

# EFFET DE GROUPE SUR LA PORTANCE DE PIEUX BATTUS DANS LE SABLE ESSAIS SUR MODELES RÉDUITS

Bouafia A., Maître de Conférences à l'université Saâd Dahleb de Blida  
 Ait-Saadi B., Ingénieur en Génie Civil  
 Merabti S., Ingénieur en Génie Civil  
 Aggoun M., Technicien supérieur à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida

## RÉSUMÉ

Le comportement d'un pieu au sein d'un groupe diffère notablement de celui du même pieu pris isolément. Le présent article présente les résultats d'une campagne d'essais sur modèles réduits en gravité naturelle de pieux métalliques battus en groupe dans un massif de sable homogène. Outre la présentation des techniques expérimentales utilisées, il a été montré que l'effet du groupe se traduit défavorablement par réduction de la portance et amplification des tassements dans le sable dense.

## Mots-Clés

Pieu - Battage - Sable - Portance - Tassement - Effet du groupe - Modèle réduits.

### 1. Introduction

Le développement économique mondial a souvent nécessité la construction des ouvrages audacieux sur des sols médiocres, ce qui avait pour conséquence un essor considérable de la technologie des fondations profondes. En général, les ouvrages lourds fondés dans des sites de résistance médiocre ou ayant une portance meilleure en profondeur nécessitent la conception d'un système de fondations sur pieux.

Le comportement d'un pieu isolé chargé verticalement est un problème d'interaction sol/fondation assez complexe, vu le caractère tridimensionnel de la réponse du sol et la multitude des paramètres géotechniques et géométriques mis en jeu. Le calcul et conception des pieux se basent en général sur des approches empiriques ou semi-empiriques à la base des essais in-situ (Bouafia, 2003). On assiste ces dernières années à un développement important des recherches expérimentales et numériques sur le comportement des fondations profondes.

La complexité d'étude s'accroît en analysant la réponse d'un pieu au sein du groupe, avec manifestation des paramètres supplémentaires tels que le nombre de pieux, la disposition des files de pieux et l'espacement inter-pieux.

On se propose dans ce qui suit de présenter les résultats d'une campagne d'essais sur modèles réduits de pieux tubulaires battus en groupe dans un massif de sable dense et sec. Les essais de chargement statique ont été menés sur des couples et triplets de pieux avec des espacements inter-pieux variant de 1 à 7 diamètres.

### 2. COMPORTEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX DANS LE SABLE

La charge verticale limite ou capacité portante globale  $Q_g^*$  d'un groupe de  $N$  pieux est différente de  $N$  fois la charge limite  $Q_i^*$  d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité  $C_g$  d'un pieu, en termes de capacité portante, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_g^*}{N \cdot Q_i^*} \quad (1)$$

L'expérience montre que le procédé d'installation du pieu par refoulement dans le sol (battage, fonçage, vissage...) cause la densification d'un massif sableux lâche à moyennement dense sur une zone d'environ 3 diamètres autour du pieu, ce qui améliore la

capacité portante du pieu et se traduit par des valeurs du coefficient  $C_g$  supérieures à 1 (Murthy, 1996).

Les premières expériences sur modèles réduits de pieux battus dans le sable sont dues à Kishida et Meyerhof (1965) qui ont montré que  $C_g$  augmentait de 1 à 2 pour  $d/B$  égal à 7 et 2 respectivement. En deçà d'un espacement de 2 diamètres,  $C_g$  diminuait avec  $d/B$ .

Vesic (1967) a montré une faible variation de la résistance en pointe et une augmentation considérable du frottement latéral avec l'espacement inter-pieux, pour des groupes de 4 et 9 pieux battus dans un sable moyennement dense. Le coefficient  $C_g$  était supérieur à 1 quel que soit l'espacement  $d$  entre pieux. En outre, il atteignait une valeur maximale de 1.35 à un espacement de  $4B$ ,  $B$  étant le diamètre, et diminuait pour un espacement plus grand.

Cintra (1987) a montré, à partir des essais sur modèles réduits de groupes de pieux foncés dans un sable moyennement dense, que  $C_g$  est pratiquement égal à 1 pour les groupes de pieux disposés en files, et supérieur à 1 dans les autres cas. Ce coefficient atteint une valeur maximale fonction du nombre de pieux, pour  $d/B$  égal à 2.5. D'autres chercheurs ont montré que l'espacement correspondant au maximum de  $C_g$  varie de 2.5 à 3.0 (Hanna, 1963; Beredugo, 1966; Tejchman, 1973).

Selon Frank (1999), l'effet du groupe se manifeste surtout dans le cas de pieux flottants, et est négligeable pour les pieux travaillant en pointe. En cas de pieux courts installés par refoulement dans les sols sableux lâches, il est recommandé de considérer une diminution linéaire de  $C_g$  de 1.5 à 1 pour  $d/B$  variant respectivement de 2 à 4. Pour un important groupe de pieux longs,  $C_g$  est à diminuer de 2 à 1 pour  $d/B$  variant respectivement de 2 à 6.

Dans un massif sableux dense, le refoulement mène à une dilatance du sol avoisinant et donc à une diminution de la capacité portante. Le coefficient  $C_g$  est alors inférieur à 1 et il est recommandé de le faire augmenter linéairement de 0.7 à 1 pour  $d/B$  variant respectivement de 4.5 à 8 (Frank, 1999). Ainsi, l'espacement seuil au delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 4 à 6 diamètres dans les sables lâches, et de 8 diamètres dans les sables denses.

Sur le plan réglementaire, le règlement français CCTG fascicule 62 stipule que pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et les pieux refoulant un sol frottant dense à très dense,  $C_g$  doit être le minimum de ceux donnés par les méthodes de la pile fictive de Terzaghi-Peck et celle de Converse-Labarre. En cas d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant lâche,  $C_g$  est à prendre, pour des raisons de sécurité, égal à 1 (M.E.L.T, 1993).

La formule de Converse-Labarre, applicable pour des pieux identiques, verticaux et régulièrement espacés, donne le coefficient  $C_g$  en fonction des paramètres géométriques du groupe, comme suit:

$$C_g = 1 - 2 \frac{\arctg(B/d)}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (1)$$

où  $d$ ,  $m$  et  $n$  sont respectivement la distance entraxes des pieux, le nombre de rangées et le nombre de pieux par rangée. Cette formule montre que l'effet du groupe disparaît pour un pieu isolé ( $m \cdot n = 1$ ) ou pour un espacement infini entre les pieux ( $d/B = \infty$ ). En outre, dans un groupe carré de pieux ( $n=m$ ), en augmentant l'espacement  $d$  de 3 à 7 diamètres,  $C_g$  augmente en moyenne de 0.71 à 0.85, soit de 20% seulement, en dépit d'une augmentation considérable dans le coût des fondations.

Selon le code britannique BS-8004, dans les sols grenus, l'espacement seuil au delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 3 diamètres pour les pieux flottants et de 1 diamètre pour les pieux travaillant en pointe (Thomlinson, 2001).

### 3. MODÉLISATION PHYSIQUE EN GÉOTECHNIQUE

L'expérimentation en vraie grandeur en mécanique des sols est limitée par les coûts, les délais et la quasi-impossibilité d'effectuer des études paramétriques.

L'approche des essais sur modèles réduits est une alternative traditionnelle pour l'étude du comportement des ouvrages géotechniques, et un complément intéressant des méthodes classiques de recherche. Certaines conditions dites de similitude doivent cependant être respectées. Ce sont des relations entre les différentes échelles déduites de la conservation des équations régissant le phénomène en prototype et en modèle, et s'obtiennent en général en écrivant les équations indéfinies de la dynamique, la loi de comportement du matériau et les conditions aux limites.

L'état des contraintes d'un point matériel dans un milieu continu est décrit par les équations générales de la dynamique selon l'axe  $i$ :

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g = \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad j=1,3 \quad (3)$$

étant la masse volumique et  $u$  est le déplacement. On définit l'échelle  $q^*$  d'une grandeur physique  $q$  par le rapport de cette grandeur en modèle sur celle en prototype. En écrivant les équations (3) en modèle et en prototype, on aboutit à:

$$\sigma^* = \rho^* \cdot g^* \cdot L^* \quad (4)$$

$$u^* = g^* \cdot (t^*)^2 \quad (5)$$

$L^*$  étant l'échelle des dimensions. Ce sont deux conditions absolues à vérifier du fait qu'on n'a émis aucune hypothèse sur la loi de comportement du matériau ou la nature de chargement.

Dans les sols, il est de plus indispensable que les contraintes en modèle et en prototype soient identiques ( $\sigma^* = 1$ ), du fait de la forte influence du niveau des contraintes sur le comportement du sol. Si en outre, on utilise le même matériau ( $\rho^* = 1$ ) afin de conserver ses caractéristiques naturelles, on aura:

$$g^* = 1/L^* \quad (6)$$

Ainsi, pour qu'un modèle réduit soit dans le même état des contraintes et de déformations que le prototype, il suffit d'augmenter sa force de masse en une échelle inverse à celle des dimensions. Diverses techniques ont été utilisées, notamment celle

du gradient hydraulique (Zelikson, 1963), les essais en chute libre (Davidenkov, 1969), les essais en canal hydraulique (Barends, 1987), les essais en chambre de calibration, et enfin la technique de centrifugation du modèle (Phillips, 1869). La dernière approche expérimentale est la plus utilisée actuellement et connaît un essor mondial considérable (Garnier, 1990).

L'essai sur modèle réduit en gravité naturelle ( $g^* = 1$ ) ne permet pas de conserver les contraintes et déformations en passant du modèle au prototype ( $\sigma^* = L^*$ ), et il doit par conséquent être limité à la mise en évidence d'un phénomène demandant des moyens expérimentaux importants pour l'étudier en vraie grandeur, ou à l'analyse qualitative d'un phénomène en dégageant les paramètres clefs.

## 4. ESSAIS SUR MODÈLES RÉDUITS

### 4.1. Sol d'essai

Le sol utilisé est un matériau sableux sec caractérisé par une granulométrie assez étalée, un diamètre efficace  $D_{10}$  de 0.2 mm, et un symbole SM selon le système de classification LCPC (sable propre mal gradué). L'équivalent de sable est de 66%. L'essai de cisaillement à la boîte des échantillons très denses (Indice de densité  $I_d = 100\%$ ) a donné un angle de frottement interne  $\phi$  de 48.6°, et un produit  $e \cdot \tan \phi = 0.55$ , ce qui rentre dans la marge courante 0.4-0.6 donnée par Caquot-Kérisel pour les sables siliceux.

Le comportement d'un sable dépend sensiblement de son état de densité et il est nécessaire de maîtriser la densité lors de la réalisation des massifs homogènes dans les recherches expérimentales. La technique de pluviation du sable dans l'air, souvent utilisée, nécessite un étalonnage préalable de la densité sèche en fonction de la hauteur de chute libre. La figure 1 donnant la courbe d'étalonnage pour un tamis de maille de 3.5 mm, montre que les poids volumiques secs minimum et maximum sont respectivement de 15.9 et 17.0 kN/m<sup>3</sup>.

### 4.2. Pieux d'essai

Il s'agit d'une série de 2 tubes en cuivre épais de 1 mm. Les modèles de pieux, notés P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>, ont des diamètres extérieurs de 14 mm et 18 mm respectivement. Un essai de flexion a été mené afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau des pieux. Les tubes ont été chargés en console encastrée et chargée à l'autre extrémité par des masses, avec contrôle des déplacements en deux points. L'interprétation de la courbe de chargement en petites déplacements a permis d'obtenir un module d'Young de 96 GPa. La figure 2 illustre l'essai de chargement au moment de la rupture du console sous une charge concentrée de 770 N.

### 4.3. Dispositif de battage et de chargement

Le dispositif illustré à la figure 3, a été réalisé afin de garantir la verticalité d'installation des pieux modèles et la répétitivité des procédures de battage et de chargement. Il est constitué de deux plaques en acier superposées et liées rigidement par des tubes de 40 cm de longueur, placés aux coins et permettant à une plaque de coulisser par rapport à l'autre. Un axe vertical long de 60 cm et placé au milieu de la plaque, sert de guide de verticalité au mouton du battage. La figure 4 illustre une vue en plan des plaques.

### 4.4. Acquisition des mesures

Une centrale de mesures multivoies à microprocesseur type 705 a été utilisée pour l'acquisition automatique des données expérimentales. Elle est facilement adaptable pour conditionner, centraliser, traiter et afficher les mesures et est dotée de 4 voies

indépendantes. Deux capteurs de déplacement du type LVDT ont été placés en contact avec les modèles de pieux pour la mesure des enfoncements dus au battage ou à l'essai de chargement statique.

#### 4.5. Programme expérimental

Le programme expérimental comporte une série d'essais de chargement statique sur les pieux modèles P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> battus respectivement à des fiches moyennes de 150 mm et 173 mm, soit avec des élancements de 10.74 et 9.60. Les configurations géométriques étudiées sont le pieu isolé, le couple et le triplet en triangle, avec un espacement d entre pieux variable de 1, 3, 5 et 7 diamètres, ce qui fait un total de 18 essais.

Le massif de sable est réalisé, avant chaque opération de battage, dans un box carré de 40 cm de côté et haut de 50 cm, par pluviométrie à une hauteur de 50 cm à partir d'un tamis de 3.5 mm, correspondant d'après la figure 1 à un poids volumique de 16.40 kN/m<sup>3</sup> et donc à un indice de densité de 52%. Le massif de sable ainsi construit est dense.

L'opération du battage s'effectue à l'aide des moutons de 0.24 kg de masse pour les pieux isolés et couplés, et de 0.34 kg pour les pieux en triplet. L'acquisition automatique à partir des capteurs LVDT donne l'enfoncement par coup. La figure 5 donne un exemple de courbe de battage pour les couples de pieux P<sub>1</sub>, où on constate que pour un enfoncement donné, le nombre de coups nécessaire augmente avec l'espacement inter-pieux, exception faite pour l'espacement d/B=7, ce qui traduit un effet préalable du groupe lors du battage collectif.

Le chargement statique se fait progressivement par des masses de poids connus, jusqu'à la mobilisation complète de la capacité portante (voir figure 6). Les déplacements atteints en tête sont de l'ordre de B à 1.7B, dépassant ainsi largement la valeur conventionnelle de 10% de B à la rupture, comme le stipulent certaines méthodes de calcul.

#### 5. ANALYSE DES RÉSULTATS

Les courbes de chargement donnant l'effort appliqué Q en fonction du tassement en tête v<sub>0</sub> ont une allure typiquement hyperbolique décrite par la fonction suivante :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0}{Q_l}} \quad (7)$$

α et Q<sub>l</sub> sont respectivement la pente initiale de la courbe Q-v<sub>0</sub> et la charge verticale limite (ou capacité portante). Ils peuvent être géométriquement définis à partir du diagramme de la figure 7 ou par ajustement par moindres carrés de la courbe Q-v<sub>0</sub>.

Le coefficient d'efficacité C<sub>g</sub> a été calculé selon l'équation 1 pour les différentes configurations de groupes de pieux. On constate d'après les figures 8 et 9, que l'effet du groupe se traduit en général par une réduction de la capacité portante dans le massif sableux dense étudié. Le coefficient C<sub>g</sub> diminue avec l'espacement relatif d/B et peut atteindre des valeurs de 50% dans un couple et de 70% dans un triplet. En outre, un effet de taille se manifeste seulement dans le couple de pieux. L'ajustement des valeurs de C<sub>g</sub> montre que l'espacement seuil au delà duquel l'effet du groupe disparaît se situe entre 5 à 7 diamètres.

#### 6. CONCLUSIONS

Une série d'essais sur modèles réduits en gravité naturelle de couples et triplets de pieux métalliques battus en groupe dans un massif sableux dense a été menée. Après un aperçu bibliographique bref et une présentation des moyens expérimentaux, l'interprétation des courbes de chargement a montré une réduction notable de la capacité portante des pieux. Il a été constaté que le coefficient d'efficacité diminue avec l'espacement inter-pieux, et qu'au delà de 5 à 7 diamètres, l'effet du groupe ne se manifeste pas sur la capacité portante.

#### 7. BIBLIOGRAPHIE

Beredugo Y.O. (1966). An experimental study of the load distribution in pile groups in sand, Canadian geotechnical Journal, Vol. 3, N°3.

Bouafia A. (2003). Introduction au calcul des fondations, 1<sup>re</sup> édition SAB Alger, ISBN 9947-0-0090-0, 144 p.

Cintra J.C.A. (1987). Comportement de modèles instrumentés de groupes de pieux enfoncés dans le sable, Thèse de doctorat de l'école d'ingénieurs de Sao-Carlos, San-Paulo, Brésil, 117 p.

Frank R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes, éditions TI et presses de l'ENPC, 141 p.

Garnier J. (1990). La centrifugeuse du LCPC: un nouveau moyen d'essai en macrogravité, Comptes rendus du colloque international ASTELAB'90, Paris 11-015 Juin 1990, pp:417-422.

Hanna T.H. (1963). Model studies of foundations groups in sand, Geotechnique, Vol. 13, N°4, pp: 334-351.

Kishida H. & Meyerhof, G.G (1965). Capacité portante d'un groupe de pieux soumis à des charges excentrées dans le sable, Comptes rendus du 6<sup>e</sup> CIMSTF, Montréal.

M.E.L.T (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux CCTG, 182 p.

Murthy V.N.S (1996). Soil mechanics and foundation engineering, 4<sup>th</sup> edition, UBS publishers' distributors Ltd., New-Delhi, 935 p.

Tejchman (1973). Model investigations of pile groups in sand, ASCE journal of Soil mech. & found. Division, Vol. 99, Sm-2, pp:199-217.

Thomlinson M.J. (2001). Foundations design and construction, 7<sup>th</sup> edition, Prentice Hall, 569 p.

Vesic A.S. (1967). A study of bearing capacity of deep foundations, Final report, School of Civ. Eng., Georgia Inst. Tech., USA.

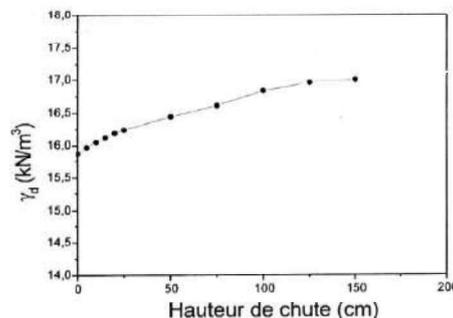


Figure 1 : Courbe d'étalonnage de densité du sable

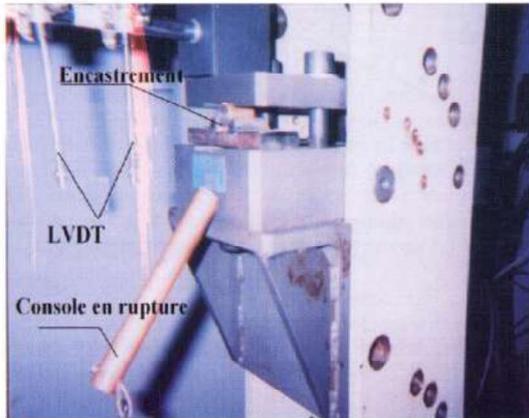


Figure 2 : Essai de chargement en console encastrée

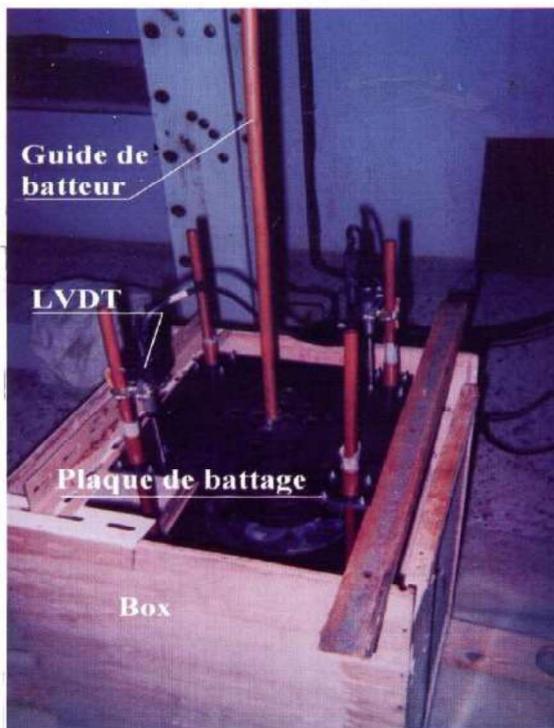


Figure 3 : Dispositif de battage et de chargement

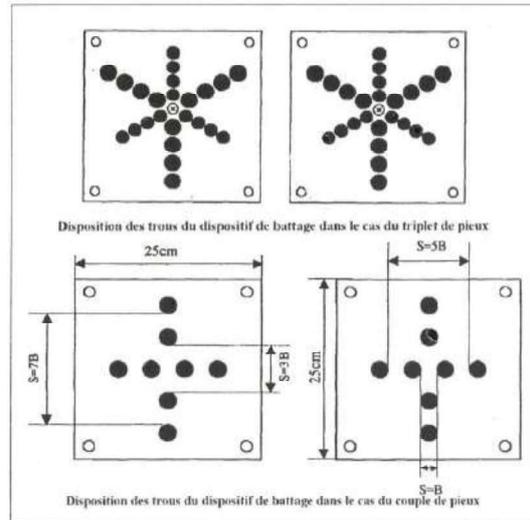


Figure 4 : Disposition en plan des plaques de battage et de chargement

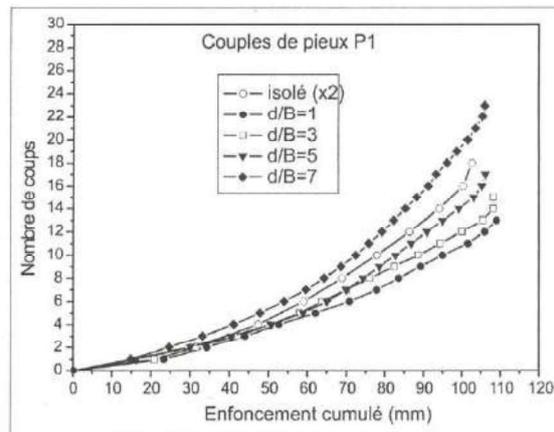


Figure 5 : Courbe de battage des couples de pieux P<sub>1</sub>

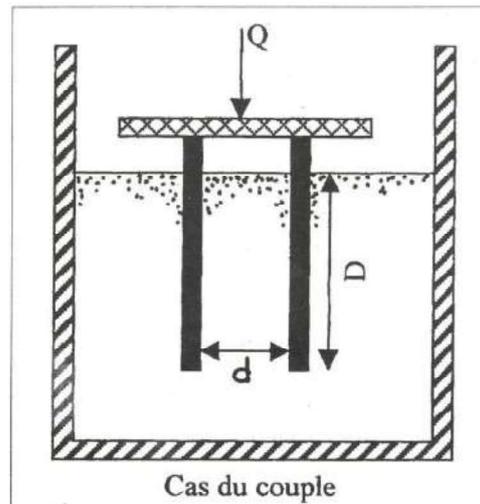


Figure 6 : Disposition schématique d'un couple de pieux

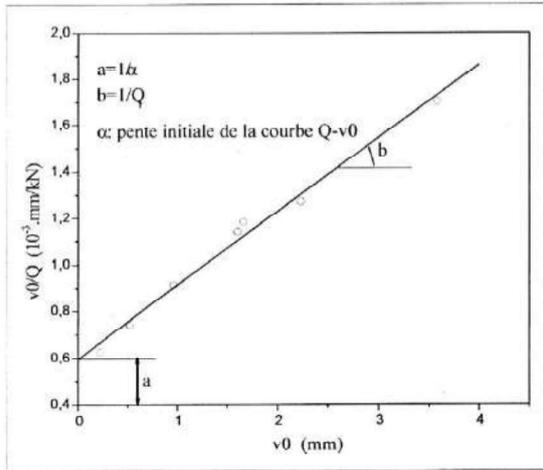


Figure 7 : Interprétation géométrique de  $Q-v_0$ .

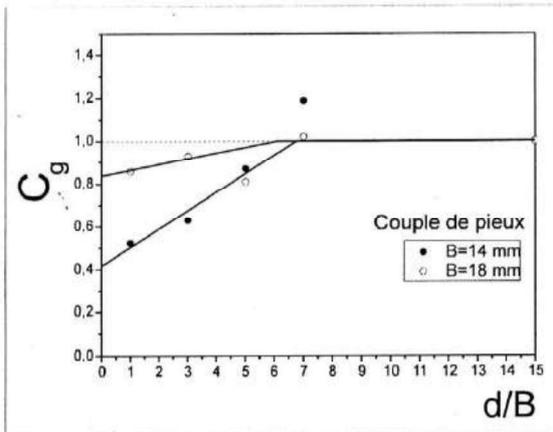


Figure 8 : Coefficient d'efficacité pour un couple de pieux battus

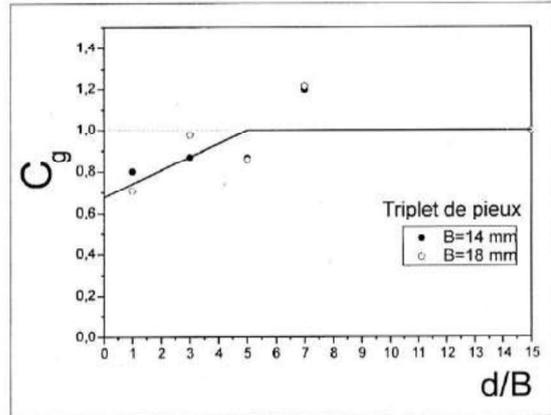


Figure 9 : Coefficient d'efficacité pour un triplet de pieux battus