

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.

COMPORTEMENT DE PIEUX DANS DES SOLS SURCONSOLIDÉS EXPANSIFS

BEHAVIOUR OF PILES IN OVERCONSOLIDATED EXPANSIVE SOILS

M. MARIOTTI, Directeur

R. KHALID, Ingénieur

Laboratoire Public D'Essais et D'Etudes Casablanca, Maroc

SOMMAIRE Nous avons eu l'occasion d'entreprendre des essais de chargement in situ sur des pieux moulés dans des sols surconsolidés. Au cours de ces essais ont été obtenues les charges limites d'adhérence latérale et de pointe ; les déformations superficielles au voisinage du fût ont également été enregistrées. Une étude a été entreprise pour l'estimation des efforts pouvant être développés dans le fût par l'expansion du sol au cours de la libération de son potentiel de gonflement. A partir de cette étude on a pu définir les relations existant entre les fiches des pieux, leur soulèvement et la répartition des efforts dans le fût.

I - INTRODUCTION

Le plateau de Safi sur lequel est établie la ville nouvelle est constitué, comme d'ailleurs d'autres régions du Maroc, par une marne bariolée à structure fissurée régnant sur une assez forte épaisseur.

La marne dans les couches supérieures sur une épaisseur de 8 à 10 m est surconsolidée et expansive, sa pression de gonflement étant voisine de 2 kg/cm². Cette surconsolidation et ce potentiel de gonflement ont été la cause de désordres survenus sur des bâtiments fondés sans précaution spéciale ; en effet ils sont à l'origine de soulèvements différentiels et de baisse des caractéristiques mécaniques initiales lorsque le potentiel de gonflement se libère.

Des études ont montré que l'on a avantage à envisager des bâtiments lourds dépassant 7 étages car l'importance des charges conduit à une extension profonde du bulbe des pressions et permet de prévoir une fondation sur poutres semelles croisées ou sur radier général si le bâtiment est très lourd.

Il est ainsi possible de contenir le potentiel de gonflement, mais la fondation sur pieux paraît alors compétitive. Cette fondation sur pieux posait cependant certains problèmes qui ont conduit à l'exécution d'essais de chargement in situ sur pieux forés en béton.

Les essais ont été orientés pour résoudre les problèmes suivants :

1/- Détermination de la portance à admettre pour les pieux forés comparativement aux prévisions permises par les essais de Laboratoire, compte tenu du remaniement du terrain provoqué par le forage des pieux et compte tenu de la structure fissurée du sol.

- 2/- Répartition de la portance totale entre la résistance de pointe et la résistance latérale.
- 3/- Résistance à l'arrachement des pieux.
- 4/- Interprétation des mesures de déformations de la surface du terrain autour des pieux et des déplacements des pieux jusqu'à la rupture (pieux isolés et groupes de pieux).

Par ailleurs, après construction, le phénomène de gonflement entrainera des mouvements ascendants autour des pieux et provoquera des forces de soulèvement par adhérence ; corrélativement se produira une baisse des qualités mécaniques de la couche gonflante. Il convenait de pouvoir estimer les effets du développement de ces mouvements afin d'éviter le soulèvement et la rupture en traction des pieux, et de réserver une portance suffisante.

Nous signalerons que les résultats de ces essais ont été en partie présentés et utilisés avec notre accord dans une publication des Annales de l'I.T.B.T.F. de Décembre 1964 par Monsieur Cambeford Directeur Technique de l'Entreprise Solétanche qui a participé à la réalisation des essais.

II - DISPOSITIF ADOPTE

Le dispositif adopté pour ces essais de pieux est représenté par le plan et les coupes de la figure n° 1. Un chevêtre en béton armé dont les bras sont à 120° a été ancré dans la marne par trois pieux de 10,60 m de fiche (T_1 , T_2 , T_3).

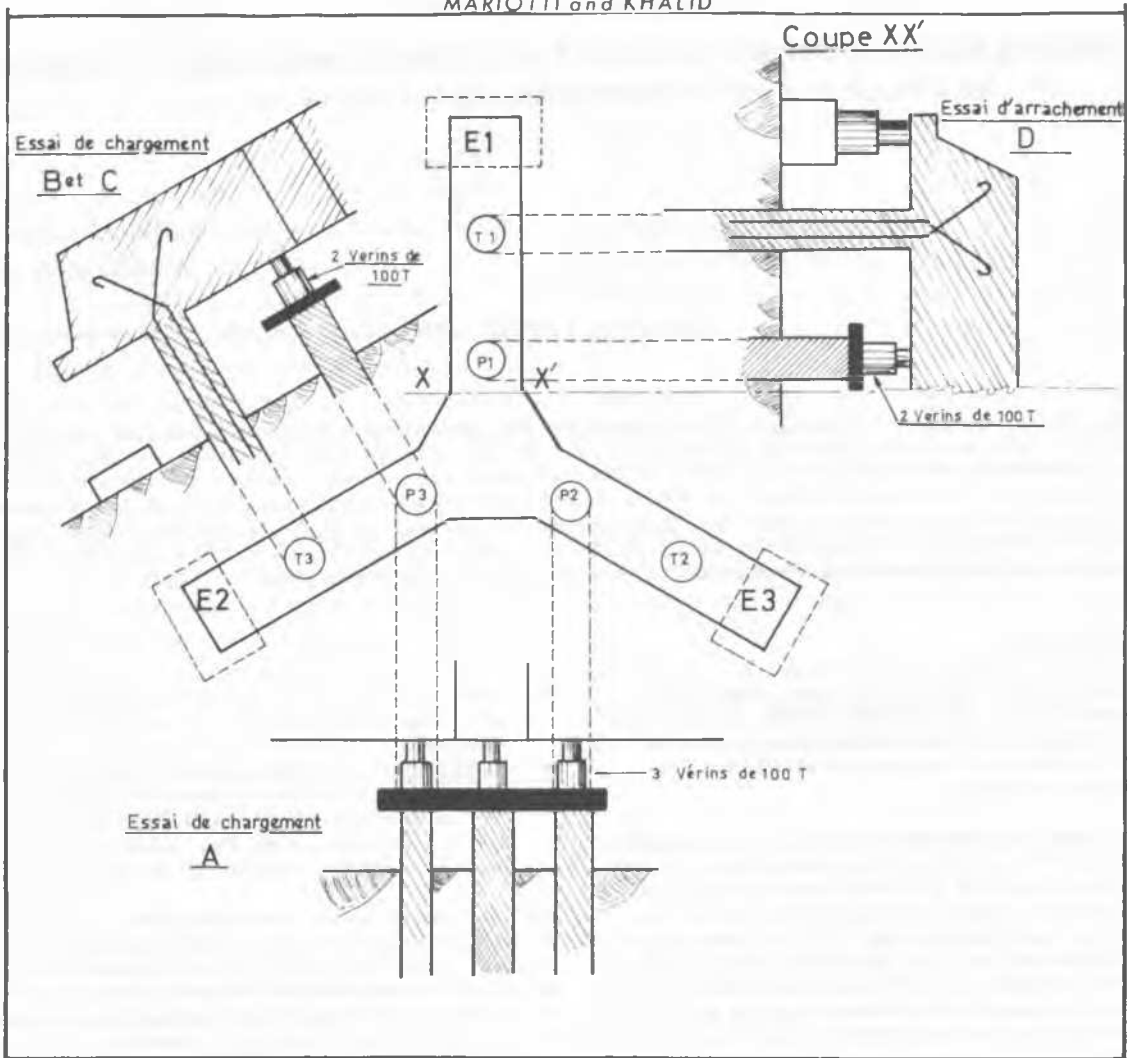


Fig. 1 - SCHEMA REPRESENTATIF DU CHEVETRE -
ENPLACEMENT DES PIEUX D'ESSAIS ET
DES DIVERS SYSTEMES DE CHARGEMENT -

Ce chevêtre a été conçu par l'Entreprise SOLETANCHE pour permettre d'effectuer le chargement de 3 pieux centraux P₁, P₂, P₃ et l'arrachement des pieux T₁, T₂, T₃.

Les trois pieux des essais de compression P₁, P₂, P₃ comprenaient :

P₁ - Un pieu de 6,50 m tubé au cours du forage (8 T.).

P₂ - Un pieu de 6,50 m non tubé (8 N T.).

P₃ - Un pieu de 10,60 m non tubé (12 N T.).

Les 3 pieux des essais d'arrachement étaient les pieux d'ancrage du chevêtre et comprenaient :

T₁ - Un pieu de 10,60 m tubé (12 T.).

T₂ - Un pieu de 10,60 m non tubé (12 N T.).

T₃ - Un pieu de 10,60 m tubé sur 6,50 m (8 T.).

Le diamètre nominal des pieux était dans tous

les cas de 56 cm.

Chacun des 3 pieux P₁, P₂, P₃ a été muni en pointe d'un vérin plat destiné à dissocier éventuellement le chargement de pointe, les mesures de déformation de pointe étant alors rendues possibles grâce à une tige fixée dans le sabot et coulissant à travers le fût. Ce procédé de mesure de dissociation des charges et de mesure de déformation est dû à l'Entreprise SOLETANCHE.

III - ESSAIS REALISES.

- A/ Essais de chargement du groupe des 3 pieux P₁, P₂, P₃, la rupture n'étant pas atteinte (sauf pour 1 pieu).
- B/ Essais de chargement isolé des pieux P₁, P₂, P₃ jusqu'à rupture comprenant :

PIEUX DANS SOLS EXPANSIFS

Essais B₁ : chargement d'ensemble (pointe et adhérence).

Essais B₂ : chargement de pointe seule.

Essais B₃ : chargement en adhérence latérale seule (vérin de pointe ouvert).

C/ Essais de chargement de pointe avec adhérence latérale contrôlée, ayant pour but de rendre compte de l'influence de la charge d'adhérence sur la résistance de pointe.

D/ Essais d'arrachement sur pieux T₁, T₂, T₃ après coupure du chevêtre : la réaction étant encaissée par chacun des pieux P₁, P₂, P₃ jumelés avec des massifs.

IV - PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS.

Nous ne pouvons dans ce condensé donner les détails de tous les essais, aussi nous contenterons-nous de rappeler l'essentiel des résultats. Nous développerons un peu plus en détail les essais d'adhérence seule et de chargement d'ensemble.

1°/ Répartition de la charge totale de rupture en adhérence et en pointe dans les essais de chargement d'ensemble d'un pieu isolé.

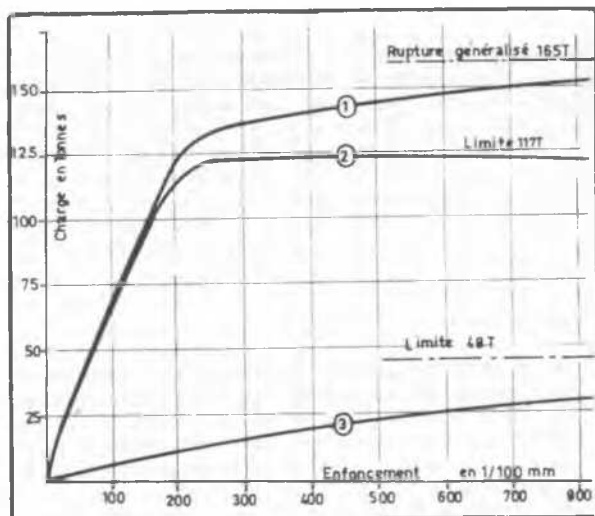


Fig. 2 - PIEU ISOLE 8 NT -
Chargement d'ensemble
(Adhérence + Pointe)
Enfoncement du pieu en fonction de la :
(1) Charge totale
(2) Charge supportée par l'adhérence
(3) Charge supportée par la pointe

Les vérins plats fonctionnant comme des mandrins dans les essais de chargement d'ensemble ont permis de connaître la part de la charge

supportée par la pointe et par différence celle supportée par adhérence; les courbes charges/déformations dont nous avons extrait (figure N° 2) celle relative au pieu 8 N.T. révèle les répartitions suivantes de la charge totale de rupture dans les trois pieux.

Pieux	Charge totale de rupture en Tonnes	Part prise par adhérence en T	Part prise par la pointe en T
8 T	128	77	51
8 N T	165	117	48
12 N T	245	227	18

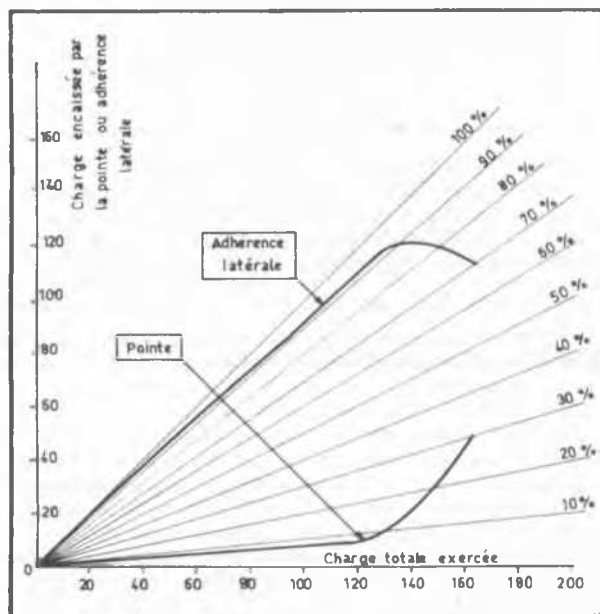


Fig. 3 - REPARTITION DES CHARGES D'ADHERENCE ET DE POINTE EN FONCTION DE LA CHARGE TOTALE EXERCÉE -

Sur la figure N° 3 nous avons indiqué les courbes de répartition au cours de l'essai, de la charge supportée par adhérence et de la charge supportée par la pointe. On constate jusqu'à ce que l'adhérence soit totalement mobilisée, la charge supportée par la pointe est très faible et ne représente guère que 5 à 10 % de la charge totale; ce n'est que lorsque la rupture d'adhérence s'amorce que la charge de pointe suit une forte croissance jusqu'à la rupture

générale qui intervient en pointe de façon très progressive.

2°/ Charges de rupture en adhérence seule dissociée.

Les charges de rupture obtenues sont très voisines de celles enregistrées dans les essais de chargement d'ensemble. Si l'on rapporte ces charges de rupture à la surface latérale totale on obtient les contraintes moyennes de rupture représentant les cohésions moyennes de contact le long du fût; les résultats sont les suivants :

Pieu	Charge de rupture en adhérence	Cohésions moyennes de contact en T/m ²
8 T	95 T.	8,3
8 N T	120 T.	10,5
12 N T	210 T.	11,3

La cohésion moyenne est $C = 10 \text{ T/m}^2$.

Nous rappelons alors que dans une étude antérieure relative aux qualités mécaniques des marnes de SAFI nous avons proposé comme expression de la résistance au cisaillement :

$$\tau_f = (3,5 + P_c \text{ tg } 17^\circ) + p_0 \text{ tg } 5^\circ \quad (\tau_f \text{ en T/m}^2)$$

P_c désignant la pression de consolidation de la marne et p_0 la pression des terres au-dessus du niveau considéré.

Or si l'on admet que sur une tranche de 8 à 10 m la marne possède une pression de consolidation de 2 kg/cm² (qui est la valeur moyenne obtenue sur de nombreux échantillons), on trouve une valeur de τ_f égale à 10 T/m², en parfaite concordance avec la cohésion de contact donnée par l'essai en place; ce résultat conduirait donc à admettre que le forage au trépan n'entraîne au bout d'un certain temps qui correspond aux délais nécessaires pour le bon durcissement du béton (environ 1 mois après forage du pieu) aucune baisse des qualités mécaniques naturelles de la marne.

3°/ Essentiel des résultats des autres essais et conclusions générales.

a/- Les essais ont montré que la pointe n'est pratiquement mobilisée qu'à partir du moment où la rupture de l'adhérence a été atteinte et il paraît donc dangereux de tabler sur une mobilisation simultanée de l'adhérence et de la pointe proportionnelle à leurs charges de rupture respectives.

Nous proposerons donc de définir la portance admissible à partir de la résistance d'adhérence seule, affectée d'un coefficient de sécurité de 2.

b/ - En ce qui concerne le remaniement du terrain au cours du forage, il semble qu'il ait peu d'importance au moins au bout d'un certain temps. Les essais montrent que l'on obtient pour les pieux tubés des adhérences légèrement plus faibles en raison sans doute de l'état plus lisse du contact.

c/ - Les résultats des essais de pointe seule tendent à faire apparaître une sous estimation du coefficient classique liant la résistance de pointe à la cohésion pour des sols dépourvus de frottement apparent.

En effet en terrain purement cohérent, la pression de rupture généralisée est égale à environ 10 fois la cohésion soit $q_r = 10 C$; on trouve en fait, par cette relation, une cohésion moyenne de 19 T/m² au lieu de 10 T/m² obtenue dans le cas du chargement par adhérence.

Nous avons expliqué cette différence par l'existence d'un léger frottement apparent et par certaines dépendances entre la charge limite et le mode de rupture intervenant à la pointe suivant la charge d'adhérence latérale.

La bonne correspondance obtenue entre la résistance au cisaillement proposée par l'étude de Laboratoire, la résistance au cisaillement tirée des essais d'adhérence, et enfin celle tirée d'essais de poinçonnement en place effectués avant les essais de pieux, laissent penser que le remaniement du terrain au cours du forage tout au moins pour de telles marnes surconsolidées a peu d'influence sur la résistance finale le long du fût, et que le coefficient de pointe reliant la pression de rupture à la cohésion est supérieur à 10.

d/ - La structure en caillots et la fissuration qui caractérisent dans les premiers mètres la zone surconsolidée ne changent pratiquement pas la valeur de la résistance d'adhérence. On trouve que les couches profondes normalement consolidées et moins fissurées sont favorisées par une très légère supériorité de résistance mais pratiquement on peut considérer les charges de rupture en adhérence comme proportionnelles à la fiche.

e/ - La comparaison des résultats du groupe de pieux et des pieux isolés montre que le chargement de groupe ne semble pas avoir d'influence sur la résistance finale de chaque pieu, les enfoncements obtenus sur le groupe sont toutefois plus élevés (environ deux fois plus dans le cas des essais)

f/ - Le chargement des pieux entraîne une

PIEUX DANS SOLS EXPANSIFS

déformation de la surface du terrain dans un rayon d'action qui paraît être d'environ 4 m à partir de la paroi d'un pieu du groupe, et de 2,50 m à 3 m pour un pieu isolé.

Les mesures de déformations au voisinage du fût ont fait apparaître que la distorsion angulaire du sol au contact augmentait avec la charge jusqu'à une valeur limite correspondant à la charge de rupture à partir de laquelle le pieu glisse sans modification de cette distorsion.

g/ - Les essais d'arrachement sur pieux de 10,60 m de fiche ont abouti à des résultats voisins de ceux du chargement par compression en adhérence (résistance au cisaillement moyenne $\gamma_f = 11,2 \text{ T/m}^2$).

V - INFLUENCE DU GONFLEMENT SUR LES PIEUX.

(Efforts de traction et soulèvement).

Considérons un pieu à la traversée d'une tranche de sol surconsolidé adhérant parfaitement au fût; les essais de chargement des pieux ont montré que la distorsion $\frac{dW}{dr}$ le long du fût

augmente avec la charge puis atteint une valeur limite ou distorsion de rupture qui reste constante lorsque le glissement du pieu est atteint; le pieu s'enfonce alors dans une gaine de distorsion constante. Pour de telles argiles rigides on constate alors que la distorsion de rupture correspond à un enfoncement très faible (de quelques millimètres) vis à vis du soulèvement auquel le potentiel de gonflement peut donner naissance (plusieurs centimètres). On peut donc admettre que l'apparition du gonflement du sol autour du fût du pieu mobilise très vite la distorsion maximum de rupture et on peut négliger la phénomène transitoire.

Sur le schéma ci-dessous (Figure N° 4) nous avons supposé que le chargement initial du pieu avait déterminé un déplacement W du sol autour du fût avec la distorsion correspondante.

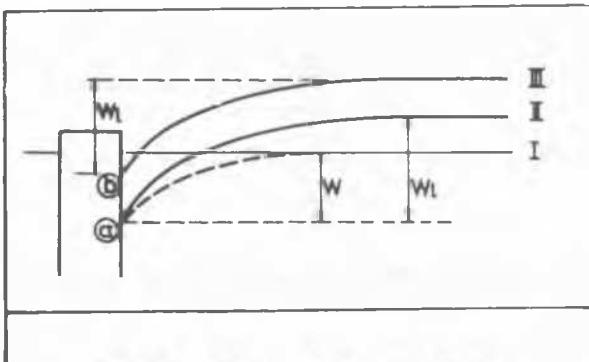


Fig. 4 - ACTION DU GONFLEMENT -

Avec l'apparition du gonflement du sol autour du fût, le sol passe du niveau (I) au niveau (II) qui correspond au déplacement limite W_1 (et à la distorsion limite correspondante) par rapport au pieu, puis il passe en glissant le long de a - b au niveau (III), la distorsion limite se maintenant alors constante le long du fût.

Admettons alors que le pieu soit infiniment rigide vis à vis du terrain et que le long du fût l'effort tangentiel soit relié au déplacement W par :

$$\gamma = DW$$

D apparaît comme un module de réaction au glissement.

Désignons par H_0 l'épaisseur de la couche supérieure soumise au gonflement et supposons que l'amplitude totale du gonflement du sol ayant libéré son potentiel de gonflement se répartisse linéairement sur la hauteur de cette couche en étant nulle à la profondeur H_0 , et maximum en surface.

Nous limiterons l'étude aux cas :

- d'un pieu infiniment long non chargé.
- d'un pieu fiché sur la hauteur H_0 de la couche surconsolidée.
- d'un pieu fiché sous la couche surconsolidée chargé en tête de la charge P (conditions de non soulèvement et conditions de soulèvement partiel).

1°/ - Cas du pieu de fiche infinie (voir figure N° 5).

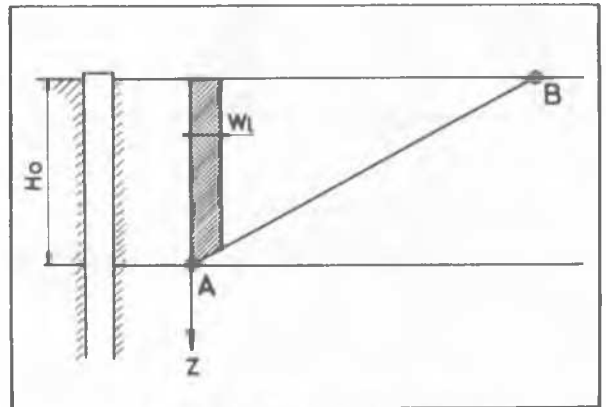


Fig. 5 - PIEU DE FICHE INFINIE -

Dans ce cas, il est bien évident que d'après les hypothèses admises précédemment, le pieu reste immobile et sur toute la hauteur H_0 le déplacement critique W_1 est mobilisé. Le pieu supporte à la profondeur H_0 l'effort de

soulèvement maximum P_G que le sol peut développer sur le pieu :

$$P_G = \pi \phi D H_0 W_1$$

- (ϕ diamètre du pieu.
-) D module de réaction au glissement.
- (H_0 hauteur du sol surconsolidé.
-) W_1 déplacement critique.

et le pieu subit à la profondeur H_0 un effort de traction $F = P_G$

2º/ Cas du pieu non chargé et fiché sur la seule hauteur de la couche surconsolidée.

Ce pieu considéré comme infiniment rigide ne peut se soumettre aux déformations du terrain, il se soulèvera d'une certaine valeur W_p inférieure à W_G ; des efforts de traction vont se développer dans le pieu et atteindront leur maximum au niveau Z_0 où le gonflement du sol sera égal au soulèvement du pieu, niveau où la distorsion du sol est nulle sur le fût; au-dessous de ce niveau le soulèvement du pieu est supérieur aux gonflements du sol et les distorsions seront inverses à celles de la partie supérieure où le gonflement du sol dépasse le soulèvement du pieu. En se rapportant à la figure N° 6 l'équilibre exige l'égalité des aires hachurées et on doit donc avoir, compte

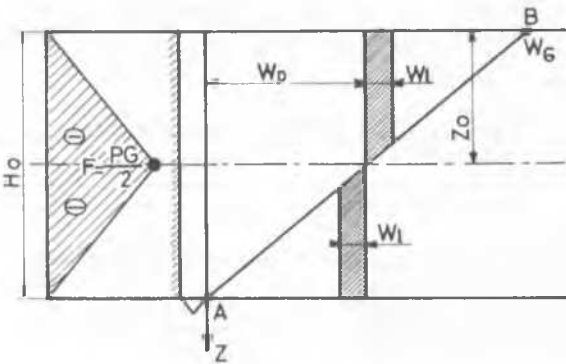


Fig. 6 - PIEU NON CHARGE, FICHE SUR LA SEULE HAUTEUR DE LA COUCHE SURCONSOLIDÉE -

tenu des hypothèses faites :

$$W_p = \frac{W_G}{2} \text{ et } Z_0 = \frac{H_0}{2}$$

L'effort de traction sur le pieu au niveau H_0 est $F = \frac{P_G}{2}$

P_G étant la force maximum de soulèvement sur un pieu infini.

3º/ Cas d'un pieu fiché au-dessous de la couche surconsolidée chargé en tête de la charge P et auquel on impose la condition de non soulèvement.

Cherchons les conditions à satisfaire dans certains cas limites :

a/ - Pour que l'effort de traction soit nul dans l'ancrage du pieu, il faut que la force de soulèvement équilibre tout juste la charge P de telle sorte que :

$$P = P_G \Rightarrow \pi \phi D H_0 W_1 = \pi \phi D H_1 W$$

Le soulèvement du pieu est alors nul (à W près).

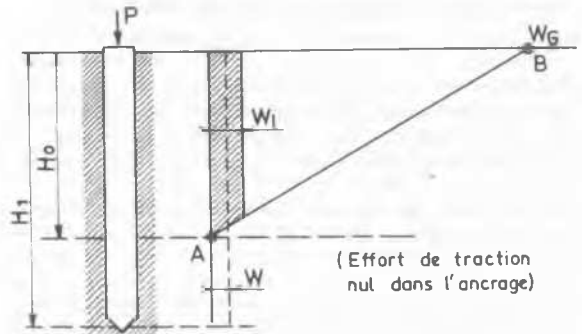


Fig. 7 - PIEU CHARGE, FICHE AU DESSOUS DE LA COUCHE SURCONSOLIDÉE -

b/ - En admettant maintenant que $P < P_G$, recherchons la condition à imposer à l'ancrage pour que le soulèvement du pieu soit nul (au déplacement critique près), en acceptant un effort de traction dans l'ancrage. Dans ces conditions on s'impose pour le soulèvement du pieu :

$$W_p = \text{négligeable} = W_L + W$$

Le gonflement avant eu lieu et les distorsions limites étant atteintes sur la hauteur H_0 , la charge P sera totalement absorbée sur une hauteur réduite Z_1 telle que :

$$\pi \phi D W_L Z_1 = P \text{ avec } \pi \phi D W_1 = \frac{P_G}{H_0}$$

$$\text{soit } Z_1 = \frac{P H_0}{P_G}$$

à la cote Z_1 , l'effort dans le fût est nul.

PIEUX DANS SOLS EXPANSIFS

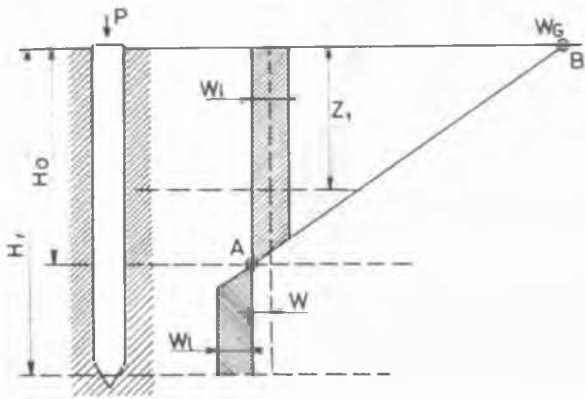


Fig. 8 - PIEU CHARGE, FICHE AU DESSOUS DE LA COUCHE SURCONSOLIDÉE - Soulèvement du pieu nul.

La force de traction est alors maximum au niveau $Z_0 = H_0$ et est égale à :

$$F = \pi \phi D W_1 (Z_0 - Z_1) = \pi \phi D W_1 (H_0 - Z_1) = \pi \phi D W_1 (H_1 - H_0)$$

La condition à satisfaire est alors :

$$H_0 - Z_1 = H_1 - H_0$$

soit :

$$\frac{H_1}{H_0} = \frac{2 P_G - P}{P_G}$$

et on a évidemment $F = P_G - P$

La répartition des efforts dans le fût est celle figurant ci-contre (figure N° 9)

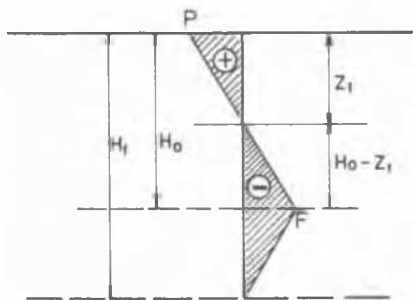


Fig. 9 - PIEU CHARGE, FICHE AU DESSOUS DE LA COUCHE SURCONSOLIDÉE -

Répartition des efforts dans le fût pour un soulèvement nul.

c/ - envisageons maintenant le cas général du pieu chargé tel que :

$$\left(\begin{array}{l} H_1 > H_0 \\ P < P_G \\ \frac{H_1}{H_0} < \frac{2 P_G - P}{P_G} \end{array} \right. \text{ (Fiche inférieure à la) fiche limite de non (soulèvement).}$$

C'est à dire le cas du pieu pour lequel $P < P_G$ et pour lequel on accepte un certain soulèvement.

La côte Z_1 d'effort nul dans le fût au-dessus de laquelle la charge P est absorbée est toujours :

$$Z_1 = \frac{P H_0}{P_G}$$

La côte Z_0 ayant toujours les mêmes définitions (côte d'égalité entre soulèvement du pieu et gonflement du terrain, côte d'effort maximum) on a comme soulèvement du pieu suivant la figure N° 10.

$$W_p = W_G \left(\frac{H_0 - Z_0}{H_0} \right)$$

La côte Z_0 est encore donnée par l'égalité :

$$\pi \phi D W_L (Z_0 - Z_1) = \pi \phi D W_L (H_1 - Z_0)$$

soit avec :

$$\pi \phi D W_L = \frac{P_G}{H_0} \\ Z_0 = \frac{P_G H_1 + P H_0}{2 P_G}$$

l'effort F est donné par :

$$F = \frac{P_G H_1 - P H_0}{2 H_0}$$

et enfin :

$$W_p = W_G \left[\frac{2 H_0 P_G - H_1 P_G - P H_0}{2 H_0 P_G} \right]$$

Rappelons que les résultats n'ont de sens que si les conditions :

$$\frac{H_1}{H_0} > 1 \left(\begin{array}{l} \frac{H_1}{H_0} < \frac{2 P_G - P}{P_G} \\ \text{ou } P < P_G \left(\frac{2 H_0 - H_1}{H_0} \right) \end{array} \right)$$

sont satisfaites.

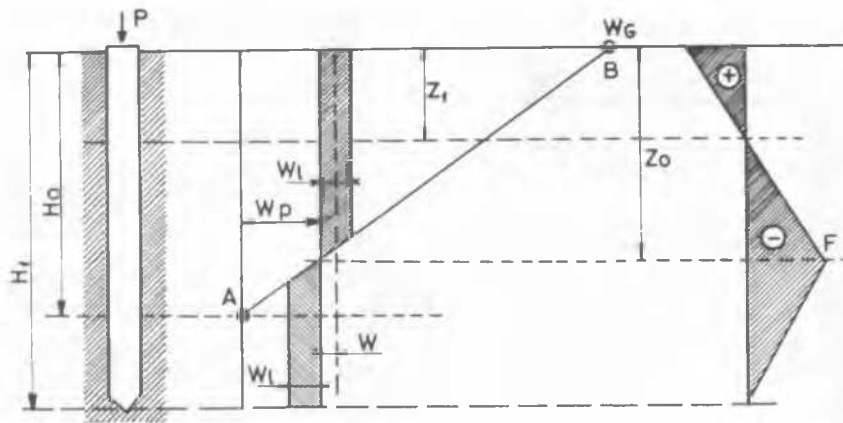


Fig. 10 - PIEU CHARGE, FICHE AU DESSOUS DE LA COUCHE SURCONSOLIDÉE -

Fiche inférieure à la fiche limite de soulèvement.

On notera que si P est compris entre P_G et $P_G \left(\frac{2H_0 - H_1}{H_0} \right)$ il n'y a pas de soulèvement

du pieu mais il y a mobilisation partielle de la résistance à l'arrachement de l'ancrage, l'effort maximum qui s'exerce alors au niveau H_0 est égal à $F = P_G - P$.

Remarques pour les applications.

1/- Il est important de noter que pour le calcul de la portance on s'appuie sur la cohésion minimum du terrain qui subsiste après libération du potentiel de gonflement, cependant pour l'estimation des forces de traction entraînées par le gonflement et pour le choix de la fiche du pieu permettant d'éviter le soulèvement, il sera

nécessaire de considérer la cohésion maximale du sol puisque l'on sait que les efforts de soulèvement se développent au prix de faibles déplacements. Il est bien évident que dans les cas où l'on accepte de faire travailler le pieu à la traction et où l'on accepte donc de mobiliser la résistance à l'arrachement de l'ancrage, le pieu devra être armé.

2/- L'application de ces résultats est intéressante pour le cas fréquent des fondations de supports de canaux d'irrigation traversant des terrains très argileux soumis à des fluctuations saisonnières et pouvant donner lieu à des efforts de soulèvement alternés ; on pourra alors définir les profondeurs d'ancrage des pieux et leurs armatures pour que ces mouvements soient évités.