

# le contrôle du compactage des tranchées P. et T. par le pénétromètre statique

par

**R. Bonnifet**  
**R. Berenguer**

Direction des Télécommunications de la Région de Paris (Extra-Muros)

**G. Sanglerat**

Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon

MM. Durand, Carlier, Rousseau de la Direction des Télécommunications de la Région de Paris (Extra-Muros) ont réalisé les essais qui ont permis de mettre au point la méthodologie objet de cet article. Les auteurs les en remercient vivement.

## 1 Introduction

Pendant très longtemps, le contrôle du compactage des remblais mis en œuvre pour combler les tranchées, a simplement consisté à s'assurer par une simple observation visuelle que le travail de l'entrepreneur semblait correctement fait, en vérifiant que le déroulement des diverses opérations prévues était respecté. Aucune méthode de mesures n'était utilisée.

Mais cette attitude, qui portait donc davantage sur les conditions d'exécution des travaux que sur des contrôles qualitatifs ou quantitatifs, est apparue rapidement inopérante en raison de la complexité des problèmes rencontrés par l'Administration des P. et T. et les entreprises. Depuis quelques années les chantiers ouverts sur la voie publique se sont multipliés, de même que les malfaçons dues à une insuffisance du compactage, ce qui a entraîné des désordres, parfois très graves (fig. 1).

Il est vrai, que pour résoudre les problèmes posés, l'Administration des P. et T. ne disposait pas de recommandations spécifiques à ses ouvrages qui lui auraient permis de modifier les modalités de ses contrôles. En effet, les méthodes traditionnelles de contrôle du compactage basées sur les mesures de densité et la comparaison avec les densités optimales Proctor, ne conviennent pratiquement qu'aux remblais superficiels de faible épaisseur [2] et [4]. Or, les ouvrages souterrains des télécommunications ont des caractéristiques bien différentes :

- faible largeur,
- et souvent, grande profondeur.

Il en résulte que les méthodes traditionnelles ne sont pratiquement pas applicables pour effectuer le contrôle du remblaiement des tranchées.

Par ailleurs, les prescriptions en matière de remblaiement et de compactage, varient fréquemment d'une région à l'autre et il est parfois consenti des dérogations aux prescriptions imposées dans les marchés. De plus, et c'est un point important, le compactage ne constitue qu'une très faible part de la charge de travail des entreprises ce qui ne les incite pas à la rigueur indispensable en ce domaine. L'ensemble de ces facteurs n'a donc pas conduit les entreprises à s'équiper d'appareils adaptés aux particularités géométriques des tranchées des Télécommunications ou d'autres services. C'est vraisemblablement la raison pour laquelle

les constructeurs n'ont pas cherché à intégrer dans leur souci de conception ou d'exécution cette particularité géométrique. Ces problèmes ne sont d'ailleurs pas spécifiques aux P. et T. Les mêmes difficultés se rencontrent auprès des différents concessionnaires de réseaux qui semblent eux aussi manquer de référence dans ce domaine [6].

L'idée de créer une méthode de contrôle adaptée aux conditions d'exécution propres aux chantiers de l'Administration des P. et T. est née de ces constats. Naturellement, la Direction des Télécommunications de Paris Extra-Muros a souhaité proposer une méthode pratique et efficace. C'est dans cette perspective qu'elle a été amenée à réaliser plusieurs séries d'essais de contrôle du compactage dans des tranchées en vraie grandeur.

L'appareil utilisé pour ces contrôles est le pénétromètre statique hollandais Gouda-Barentsen de 2 tonnes [7] et [8] qui s'est révélé, comme le montreront les résultats qui vont suivre, être l'engin le mieux adapté au contrôle des remblaiements des tranchées des Télécommunications.



Fig. 1 Affaissement de chaussée

## 2 Caractéristiques des tranchées P. et T.

### 2.1. Particularités des ouvrages des Télécommunications

Les tranchées réalisées pour la pose des câbles de télécommunications ont une géométrie variable. Leur largeur est généralement comprise entre 0,60 m et 1,20 m et leur profondeur varie de 0,80 m à 3,60 m ou même plus dans certains cas.

La longueur des tranchées est calquée sur celle des réseaux de voirie, dans lesquels sont incorporés normalement les ouvrages P. et T. La tranchée représentée figure 2, est le type même d'une tranchée ouverte sous chaussée pour la construction d'un ouvrage normalisé constitué d'un bloc de béton enrobant des tubes P.V.C. permettant le passage des câbles de télécommunications. Le bloc lui-même se réalise en trois phases successives :

- exécution d'un radier armé,
- mise en place et alignement du faisceau de tubes P.V.C.,
- enrobage des tubes à l'aide d'un béton (dosé à 350 kg de CPJ 45).

De part et d'autre de ce bloc sont aménagés deux espaces dont la largeur varie de 0,16 m à 0,32 m, selon la profondeur de la fouille exécutée. Ces espaces sont utilisés pour permettre le coffrage du bloc, le boisage de la tranchée et la mise en place d'une protection des tubes P.V.C. contre le piétement. Au cours de la présente étude, il apparaîtra qu'il est absolument indispensable que ces espaces latéraux soient remplis selon certains processus bien définis avant d'autoriser le remblaiement général de la tranchée.

L'inobservation de cette recommandation, à ce niveau de l'exécution, entraîne inévitablement des conséquences graves se matérialisant par ces cavités pratiquement impossibles à éliminer par la suite.

Le remblaiement est réalisé conformément aux prescriptions du Cahier des Clauses Techniques Particulières [13] par couches de 20 à 30 cm, soigneusement compactées, généralement de 24 à 48 heures après l'exécution du bloc béton.

### 2.2 Analyse statistique des contrôles effectués

#### - Modalités des contrôles

Les contrôles effectués par l'Administration des P. et T. s'exercent soit pendant les travaux, soit immédiatement avant les opérations préalables à la réception, soit après achèvement complet des travaux. Pour ce faire, on a utilisé le pénétromètre statique GOUDA-BARENTSEN de 2 tonnes, fixé sur un camion (fig. 3), ce qui permet d'éviter les opérations fastidieuses d'ancrage au sol de l'appareil et procure ainsi un gain de temps appréciable pour toutes les opérations de contrôle [1].

On notera aussi que l'un des avantages du pénétromètre, par rapport aux méthodes classiques de densité Proctor [2] et [11], réside dans le fait que les contrôles du compactage après exécution des revêtements des chaussées définitives sont désormais possibles. En effet, il suffit de percer, au préalable un avant-trou de quelques centimètres de diamètre, à l'aide d'un marteau perforateur, pour traverser les couches d'enrobés ou de graves-ciment superficielles et réaliser ensuite l'essai de pénétration classique. Une quinzaine de minutes suffisent ainsi pour contrôler de cette manière une tranchée de plus de 3 m de profondeur.

La nature des remblais étant connue, il n'a pas été jugé utile d'employer un pénétromètre statique équipé d'un manchon de mesure directe du frottement latéral [10].

#### - Statistiques de 1978

Sur 102 contrôles effectués en 1978, 60 ont concerné le compactage; ils ont comporté 768 essais de pénétration statique. L'ensemble de ces contrôles a permis de mettre en évidence deux points importants :

- dans 90% des cas, il a été constaté une décroissance de la résistance de pointe  $R_p$  du pénétromètre en fonction de la profondeur (cf. fig. 4). L'étude statistique des données

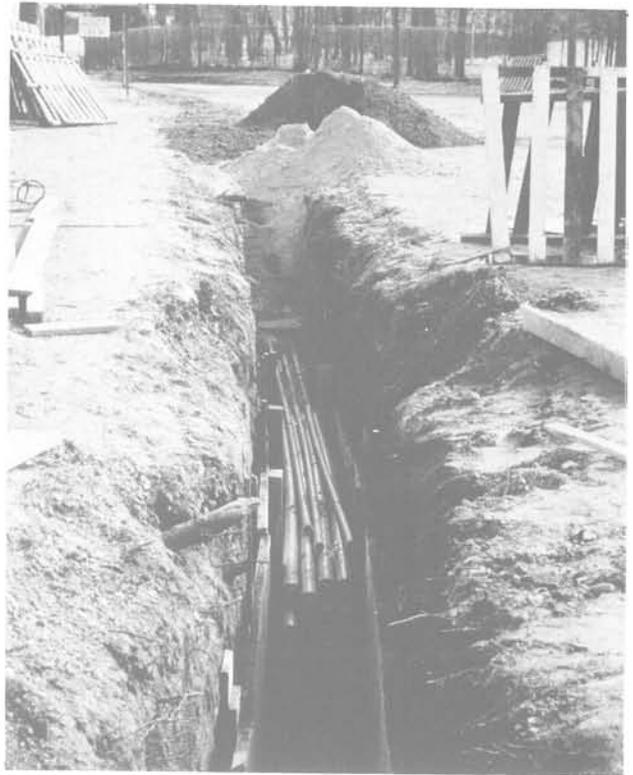


Fig. 2 Exemple d'une tranchée PTT en cours de travaux



Fig. 3 Camion de contrôle de Génie Civil comportant le pénétromètre statique Gouda-Barentsen de 2 tonnes

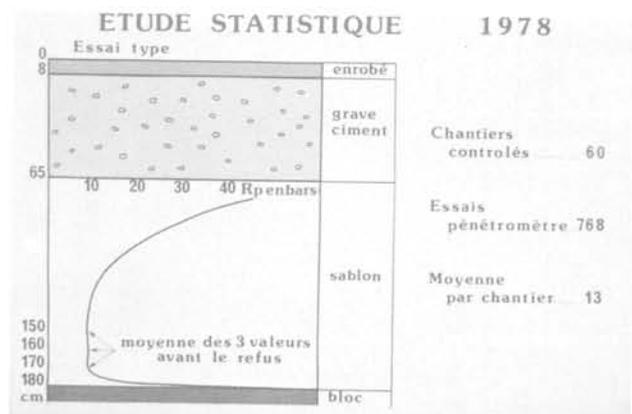


Fig. 4 Etude statistique 1978 avec constatation d'une décroissance de  $R_p$  en fonction de la profondeur

recueillies dans la banlieue parisienne pour les tranchées remplies de sablon montre que la fréquence maximale de  $R_p$  est comprise entre 0,5 et 1 M Pa (fig.5).

• *Les résistances de pointe obtenues dans les parties latérales inférieures situées de part et d'autre des blocs béton, sont le plus souvent nulles et ce, sur une profondeur comprise entre 20 et 40 cm, ce qui confirme l'existence des cavités qui ont pu être visualisées par l'endoscope (cf. la photographie de cavité en figure 6).*

Naturellement, l'écoulement des eaux de pluie qui percolent à travers ces zones peu compactées ou évidées accentue encore les vides par entraînement de fines. Il est évident que ces cavités existant au voisinage et le long du bloc peuvent être à l'origine des désordres ultérieurs beaucoup plus importants que ceux dus à un simple tassement résultant des différences de compactage des remblais sus-jacents (fig. 1).

En l'absence de critères de contrôle bien adaptés à ses ouvrages, l'Administration des Télécommunications se trouvait relativement désarmée pour remédier d'une manière pratique et efficace aux insuffisances constatées. En effet, pour imposer une exigence de qualité, il importe au préalable de fixer avec précision les résultats à atteindre. C'est donc pour définir de telles spécifications que plusieurs séries d'essais ont été entreprises afin de pouvoir fixer une résistance de pointe minimale à obtenir avec une pénétromètre statique, faute de quoi, la réception des travaux serait refusée.

### 3 Essais réalisés

#### 3.1. Généralités

Plusieurs tranchées expérimentales en vraie grandeur ont été réalisées respectivement en mai, septembre et décembre 1978. Les recherches ont porté sur l'étude de la variation de la résistance de pointe du pénétromètre statique  $R_p$  en fonction de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, des modalités de remplissage des tranchées et de la profondeur.

Au cours de ces essais, il a toujours été utilisé un même matériau de remblai : le "sablon" de la région parisienne dont les caractéristiques sont résumées à la figure 7 (on remarquera que l'optimum Proctor correspond à une teneur en eau  $W$  de 20%). Les caractéristiques du compacteur indiqué par cette figure concernant appareil utilisé pour les tranchées expérimentales de septembre 1978.

Le cahier des charges en vigueur (CCTG) imposant, pour un compactage satisfaisant, une densité sèche au moins égale à 95% de la densité sèche optimale Proctor, les énergies de compactage ont donc été déterminées en conséquence. On remarquera que le seuil des 100% Proctor a été volontairement dépassé.

#### 3.2. Déroulement des essais

Dans chaque couche mise en place, avant tout compactage, puis après compactage par 2, 4, 10, 20, et enfin 40 passes de compacteur, il a été effectué 3 mesures de résistance de pointe. C'est la moyenne des trois mesures qui a été prise comme base de référence par le tracé des courbes, les mesures étant enregistrées régulièrement tous les 5 cm sur une même verticale. En même temps, une équipe du Laboratoire de l'Équipement du BOURGET a déterminé, à l'aide d'un gammadensimètre, les densités des différentes couches après chaque phase de compactage.

On a mis en œuvre du sablon avec différents teneurs en eau : à chaque fois, le matériau était homogénéisé à la teneur en eau voulue.

#### 3.3. Première tranchée expérimentale de mai 1978

Une seule tranchée a été réalisée comme indiqué figure 8. Le remblaiement a été fait avec du sablon ayant trois teneurs en eau différentes : 6, 12 et 15%, le compactage réa-

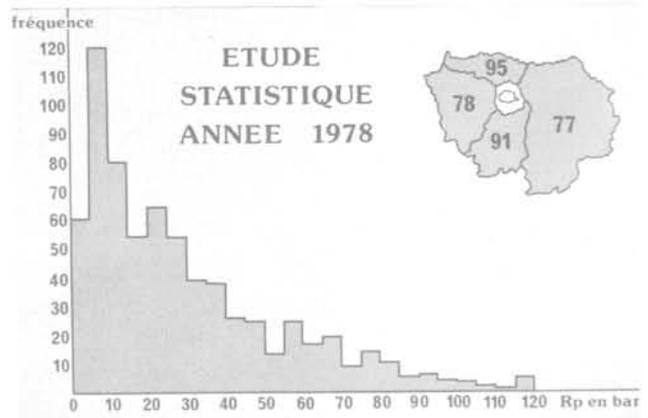


Fig. 5 Courbe statistique 1978 avec fréquence maximale de  $R_p$  comprise entre 5 et 10 bars



Fig. 6 Cavité visualisée à l'endoscope

lisé en deux couches successives de 30 cm. Le compacteur utilisé était un rouleau vibrant DUPLEIX de 850 kg ayant une génératrice de 80 cm de longueur.

La teneur en eau de 15% avait été retenue car les premières indications fournies par le laboratoire avaient laissé penser que cette teneur devait correspondre à l'optimum Proctor, ce qui s'est révélé, par la suite, être inexact.

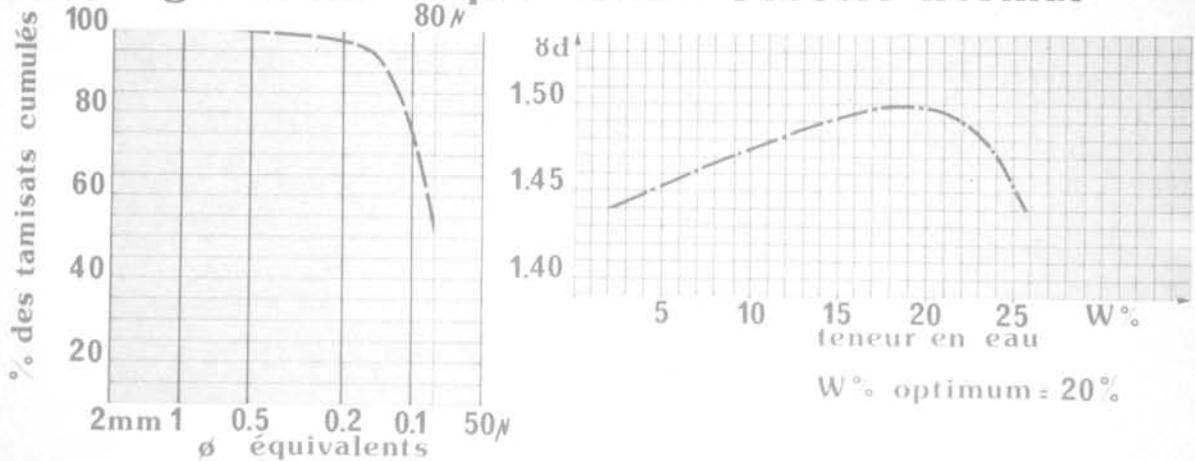
Les essais réalisés dans la première couche (fig. 9) établissent clairement la corrélation entre l'accroissement de la résistance de pointe et l'augmentation de la profondeur et de la teneur en eau; cette dernière restant, rappelons-le, inférieure à celle de l'optimum Proctor.

Par souci de simplification, seules ont été représentées les courbes correspondant au sablon non compacté, puis celles correspondant au compactage final, après 40 passes. Par contre n'ont pas été indiquées les résistances de pointe correspondant aux compactages intermédiaires de 2, 4, 10 et 20 passes qui sont à titre indicatif représentées sur la figure 10 et qui naturellement, sont comprises dans le faisceau limité par les deux courbes enveloppes précitées.

Dans toutes les figures ultérieures, seront représentées simplement les deux courbes enveloppes de résistance de pointe : sans compactage et avec compactage maximal de 40 passes.

# SABLON

## Analyse granulométrique .Essai Proctor normal



# COMPACTEUR

Rouleau vibrant duplex

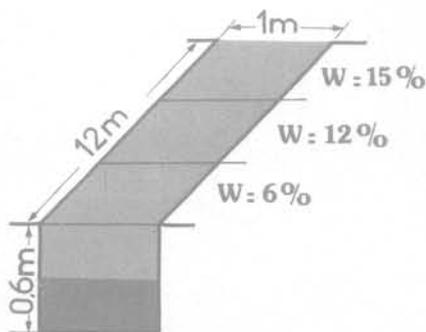
poids: 1300kg  
génératrice: 90cm

Fig. 7 — Analyse granulométrique du sablon utilisé  
— Courbe Proctor normal

## 1<sup>ère</sup> SERIE D'ESSAIS

### Tranchée N°1

Mai 1978



Teneur en eau: W = 6, 12, 15 %

Nb. de couches: 2 x 30cm

Mise en place: chargeur

Fig. 8 1<sup>ère</sup> série d'essai, mai 1978. Coupe de la tranchée n° 1

## TRANCHEE N°1 1couche

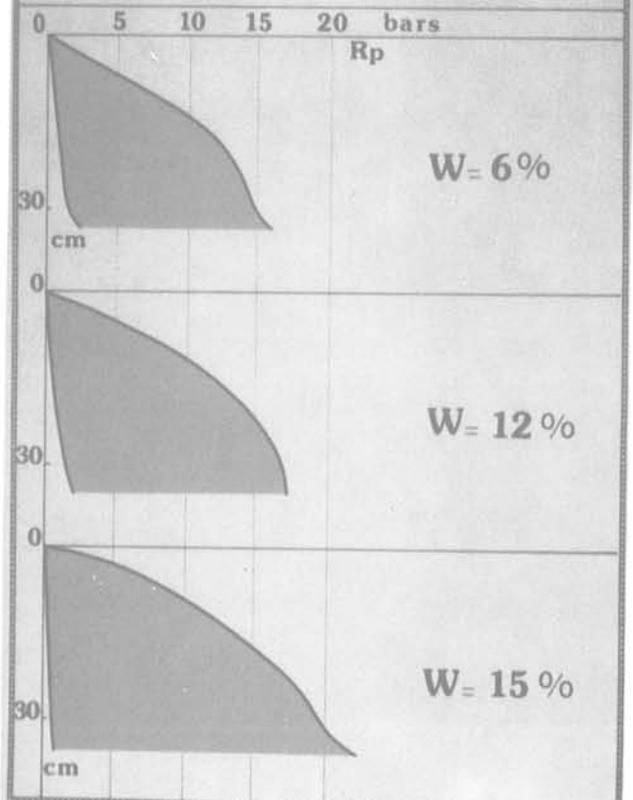


Fig. 9 Variation de Rp après mise en œuvre de la première couche

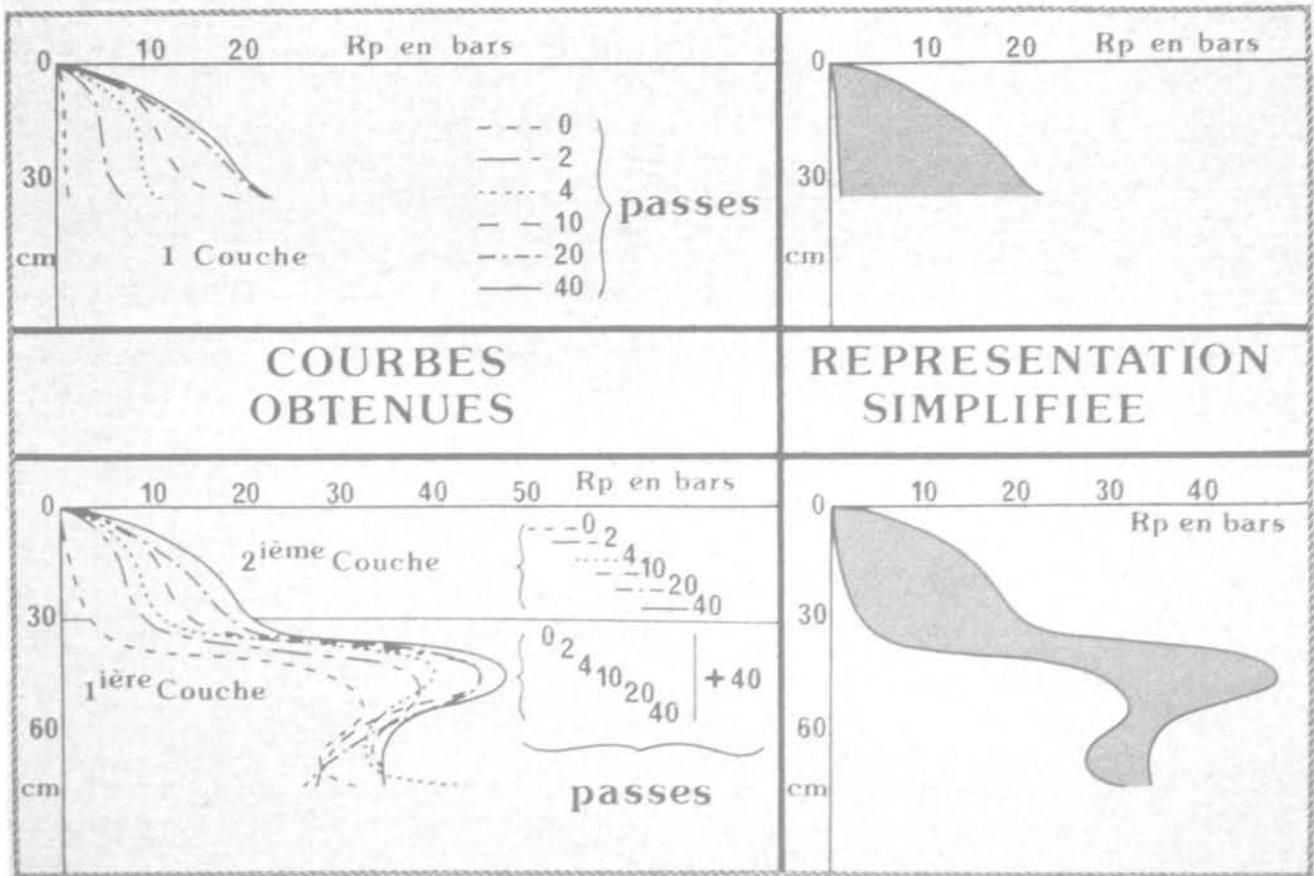


Fig. 10 Principe de simplification des résultats

La figure 11 indique pour deux couches mises en œuvre successivement les variations de  $R_p$  en fonction de la profondeur, après simple mise en place du sablon dans la couche supérieure, puis après compactage de cette dernière avec 40 passes, la couche inférieure subissant alors l'influence de compactage de la couche supérieure en plus de son propre compactage (fig. 10).

Les résultats concernant cette deuxième couche sont intéressants à double titre, d'une part ils soulignent l'accroissement de la résistance de pointe en fonction de la teneur en eau pour une énergie donnée en deçà de la teneur en eau de l'optimum Proctor, et d'autre part, ils mettent en évidence l'apparition d'un extremum qui peut paraître surprenant au premier abord. Pour expliquer ce dernier, on pouvait envisager deux hypothèses : soit l'attribuer à une surcompactage provenant de la chute du sablon déversé par le chargeur dans la couche supérieure, soit l'attribuer à l'influence du terrain sous-jacent dont la résistance de pointe aurait été inférieure à celle du sablon. La recherche de la cause de cet extremum sera l'un des objectifs des essais des tranchées expérimentales de septembre 1978.

### 3.4 Tranchées expérimentales de Septembre 1978

Au cours de ces nouveaux essais, nous avons étudié :

- La variation de la résistance de pointe dans le cas de mise en place de trois couches successives de remblai.
- L'influence sur la résistance de pointe  $R_p$  de la teneur en eau du sablon lorsque celle-ci dépasse la teneur en eau de l'optimum Proctor.
- L'analyse de la résistance de pointe en fonction de l'énergie du compactage sur une tranchée comportant en sa partie inférieure le bloc béton normalisé. Les résultats de cette analyse seront présentés sous forme de courbes isobars.

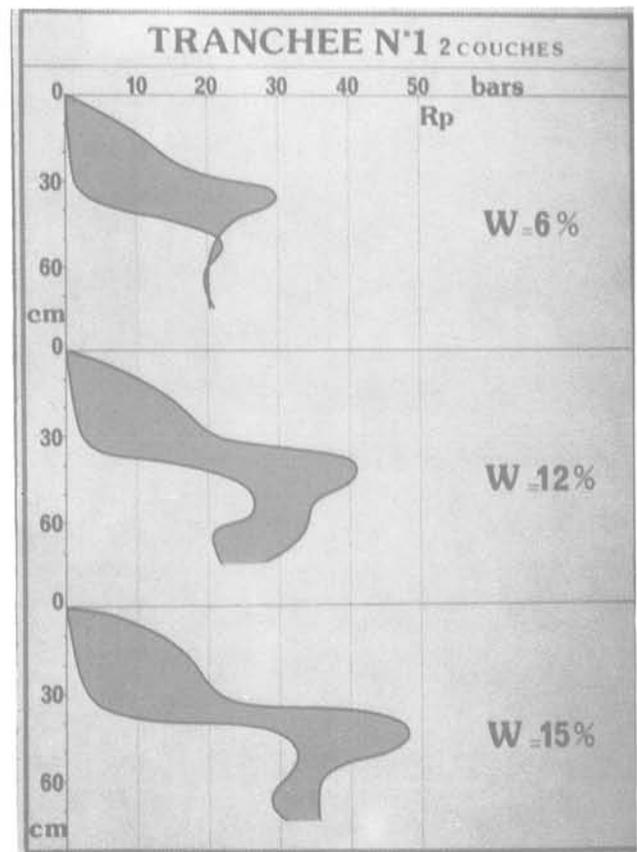
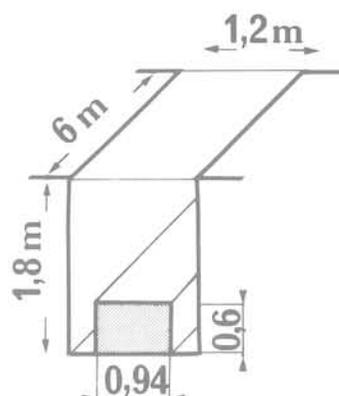
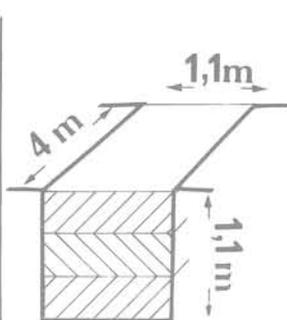
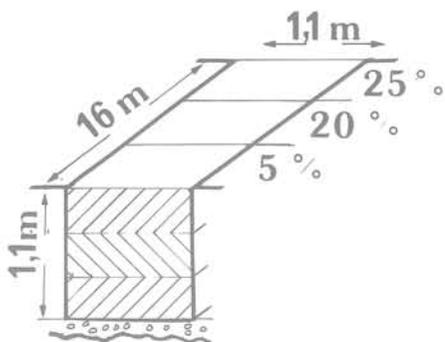


Fig. 11 Variation de  $R_p$  après mise en œuvre de la deuxième couche

Tranchées N°1

N°2

N°3



w : 5, 20, 25 %

w = 20 %

w = 5 %

3x couche 30 cm  
chargeur

„ „  
pelles

1xcouche 1,2 m  
chargeur

fond bétonné

terrain nat.

bloc P&T

Fig. 12 2ème série d'essais, septembre 1978. Coupe des trois tranchées réalisées

Il a été réalisé trois tranchées différentes (Fig. 12).

- Première tranchée

Dans cette première tranchée, l'étude s'est limitée à la variation de la résistance de pointe en fonction de la profondeur et de la teneur en eau, cette dernière étant soit égale (20%) soit supérieure (25%) à l'optimum Proctor. Un essai a été également réalisé avec une teneur en eau de 5% qui correspond à la teneur en eau naturelle du sable.

Pour des raisons matérielles indépendantes de notre volonté l'engin de compactage utilisé en mai n'était plus disponible, ce qui a nécessité le recours à un rouleau vibrant Dupleix d'un poids de 1.300 kg pour une longueur de génératrice de 90 cm. Le second rouleau était donc plus puissant que celui employé en Mai 1978.

Pour éliminer l'influence du terrain sous-jacent, qui se trouve être compressible, le fond de la tranchée a été bétonné. Les résultats obtenus sont portés sur les figures 13, 14 et 15. On peut remarquer que :

— Pour une énergie de compactage donnée, la résistance de pointe la plus grande est obtenue pour la teneur en eau optimale Proctor et elle chute ensuite pour une teneur en eau supérieure à cet optimum. On peut dire que la résistance de pointe  $R_p$  varie en fonction de la teneur en eau, d'une manière semblable à celle de la densité sèche.

Il y a lieu de signaler que la teneur en eau de 25% n'a pu être maintenue pour les couches inférieures, le temps très chaud ne le permettant pas, et une chute d'environ 5% l'a ramenée à la teneur optimale en fin d'opérations.

Il y a donc lieu de tenir compte de ce phénomène pour interpréter les résultats qui concernent les trois couches mises en place à cette teneur en eau.

La disparition de l'extrémum mis en évidence dans la tranchée de mai prouve bien que ce dernier était simplement dû à la faible résistance du sol sous-jacent, comme on pouvait s'y attendre.

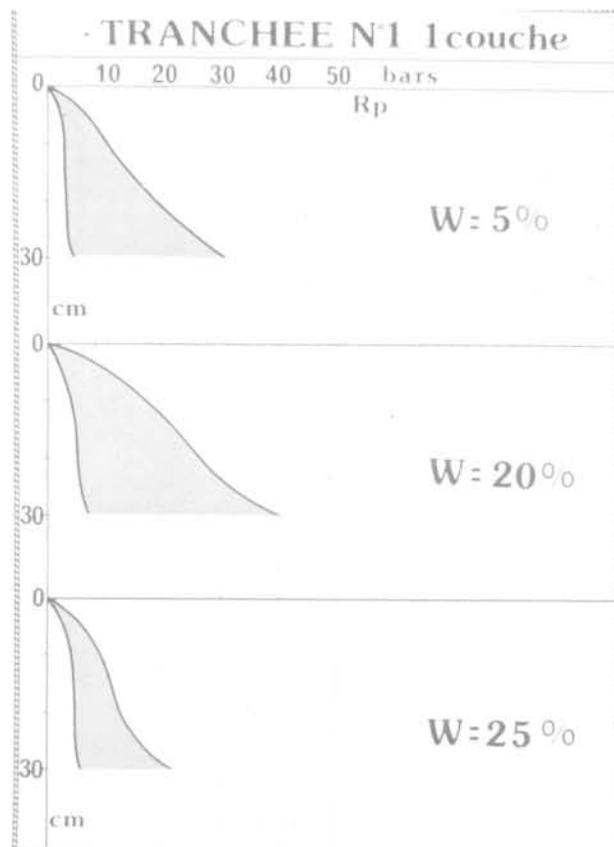


Fig. 13 Tranchée n°1. Variation de  $R_p$  pour une couche

## TRANCHEE N°1 2 couches

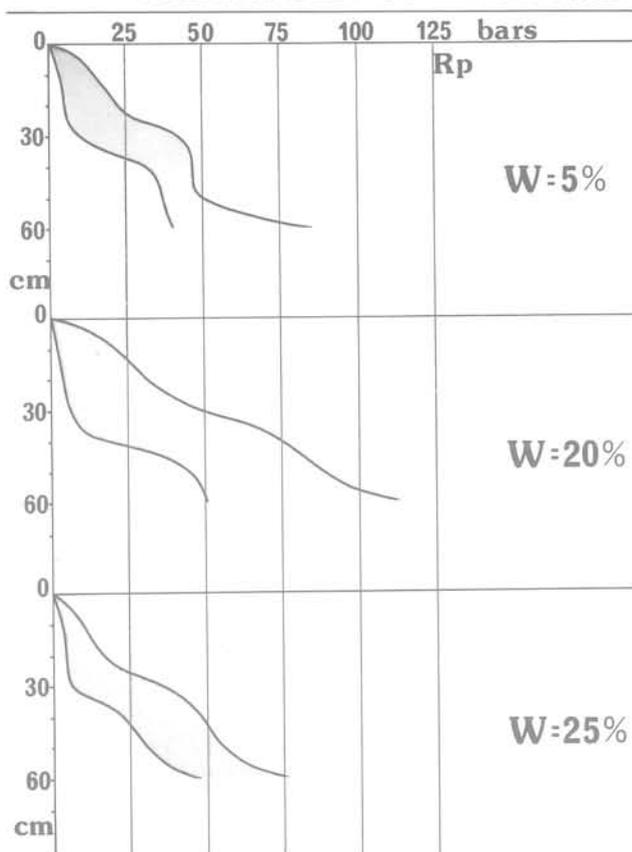


Fig. 14 Tranchée n°1. Variation de  $R_p$  pour deux couches

## TRANCHEE N°1 3 couches

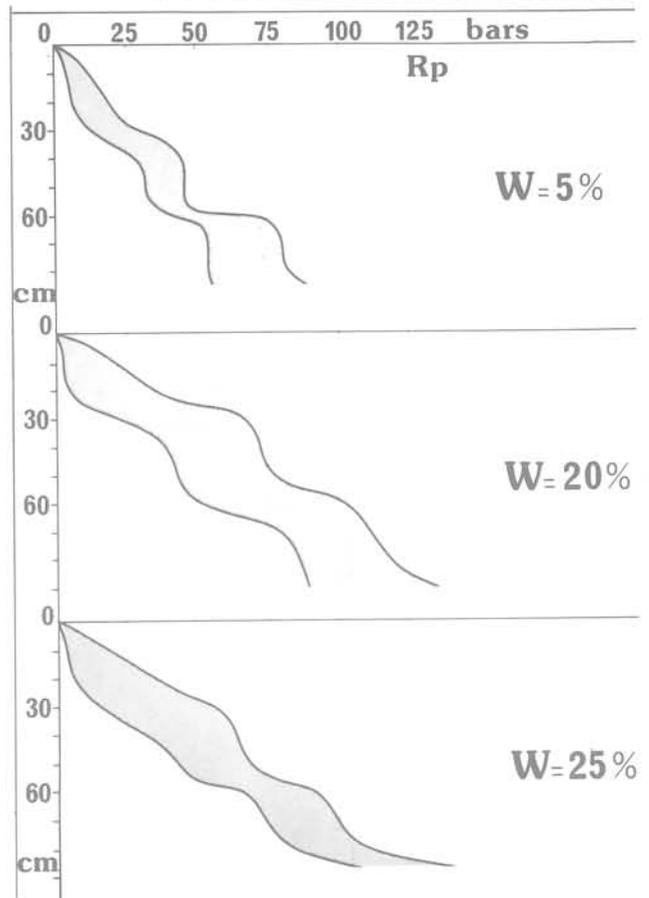


Fig. 15 Tranchée n°1. Variation de  $R_p$  pour trois couches

On remarque que la résistance de pointe en fonction de la profondeur s'effectue pratiquement par paliers.

En examinant attentivement les courbes de pénétration, on constate que la résistance de pointe croît, non seulement en fonction du compactage, mais également par suite de la simple adjonction du sablon dans les couches supérieures même lorsque celles-ci ne sont pas encore compactées.

La figure 16 met clairement en évidence les modalités de cet accroissement.

Pour effectuer les mesures au grammadensimètre des couches sous-jacentes, il a été nécessaire de réaliser différents sondages manuels préliminaires.

La figure 17 montre qu'il n'a pas été possible de mettre en évidence de corrélations intéressantes entre  $R_p$  et  $\gamma_d$ . A notre avis, cette absence de corrélation provient du fait que les mesures de pénétration et celles faites au grammadensimètre ne sont pas à la même échelle. En effet, si les moindres variations  $R_p$  sont enregistrées, tous les 5 cm, par contre, les mesures du grammadensimètre "intègrent" nécessairement un volume important de remblais sur une hauteur non négligeable, et naturellement sur cette dernière la densité peut varier notablement.

Par ailleurs, une faible variation de  $\gamma_d$  peut impliquer une variation relativement importante de  $R_p$ . Or, la sensibilité des mesures faites avec le gammadensimètre utilisé n'est pas suffisante à notre avis pour détecter de très faibles variations de densité dans des couches successives.

### - Deuxième tranchée

Cette deuxième tranchée est sans fond bétonné, le sablon a une teneur en eau optimale, étant déversé manuellement à la pelle pour éviter toute surcompaction.

Les courbes de pénétration obtenues indiquent la présence d'un extrémum qui n'est pas imputable à une surcompaction mis à la faible résistance du terrain sous-jacent (fig. 18).

### - Troisième tranchée

Afin d'analyser la répartition de la résistance de pointe le long du profil en travers de la fouille et mettre en évidence les zones délicates à remblayer dans les tranchées, il a été procédé à l'installation d'un ouvrage conformément aux spécifications des P. et T. (rappelons que la figure 12 donne les caractéristiques de cette tranchée).

Pour se rapprocher des conditions pratiques des chantiers habituels, il a été utilisé un sablon à la teneur en eau naturelle soit 5% et celui-ci a été mis en place en une seule couche d'un mètre d'épaisseur comme cela arrive très (et trop) fréquemment sur les chantiers.

Pour examiner l'influence des modalités de remplissage et de compactage des parties latérales inférieures voisines du bloc béton, trois cas (fig. 19) peuvent être distingués :

- Remblaiement des parties latérales sans compactage, par simple déversement du sablon (c'est le processus très souvent utilisé dans la pratique par les entreprises).
- Mise en place d'un sablon compacté dans les parties latérales à l'aide d'une petite dame à main
- Remblaiement des parties latérales avec une grave naturelle, légèrement damée à la main.

Après que ces trois opérations aient été effectuées dans les trois parties différentes de la tranchée, le remblaiement de la fouille est ensuite réalisé en une seule fois sans compactage, puis on procède alors au compactage, à partir de la surface, successivement avec 2, 4, 10, 20 et 40 passes du rouleau.

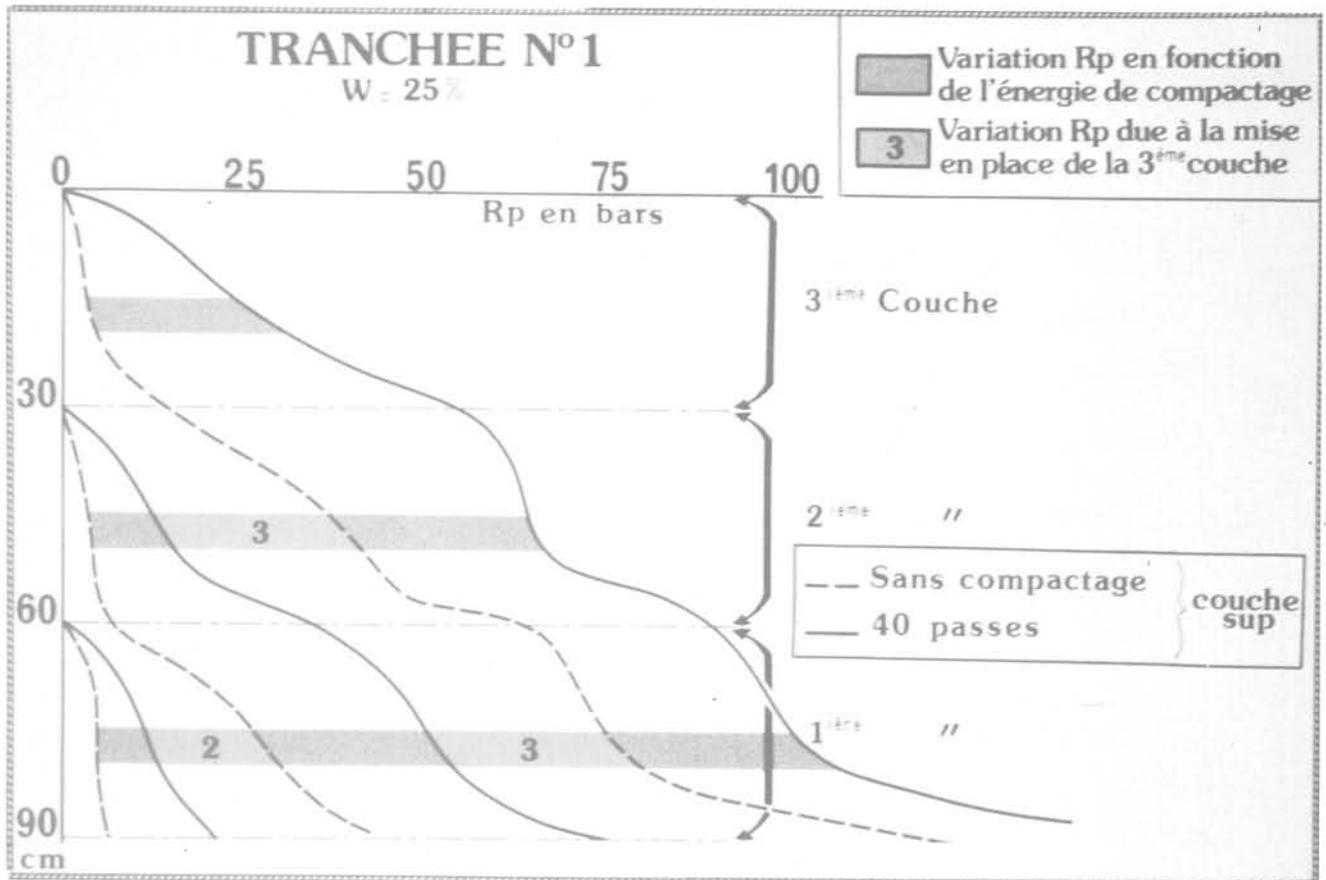


Fig. 16 Analyse de la variation de Rp

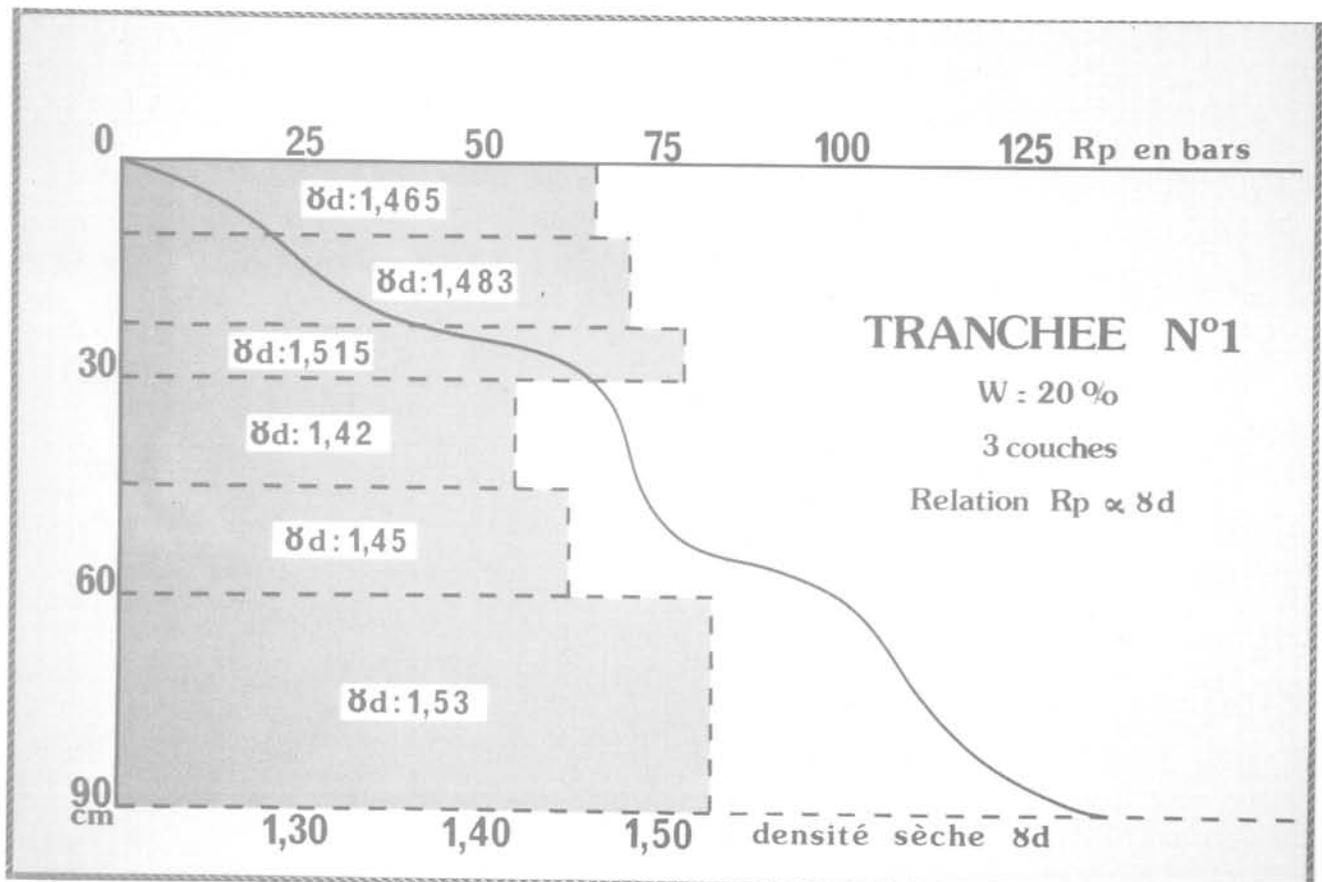


Fig. 17 Comparaison  $\gamma_d$  et Rp

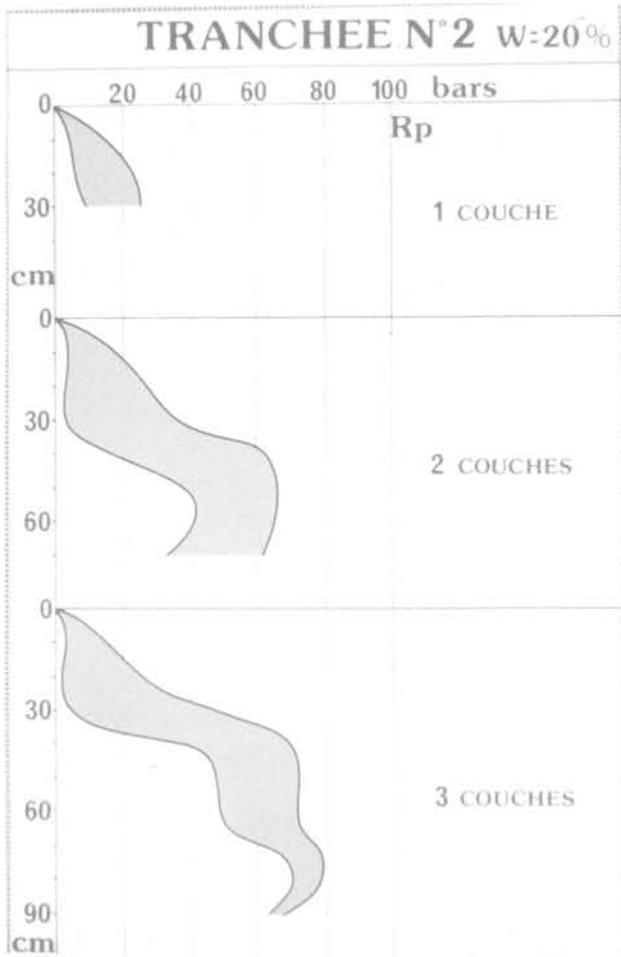


Fig. 18 Tranchée n°2. Variation de Rp pour une, deux et trois couches

Entre chaque série de compactage, 5 essais de pénétration sont réalisés, 3 au droit du bloc et 2 au droit des parties latérales.

Ensuite les points de même résistance sont reliés pour obtenir des courbes isobares (fig. 20). La figure 21 qui représente le cas "A", montre que la résistance de pointe croît jusqu'à 40 cm de profondeur environ (ce qui correspond au rayon d'action du compacteur utilisé), puis décroît avec la profondeur, quelle que soit l'énergie de compactage. Or, rappelons que la première série d'essais a établi que la résistance de pointe est toujours croissante quand le compactage se fait correctement par couches successives de 30 cm.

On remarquera également, et c'est là un résultat extrêmement important mis en évidence par nos essais, que la résistance de pointe est beaucoup plus faible au droit des parties latérales inférieures que dans la partie centrale au-dessus du bloc. De plus, on observe même des chutes de résistance qui traduisent l'existence de cavités dans les parties latérales au bloc quelle que soit l'énergie de compactage utilisée en surface.

En revanche, ces cavités disparaissent, ce qui était prévisible, dans les cas "B" et "C" (fig. 21). On a donc bien démontré la limite de l'efficacité du compacteur en profondeur en soulignant les zones de moindre résistance que constituent les parties latérales de la tranchée à sa base, de part et d'autre du bloc béton lorsque le remblaiement s'effectue complètement par simple déversement.

La figure 22 montre les résultats obtenus 30 jours plus tard, on constate quelle que soit la partie de la tranchée considérée que les variations de résistance de pointe au cours de cette période sont très faibles.



Fig. 19 Tranchée n°3. Bloc PTT

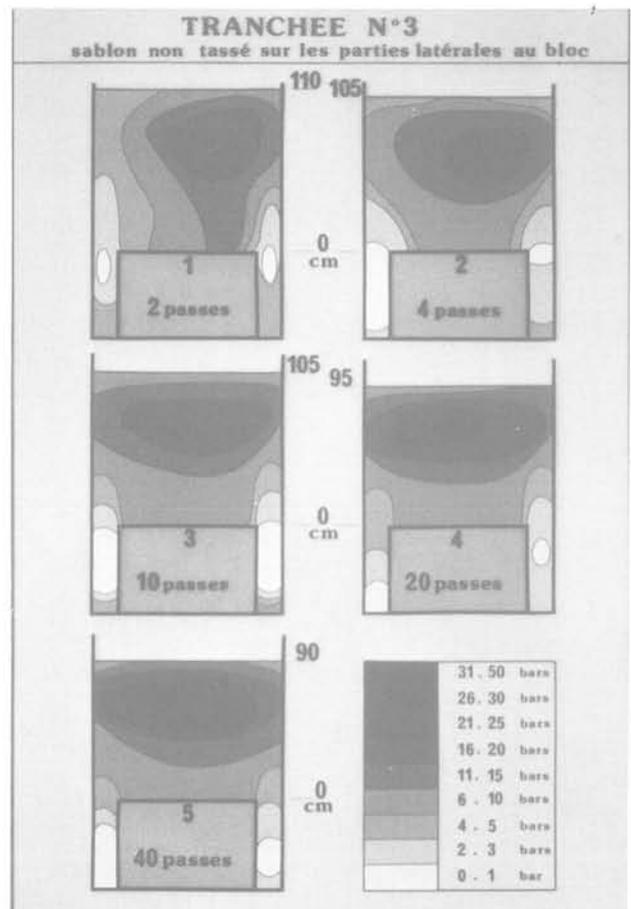


Fig. 20 Tranchée n°3. Courbes isobares obtenues après 2, 4, 10, 20 et 40 passes (sablons non tassés sur les parties latérales)

# TRANCHEE N°3

comparaison des 3 types d'essais après 40 passes

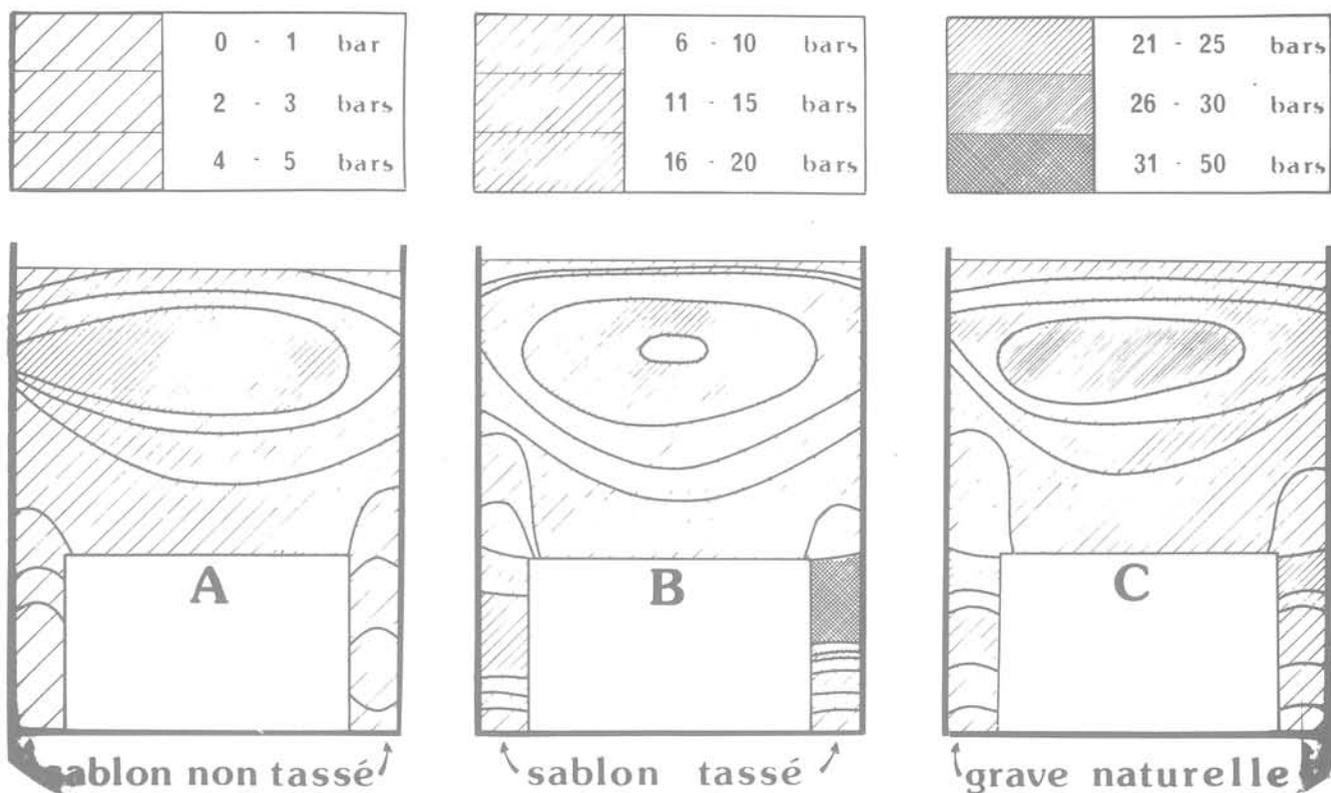


Fig. 21 Tranchée n° 3. Courbes isobares comparatives après 40 passes

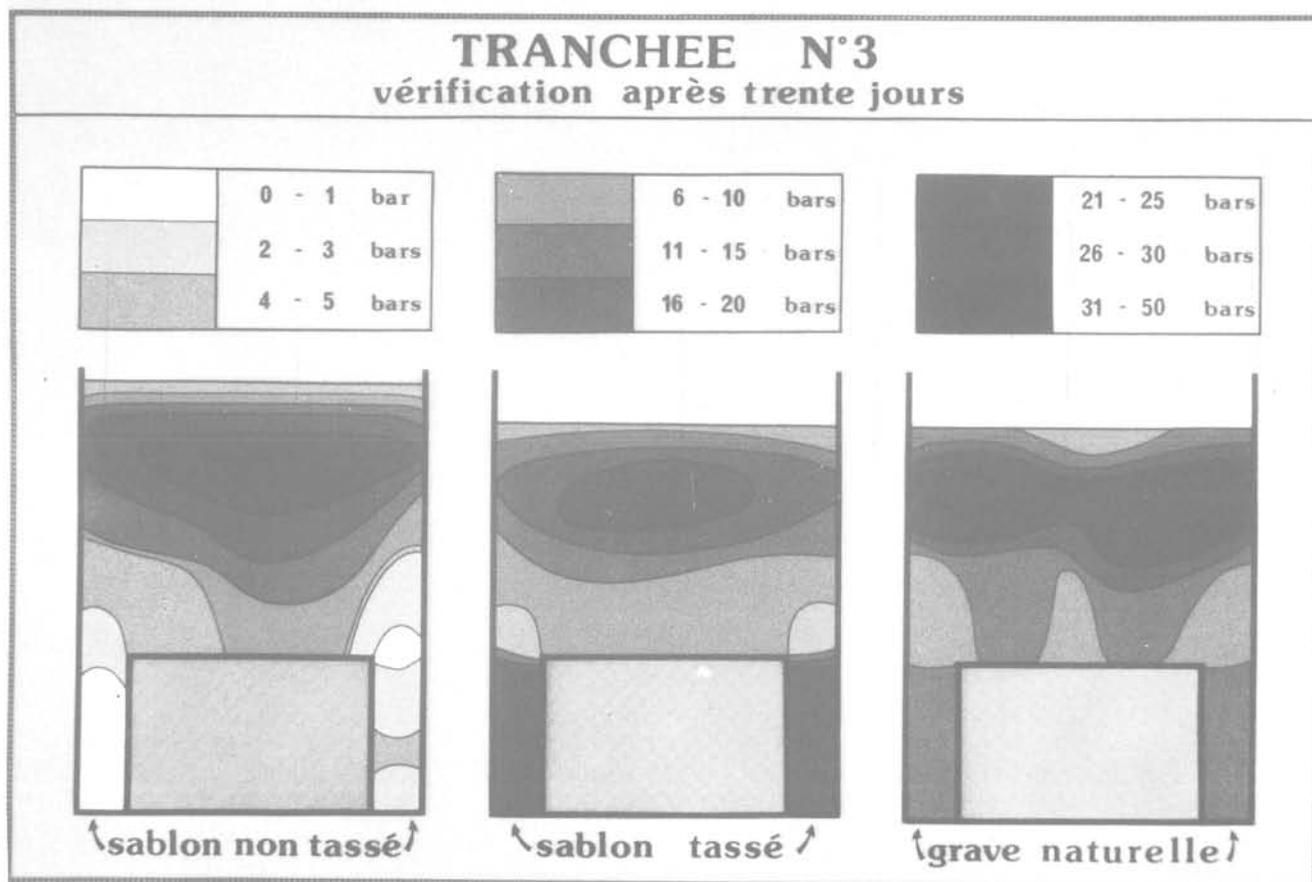
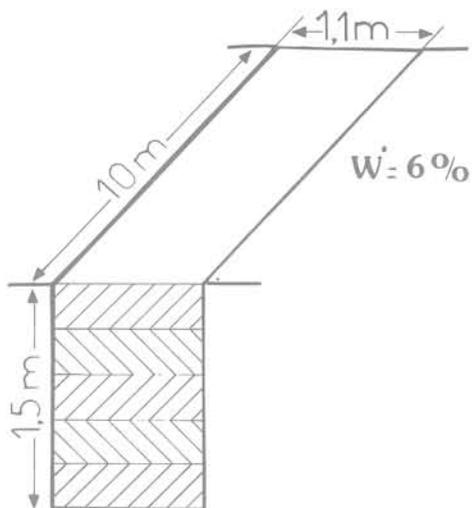


Fig. 22 Tranchée n° 3. Isobares à 30 jours

### 3<sup>ème</sup> SERIE D'ESSAIS

#### Tranchée N°4

Décembre 1978



Teneur en eau:  $W = 6\%$   
 Nb. de couches:  $5 \times 30\text{cm}$   
 Mise en place: chargeur

Fig. 23 3<sup>ème</sup> série d'essais. Coupe de la tranchée n°4

#### 3.5. Tranchées expérimentales de Décembre 1978

Après l'étude de la variation de la résistance de pointe en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage, il était intéressant d'analyser le cas de tranchées de plus grande profondeur et de confirmer l'absence d'évolution des caractéristiques du remblai sableux en fonction du temps. En conséquence, nous avons réalisé une tranchée de 1,50 m de profondeur (fig. 23), le sabon ayant une teneur en eau naturelle de 6% a été mis en place par couches de 30 cm et compacté à l'aide du rouleau vibrant Duplex, utilisé lors de la série d'essais de Septembre 1978.

Les courbes obtenues (fig. 24) indiquent que la résistance de pointe augmente avec la profondeur puis tend pratiquement vers une asymptote verticale à partir d'une profondeur de 90 cm environ. Une vérification effectuée 20 jours plus tard montre que la résistance de pointe a très peu varié (fig. 25).

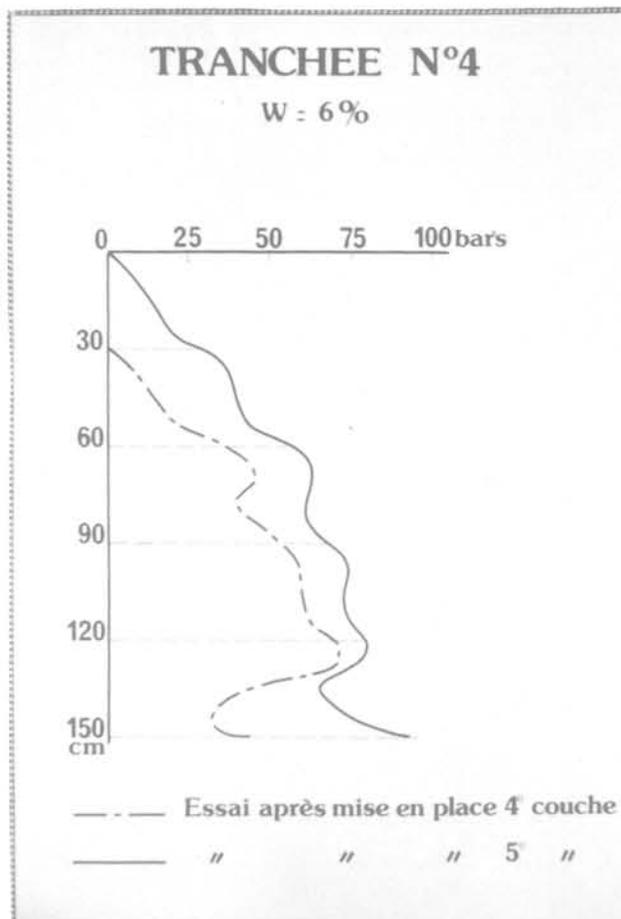


Fig. 24 Tranchée n°4. Variation de  $R_p$  après mise en place de la 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> couche

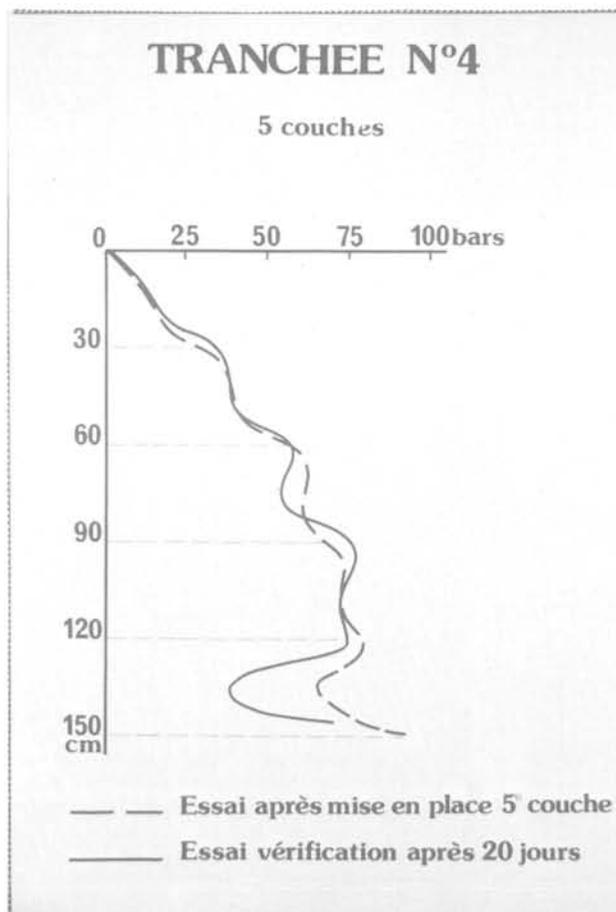


Fig. 25 Tranchée n°4. Vérification à 20 jours

## Variation du % de $\delta d$ en fonction de l'énergie de compactage

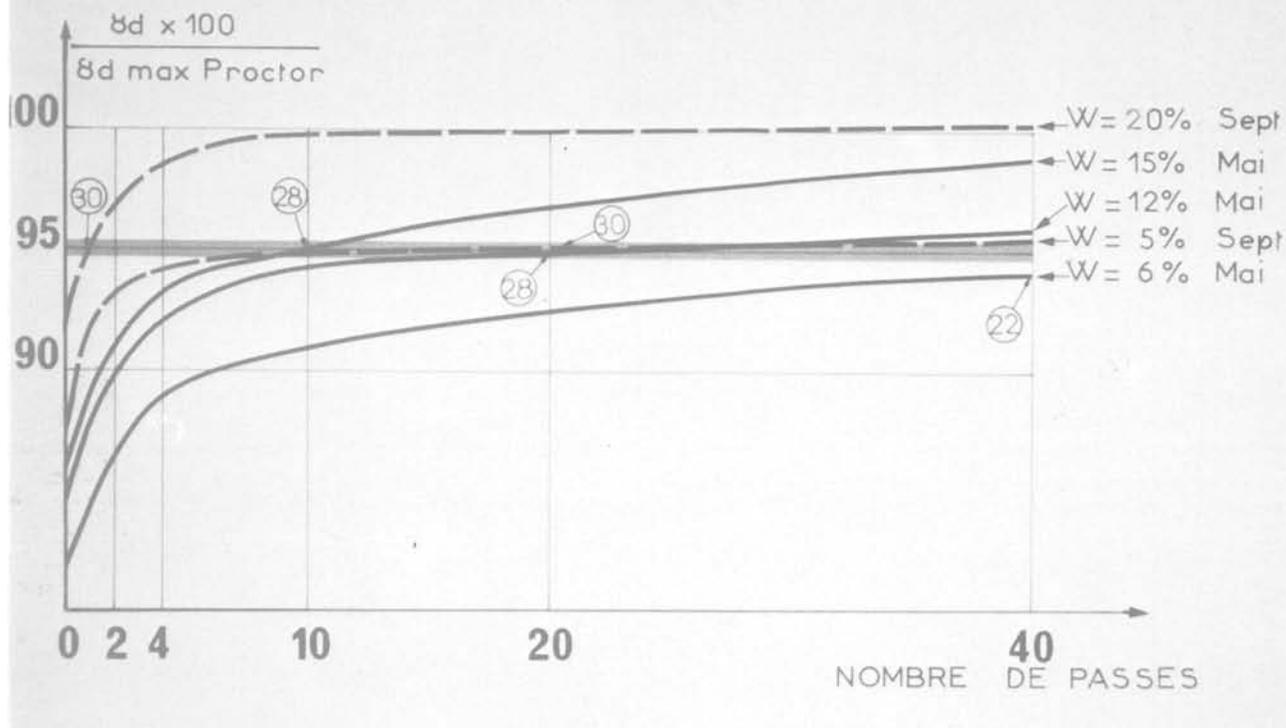


Fig. 26 Avec variation du pourcentage de  $\gamma_d$  en fonction de l'énergie de compactage

### 4 Conclusion

Les méthodes de contrôle traditionnelles sont tenues en échec lorsqu'elles doivent être appliquées aux tranchées de Télécommunications qui sont étroites et profondes. Lorsque le compactage des remblais est terminé, le contrôle par gammadensimètre nécessite, même pour des profondeurs peu importantes, de l'ordre du mètre, l'exécution de sondages manuels afin d'atteindre les couches sous-jacentes, ce qui enlève à cet appareil son avantage, sans compter la dépense supplémentaire entraînée par l'exécution des sondages préalables. Cet inconvénient n'existe pas lorsque le contrôle in situ s'effectue à l'aide du pénétromètre.

Les essais décrits ont mis en évidence les zones vulnérables des ouvrages souterrains P. et T., c'est-à-dire les parties latérales au bloc béton. Dans ces dernières, très difficiles d'accès, les méthodes de contrôle basées sur les mesures de densité ne peuvent absolument pas être appliquées. Elles sont donc incapables de détecter les cavités qui ont pu se former (fig. 6).

En revanche, le pénétromètre statique, que l'on peut utiliser aussi bien pendant les travaux que lors des opérations préalables à la réception, les décèle très facilement; on a même constaté, dans certains cas, une chute de la pointe sur toute la hauteur de la cavité.

Certains entrepreneurs ou bureaux d'études ont proposé, dans le passé, d'utiliser comme moyen de contrôle le pénétromètre dynamique [5] ou SPT (standard penetration test) [7]. Il importe de souligner que les essais dynamiques par pénétromètre ou SPT sont à exclure pour le contrôle du compactage des tranchées P. et T., en raison des risques de perforation, d'autant plus que celles-ci sont, le plus souvent en zone urbaine — dans des endroits très encombrés par divers réseaux.

Dans ces conditions, il apparaît que, sur le plan pratique, le pénétromètre statique est le mieux adapté aux contrôles de compactage conformément aux critères fixés ci-dessous. Par ailleurs, si l'on considère la méthode de contrôle préconisée sur un plan strictement économique, nous avons établi que les dépenses de fonctionnement et d'entretien sont, pour un même nombre d'interventions, très inférieures à celles occasionnées par un contrôle basé sur le gammadensimètre. On peut dire que le contrôle effectué avec un pénétromètre est 3 à 4 fois moins cher que celui réalisé avec un gammadensimètre.

De plus, il convient de signaler que les conditions de stockage de cet appareil ne permettent pas à un service des Télécommunications de s'affranchir de la tutelle d'un laboratoire extérieur; par contre, un véhicule doté d'un simple pénétromètre statique, comme celui actuellement existant à la Direction des Télécommunications de la Région de Paris Extra-Muros, confère à ce même service une réelle autonomie dans l'organisation et le déroulement de ses opérations de contrôle. Finalement, les essais réalisés en vraie grandeur, ont permis de combler une lacune sous l'angle des spécifications relatives aux travaux de construction des canalisations téléphoniques souterraines.

Sur la figure 26, a été porté le rapport de la densité sèche à la densité optimum Proctor, en fonction de trois paramètres : puissance du compacteur, nombre de passes du compacteur et teneur en eau. Les courbes obtenues montrent l'importance, d'une part du choix de l'engin de compactage et d'autre part, de la teneur en eau du matériau mis en place. Pour un sablon à teneur en eau optimale, on constate qu'après deux passes de compacteur lourd, la densité sèche atteint 95% de la densité optimale Proctor. En revanche, cette dernière n'est jamais atteinte, même après 40 passes, pour un sablon en teneur en eau naturelle compacté avec un rouleau vibrant léger type Duplex de 850 kg.

Les valeurs cerclées sont les résistances de pointe  $R_p$  à 30 cm de profondeur correspondant à 95% de la densité optimale. On remarque immédiatement que pour le sable à teneur en eau naturelle (5 ou 6%), on n'atteint jamais une densité de 95% de la densité maximale Proctor tant que  $R_p$  est inférieur à 2,5 M Pa. On notera même que pour  $W = 5\%$  et un compacteur léger,  $R_p$  ne dépasse pas 2,2 M Pa et on n'atteint jamais les 95% du Proctor.

En revanche, dans tous les autres cas, à 30 cm,  $R_p$  est supérieur à 2,5 M Pa.

Est noté également un accroissement de résistance plus rapide avec le gros compacteur, ce qui peut permettre une économie quant au nombre de passes.

L'ensemble des investigations réalisées et des résultats obtenus, nous permet de présenter une méthode de compactage.

## 5 Proposition d'une méthode de compactage des tranchées

● les conditions préliminaires d'un bon compactage seront remplies lorsque seront réalisés conjointement :

- au préalable, compactage des parties latérales au bloc béton à l'aide d'une dame à main.
- mise en place du sable par couches de 30 cm avec humidification par arrosage rapide qui réduira le temps de compactage tout en facilitant la mise en œuvre du remblai (la teneur en eau devant être naturellement voisine le plus possible de l'optimum Proctor).
- Compactage par couches de 30 cm avec un engin approprié suffisamment puissant.

A cet égard, il conviendra de proscrire l'utilisation du rouleau lisse. Tout porte à croire, en effet, que les engins vibrants sont les mieux adaptés actuellement pour le sable en attendant la mise en service d'engins dont la conception tiendra mieux compte des particularités géométriques des tranchées.

● Les deux critères de réception qui assureront un compactage satisfaisant des sables de la Région Parisienne, sont :

- Une résistance de pointe  $R_p$  minimale de 2,5 M Pa à 30 cm de profondeur.
- Une variation de résistance de pointe qui ne doit jamais être décroissante lorsque la profondeur augmente.

Il est évident que les recherches effectuées et les résultats obtenus pour des tranchées du type P. et T. sont extrapolables aux autres types de tranchées, telles que celles des conduites d'eau ou de gaz, dont les caractéristiques sont voisines [6].

Les conclusions ainsi obtenues semblent très encourageantes et fournissent un moyen de contrôle du compactage efficace, rapide et peu coûteux, et, de surcroît ne pouvant donner lieu à aucune discussion avec les entreprises. En effet, les modalités du contrôle sont simples et les critères retenus sont faciles à obtenir lorsque le travail est effectué dans des conditions normales. Par contre, le refus de réception pourra être prononcé sans aucune difficulté si les valeurs prescrites par le Cahier des Charges pour  $R_p$  ne sont pas atteintes.

Ainsi, ces conclusions pratiques et réalistes conduisent à envisager prochainement d'autres séries d'essais dans deux directions différentes.

D'une part, rechercher les relations entre les mesures de résistance de pointe relevées dans certaines tranchées défectueuses assements observés sur ces dernières, d'une manière analogue aux corrélations qui ont déjà été proposées pour les fondations de bâtiments [3], [9] et [12].

D'autre part, il paraît souhaitable d'utiliser d'autres matériaux de remplissage que le sable de la Région Parisienne, par exemple des graves sableuses ou même le réemploi des matériaux naturels rencontrés lors de l'ouverture des tranchées. Pour chaque type de matériau utilisé comme remblai, ces recherches auront pour objectif de fixer les valeurs minimales de la résistance de pointe qui devront être fixées contractuellement comme les minima à atteindre pour que les travaux puissent être réceptionnés sans aléas.

## Références Bibliographiques

- [1] BONNIFET R., BERENQUER R. (juin 1977) — *Le contrôle des Travaux de Lignes*. D.R.T de Paris Extra-Muros. Direction Régionale des Télécommunications de Paris Extra-Muros.
- [2] COSTET J. et SANGLERAT G. (1975) — "*Cours pratique de Mécanique des sols*" — Tome 1 : Plasticité et calculs des tassements. Tome 2 : Calculs des ouvrages.
- [3] GIELLY J., LAREAL P. et SANGLERAT G. (1969) — "*Correlation between in situ penetrometer tests and compressibility characteristics of soils*" Conference on in situ investigations in soils and rock. London pp. 167-172.
- [4] MASCARELLI J.P. et SECHET B. (1975) — "*Contrôle du compactage au pénétromètre statique*". Revue Ingénierie Paris N° 44 - pp. 43-49.
- [5] LAREAL P., SANGLERAT G. et GIELLY J. (1976) — "*Comparaison des essais de pénétration effectués avec différents pénétromètres statiques ou dynamiques*". Annales I.T.B.T.P. - Paris juin N° 340 - pp. 15-24.
- [6] OGEZ (1979) — "*Les sols et la pose de canalisations gaz*". Revue construction - Paris - février N° 11 - pp. 25 à 34.
- [7] SANGLERAT G. (1972) — "*The penetrometer and soil exploration*". Elsevier, Amsterdam - 464 pages (deuxième édition en 1979).
- [8] SANGLERAT G. (1974) — "*State of the Art in France*". Symposium on penetration Testing. Stockholm Vol. 1, pp. 47-58 Annales I.T.B.T.P. 1976 - N° 340 - pp. 5-14.
- [9] SANGLERAT G., GIELLY J., LAREAL P. et CHAPEAU C. (1972) — "*Le pénétromètre statique et la compressibilité des sols*". Annales I.T.B.T.P. - N° 298 - Octobre - Série SF/92.
- [10] SANGLERAT G., TRAN VO NHIEM, SEJOURNE M. et ANDINA R. (1976) — "*Classification directe des sols à l'aide du pénétromètre statique avec manchon de mesure de frottement latéral*". Annales I.T.B.T.P. - Paris - juin N° 340 - pp. 25-30.
- [11] SANGLERAT G., OLIVARI G. et CAMBOU B. (1979) — "*Problèmes pratiques de Mécanique des sols et de Fondations*" Dunod - Bordas - Paris (Tome I et Tome II).
- [12] SCHMERTMANN J.H. (1970) — "*Static cone to compute static settlement over sand*" Proceedings A.S.C.E. Journal of the soil mechanics and Foundation - Division SM 3 - Paper 7 302.
- [13] *Spécifications applicables aux travaux de lignes souterraines de Télécommunications*. Postes et Télécommunications (1979) - pp. 10 à 16.

