58.59  | 58.52  | 61.48  | 56.53  | 38.57  | 29.60  | 29.39  |
| 13 | 89.33  | -77.72 | -82.63 | 46.43  | 46.87  | 51.13  | 54.22  | 53.50  | 56.82  | 63.92  | 55.90  | 33.09  | 23.72  | 25.10  |
| 14 | 79.72  | 57.60  | 30.06  | 35.78  | 52.93  | 52.02  | 51.70  | 50.25  | 56.74  | 70.91  | 64.28  | 20.83  | 14.41  | 23.24  |
| 15 | -52.02 | -4.73  | 30.85  | 45.00  | -71.06 | -67.50 | -74.52 | -75.47 | -79.10 | -79.89 | -73.55 | -71.30 | -71.30 | 28     |
| 2  | -86.83 | 53.80  | 45.08  | 50.25  | -76.26 | -69.41 | -71.06 | -81.06 | -89.16 | -87.58 | -81.49 | -81.49 | -76.05 | -73.76 |
| 3  | 8.30   | 52.76  | 52.05  | 60.56  | -87.40 | -72.23 | -73.52 | -87.31 | 84.25  | 85.03  | 84.73  | 81.51  | 86.33  | -67.50 |
| 4  | 42.60  | 49.35  | 49.92  | 70.50  | -74.00 | -74.40 | -79.91 | 87.36  | 80.24  | 79.86  | 77.86  | 76.05  | 79.60  | -83.74 |
| 5  | 36.06  | 40.77  | -45.06 | -47.86 | -57.07 | -68.30 | -78.40 | 86.52  | 78.64  | 73.95  | 73.43  | 79.81  | 83.30  | 83.13  |
| 6  | 1.94   | -17.02 | -46.91 | -55.43 | -72.65 | -78.21 | 88.94  | 75.37  | 65.87  | 63.18  | 60.17  | 63.67  | 78.29  | 78.85  |
| 7  | 25.52  | -69.41 | -70.81 | -77.75 | 86.98  | 88.16  | 82.28  | 71.52  | 72.27  | 71.86  | 62.77  | 56.78  | 83.81  | 70.59  |
| 8  | -00.73 | 83.45  | -83.09 | -84.70 | -88.74 | -86.57 | -87.35 | 87.00  | 86.83  | -89.86 | 82.79  | 70.81  | 74.03  | 71.57  |
| 9  | 54.60  | 63.49  | 74.18  | 78.96  | 83.22  | 89.44  | -89.11 | 88.88  | 87.46  | 88.93  | 86.05  | 80.01  | 73.65  | 76.26  |
| 10 | 39.89  | 45.66  | 54.29  | 66.47  | 72.85  | 74.09  | 75.06  | 74.05  | 70.53  | 70.14  | 68.20  | 64.68  | 58.39  | 68.93  |
| 11 | 29.39  | 35.20  | 45.51  | 61.25  | 66.32  | 62.94  | 63.42  | 66.26  | 68.23  | 66.07  | 66.17  | 66.21  | 64.44  | 55.69  |
| 12 | 25.10  | 29.60  | 30.57  | 56.53  | 61.48  | 58.52  | 58.59  | 62.77  | 61.79  | 57.57  | 68.66  | 85.40  | 85.31  | 61.10  |
| 13 | 23.24  | 23.72  | 33.09  | 55.90  | 63.92  | 56.82  | 53.50  | 54.22  | 51.13  | 46.87  | 46.43  | -82.63 | -77.72 | 77.59  |
| 14 | 15.92  | 14.41  | 20.83  | 64.28  | 70.91  | 56.74  | 50.25  | 51.70  | 52.02  | 52.93  | 35.78  | 30.06  | 57.60  | 89.33  |
|    |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        | 79.72  |

FIGURE 31 - TABLEAU DONNANT LES VALEURS DE  $\theta$  ( $Q_p = 30\%Q_R$ )

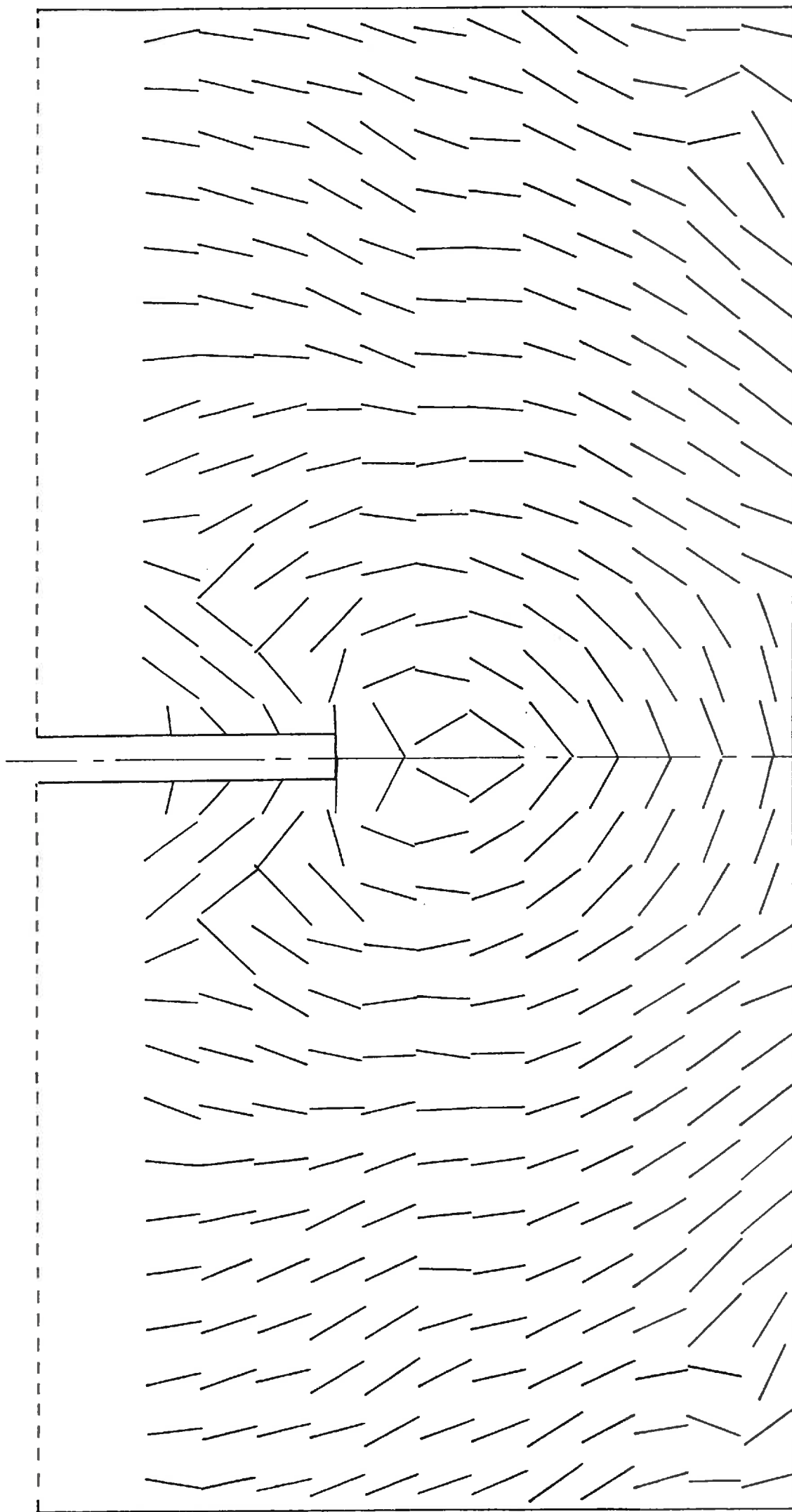


FIGURE 32 - ALLURE GÉNÉRALE DES ISOSTATIQUES ( $Q_P = 30\%Q_R$ )

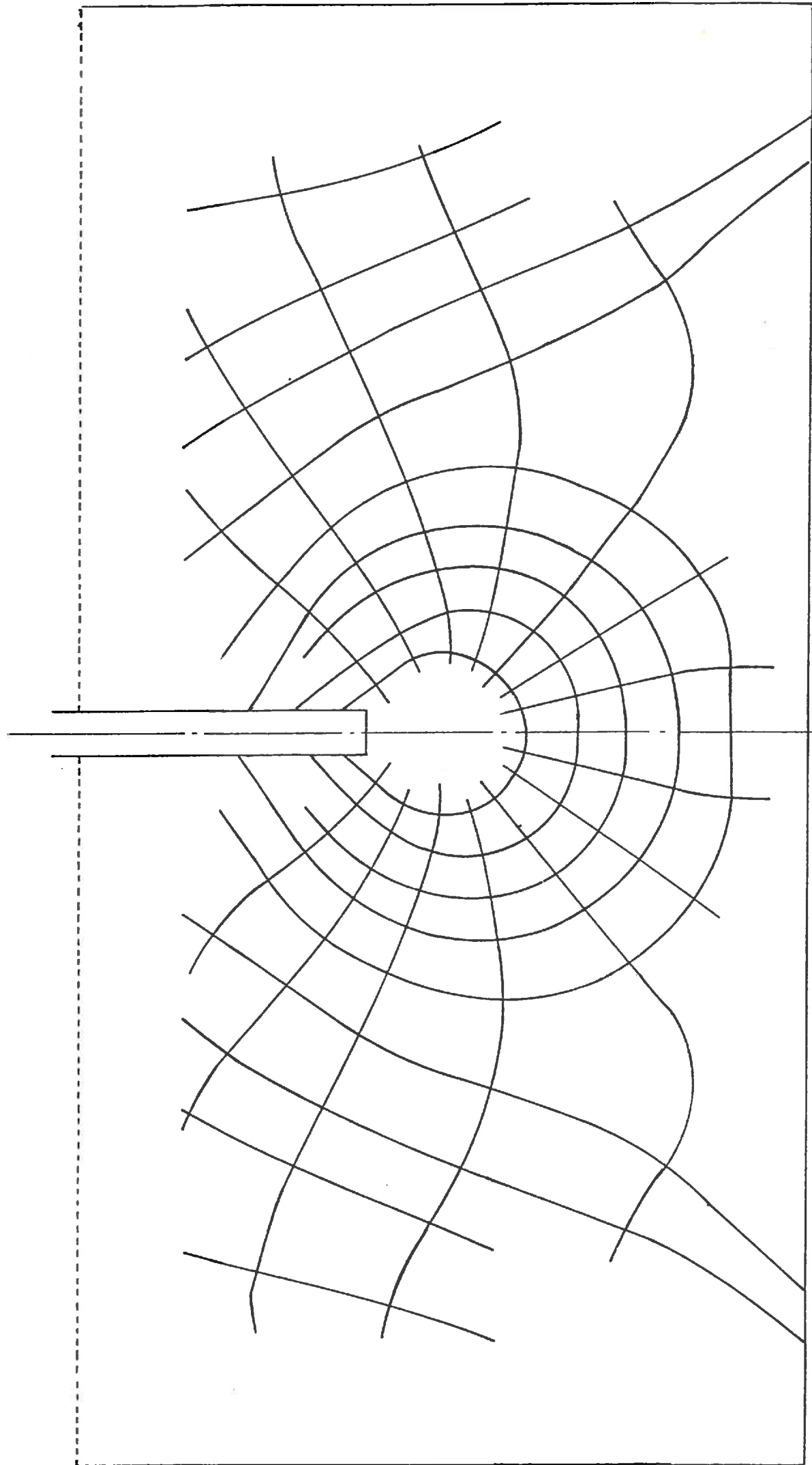


FIGURE 33 - ISOSTATIQUES POUR  $Q_P = 45\% Q_R$

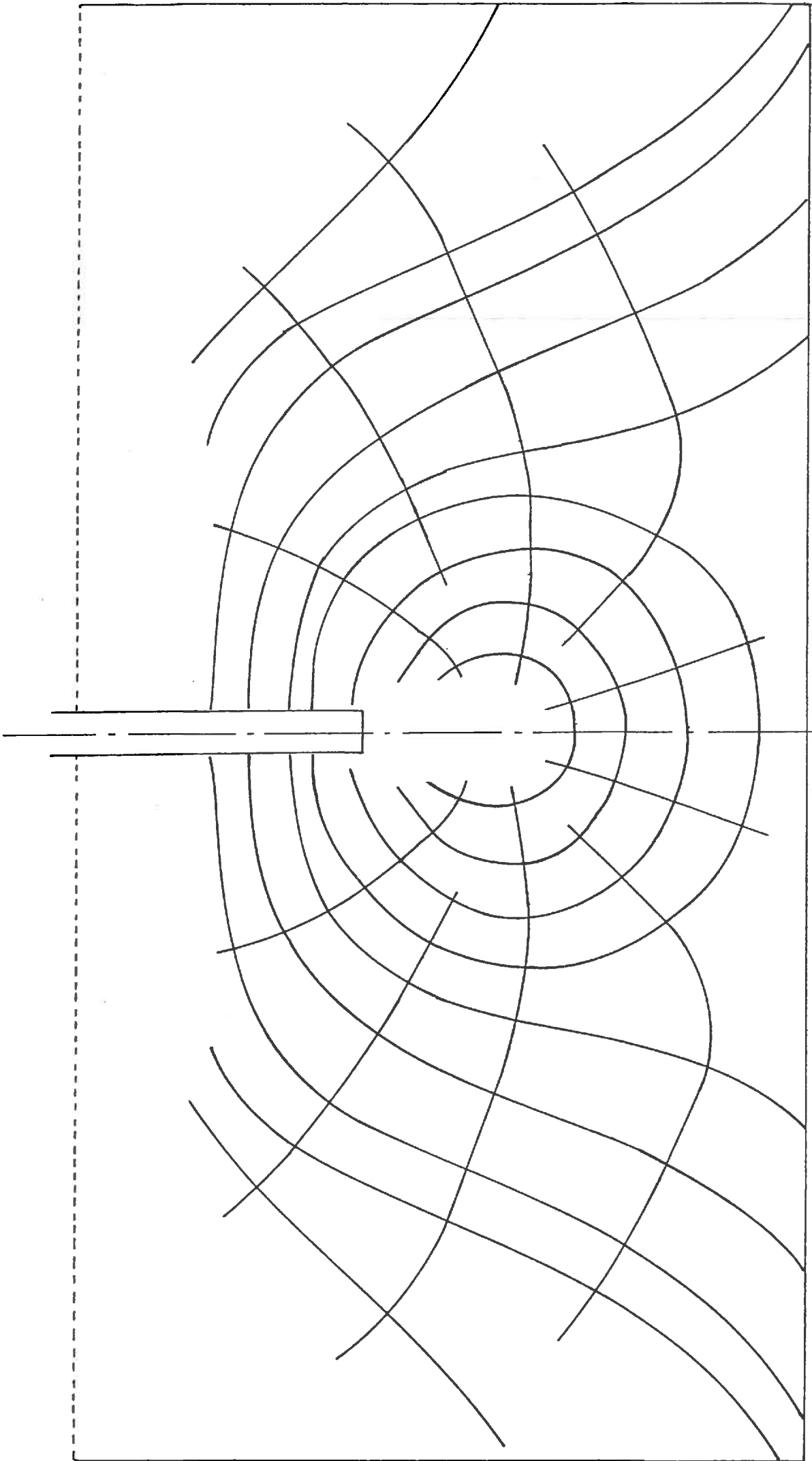


FIGURE 34 - ISOSTATIQUES POUR  $Q_p = 70\% Q_r$  -

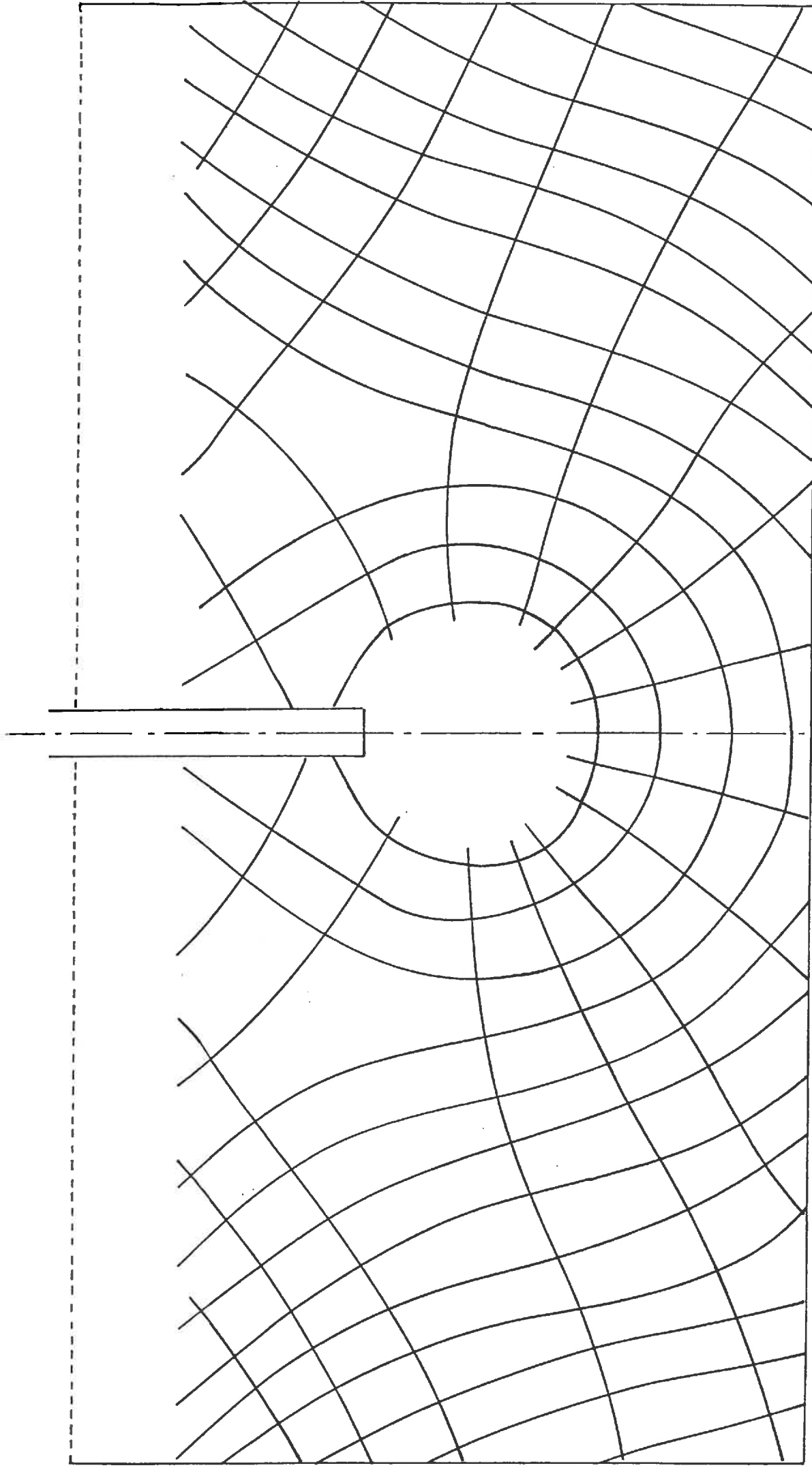


FIGURE 35 - ISOSTATIQUES POUR  $Q_P = 98\% Q_R$  -

Cependant nous pouvons supposer que l'utilisation de la chaîne de mesure permettra d'améliorer notablement la précision des résultats.

## VII 2. ETUDE DE LA REPARTITION DES CONTRAINTES

### VII .21; Zone influencée par le chargement de l'embout

Nous nous intéressons au cas où la charge appliquée est voisine de la résistance maximale du massif, ceci afin de connaître la zone perturbée lors du premier cycle de chargement de l'essai de compressibilité.

Les courbes de la figure 36 montrent l'évolution de l'accroissement des contraintes  $\sigma_z$ . Qualitativement nous observons une distribution analogue à celle de BOUSSINESQ, à savoir que pour un plan très proche de la charge appliquée nous avons une brusque augmentation de  $\sigma_z$  au droit de cette charge qui décroît ensuite très rapidement. Pour un plan plus éloigné, l'augmentation à la verticale de la charge est moindre. Nous remarquons également que pour la profondeur maximum du massif  $\Delta\sigma_z$  est encore relativement important.

En ce qui concerne l'accroissement des contraintes  $\sigma_x$ , le problème est un peu différent. Certes l'allure générale des courbes expérimentales (figure 37) semble correspondre à celle de BOUSSINESQ, mis à part dans certaines zones. En effet lorsque le matériau est plastifié, ce qui est le cas à la verticale de la charge appliquée, les  $\Delta\sigma_x$  calculés ne correspondent bien évidemment pas aux résultats expérimentaux, la théorie considérant le matériau comme élastique.

Dans les zones plus éloignées mais qui ne nous intéressent pas directement on peut également noter une certaine divergence qui doit être purement expérimentale. C'est le cas près des montants métalliques limitant

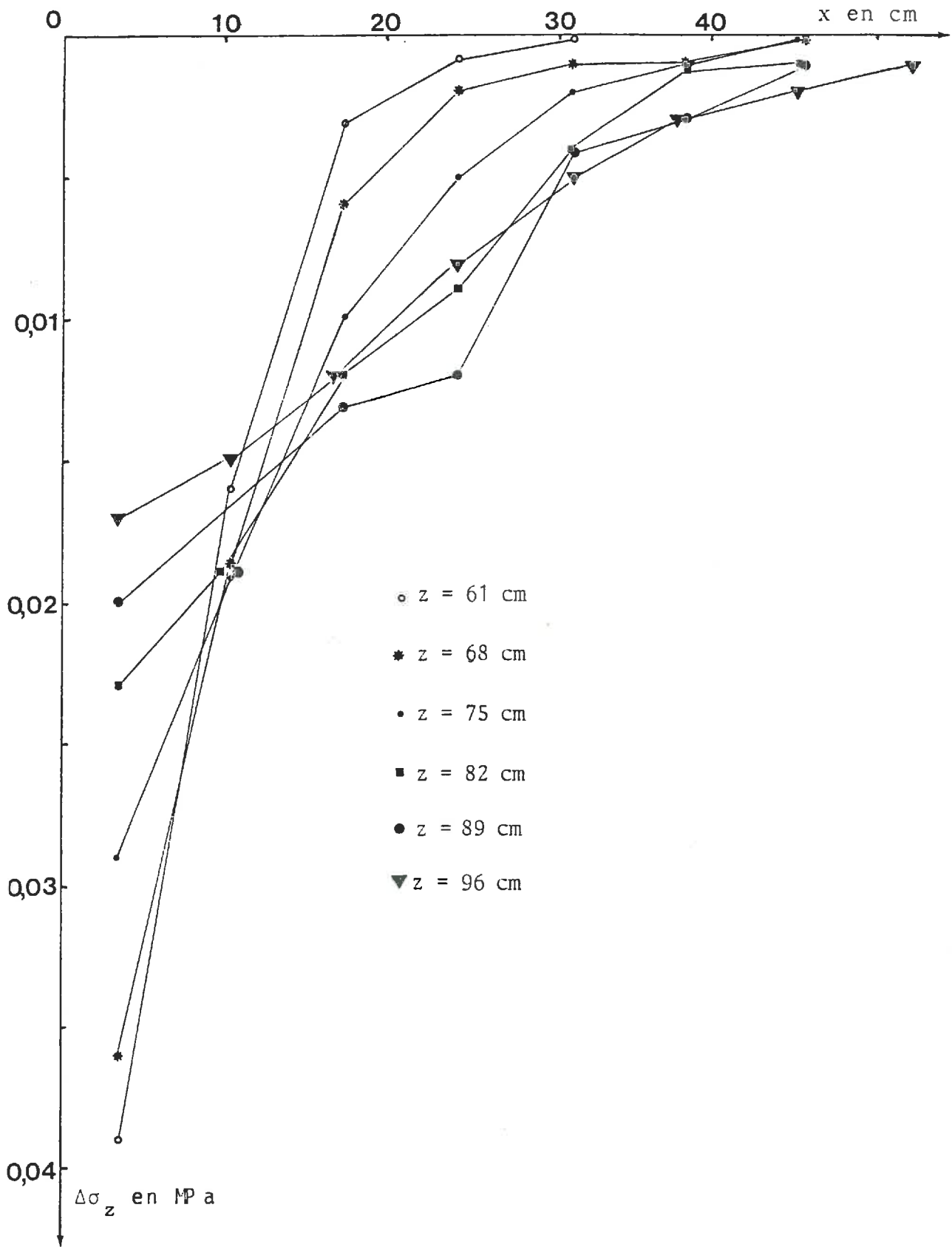


FIGURE 36 - EVOLUTION DE L'ACCROISSEMENT DE CONTRAINTE

$$\Delta\sigma_z (Q_p = 98\%Q_R) -$$

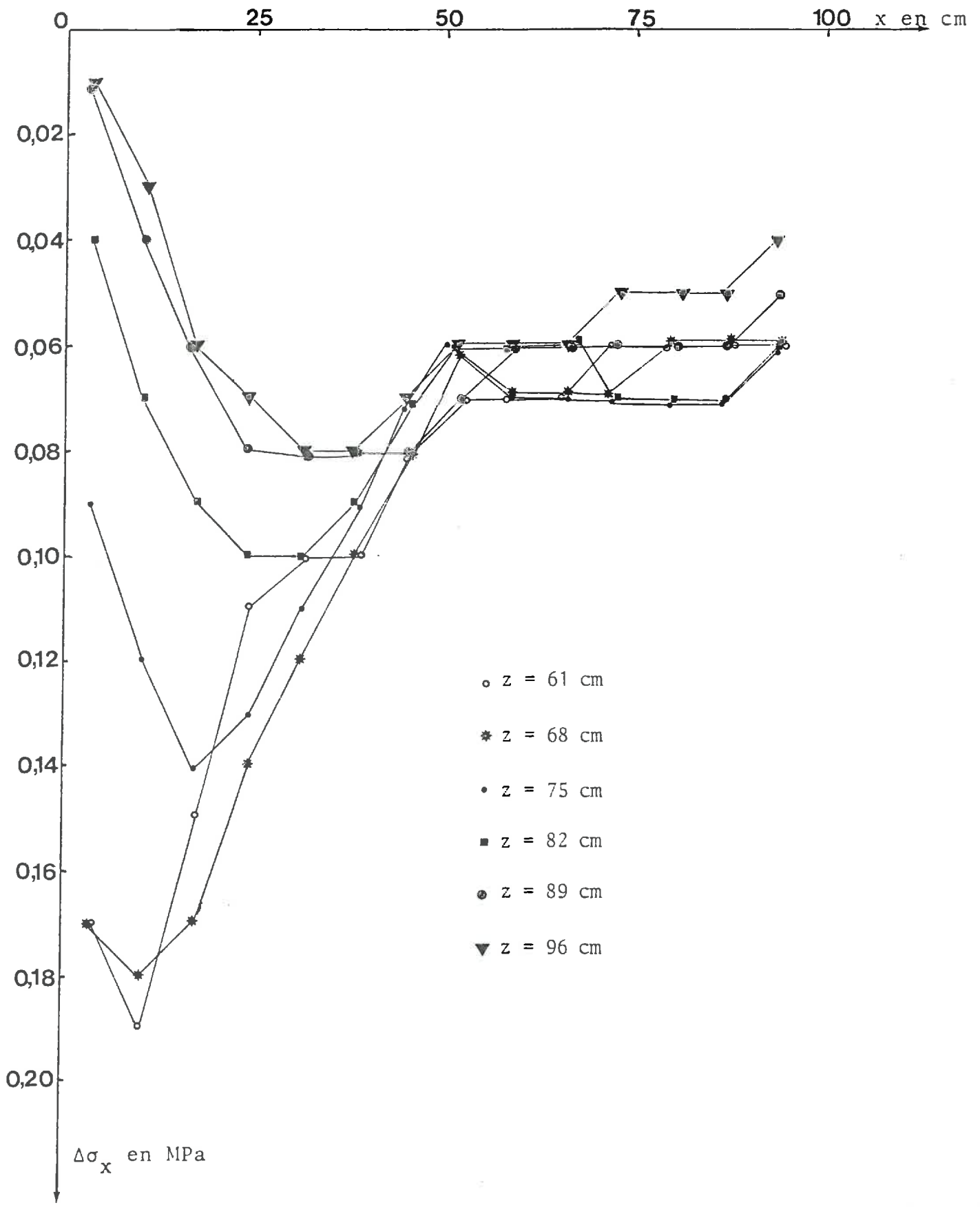


FIGURE 37 - EVOLUTION DE L'ACCROISSEMENT DE CONTRAINTE

$\Delta\sigma_z (Q_P = 98\% Q_R) -$

le massif; les effets de bord ou bien l'imprécision des mesures pour ces faibles valeurs peuvent en être la cause.

### VII .22; Allure générale des isobares.

Sur les figures 38 et 39 nous voyons nettement apparaître les isobares. Chaque type de caractère représente une valeur donnée de la contrainte et nous avons indiqué la correspondance au bas de la figure. Les zones qui nous intéressent se situant autour de la base de la maquette, le programme informatique utilisé permet de réaliser un agrandissement de celle-ci (figures 40 et 41).

Nous remarquons que les "bulbes" en  $\sigma_z$  ne se referment pas complètement, ce qui laisse supposer que nous ne sommes pas totalement affranchi des effets de fond. La même observation peut être faite au niveau des isobares en  $\sigma_x$ .

A titre de comparaison nous donnons figures 42 et 43 les isobares obtenues par le calcul.

### VII .3. EVOLUTION DU RAPPORT $\sigma_x/\sigma_z$

L'étude de l'évolution du rapport  $\sigma_x/\sigma_z$  en fonction des charges appliquées sur l'embout présente un intérêt certain car elle permet de distinguer différentes zones au sein du massif, zones de "poussée" et zones de "butée", qui illustrent le comportement du matériau.

Dans la suite de cette étude nous appellerons K' le rapport  $\sigma_x/\sigma_z$ .

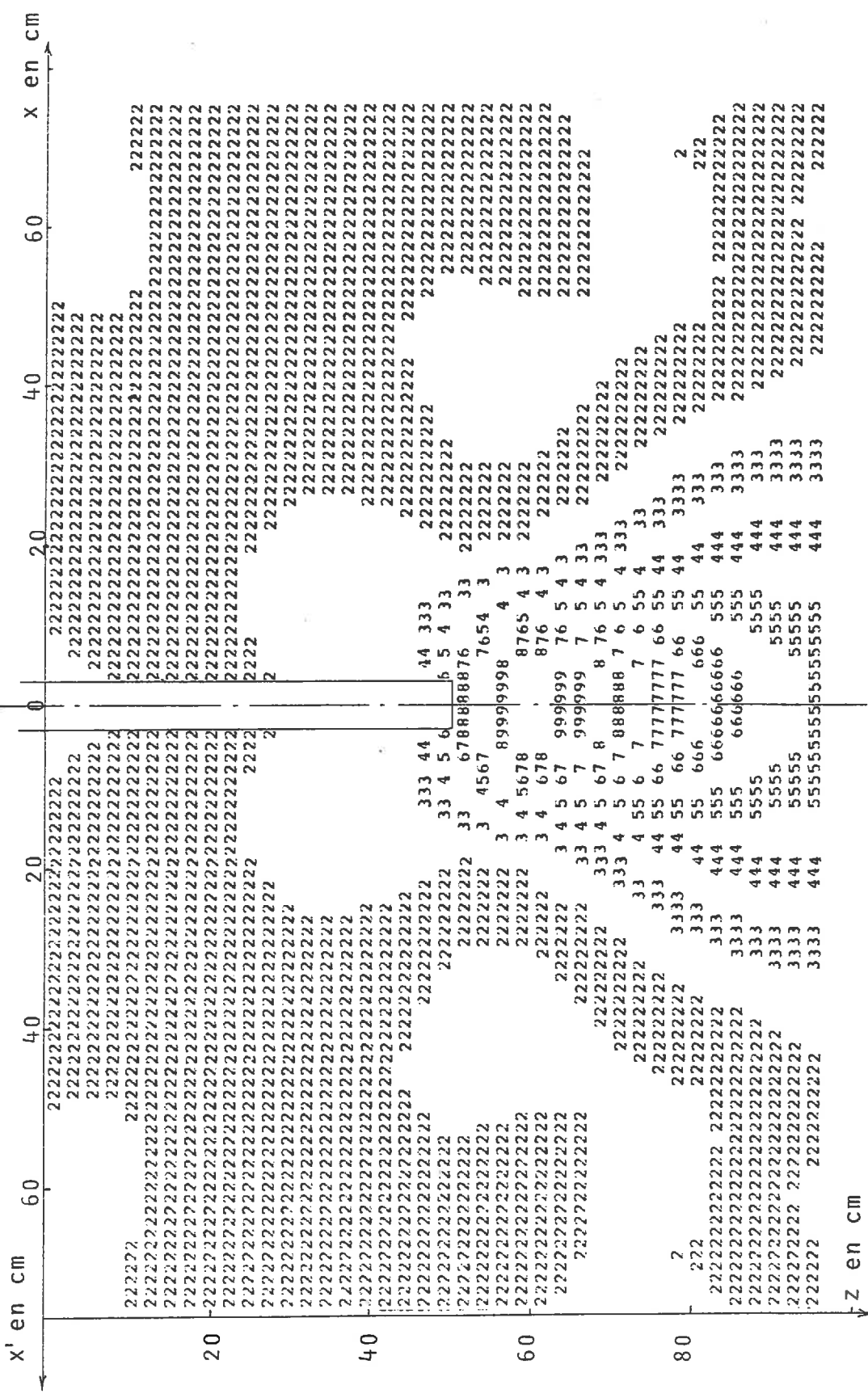


FIGURE 38 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_z$  ( $Q_p = 98\%Q_R$ )

- 1 DE -0.5000E-01 A -0.2500E-01
- 2 DE 0.0000 A 0.2500E-01
- 3 DE 0.5000E-01 A 0.7500E-01
- 4 DE 0.1000E+00 A 0.1250
- 5 DE 0.1500 A 0.1750
- 6 DE 0.2000 A 0.2750
- 7 DE 0.2500 A 0.2750
- 8 DE 0.3000 A 0.3250
- 9 DE 0.3500 A 0.3750
- A DE 0.4000 A 0.4250

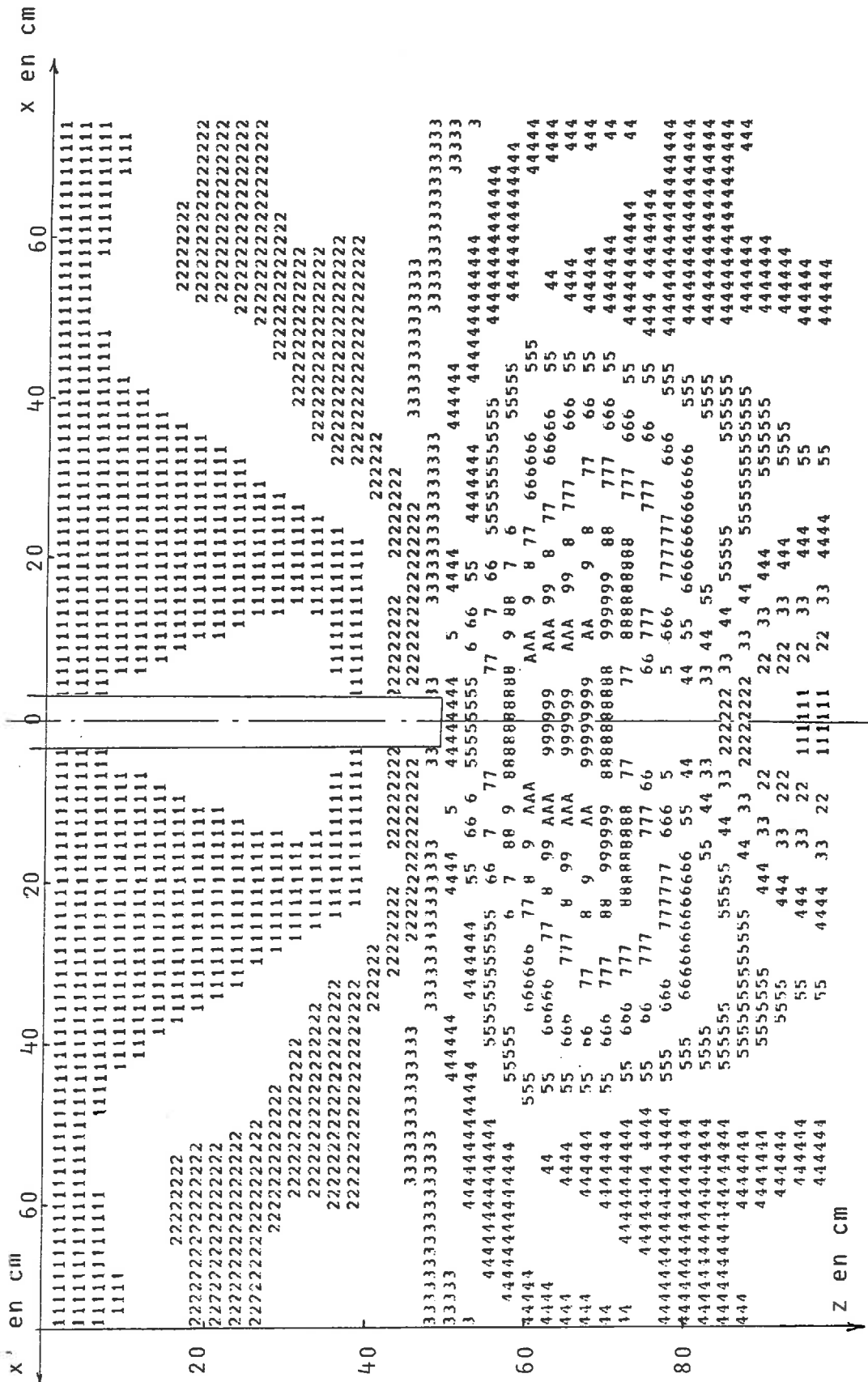


FIGURE 39 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_x$  ( $Q_p = 98\%Q_R$ )

|      |            |   |            |
|------|------------|---|------------|
| 1 DE | 0.0000     | A | 0.1000E-01 |
| 2 DE | 0.2000E-01 | A | 0.3000E-01 |
| 3 DE | 0.4000E-01 | A | 0.5000E-01 |
| 4 DE | 0.6000E-01 | A | 0.7000E-01 |
| 5 DE | 0.8000E-01 | A | 0.9000E-01 |
| 6 DE | 0.1000E+00 | A | 0.1100     |
| 7 DE | 0.1200     | A | 0.1300     |
| 8 DE | 0.1400     | A | 0.1500     |
| 9 DE | 0.1600     | A | 0.1700     |
| A DE | 0.1800     | A | 0.1900     |

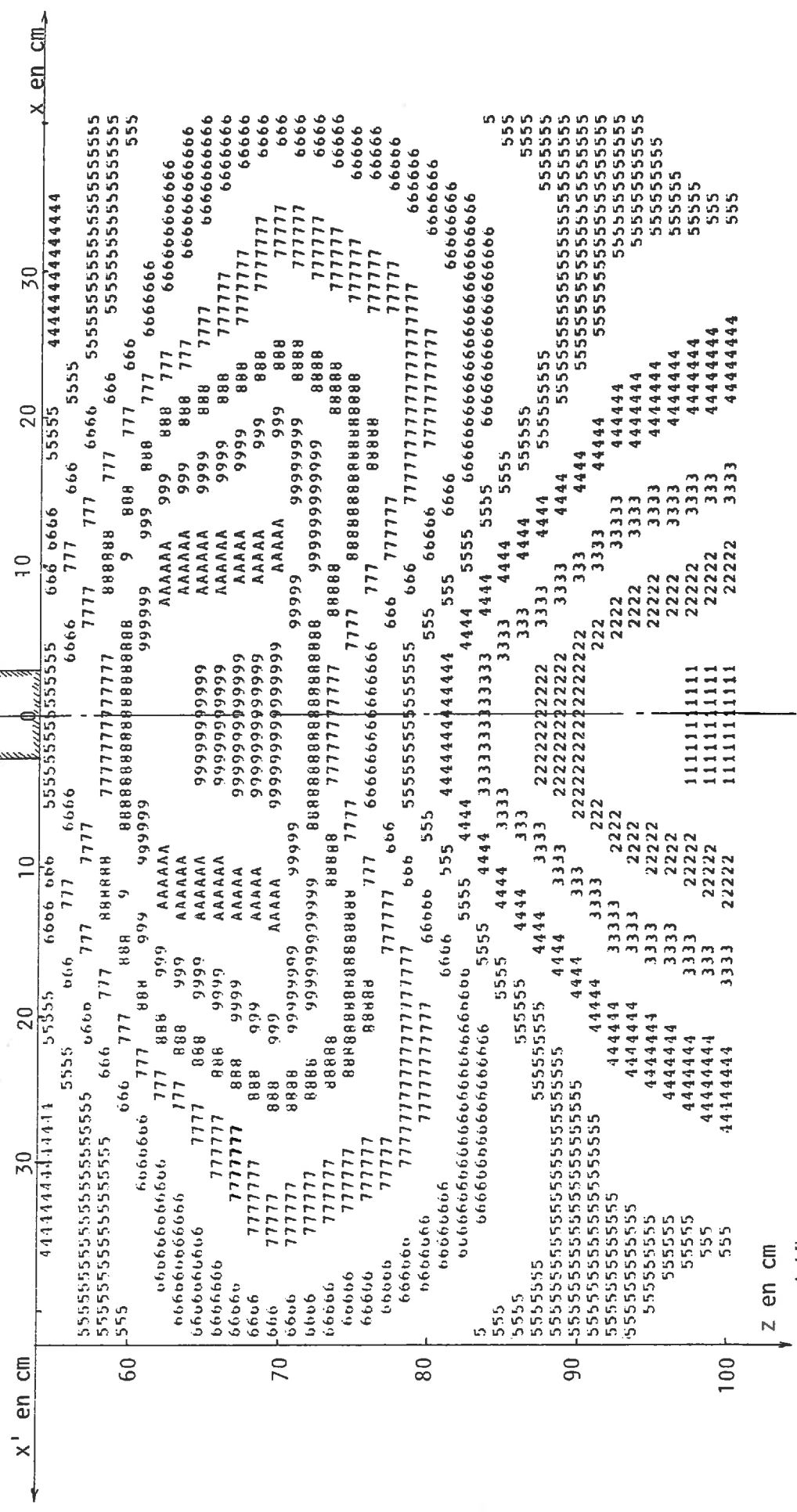


FIGURE 41 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_x$  (AGRANDISSEMENT POUR  $Q_p = 98\% Q_R$ )

- 1 DE 0.0000 A 0.1000E-01
- 2 DE 0.2000E-01 A 0.3000E-01
- 3 DE 0.4000E-01 A 0.5000E-01
- 4 DE 0.6000E-01 A 0.7000E-01
- 5 DE 0.8000E-01 A 0.9000E-01
- 6 DE 0.1000E+00 A 0.1100
- 7 DE 0.1200 A 0.1300
- 8 DE 0.1400 A 0.1500
- 9 DE 0.1600 A 0.1700
- A DE 0.1800 A 0.1900

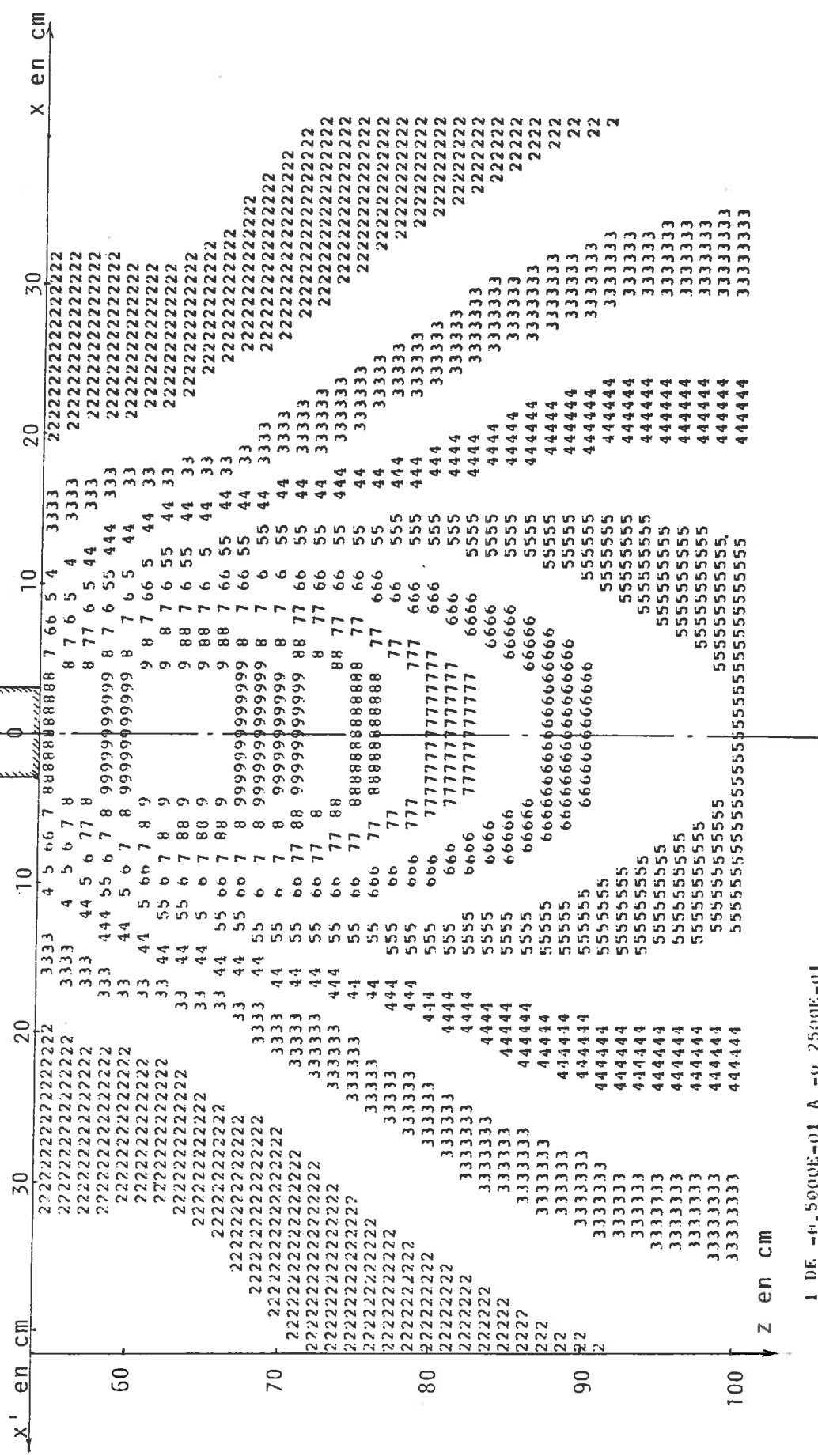


FIGURE 40 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_z$  (AGRANDISSEMENT POUR  $Q_p = 98\%Q_R$ )

- 1 DE -0.5000E-01 A -0.2500E-01
- 2 DE 0.0000 A 0.2500E-01
- 3 DE 0.5000E-01 A 0.7500E-01
- 4 DE 0.1000E+00 A 0.1250
- 5 DE 0.1500 A 0.1750
- 6 DE 0.2000 A 0.2250
- 7 DE 0.2500 A 0.2750
- 8 DE 0.3000 A 0.3250
- 9 DE 0.3500 A 0.3750
- A DE 0.4000 A 0.4250

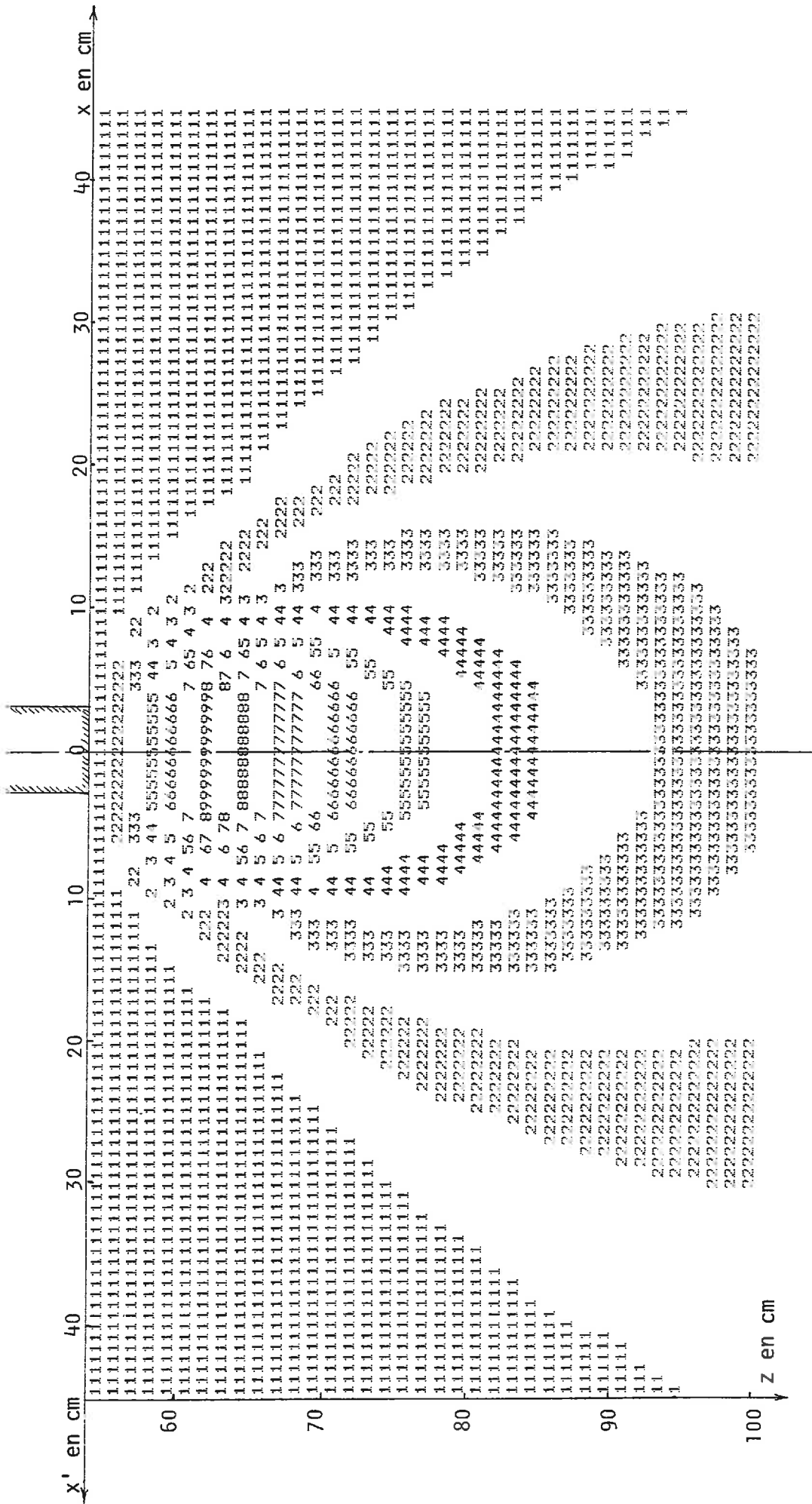


FIGURE 42 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_z$  (SCHÉMA DE BOUSSINESQ)

|      |            |   |            |
|------|------------|---|------------|
| 1 DE | 0.0000     | A | 0.2500E-01 |
| 2 DE | 0.5000E-01 | A | 0.7500E-01 |
| 3 DE | 0.1000E+00 | A | 0.1250     |
| 4 DE | 0.1500     | A | 0.1750     |
| 5 DE | 0.2000     | A | 0.2250     |
| 6 DE | 0.2500     | A | 0.2750     |
| 7 DE | 0.3000     | A | 0.3250     |
| 8 DE | 0.3500     | A | 0.3750     |
| 9 DE | 0.4000     | A | 0.4250     |
| A DE | 0.4500     | A | 0.4750     |

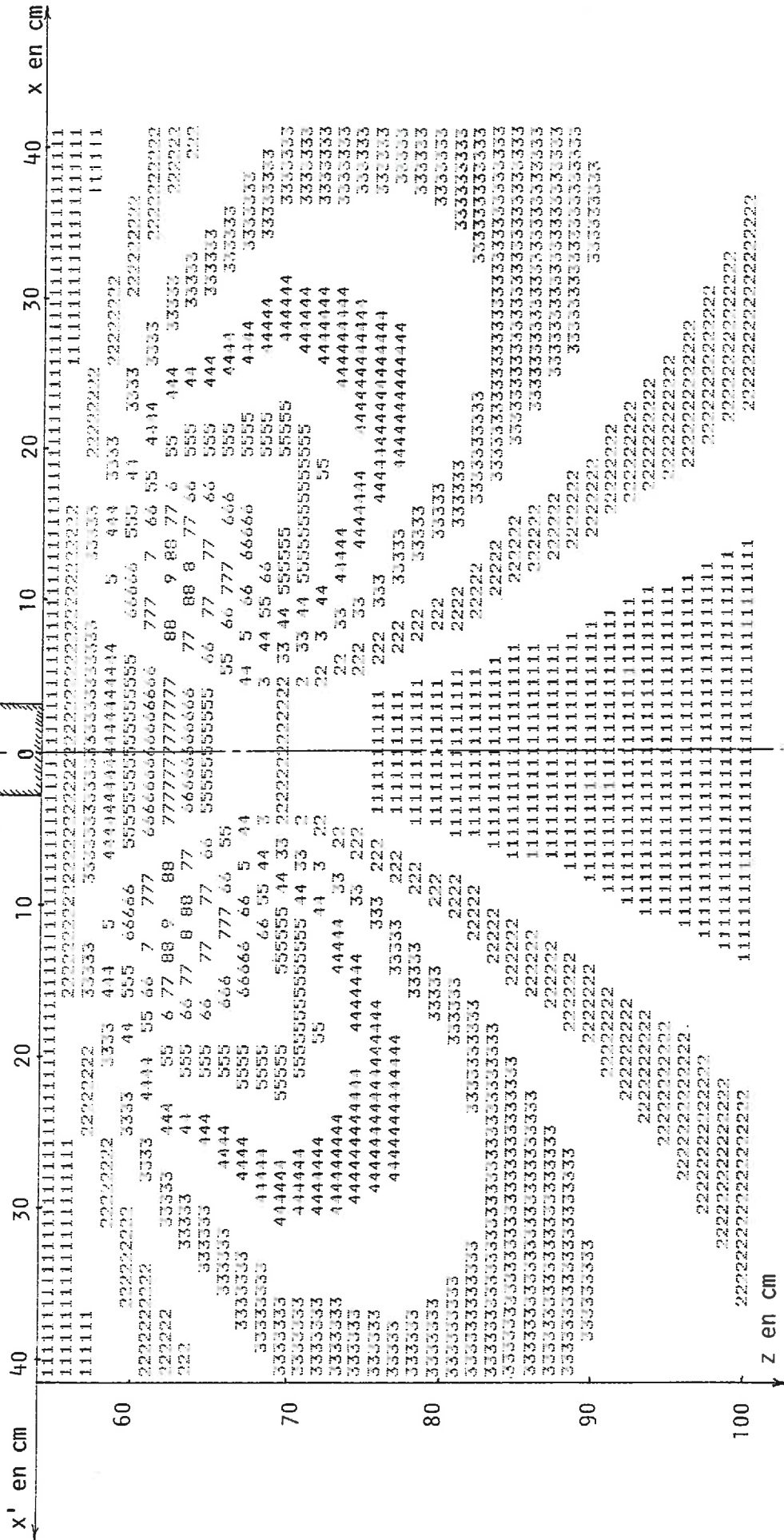


FIGURE 43 - ISOBARES DE  $\Delta\sigma_x$  (SCHÉMA DE BOUSSINESQ)

|   |    |            |   |            |
|---|----|------------|---|------------|
| 1 | 0E | 0.0000     | A | 0.8333E-01 |
| 2 | DE | 0.1667E-01 | A | 0.2500E-01 |
| 3 | DE | 0.3333E-01 | A | 0.4167E-01 |
| 4 | DE | 0.5000E-01 | A | 0.5833E-01 |
| 5 | DE | 0.6667E-01 | A | 0.7500E-01 |
| 6 | DE | 0.8333E-01 | A | 0.9167E-01 |
| 7 | DE | 0.1000E+00 | A | 0.1083     |
| 8 | DE | 0.1167     | A | 0.1250     |
| 9 | DE | 0.1333     | A | 0.1417     |
| A | DE | 0.1500     | A | 0.1583     |

### VII .31; Massif non chargé

Dans le cas du massif non chargé  $K'$  peut être assimilé au coefficient de poussée du matériau au repos noté  $K_0$ . Nous avons tracé figure 44 les courbes donnant la variation de ce coefficient pour différentes profondeurs dans le massif.

Nous pouvons remarquer les valeurs relativement élevées de ce coefficient qui en certains points sont supérieures à 1. Les différences observées selon des lignes parallèles à la surface libre peuvent s'expliquer par l'existence de contraintes résiduelles dues à des chargements préalables. Dans la zone qui nous intéresse plus particulièrement, c'est à dire autour de la base de la maquette, la valeur moyenne de  $K'$  est d'environ 0,97.

Nous constatons également une variation de ce coefficient en fonction de la profondeur comme le montre la figure 45. Les valeurs maximum correspondent également à des contraintes résiduelles. En effet elles se situent à une profondeur de 0,54 m à laquelle nous avons effectué des essais préalablement au chargement de l'embout, essais nécessaires pour la mise au point de l'appareillage et de la méthode de mesure.

### VII .32; Evolution de $K'$ pour un chargement donné

Nous donnons figure 46 l'évolution du rapport  $K'$  pour une charge égale à 70% de la charge maximale et pour un encastrement de 0,54 m.

Au droit de la charge appliquée, sous la base de la maquette, quelle que soit la profondeur, nous avons  $K' < K_0$ .

Ceci est également vrai le long du fût. Il faut s'éloigner d'environ deux diamètres pour que  $\sigma_x$  devienne supérieur à  $\sigma_z$ . Le maximum

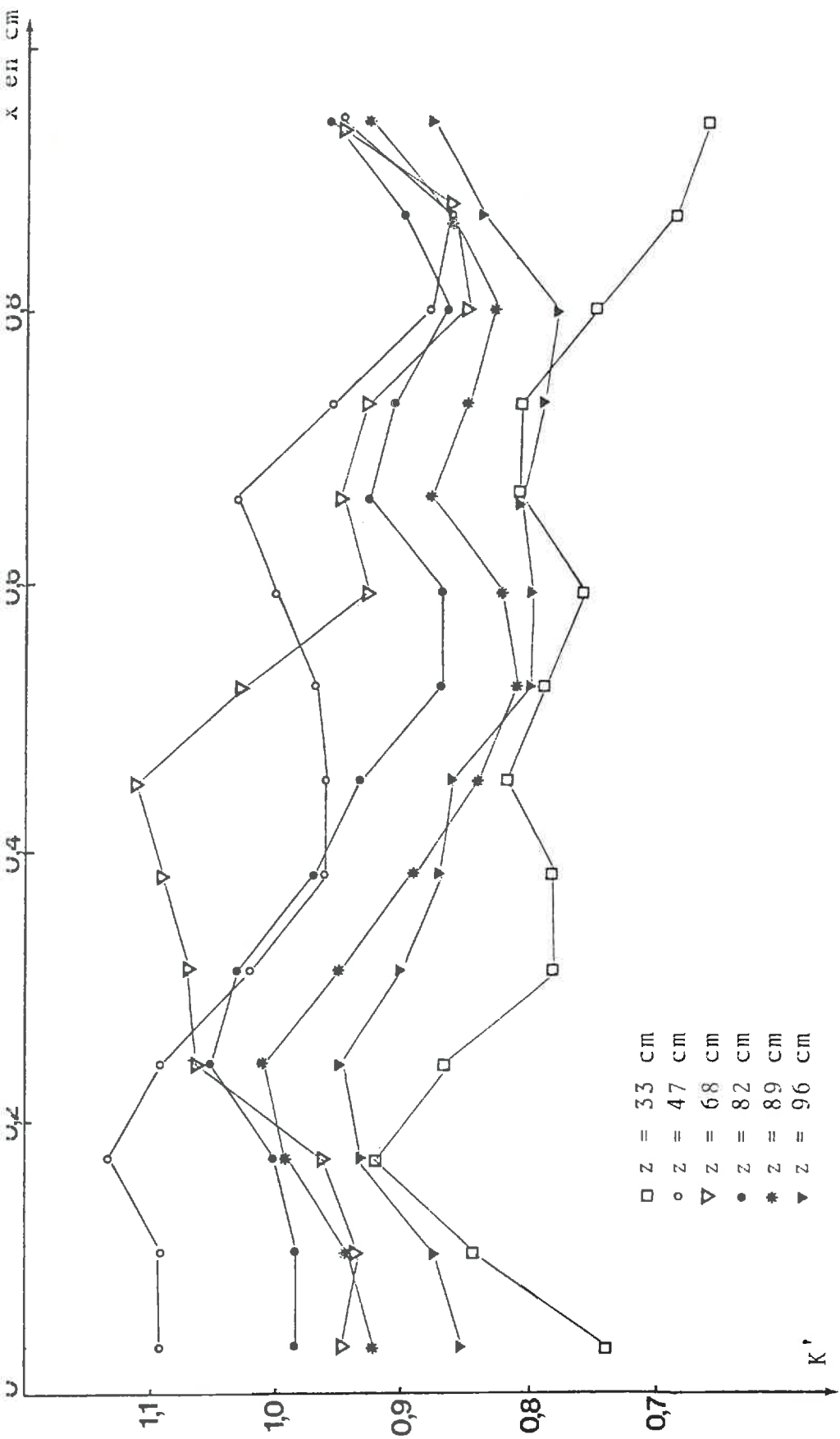


FIGURE 44 - EVOLUTION DE  $K'$  ( MASSIF NON CHARGÉ ) --

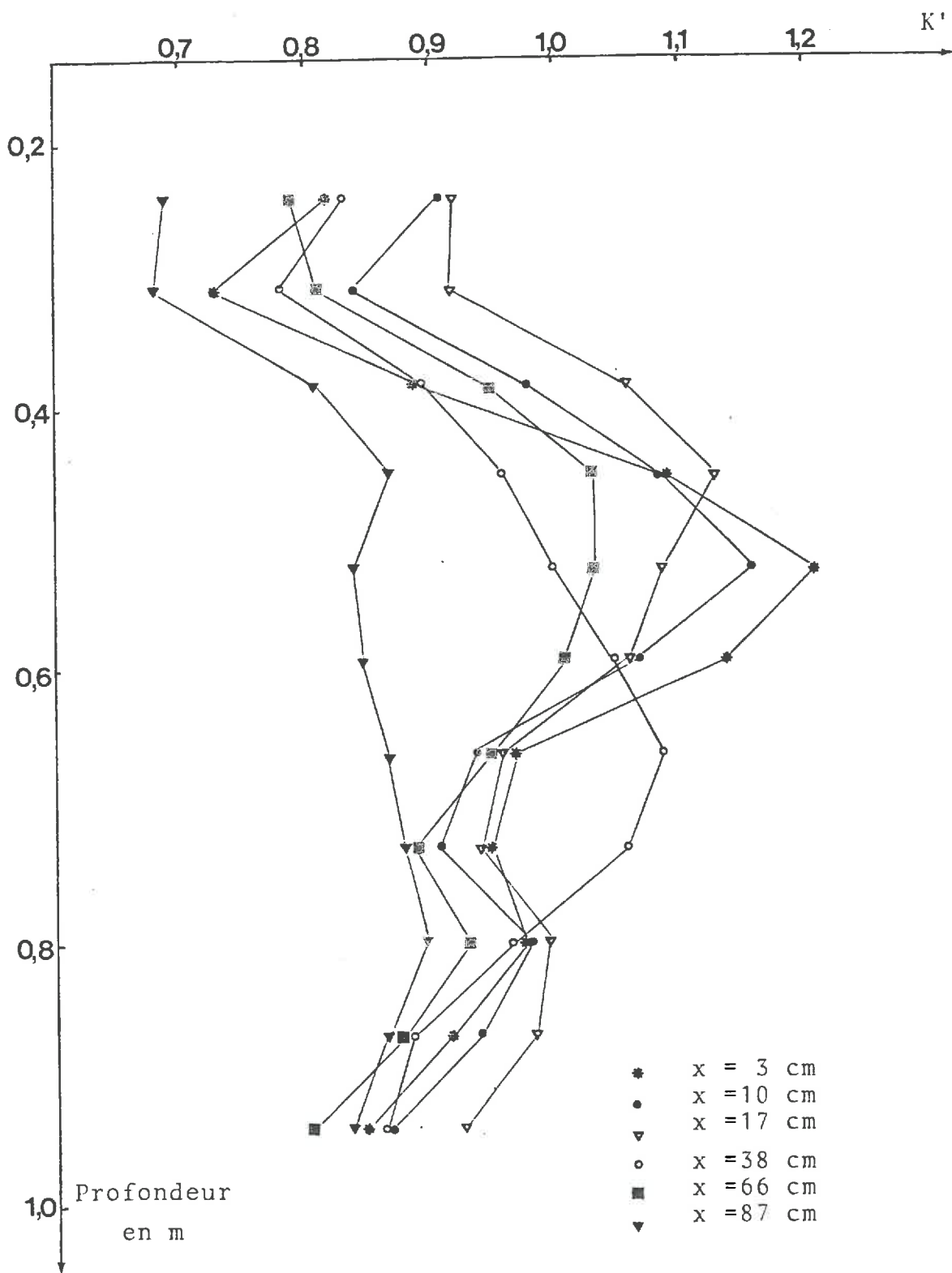


FIGURE 45 - EVOLUTION DE  $K'$  EN FONCTION DE LA PROFONDEUR ( MASSIF NON CHARGÉ ) -

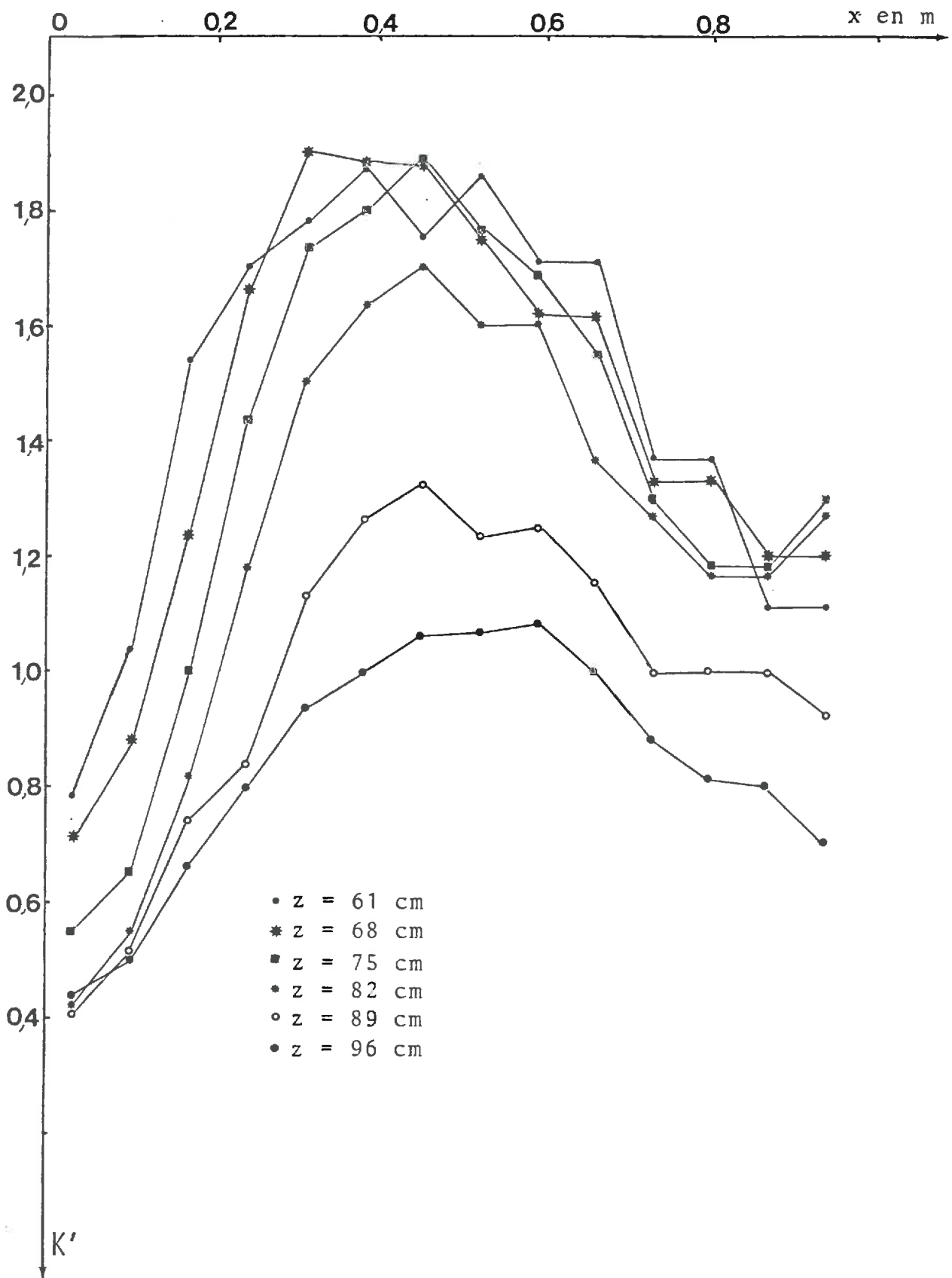


FIGURE 46 - EVOLUTION DE  $K'$  POUR  $Q_P = 70\% Q_R$

de  $K'$  est obtenu à une distance d'environ cinq diamètres de l'axe de la maquette et pour une profondeur de l'ordre de 0,60 m, ce qui correspond à un diamètre par rapport à la base de celle-ci. Les remarques précédentes restent valables pour les autres cas de chargement.

#### VII .33; Evolution de $K'$ en fonction du chargement

Nous nous plaçons dans un plan horizontal distant d'environ 14 cm de la base de la maquette. L'évolution de  $K'$  à cette profondeur est donnée pour les chargements suivants (figure 47):

$Q_c = 0\%, 30\%, 60\%, 70\%, 90\%, 98\%$  de la charge maximale.

Nous remarquons que dès l'application de  $Q_c = 30\%Q_R$  les différentes zones de poussée-butée sont délimitées et évoluent très peu pour des charges d'intensité supérieure. Nous pouvons noter une diminution de  $K'$  lorsque la profondeur augmente comme le montre les courbes de la figure 48.

#### VII .4. CHEMIN DE CONTRAINTE SUIVI PAR LE MATERIAU

Dans ce paragraphe nous nous intéressons à l'évolution des contraintes principales au cours de la simulation de l'essai de compressibilité. Les chemins de contrainte sont proposés pour les points du massif situés sous la base de la maquette.

#### VII .41; Résultats généraux

Les figures 49 à 52 montrent les divers résultats obtenus. Pour chaque cas étudié nous avons reporté dans le repère  $(\sigma_1, \sigma_2)$  la droite d'équation:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

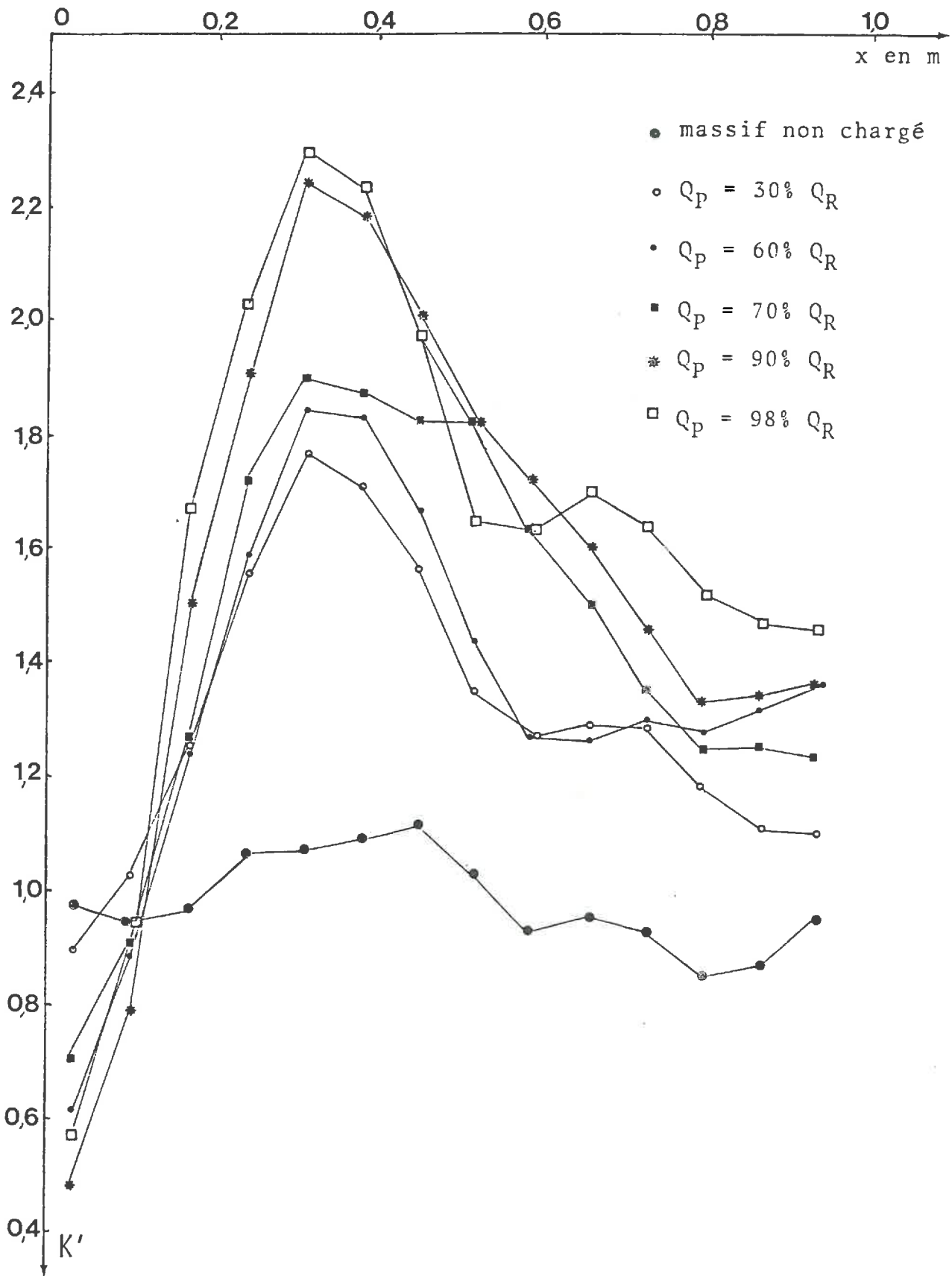


FIGURE 47 - EVOLUTION DE  $K'$  POUR  $z = 0,68$  M -

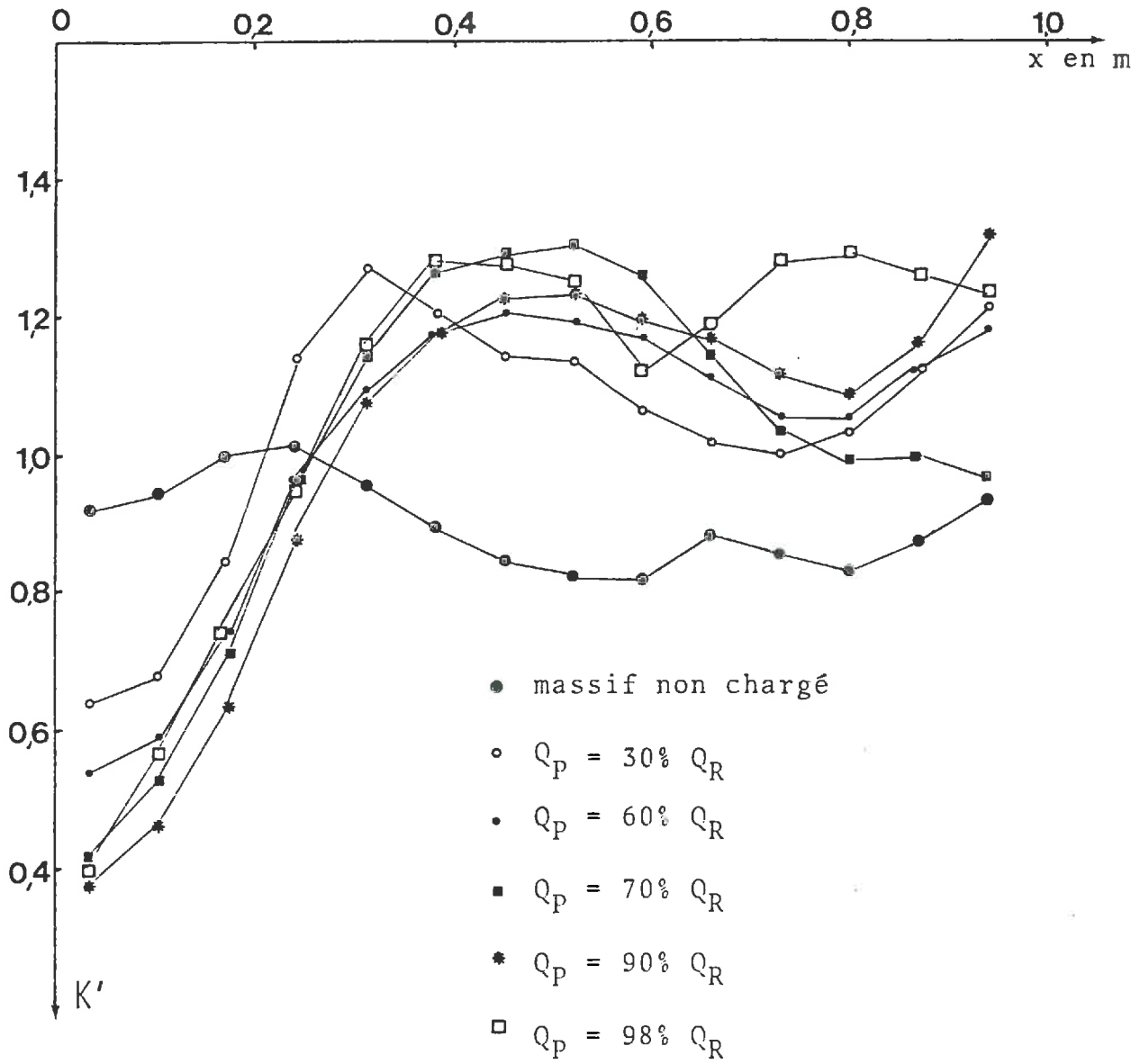


FIGURE 48 - EVOLUTION DE  $K'$  POUR  $Z = 0,89$  M -

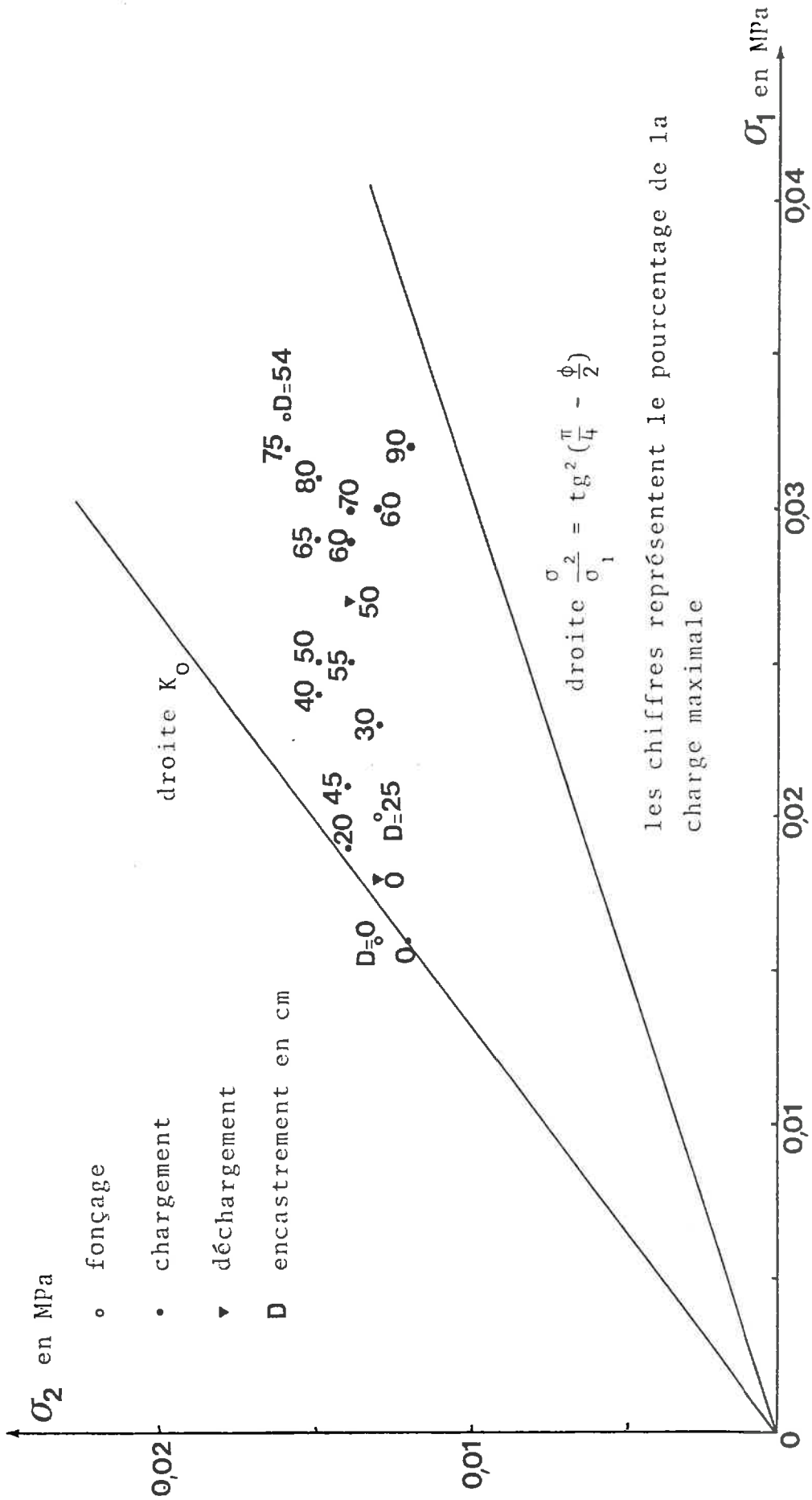


FIGURE 49 - ÉVOLUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES ( X = 10CM; Z = 89CM )

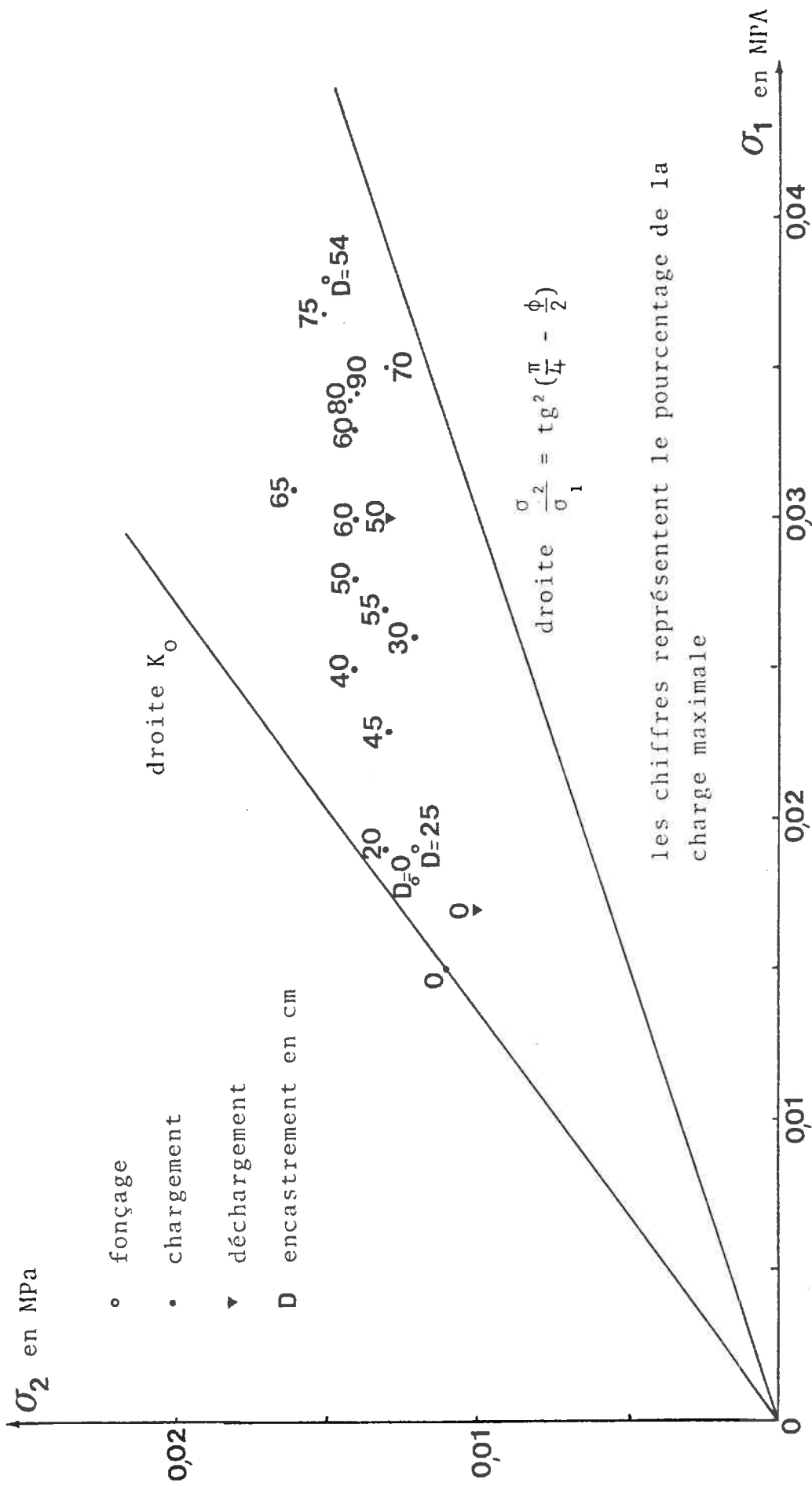


FIGURE 50 - EVOLUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES ( X = 17CM; Z = 96CM ) -

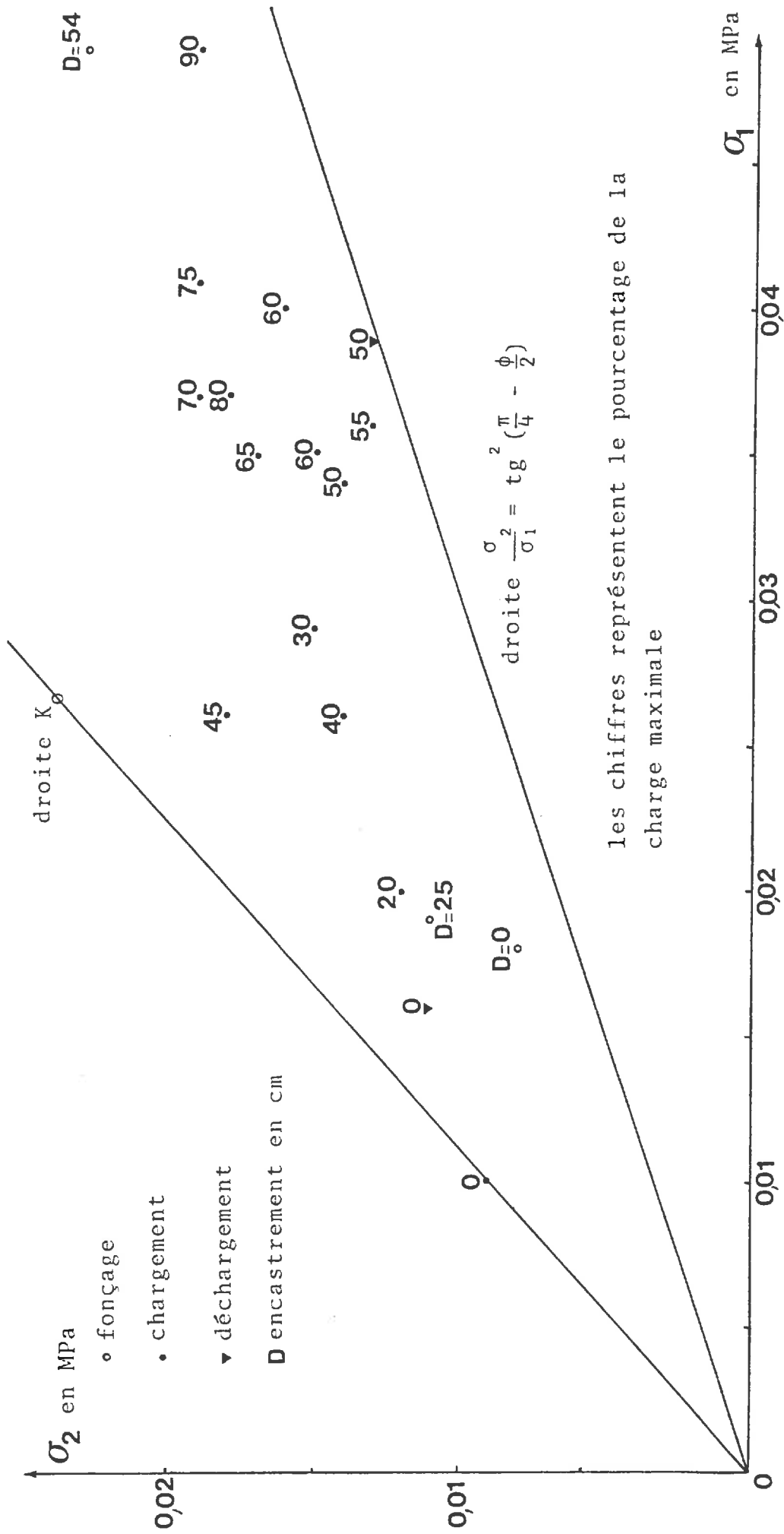


FIGURE 51 - ÉVOLUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES ( X = 31CM; Z = 96CM ) -

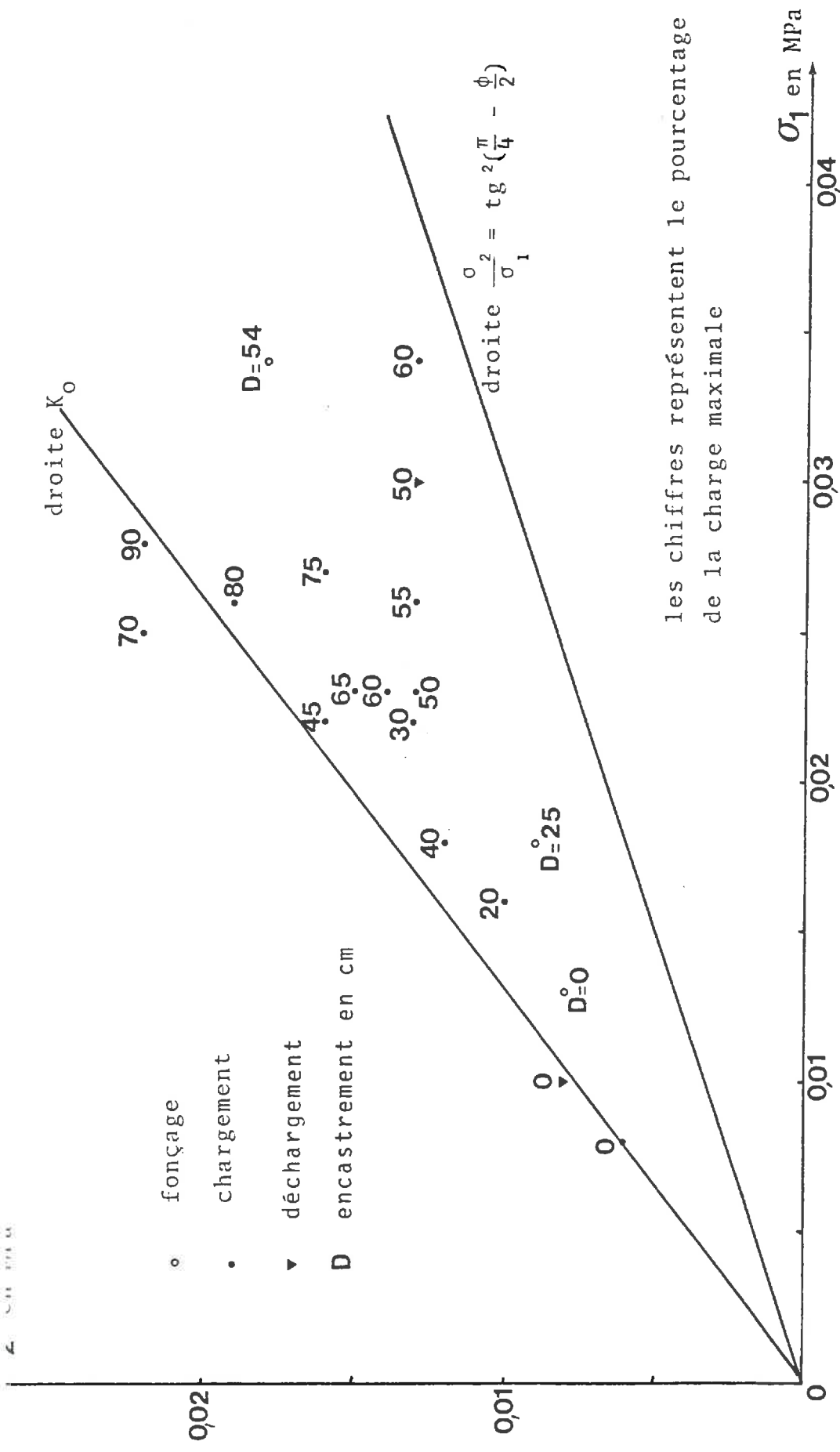


FIGURE 52 - ÉVOLUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES ( X = 38CM ; Z = 89CM ) -

et la droite " $K_0$ ". Les points représentatifs de l'état de contrainte  $(\sigma_1, \sigma_2)$  sont bien situés dans la zone délimitée par ces deux droites.

Cependant nous constatons que pour deux manipulations différentes effectuées pour un même chargement nous obtenons des valeurs qui peuvent être assez éloignées les unes des autres. Les causes en sont multiples. Il convient de rappeler que les contraintes principales sont obtenues à partir des valeurs de  $F_z$ ,  $F_x$  et  $F_{45}$  mesurées au dynamomètre et l'erreur commise avec ce type d'appareil peut être estimée à 6 ou 7%. Une cause plus importante est due à la non-symétrie des essais. En effet la direction d'application de la charge n'est jamais parfaitement verticale. De plus comme nous l'avons déjà vu, entre chaque série de mesures, pour un même chargement, il est nécessaire de remettre en place les rouleaux, la maquette étant enlevée. Lorsque cette dernière est remise en place elle n'occupe pas exactement la même position; les mesures de  $F_z$ ,  $F_x$  et  $F_{45}$  ne se font donc pas dans des conditions parfaitement identiques.

De plus pour éliminer certaines valeurs non significatives obtenues au voisinage immédiat de l'embout plat de notre modèle réduit, il suffirait d'agrandir la base de celui-ci pour pouvoir effectuer un plus grand nombre de mesures dans cette zone.

#### VII .42; Etude et proposition d'un chemin de contrainte

Compte tenu des remarques du paragraphe précédent, il apparaît difficile de pouvoir définir de façon catégorique et précise les chemins de contrainte suivis par les différents points du massif au cours de l'essai. Nous pouvons toutefois envisager de manière satisfaisante l'évolution des phénomènes tout au long de la phase de chargement, cette évolution étant malgré tout assez marquée sur les différentes courbes présentées ici.

Nous avons tenté d'exploiter ces résultats en suivant différentes relations entre  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ . La droite de régression linéaire semble donner satisfaction mais les coefficients de corrélation restent malgré tout un peu faibles, voisins de 0,7 - 0,8. Nous avons également essayé une

branche d'hyperbole. Les coefficients sont sensiblement améliorés sans être pour autant suffisants.

Pour notre part, il nous semble que les chemins proposés à la figure 53 sont les plus probables. Suivant la position géométrique des points considérés par rapport au point d'application de la charge, différents chemins de contrainte sont possibles. Par contre leur origine se situe pour tous sur la droite d'équation  $\sigma_2 = K_0 \sigma_1$  au point d'abscisse:

$$\sigma_1 = \gamma \times Z$$

avec:  $\gamma$ : densité apparente du matériau  
 $Z$ : profondeur du point considéré.

A partir de ce point nous proposons un chemin linéaire d'équation:

$$\sigma_2 = \alpha \sigma_1 + \beta$$

$\beta$  est tel que pour  $\sigma_1 = \gamma \cdot Z$  on a:  $\sigma_2 = K_0 \cdot \gamma \cdot Z$

soit:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1 + \gamma \cdot Z (K_0 - \alpha) \quad (a)$$

$\alpha$  dépend de la position du point considéré dans le milieu. Si  $\alpha$  est supérieur au coefficient de poussée noté  $K_a$  nous aurons le chemin 1. Dans le cas contraire (chemin 2) la droite d'équation (a) peut couper la droite d'équation  $\sigma_2 = K_a \sigma_1$  au point d'ordonnée:

$$\sigma_2 = \frac{\alpha - K_0}{\alpha - K_a} \gamma \cdot Z$$

Si  $\sigma_2$  devient supérieur à cette valeur le chemin suivi sera alors:

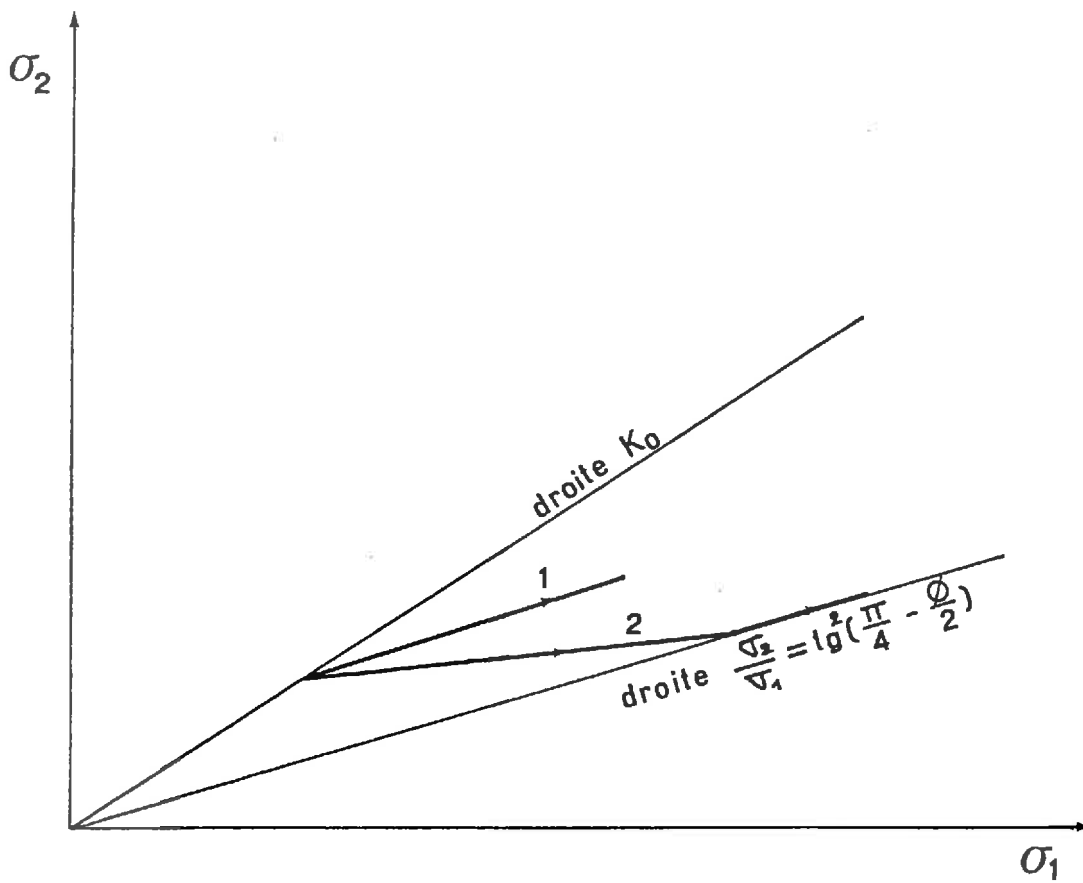


FIGURE 53 - PROPOSITION D'UN CHEMIN DE CONTRAINTE -

$$\sigma_2 = K_a \sigma_1$$

et nous aurons plastification du matériau.

Nous admettons que le chemin est réversible. Nous proposons donc les mêmes schémas durant le fonçage du pénétromètre et au cours de la phase de déchargement.

C O N C L U S I O N

=====

Le but de cette étude était d'améliorer les possibilités d'utilisation du pénétromètre statique, en mettant au point un essai destiné à la prévision des tassements et de tenter de retrouver le chemin de contrainte suivi au cours de celui-ci.

Nous avons donc recherché une solution permettant de réaliser un essai de compressibilité in situ en conservant le principe de base de cet appareil. Pour ce faire certaines modifications technologiques ont été nécessaires dont la démultiplication du système de fonçage, le remplacement de la pointe conique traditionnelle par un embout plat de même section et la mise en place d'un système permettant la mesure des déplacements de l'embout sous chargement.

Les expériences réalisées in situ ont montré l'existence d'une phase pseudo-élastique sur laquelle nous avons pu définir un module appelé module pénétrométrique en considérant que notre embout plat pouvait être assimilé à une fondation circulaire rigide. Le fait qu'avant la réalisation proprement dite de l'essai le sol ait été amené jusqu'à sa résistance maximale nous a conduit à introduire un coefficient  $k_r$  dit coefficient de remaniement. La détermination de ce dernier s'est faite, dans un premier temps, en émettant l'hypothèse que le module  $E_{pn}$  était égal au module triaxial  $E'$ . Les résultats obtenus ont donné  $k_r = 5$ .

Pour étudier plus profondément le problème posé par le remaniement du sol au cours de l'essai, nous avons dans un deuxième temps

réalisé des essais en cuve afin de mieux maîtriser le matériau. Les résultats de ces expériences sont en concordance avec ceux obtenus in situ bien que nous ayons travaillé sur un sol pulvérulent. La valeur de  $k_r$  se situe également aux environs de 5 mais peut varier légèrement autour de cette valeur compte tenu de la précision avec laquelle sont déterminés les différents modules.

Des essais d'écrouissage menés conjointement au pénétromètre et à l'appareil triaxial ont montré que l'évolution du coefficient  $k_r$  en fonction du degré d'écrouissage pouvait être considérée comme linéaire.

La connaissance du module  $E_{pn}$  permet par un calcul classique d'élasticité d'obtenir le tassement pour une fondation superficielle.

Il faut également noter qu'un tel essai peut être réalisé avec n'importe quel type de pénétromètre statique en effectuant les modifications technologiques mentionnées ici. Nous pouvons d'ailleurs envisager que pour des appareils plus importants que celui utilisé pour cette étude, un appareillage plus sophistiqué pourrait être mis en place.

Bien que les résultats obtenus sont encourageants, il est nécessaire pour valider la méthode d'effectuer des essais comparatifs avec des mesures de tassements observés sur des ouvrages réels. Mais ceci ne peut se faire qu'à long terme.

Comme nous le montrons dans la première partie de cette étude, l'histoire mécanique du sol revêt une grande importance, mais la mesure des contraintes dans ce type de matériau pose encore à l'heure actuelle de nombreux problèmes. Nous avons donc choisi pour approcher le chemin de contrainte suivi au cours de l'essai de compressibilité de travailler sur le modèle analogique de SCHNEEBELI constitué par un empilement de cylindres et simulant ainsi un matériau pulvérulent.

Afin d'effectuer cette approche, nous avons mis au point une méthode permettant d'obtenir en tous points du massif l'état de contrainte. La technique utilisée a consisté à mesurer la force nécessaire pour déplacer selon leur axe un certain nombre de rouleaux. A partir d'une hypothèse simple reliant cette force aux contraintes existant dans le milieu, nous avons pu déterminer ces dernières.

La simulation de l'essai de compressibilité sur ce milieu nous a permis de montrer l'évolution du champ de contrainte en fonction des différents cas de chargement. Nous nous sommes essentiellement intéressé dans cette étude à la zone sollicitée par l'embout.

Malgré une certaine imprécision dans les résultats obtenus, il est possible par cette méthode de déterminer les isostatiques qui, comme nous l'avons vu, ne semblent pas évoluer dès l'application d'une charge égale à 30% de la charge maximale.

La comparaison avec les résultats de BOUSSINESQ a montré une bonne ressemblance avec les résultats expérimentaux au niveau de la répartition des contraintes  $\sigma_z$ . Des divergences apparaissent pour les zones plastifiées, ce qui est logique.

Les chemins de contrainte que nous proposons doivent permettre d'obtenir les lois de comportement pour les différentes zones du milieu. Il serait donc intéressant de réaliser des essais triaxiaux selon les chemins de contrainte ainsi déterminés sur des sols réels. Les résultats obtenus pourraient alors être intégrés dans les calculs numériques qui deviennent fréquemment utilisés pour résoudre certains problèmes de Mécanique des Sols.

Il reste cependant à affiner les résultats obtenus sur le modèle analogique et les moyens pour y parvenir sont en cours de mise en place.

I N D E X   B I B L I O G R A P H I Q U E

=====

- (1) J.P. LEVILLAIN                      Capteurs de pression totale dans les sols.  
Rapport de Recherche n°1. LRPC. Angers 1973.
- (2) G. SCHNEEBELI                      Une analogie mécanique pour les terres  
sans cohésion. Comptes rendus des séances  
de l'Académie des Sciences. Tome 243.  
Paris 1956.
- (3) S. AMAR                                Dispersion des essais. Relations entre  
les essais in situ et les essais de labo-  
ratoire. Journées des laboratoires des  
Ponts et Chaussées. Saint Briec. 1974.
- (4) A. VAN WAMBEKE                    Méthodes d'investigation des sols en  
place. Etude d'une campagne d'essais  
comparatifs. Sols Soils 1, 1962.
- (5) P. LAREAL, J. GIELLY et  
G. SANGLERAT                            Essais en place et en laboratoire sur sols  
cohérents. Comparaison des résultats.  
Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées.  
n° 63. Paris 1973.
- (6) S. AMAR, J. JEZEQUEL              Essais en place et en laboratoire sur sols  
cohérents. Comparaison des résultats.  
Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées.  
n° 58. Paris 1972.
- (7) H. LEMASSON, Y. MACE            A propos de la représentativité des échan-  
tillons prélevés au carottier à piston  
stationnaire et par la technique du Cobra.  
Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées.  
n° 78. Paris 1975.

- (8) F. BAGUELIN, J.F. JEZEQUEL et A. LE MEHAUTE Mesures des caractéristiques des sols par autoforage. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées n°81. Paris 1976.
- (9) J. PERRIN, B.OLLIER Le scissopressiomètre. Journées des laboratoires des Ponts et Chaussées. Saint-Brieuc. 1974.
- (10) M. CASSAN Les essais in situ en Mécanique des Sols. tomes 1 et 2. Eyrolles. Paris 1978.
- (11) L. MENARD Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques. Annales de l'I.T.B.T.P. Paris. Décembre 1971.
- (12) G. SANGLERAT La pénétration en France. Annales de l'I.T.B.T.P. Paris. Juin 1976.
- (13) L.C.P.C. Mode opératoire du Laboratoire des Ponts et Chaussées. Essai triaxial. Dunod. Paris. 1968.
- (14) J.P. GIROUD Tables pour le calcul des fondations. Dunod. Paris. 1972.
- (15) J.N. RIBOULET Comportement hydrodynamique des sols supports de chaussées. Thèse. Lyon 1979.
- (16) J. BIAREZ Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse. Grenoble 1962.
- (17) NGUYEN THANH LONG, F. SCHLOSSER, Y. GUEGAN et G. LEGEAY Etude des murs en terre armée sur modèles réduits bidimensionnels. Rapport de recherche n° 30. L.C.P.C. Paris. 1973.
- (18) J.M. GRESILLON Etude des fondations profondes en milieu pulvérulent. Thèse. Grenoble 1970.

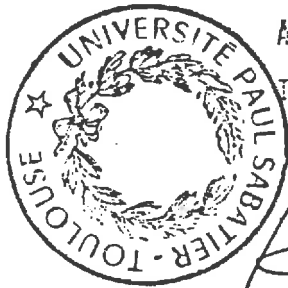
- (19) M. BUREL Etude expérimentale de la force portante des fondations par analogie avec des rouleaux. Thèse. Grenoble 1960.
- (20) W. CICHY, E. DEMBICKI, W. ODROBINSKY, A. TEJCHMAN et B. ZADROGA Bearing capacity of subsoil under shallow foundations study and model tests. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdanskiej. Gdansk. 1978.

OUVRAGES GENERAUX

- (21) J. COSTET, G. SANGLERAT Cours pratique de Mécanique des Sols. Dunod. Paris. 1969.
- (22) T.W. LAMBE, R. WHITMAN Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc, New York. 1969.
- (23) TIEN HSING WU Soil Mechanics. Second edition. Allyn and Bacon, Inc. Boston. 1976.
- (24) G. SANGLERAT The penetrometer and soil exploration. Elsevier publishing company. Amsterdam. 1972.

GROUPE DE RECHERCHE GENIE CIVIL DE L'UNIVERSITE DE

CLERMONT-FERRAND II



Autorisation de Soutenance accordée

TOULOUSE, le ~~29~~ **29** JUIL. 1979

Le Président

de l'Université PAUL-SABATIER :

A handwritten signature in black ink, appearing to read "J.C. Martin".

J.-C. MARTIN

