

## Caractérisation mécanique d'un massif de sable compacté Cohérence des essais réalisés

Olivier COMBARIEU

Adjoint au directeur  
du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen

**Note  
technique**

### Résumé

L'exécution d'essais de fondations superficielles sur un massif de sable de Fontainebleau compacté a permis de rassembler des valeurs de portance et de résistance des sols mesurées au pressiomètre et au pénétromètre dynamique ainsi que des valeurs de teneur en eau et masse volumique. Ces données sont analysées et commentées en termes de cohérence des valeurs des paramètres de sols déduites des essais.

### Introduction

Les recherches en cours sur l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles par mise en place de nappes de géotextiles dans le sol de fondation ont conduit à reconstituer un massif de sable de grande superficie permettant la réalisation d'essais de chargement de semelles de dimension appréciable. Les essais réalisés sur ce massif de sable offrent l'occasion de confronter différentes méthodes de mesure de la résistance des sols (ici, le sable de Fontainebleau) et d'analyser les facteurs qui la conditionnent.

### Données expérimentales

Le Centre d'expérimentation routière (CER) de Rouen a mis en œuvre dans l'une de ses fosses d'essais un massif de sable de Fontainebleau de 2 m d'épaisseur et de 150 m<sup>2</sup> de superficie. Ce remblai a été construit par couches

successives de 0,30 m d'épaisseur, déposées régulièrement par le dispositif d'épandage approprié du CER ; le compactage a été effectué au moyen d'une plaque vibrante  $p_{q3}$ , assez lourde, dont les paramètres de fonctionnement ont été maintenus constants.

Le sable de Fontainebleau est un matériau siliceux, à grains fins comme le montre la courbe granulométrique de la figure 1.

Les objectifs de compacité ont été fixés à une masse volumique sèche  $\rho_d = 1,48 \text{ g/cm}^3$ , pour une teneur en eau moyenne  $w = 4,7 \%$ , soit une masse volumique humide de  $\rho = 1,55 \text{ g/cm}^3$ . Ceci correspond à un état relativement compact pour ce sable (indice de densité  $I_D$  de l'ordre de 60 %).

Pour l'interprétation des essais de chargement statique des fondations superficielles, de largeur  $B = 0,30 \text{ m}$  et de longueur  $L = 1,50 \text{ m}$ , on a réalisé dans le massif des essais au pressiomètre et au pénétromètre dynamique LPC. Deux profils de masse volumique ont été également déterminés, l'ensemble étant concentré sur une très faible superficie.

#### ● Profils de masse volumique

Les mesures ont été réalisées à la double sonde  $\gamma$  (norme NF P 94-062). L'essai consiste à disposer dans le massif deux tubes verticaux parallèles, dans lesquels sont descendus à un même niveau un émetteur de particules gamma et un compteur Geiger ; la mesure se fait par pas de 5 cm.

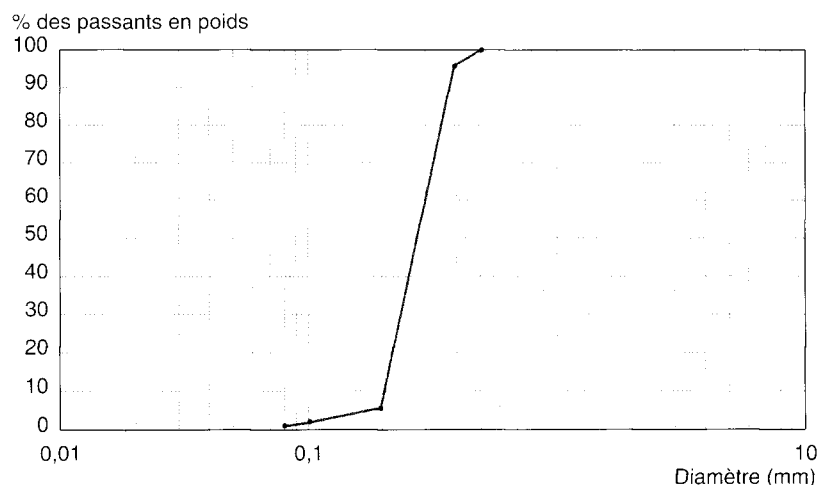


Fig. 1 - Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau.

Les deux profils de masse volumique sèche déduits de ces mesures, compte tenu des teneurs en eau déterminées sur des prélèvements, sont représentés sur la figure 2. Chaque profil a quelques irrégularités, mais elles ne correspondent pas aux limites des couches successivement compactées ; le compactage est donc homogène sur toute l'épaisseur du massif. De profil à profil, les différences sont insignifiantes sur le premier mètre, un peu plus marquées sur le mètre inférieur. L'introduction de la teneur en eau, légèrement plus élevée en profondeur (5 % contre 3 à 4 % en surface) ne modifie pas ces constatations.

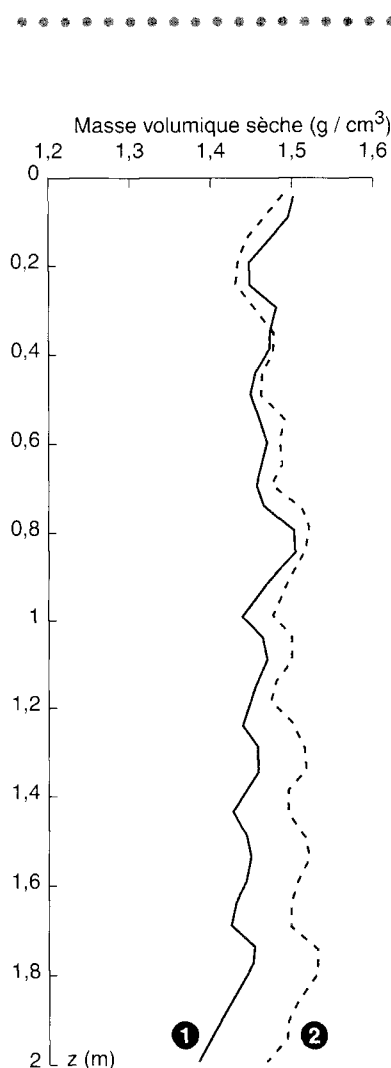


Fig. 2 - Masse volumique sèche.

Ces mesures permettent donc de qualifier le sol d'homogène, au moins vis-à-vis de ce critère.

#### ● Essais au pénétromètre dynamique de type A

Réalisés strictement suivant la norme NF P 94-114, ces essais sont traduits (fig. 3) par deux profils de résistance dynamique  $q_d$ , caractéristique qui croît linéairement avec la profondeur, jusqu'à 1,70 m ; au-delà, les masses volumiques baissent très légèrement, ce qui peut expliquer la baisse simultanée de  $q_d$ .

Cette évolution combine :

- un effet de surface, qui se fait sentir jusqu'à ce qui est appelé traditionnellement, pour les fondations profondes, la profondeur critique  $D_c$  (qui dépend des dimensions transversales de l'outil) ; on a longtemps admis qu'au-delà (du moins pour le pénétromètre statique), la résistance restait constante ;
- l'effet naturel de la profondeur, qui fait croître des grandeurs telles que la contrainte verticale  $q_0$ , la pression limite  $p_l$  et les résistances de pointe statique  $q_c$  et dynamique  $q_d$ . Des essais effectués en centrifugeuse le montrent nettement. En deçà de  $D_c$ , cet effet existe également, mais est en partie masqué par l'effet de surface.

Pour les profils  $q_d$  obtenus, le rapport  $\frac{q_d}{q_0} = \frac{q_d}{\gamma_h z}$  est constant dans la partie supérieure du massif, ce qui ne permet pas de mettre en évidence la profondeur critique  $D_c$  ; seuls de nombreux profils couplés de  $q_d$  et de masse volumique humide  $\gamma_h$  pourraient permettre d'étudier finement l'évolution de  $\frac{q_d}{q_0}$  avec  $z$ , pour préciser la profondeur au-delà de laquelle l'effet de surface est négligeable.

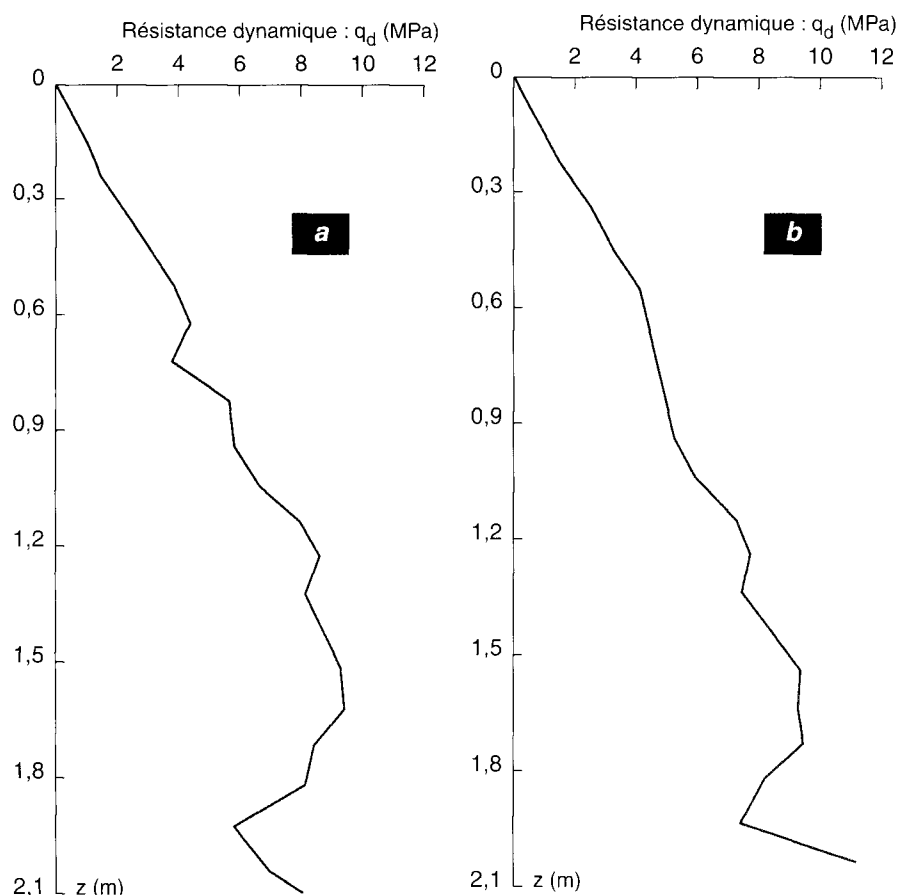
Dans le cas du massif examiné, si l'on s'en tient au schéma traditionnel, la profondeur critique est fonction de l'angle de frottement

interne  $\phi$  du matériau et certainement de la dilatabilité. Pour le sable concerné, suivant les sources bibliographiques qui nous paraissent les plus réalistes, les valeurs de  $\frac{D_c}{R}$  ( $R$ , rayon de la pointe) varient de 25 à 40, ce qui correspond à des valeurs  $D_c$  de 0,75 à 1,20 m, inférieures à la cote de 1,70 m jusqu'à laquelle  $q_d$  croît. Si l'on adopte par contre les règles du fascicule 62 titre V pour les pieux, la valeur de  $\frac{D_c}{R}$  est de 10, ce qui nous semble moins acceptable.

#### ● Essais au pressiomètre Ménard

Trois essais ont été exécutés dans deux forages distants de 2 m et réalisés à la tarière hélicoïdale, à sec : dans le premier forage, les essais sont situés à 0,7 m et 1,7 m de profondeur ; dans le second forage, l'essai a été exécuté à 1,10 m de profondeur (il s'agissait d'éviter l'interaction dans un forage unique d'essais qui seraient trop rapprochés). La procédure d'essai est celle de la norme NF P 94-110, complétée par un cycle de déchargement-rechargement dans la zone « élastique » de la courbe de chargement, afin de mesurer le module de rechargement  $E_r$ . La procédure a été conforme au projet de norme relatif à ce type d'essai. On note que la courbe de déchargement, qui comporte un palier unique, permet aussi de calculer un module de déchargement  $E_d$ .

Le tableau I regroupe les diverses valeurs mesurées. Il montre une augmentation quasi linéaire de la pression limite avec  $z$ , qui appelle les mêmes commentaires que pour  $q_d$ , car on constate que  $\frac{p_l}{q_0}$  est là aussi une constante. On peut d'ailleurs écrire  $q_d \approx 6,8 p_l$ , corrélation usuelle pour le type de matériau testé. On peut donc penser que les deux types d'essais utilisés ne peuvent caractériser intrinsèquement le sol en termes de  $q_d$  ou  $p_l$ , mais que leur rapport à la profondeur pourrait être intrinsèque.



**Fig. 3**

**a - Profil de  $q_d$ ,  
Sondage 1.**

**b - Profil de  $q_d$ ,  
Sondage 2.**

**TABLEAU I**  
**Résultats des essais pressiométriques**

$z$ (m)	$p_l$ (kPa)	$E_M$ (MPa)	$E_r$ (MPa)	$E_d$ (MPa)	$E_M/p_l$	$E_r/p_l$
0,7	635	5,4	11,6	16	8,50	18,3
1,1	1 060	14,9	26,8	35	14	25,2
1,7	1 515	15,4	26	37	10,2	17,2

● *Carottage intact. Caractéristiques intrinsèques de cisaillement*

Malgré l'existence d'une cohésion dans le massif de sable, que la tenue de talus verticaux de 2 m de hauteur a mis en évidence lors de l'opération de vidange de la fosse d'essais, il n'a pas été possible de prélever le sable de manière intacte et l'on a renoncé à compléter les informations par des essais de laboratoire ; on a cependant

noté une perte de cohésion manifeste, immédiatement en surface, liée à une baisse de la teneur en eau à ce niveau.

Des essais de cisaillement effectués au centre de Nantes du LCPC sur ce matériau, mis en place par pluviation dans un état de densité très légèrement inférieur, ont donné des valeurs moyennes de  $38^\circ$  pour l'angle de frottement, avec 10 kPa pour la cohésion.

● *Essai de chargement statique d'une fondation superficielle*

L'essai de chargement réalisé sur une fondation superficielle posée à la surface du massif de sable de Fontainebleau (largeur  $B = 0,30$  m et longueur  $L = 1,50$  m), a montré que la charge de rupture vaut 200 kN, soit une pression maximale moyenne de  $q_0 = 440$  kPa à la surface du massif de sable.

Analyse des données

L'interprétation effectuée porte sur les données mécaniques, surtout pressiométriques, d'une part, puis sur le résultat du chargement statique, jusqu'à la rupture, d'une fondation superficielle, qui sera examiné plus loin. L'objectif est d'obtenir une image cohérente des propriétés mécaniques du sable dans le massif, en recherchant quels couples de caractéristiques  $\varphi$  et  $c$ , si possible uniques pour la totalité du massif, on peut attribuer au sable.

Cette analyse est difficile, car elle oblige à travailler sur de nombreux paramètres :

► la **pression limite**  $p_l$ , qui est liée à  $c$  et  $\varphi$  par la relation (Combarieu, 1995), valable pour  $K_0 (1 + \sin \varphi) > 1$

$$\frac{p_l + c \cdot \cot g \varphi}{p_0 + c \cdot \cot g \varphi} = (1 + \sin \varphi)$$
$$\left[ \frac{E}{4(1 + \nu)(p_0 + c \cdot \cot g \varphi)(1 + \sin \varphi) \sin \varphi} \right]^{\frac{\sin \varphi (1 + \sin \varphi)}{1 + \sin \varphi}}$$

► le **coefficient de pression des terres au repos**.  $K_0 = \frac{p_0}{q_0}$ , qui est proba-

blement élevé vu le mode de mise en œuvre du remblai par compactage.  $K_0$  influe fortement sur la pression limite,

► l'**angle de dilata**nce  $\psi = \varphi - \varphi_i$ , dont la variation n'a qu'une influence modérée (on choisira ici  $\varphi_i = 32^\circ$ , c'est-à-dire l'angle de frottement correspondant à un cisaillement sans variation de volume),

► le **module E**, qualifié d'élastique, et entrant dans la loi d'expansion pressiométrique. Ce module, fourni par un essai cyclique, peut être affecté par le forage préalable aux essais. Dans ce qui suit, on a posé

forfaitairement  $\frac{E}{p_l} = 50$ , ce qui correspond à des modules effectivement

très supérieurs à ceux mesurés, même avec cycle ;

► enfin, la **cohésion**  $c$ , essentiellement capillaire, complique encore le problème. Son influence est d'autant plus importante qu'on se rapproche de la surface ce qui s'oppose à l'effet de la présence de la surface libre du massif, qui fait diminuer la valeur de  $p_l$  comme celle de  $q_d$ .

Le tableau II indique, pour trois valeurs de  $K_0$  (1, 1,5 et 2) et quatre valeurs de  $\varphi$  (de  $39^\circ$  à  $42^\circ$ ), les valeurs de  $c$  qui rendent compte des  $p_l$  mesurés aux trois profondeurs testées.

Les cohésions calculées sont plus élevées et dispersées pour les valeurs plus faibles de  $\varphi$  et  $K_0$ . Les valeurs sont plus groupées et paraissent plus réalistes pour les valeurs les plus fortes : pour  $\varphi = 41^\circ$  et  $42^\circ$ , avec  $K_0 = 2$ , la cohésion varie de 10 à 15 kPa pour les deux niveaux de mesure inférieurs. La baisse à 8 et 5 kPa respectivement, nécessaire pour justifier la pression limite de 635 kPa à 0,70 m peut ne correspondre à aucune réalité physique si  $p_l$  est affecté par l'effet de surface (du fait de la dimension de la sonde pressiométrique) ; si l'on suppose qu'à ce niveau la cohésion véritable est de 15 kPa (pour  $\varphi = 41^\circ$ ) ou de 10 kPa (pour  $\varphi = 42^\circ$ ), la pression limite (imaginée mesurée avec un micropressiomètre) est alors de 720 et 700 kPa contre 635 kPa mesurés, ce qui permet de chiffrer cet effet de surface. Par contre, s'il n'y a pas d'effet de surface, alors les valeurs de 8 et 5 kPa sont le reflet d'une baisse progressive de la cohésion vers la partie haute du massif, qu'une légère diminution, constatée, de la teneur en eau peut expliquer. À ce sujet, on a déjà signalé le manque de cohésion à la surface du massif et les valeurs de  $q_d$  y sont quasi nulles, ce qui traduit également cette propriété.

TABLEAU II  
Valeurs de la cohésion  $c$  (kPa) qui permettent de retrouver par le calcul la pression limite  $p_l$  mesurée dans les essais pressiométriques

$\varphi$ (degrés)	39			40			41			42			$p_l$ (kPa)
$K_0$	1	1,5	2	1	1,5	2	1	1,5	2	1	1,5	2	
Profondeur													
0,70	24	19	14	21	16	11	18	13	8	15	10	5	635
1,10	40	33	25	36	28	20	31	23	15	27	19	10	1 060
1,70	56	44	32	49	37	25	42	30	17	36	23	10	1 515

Un autre élément allant dans le sens d'un gradient de cohésion en surface est fourni par l'essai de chargement statique de la fondation superficielle, qui a donné une pression de rupture de 440 kPa à la surface du massif de sol.

En appliquant l'expression classique du DTU 13.12 (fondations superficielles)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \left( 1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) + c N_c \left( 1 + 0,2 \frac{B}{L} \right).$$

pour les trois valeurs  $\varphi = 39, 40$  et  $41^\circ$  de l'angle de frottement interne du sable, les cohésions qui rendent compte de  $q_u$  sont respectivement de 3,7 - 2,9 et 2,1 kPa.

Si l'on introduit l'effet de la taille des fondations, qui amène à corriger les coefficients  $N_\gamma$  et  $N_c$ , ces valeurs baissent très légèrement à 3 - 2 et 0,8 kPa. Elles restent donc très faibles et d'un ordre de grandeur semblable aux précédentes.

Un dernier résultat concourant à l'interprétation concerne la courbe de tassement de la fondation lors de l'application de la charge : dans la plage des pressions de 0 à  $q_u/2$ , on peut définir un module apparent équivalent  $E$  égal, dans le domaine élastique, à (Giroud, 1973) :

$$E = \frac{q_u (1 - \nu^2) B \bar{P}}{2s}$$

avec :

$s$  - tassement de la fondation superficielle,

$B$  - largeur de la fondation,

$\nu$  - coefficient de Poisson (égal ici à 0,33),

$\bar{P}$  - facteur de forme, fonction de  $B/L$  (égal ici à 1,72).

Le tassement  $s = 3,2$  mm mesuré sous la moitié de la charge de rupture ( $q_u / 2 = 220$  kPa) correspond à un module de  $E = 31,6$  kPa. C'est une valeur élevée, qui concourt à justifier *a posteriori* le choix d'un rapport  $\frac{E}{p_l}$  de 50 dans les interprétations précédentes, valeur sans doute même un peu faible.

Une interprétation plus fine et meilleure, par le biais du tassement, est obtenue en adoptant un profil linéaire croissant du module avec la profondeur,  $E(z) = 2(1 + \nu) m z$ , tel que constaté lors des essais pressiométriques, qui permettent de donner au coefficient de croissance  $m$  la valeur 17 000 kPa/m. Dans ces conditions (Gibson, 1967), la valeur du tassement de surface d'une semelle souple

uniformément chargée vaut  $s = \frac{q_u}{2m}$  (ceci n'étant strictement vrai

que si  $\nu = 0,5$ ), soit 6,5 mm. Si l'on applique, sans justification théorique, le facteur  $\frac{\pi}{4}$  à ce

résultat, on aboutit à une valeur de 5,1 mm pour une semelle rigide. La valeur constatée de 3,2 mm, correspond donc mieux à une valeur de  $\frac{E}{p_l}$  de 70.

Les mêmes calculs que ceux présentés dans le tableau II, effectués avec ce rapport de 70, conduisent aux mêmes conclusions, avec simplement une baisse, logique, de  $K_0$  d'environ 0,5 point.

Pour clore l'interprétation, on signalera que le calcul de la contrainte de rupture  $q_u$  sous la fondation superficielle de largeur  $B = 0,30$  m, à partir du pressiomètre, mène à  $q_u = 0,8 p_l \left( \frac{2B}{3} \right)$ .

La détermination de la valeur de la pression limite à la profondeur  $2B/3 = 0,2$  m, à partir des trois valeurs de  $p_l$  à 0,70 - 1,10 et 1,70 m n'a pas grande signification, car de légères variations de la pression limite aux trois niveaux considérés entraînent de très forts écarts à la cote recherchée, éliminant toute crédibilité à l'interprétation.

## Conclusion

L'examen effectué de divers modes de chargement d'un massif reconstitué de sable fin (pénéromètre dynamique, pressiomètre, semelle superficielle) montre de manière évidente qu'une interprétation détaillée rendant cohérent l'ensemble des résultats passe obligatoirement par la mesure des caractéristiques de cisaillement correspondant aux conditions du massif ; en particulier, la teneur en eau et son influence sur la cohésion apparente sont importants. L'importance du coefficient de

pression des terres au repos  $K_0$ , mérite qu'on se dote des moyens de le mesurer *in situ*, de même que le module de déformation. Dans le cas présent, il paraîtrait logique d'adopter un angle de frottement de  $40$  à  $41^\circ$ , avec un  $K_0$  de l'ordre de 1,5 à 2.

Cet exemple rappelle aussi, s'il en était besoin, que la pression limite et la résistance de pointe ne constituent en aucun cas des caractéristiques intrinsèques d'un matériau, mais que leur rapport à la contrainte verticale en place pourrait l'être.

Enfin, les très forts gradients verticaux observés pour ces deux grandeurs sont tout à fait inhabituels dans les massifs de sols naturels. Ils posent donc la question de la pertinence des recherches effectuées sur des massifs de sols reconstitués, dont l'état mécanique est assez éloigné de celui des sols en place.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

COMBARIEU O. (1995), *L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols*, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, **196**, pp. 43-51.

GIBSON R.E. (1967), *Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space*, *Géotechnique*, vol. **17**, 1, pp. 58-67.

GIROUD J.-P. (1973), *Table pour le calcul des fondations*, Dunod, tome **2**, pp. 201-210.