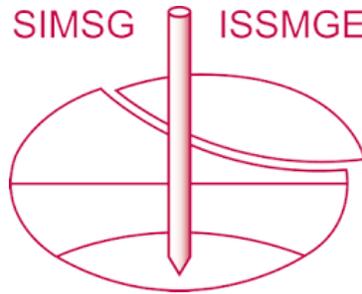


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Observations faites sur la craie comme couche de fondation

Chalk as a Foundation Stratum

par J. FLORENTIN, G. L'HERITEAU, M. FARHI, L. PAREZ

Sommaire

La craie constitue fréquemment dans le bassin parisien la couche atteinte par des fondations profondes. Les auteurs donnent, après un bref rappel géologique, les résultats des essais et mesures faites pour l'étude des fondations de quelques ouvrages.

Indépendamment des lits riches en silex, la craie en place est généralement hétérogène. Elle se présente soit sous forme de couches superposées d'aspect plus ou moins marneux ou rocheux, soit sous forme d'un assemblage de blocs séparés par des zones plus marneuses.

Les auteurs signalent les difficultés de prélever suivant les méthodes habituelles des échantillons intacts de volume important.

Des essais ont été faits sur le chantier : chargement direct à différentes profondeurs ; battage de pieux ; pénétration.

L'application des formules dynamiques de battage conduit à des forces portantes faibles, alors que des essais statiques exécutés sur des pieux battus, après un certain temps de repos, donnent de très bons résultats.

Les auteurs esquissent une méthode de détermination de la force portante par interprétation des essais au *pénétromètre statique de gros diamètre*.

Ils concluent que la craie est un excellent sol de fondation.

Aperçu géologique et conséquences

La craie est formée surtout par le dépôt de débris d'organismes vivants dans les mers relativement profondes, 200 à 300 m, calmes et à fond régulier. Dans le Bassin Parisien, qui ne représente qu'une faible partie de la zone couverte par la craie, l'épaisseur du dépôt est importante, 500 à 600 m, malgré l'érosion qui a fait disparaître des couches entières. La masse énorme de carbonate de calcium d'origine organique, dans le monde, implique des conditions de vie d'une constance et régularité extraordinaires ; néanmoins, la craie est mécaniquement hétérogène.

Les silex dans la craie sont formés par des concrétions, autour de certains fossiles, de la silice contenue dans les organismes vivants. Dans les couches intactes de craie, le pourcentage de silex est pratiquement constant comme l'était la proportion de silice dans les organismes initiaux. Les silex se rencontrent fréquemment suivant la stratification mais également suivant des diaclases ; ils sont donc postérieurs à la consolidation. Par contre, ils sont antérieurs au Tertiaire car on les trouve sous forme d'éléments roulés dans les plages de cet étage.

La craie est constituée par un assemblage de blocs poreux à angles émoussés, séparés par des zones plus marneuses, partiellement décalcifiées par la circulation de l'eau. On rencontre aussi des lits complets de craie dont la consistance marneuse est due à la décalcification. Il en est très fréquemment ainsi en tête de couche, surtout au contact de la nappe.

La circulation des eaux dans la craie se fait principalement à travers les passages privilégiés des fissures, diaclases, lits

Summary

The strata reached by deep foundation in the « Bassin parisien » often consist of chalk. After a short geological review, the authors give field and laboratory test record which they have accumulated in connexion with foundation designs for industrial plant.

This particular chalk is generally heterogeneous even without taking into account strata with a high proportion of flints. It consists either of strata consisting mainly of marl, or of large blocks of rocks embedded in a marly binder.

The authors emphasize the sampling difficulties that they encountered, following the usual methods for obtaining large undisturbed samples. Field tests have included penetration static load and pile driving tests.

The use of dynamic pile formulae leads to very low permissible bearing values : when static load tests are made on driven piles, very good values are obtained if adequate time is allowed after driving and before testing.

The authors outline a computation method of calculating bearing value by analysing tests made with a *static penetrometer of large diameter*. They conclude that chalk is an excellent foundation material.

de silex, etc., avec les conséquences que cela peut avoir pour les venues d'eau dans les fouilles ou les puits de rabattement. En particulier, le rabattement d'une nappe circulant dans les graviers alluvionnaires ne peut être calculé en supposant étanche le fond crayeux. Nous avons eu l'occasion de constater que des pompages intenses dans la craie pour des besoins industriels ou urbains conduisent à une baisse de niveau de la nappe alluviale.

Essais de laboratoire

Compte tenu de la fragilité de la craie, les prélèvements d'échantillons intacts sont assez délicats. Les résultats des essais portés sur le tableau ci-joint sont relatifs aux blocs constitutifs de la craie. Ils proviennent dans chaque cas de la moyenne de nombreuses mesures, dont nous donnons les extrêmes.

— Il est intéressant de comparer les teneurs en eau (w) aux limites d'Atterberg mesurées sur les farines de craie broyée : $L_L = 24$ à 28, $P_L = 19$ à 21, $P_I = 4$ à 8. Pour les craies marneuses décalcifiées, l'indice de plasticité peut atteindre 15. La craie doit sa forte teneur en eau à sa grande porosité. La comparaison avec les limites permet en partie de comprendre pourquoi la craie offre une faible résistance dynamique au battage des pieux lorsqu'elle est située sous l'eau et saturée. En effet, le broyage produit par le battage donne un matériau de faible consistance, dans lequel, au surplus, se développent des pressions des pores élevées.

Tableau

Site	Recouvrement	w p. cent	γ_d	q_u t/m ²
Porcheville (S.-et-O.)*	Alluvions limoneuses et sables et graviers sur 12 m	22 à 30 (26) **	1,50 à 1,69 (1,58)	180 à 230 (210)
La Bassée (Nord)	Alluvions et argiles du tertiaire sur 10 m	23 à 28 (25)	1,54 à 1,67 (1,60)	200 à 470 (340)
Beautor (Aisne)	Alluvions graveleuses et argile tertiaire sur 13 m	19 à 23 (21)	1,66 à 1,77 (1,72)	130 à 810 (340)
Ansereuilles (Nord)	Sable fin argileux sur 12 m	21 à 24 (23)	1,63 à 1,72 (1,67)	170 à 610 (380)
Montereau (S.-et-M.)	Alluvions limoneuses et sables et graviers sur 18 m	24 à 32 (27)	1,45 à 1,63 (1,56)	70 à 220 (130)
Champagne (S.-et-O.)	Alluvions limoneuses et sables et graviers sur 11 m	23 à 26 (25)	1,58 à 1,66 (1,62)	120 à 330 (220)

* Tous les chantiers se trouvent dans le campanien à l'exception du premier situé dans le santonian.

** Les nombres entre parenthèses représentent les valeurs moyennes.

— Les densités (γ_d) sont très variables. Les plus élevées d'entre elles peuvent être dues à la présence de quelques nodules de silice. Malgré sa forte porosité, la craie a des résistances à la compression simple (q_u) non négligeables.

— La nature du recouvrement (cf. tableau) joue elle-même un rôle. La craie est toujours altérée en tête de couche mais elle peut l'être d'autant plus que le recouvrement est plus perméable. Les plus fortes valeurs moyennes obtenues pour la résistance à la compression simple correspondent à des sites où la couche de craie est protégée par des argiles tertiaires ou des sables fins argileux. Les valeurs les plus faibles correspondent en général aux craies marneuses soit en tête, soit dans la masse.

— Il est difficile de procéder à des essais triaxiaux sur les échantillons de craie compacte. Par contre, les essais sont possibles sur les craies marneuses. Les essais sur échantillons consolidés et cisailés à drainage fermé, avec mesure de la pression des pores, ont permis de déterminer un ϕ'_{cu} variant entre 34 et 39°.

Nous avons également procédé à des essais de cisaillement par torsion après consolidation à l'appareil de Hvorslev, sur les pâtes faites avec de la craie broyée. On a obtenu des ϕ_a variant entre 35 et 40°.

Essais de chantier

Essais de chargement direct par des plaques. — Ces essais sont longs, certains d'entre eux ont été faits dans les sondages de reconnaissance au moyen de plaques de 10 cm de diamètre, d'autres dans les forages exécutés pour les pieux de fondation au moyen de plaques de 0,52 m de diamètre. Avec les plaques de charge de petit diamètre, on peut pratiquement atteindre le poinçonnement et, dans le cas contraire, tirer la résistance au poinçonnement par la méthode de VAN DER VEEN [1]. L'interprétation de l'essai par la méthode $\phi = 0$ donne une valeur de la cohésion. L'examen des résultats obtenus sur tous les chantiers où ont été faits de nombreux essais de chargement conduit à la constatation suivante :

— La cohésion minimale déduite de la résistance au poin-

çonnement est voisine de la moitié de la résistance à la compression simple minimale.

— La cohésion moyenne déduite des essais de chargement est de l'ordre du tiers de la résistance à la compression simple moyenne.

Nous avons représenté (Fig. 1) un essai de chargement sur une plaque de 0,52 m de diamètre reposant sur de la marne crayeuse altérée à 0,50 m sous la couche alluvionnaire. On constate que, sous 35 kg/cm², le tassement n'est que de 11 mm environ, ce qui correspond à un E de l'ordre de 1 000 kg/cm².

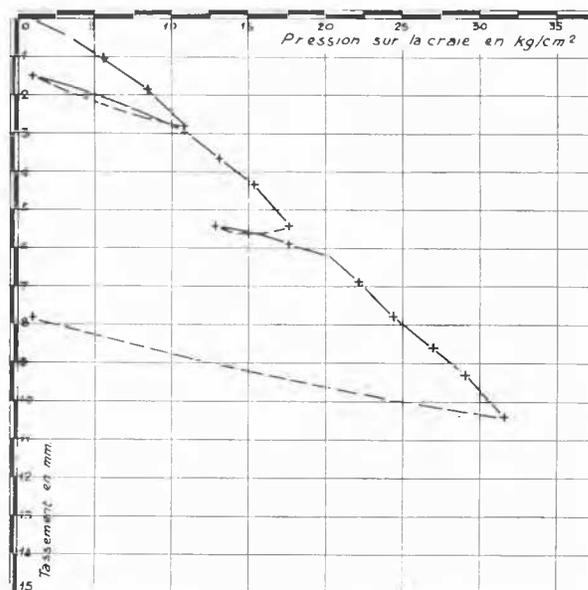


Fig. 1 Essai de chargement direct à 0,50 m sous le toit de la craie, sur plaque de 0,52 m de diamètre.

Static load test made, at a depth of 0,50 m in the chalk, on a 0,52 m diameter plate.

Pour cet essai, la méthode de Van Der Veen donne une résistance au poinçonnement de l'ordre de 90 kg/cm², ce qui correspond à une cohésion d'environ 9 kg/cm², soit 90 t/m². Il est intéressant de signaler que l'essai ci-dessus a été fait sur une couche dont les échantillons extraits ne tenaient pas verticalement sous leur propre poids. Un essai fait 4 m plus bas sur de la craie moins marneuse a donné des résultats pratiquement identiques.

Essais de battage de pieux. — L'interprétation, par les formules dynamiques usuelles, des essais de battage conduit à des charges admissibles très dispersées, souvent faibles. On constate que si l'on reprend le battage d'un pieu en béton après quelques jours de repos, parfois même quelques heures, les premiers coups de mouton conduisent à des résistances élevées. Ces résistances diminuent avec la poursuite du battage pour retrouver les valeurs antérieures à l'arrêt. Nous avons déjà donné, ci-dessus, notre avis sur la faible résistance de la craie au battage. Le regain de résistance peut alors s'expliquer par un refeutrage de la craie, et une dissipation de la pression des pores.

Une application stricte des formules dynamiques risque de conduire à des pieux de très grande longueur et en tous cas de longueurs très inégales, sans que ceci soit justifié à notre avis.

Nous commentons ci-dessous les résultats obtenus sur un même chantier sur trois pieux préfabriqués de 0,40 × 0,40 m

en béton armé normalement destinés à supporter une charge de 80 tonnes, et pour lesquels nous disposons à la fois d'essais de laboratoire, de battage et de chargement statique. La fondation a été finalement faite sur puits forés de gros diamètre. Les trois pieux sont assez voisins l'un de l'autre, dans une zone où le recouvrement moyen au-dessus de la craie était de l'ordre de 12 m. Les résistances dynamiques sont déduites de la formule des Hollandais, avec un coefficient réducteur de 6.

Pieu a. — La fiche dans la craie était de 20 diamètres (8,0 m) et la résistance dynamique n'était que de 35 tonnes. Sous 130 tonnes de charge statique, l'enfoncement a été de 3,6 mm avec un retour à 0 au déchargement.

Pieu b. — La fiche était de 19 diamètres (7,60 m), la résistance dynamique de 90 T. Sous une charge statique de 200 tonnes, l'enfoncement a été de 7,3 mm. La montée en charge s'est faite par cycles successifs avec retour à zéro des efforts et des déformations. La déformation permanente est de 0,7 mm en fin d'essai.

Ces deux pieux avaient évidemment une fiche trop grande dans la craie. Si l'on tient compte de leur longueur totale (20 m), on constate que la déformation totale obtenue dans les deux cas peut s'expliquer par un coefficient d'élasticité du béton de 300 000 kg/cm² environ.

Théoriquement, le sol n'est donc intervenu que très peu dans la déformation. On a constaté que la décompression n'est pas instantanée et que le sol intervient au moins comme frein.

Pieu c. — Il avait une fiche de 6 diamètres (2,40 m) dans la craie, dont 4 diamètres (1,60 m) environ dans la couche ramollie au contact des alluvions. La résistance dynamique était de l'ordre de 20 tonnes. Nous avons représenté (Fig. 2) la déformation jusqu'à 120 tonnes de charge statique. Elle est de 13 mm. La déformation permanente après retour à 0 était de 7 mm. L'essai a été poursuivi ensuite jusqu'à 180 tonnes. Le pieu s'est arrêté après 50 mm de déformation dont 45 mm de déformation permanente.

Cet essai montre que le pieu *c* aurait tassé de 7 mm environ sous les 80 T prévues, ce qui est admissible, la déformation permanente n'étant que de 3 mm, le reste pouvant s'expliquer par le raccourcissement élastique du pieu (15 m de long).

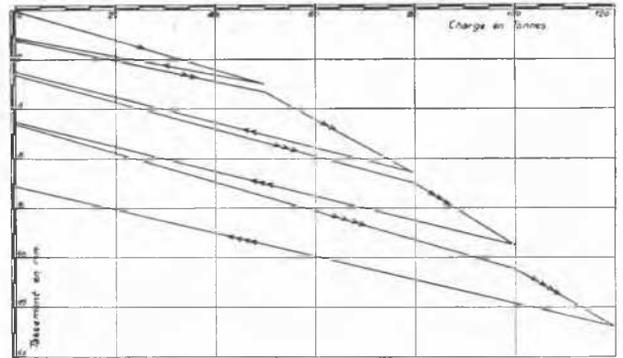


Fig. 2 Essai de charge statique sur pieu de 0,40 m × 0,40 m de long, ancré de 2,40 m dans la craie.

Static load test on 0,40 m × 0,40 m pile, 15 m long, with a 2,4 m point depth in the chalk.

Essais au pénétromètre.—Le fonçage d'un pénétromètre à l'aide d'un vérin, sans vibration, s'accompagne également d'un broyage de la craie. La résistance latérale mesurée par le pénétromètre, qui n'est pas poreux, non seulement ne croît pas avec la profondeur, mais a plutôt tendance à baisser légèrement.

La mesure du frottement latéral, lors d'un essai au pénétromètre statique au cours duquel la craie n'a pu se reconstruire par refeutrage ou dissipation de la pression des pores, ne peut donc donner aucune indication sur la valeur probable du frottement latéral des pieux dans la craie.

Par contre la courbe des pressions de rupture sous la pointe, par ses maxima et ses minima, confirme une fragmentation de la craie en blocs et nous renseigne sur leur épaisseur. Les maxima de cette courbe ne doivent pas être pris en valeur absolue, car ils résultent d'une simple division.

Dans un même site, les pressions minimales de pointe varient avec le diamètre du pénétromètre utilisé. Elles décroissent lorsque le diamètre diminue. Lorsqu'un bloc se brise sous la pointe, les fragments rocheux sont refoulés latéralement,



Fig. 3 Pointe du pénétromètre statique de 110 mm de diamètre.
Static Penetrometer Point, 110 mm diameter.

le cône de pointe pénètre dans la marne pour atteindre le bloc suivant. Un petit pénétromètre est plus influencé qu'un gros par la faible épaisseur de la marne entre blocs.

On a mesuré dans un même site, avec des vitesses de fonçage du même ordre, des valeurs minimales de l'ordre de 25 à 30 kg/cm² pour un pénétromètre de 45 mm de diamètre et de 40 à 60 kg/cm² pour un pénétromètre de 110 mm de diamètre.

Les valeurs données par les pénétromètres de petits diamètres sont pessimistes pour la craie, alors qu'elles sont considérées comme optimistes pour les sables denses.

Les valeurs moyennes suivantes ont été trouvées pour les minima de pression, dans les premiers mètres de la couche de craie, avec des diamètres de 75 mm ou 110 mm (cf. Fig. 3) :

- Banlieue parisienne (bordure de Seine). 40 à 60 kg/cm²
- Lille et département du Nord..... 70 à 80 kg/cm²
- Romilly-sur-Seine, Troyes..... 50 à 90 kg/cm²
- Châlons-sur-Marne 45 à 50 kg/cm²
- Rouen 30 à 35 kg/cm²

Les valeurs les plus faibles correspondent aux craies avec recouvrement perméable.

Méthodes de calcul utilisées

Utilisation des essais de laboratoire.

Tous les ouvrages cités ont été fondés sur pieux ou puits de grands diamètres, fichés dans la craie. Le calcul de la force portante a été fait par des méthodes diverses et, en général, en ne tenant compte que de la force portante de la craie assimilée à une couche de $\varphi = 0$. Au terme de l'analyse ci-dessus, nous proposons de prendre pour la cohésion en pointe non la moitié de la résistance à la compression simple moyenne, mesurée sur les blocs, mais 1/3 de cette résistance pour tenir compte des différents essais de plaque. Pour l'adhésion latérale, il est prudent de prendre 50 à 75 pour cent de la valeur en pointe. Les calculs montrent alors qu'il suffit d'une fiche de 3 à 5 diamètres dans la craie, abstraction faite de la couche décalcifiée de surface, pour transmettre au sol une charge équivalente à la résistance acceptée pour le béton des pieux. Cette méthode pourrait paraître optimiste car elle ne prend en compte que la résistance des blocs de craie plus ou moins décalcifiée. Si on tient compte de l'angle de cisaillement de la craie marneuse et de l'épaisseur moyenne des terrains de recouvrement considérés comme simple charge, on trouve également qu'il suffit d'une fiche du même ordre dans la craie pour obtenir une résistance équivalente.

Dans plusieurs cas de fondation sur puits de grand diamètre, moulés dans le sol, nous avons fait procéder à la base du pieu à une injection de ciment destinée uniquement au clavage du pieu dans la couche de craie et à l'obturation des fissures.

Utilisation du pénétromètre de grand diamètre.

On ne peut pas sur tous les chantiers procéder à des essais systématiques de laboratoire et de chantier. Nous donnons ci-dessous une méthode qui tire la résistance admissible des pieux de l'essai au pénétromètre, telle qu'elle a été pratiquée par l'un d'entre nous.

Estimation de la résistance limite d'un pieu dans la craie. — Soient :

- A = l'aire de la section droite du pieu
- B = son diamètre
- P = sa résistance limite totale (en pointe + latérale)
- q_f = la pression de rupture sous la pointe du pénétromètre (moyenne des minima au voisinage de la pointe du futur pieu)
- Z = la profondeur d'ancrage dans la craie.

On suppose connue la résistance latérale du pieu due aux terrains surplombant la craie : elle est faible en général.

Avec la méthode $\varphi = 0$, nous prendrons pour simplifier $N_c = 10$.

On écrit :

- que la résistance limite de pointe du pieu est égale, à un facteur k près, à celle du pénétromètre,
- que le frottement latéral unitaire du pieu dans la craie est égal, à un autre facteur b près, à la cohésion

$$C = \frac{kq_f}{N_c} = \frac{kq_f}{10}$$

La résistance limite du pieu dans la craie est alors donnée par :

$$P = k \cdot q_f \cdot A + b \cdot \frac{kq_f}{10} \cdot Z \cdot \pi \cdot B$$

soit, avec $A = \pi \cdot \frac{B^2}{4}$

$$P = k \cdot A \cdot q_f \left(1 + 0,4 \cdot b \cdot \frac{Z}{B} \right)$$

Dans le cas réalisé sur de nombreux chantiers où le pieu est ancré de 5 diamètres dans la couche de craie, la relation précédente devient :

$$P = k \cdot q_f \cdot A(1 + 2b)$$

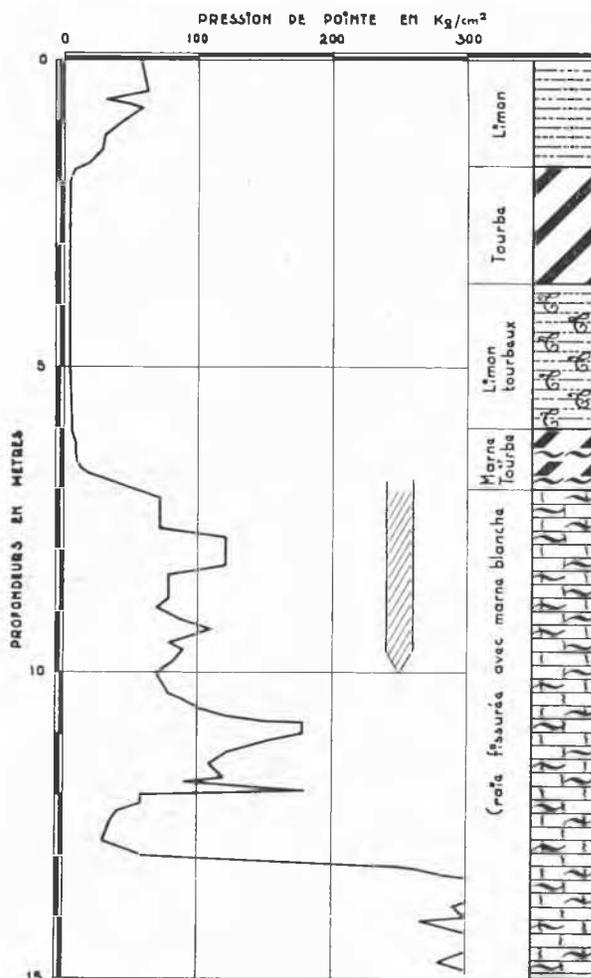


Fig. 4 Essai de pénétration. Penetration test.

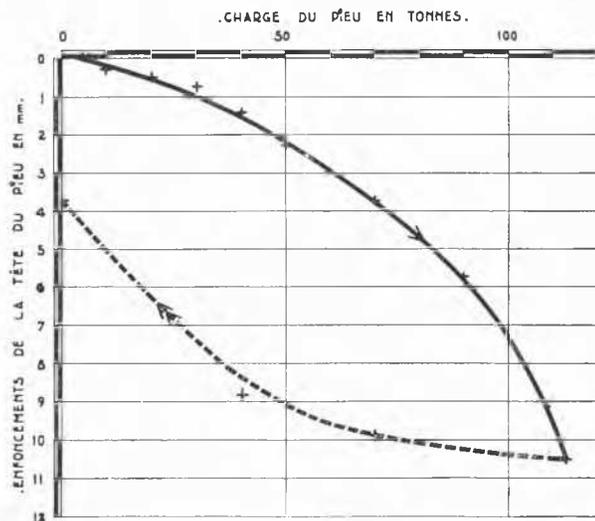


Fig. 5 Essai de charge statique sur pieu de 0,50 m de diamètre.
Static load test made on 0,50 m diameter pile.

En supposant le coefficient b (minorateur de l'adhérence latérale) égal à 0,5, il vient la relation simple suivante :

$$P = 2kq_f A. \quad \dots (1)$$

Nous donnons ci-dessous trois exemples.

Exemple 1 : Région Paris (bordure de Seine). Plusieurs essais de chargement de pieux de 0,50 m de diamètre ($A = 0,2 \text{ m}^2$), moulé dans le sol, effectués 8 à 10 jours après battage, ont donné des résistances limites (estimées par la méthode de Van der Veen) voisines de 160 tonnes.

L'ancrage de ces pieux dans la craie était de 5 B, à la fin du battage, l'enfoncement final était de 25 à 30 mm par coup de 2 500 kgm.

Le frottement latéral dû au recouvrement alluvionnaire a été évalué à 30 tonnes d'après les résultats du pénétromètre.

La résistance due à la craie était donc $P = 130$ tonnes.

En moyenne, $q_f = 50 \text{ kg/cm}^2$ soit 500 t/m^2 .

De la relation (1) on tire :

$$130 = 2k \cdot 500 \cdot 0,2, \text{ soit } k = 0,65.$$

Exemple 2 : Dans le Nord (cf. Figs. 4 et 5).

Pour un pieu de diamètre 0,50 m moulé dans le sol, la résistance limite de rupture estimée était de 150 tonnes dont 10 tonnes de frottement latéral au-dessus de la craie, soit $P = 140$ tonnes. L'enfoncement final était de 20 mm par coup de 2 500 kgm.

$$q_f = 70 \text{ kg/cm}^2 \text{ soit } 700 \text{ t/m}^2.$$

On a trouvé $k = 0,5$.

Exemple 3 : Dans l'Est du Bassin Parisien, un pieu de 0,45 m de diamètre ($A = 0,16 \text{ m}^2$), dont on avait supprimé par chemisage le frottement dans les couches supérieures, a été poussé à la rupture pour $P = 145$ tonnes.

La valeur moyenne de q_f était 500 t/m^2 .

On a trouvé $k = 0,9$.

Les exemples ci-dessus donnent k compris entre 0,5 et 0,9. On restera du côté de la sécurité en adoptant : $k = 0,5$.

Conclusion

La craie est rencontrée dans de nombreux sites du Bassin Parisien. La connaissance de ses propriétés géologiques, technologiques et expérimentales (nombreux essais de laboratoire, de chargement, de battage, de pénétration, etc.) permet de mieux comprendre son comportement. Leur étude a conduit à fonder sur la craie plusieurs ouvrages lourds, qui n'ont donné lieu à aucune observation. Malgré l'aspect pessimiste des échantillons ou des résultats de battage, la craie s'est révélée une excellente couche de fondation.

References

- [1] VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. *Proc. IIIrd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. II, p. 84.
- [2] SOYER, R. (1953). Géologie de Paris (Mémoires pour servir à l'explication de la carte géologique détaillée de la France). Imprimerie nationale. Paris.
- [3] WILSON, G. (1948). Some laboratory tests on chalk. *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 3, p. 183.
- [4] MEIGH, A. C. and EARLY, K. R. (1957). Some physical and engineering properties of Chalk. *Proc. IVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, p. 68.