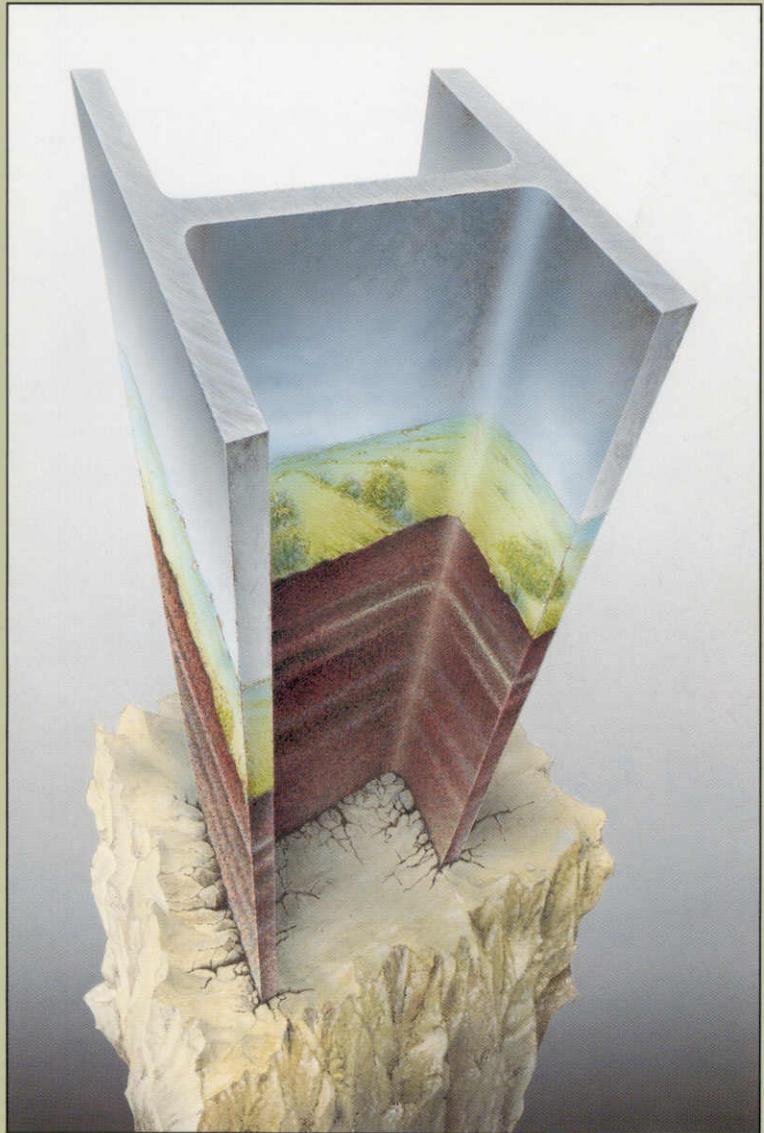


**PROFIL ARBED**



**Le nouveau  
'Fascicule 62 Titre V'**

**Document de synthèse**

- $Q_{1k}$  : la valeur caractéristique de l'action variable de base;
- $\psi_{0i} \cdot Q_{ik}$  : la valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement
- $\psi_{1i} \cdot Q_{ik}$  : la valeur fréquente d'une action variable,
- $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$  : la valeur quasi permanente d'une action variable,
- $Q_{ik}$  étant la valeur caractéristique de l'action variable  $Q_i$ .

### 2.1.3. Actions accidentelles $F_A$

Dans le cadre d'un ouvrage de génie civil, l'action accidentelle peut être un choc de véhicule ou un séisme par exemple. Les actions accidentelles ne sont à considérer que si les documents d'ordre public ou le marché le prévoient.

## 2.2. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes

### 2.2.1. Combinaisons fondamentales

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes:

$$S \left\{ 1,35 G_{max} + G_{min} + 1,125 \cdot (\gamma_{GW} G_W + [\gamma_{sn} G_{sn}] + \gamma_{sp} G_{sp} + \gamma_{Fw} F_w) + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \psi_{0i} Q_{ik} \right\} \quad [1]$$

avec:

- $\gamma_{GW}$  = 1,00 ou 1,05 lorsque la pression de l'eau a un caractère favorable ou défavorable;
- $\gamma_{sn}$  = 1,2 ou 1,0, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
- $\gamma_{sp}$  = 1,2 ou 0,6, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
- $\gamma_{Fw}$  = 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
- $\gamma_{Q1}$  = 1,50 dans le cas général,  
= 1,35 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier;
- $\psi_{0i}$  = 0,77 dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

### 2.2.2. Combinaisons accidentelles

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme:

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_W + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + F_A + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik} \right\} \quad [2]$$

Dans la plupart des cas, pour les ouvrages de génie civil, il n'y a pas lieu de considérer des actions variables simultanément avec l'action accidentelle, leurs effets étant généralement faibles par rapport à l'action accidentelle.

## 2.3. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service

### 2.3.1. Combinaisons rares

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes:

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_W + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ik} \right\} \quad [3]$$

### 2.3.2. Combinaisons quasi permanentes

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme:

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_W + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik} \right\} \quad [4]$$

## 3. Evaluation des charges limites et des charges de fluage d'un élément de fondation métallique

### 3.1. Définitions

#### 3.1.1. Domaine d'application

Les prescriptions décrites dans la suite s'appliquent aux fondations constituées d'un ou de plusieurs éléments, pouvant être individuellement assimilés à des éléments de fondation profonds. Un élément de fondation est de type profond, lorsque sa hauteur d'encastrement  $D_e$  est supérieure à cinq fois sa largeur.

La hauteur d'encastrement est un paramètre conventionnel de calcul tenant compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur. Elle est définie conventionnellement à partir de la hauteur  $D$  contenue dans le sol et du type d'essai utilisé. En règle générale  $D_e$  est inférieure à  $D$ .

$D_e$  est définie par les expressions suivantes:

- Définition à partir de l'essai pressiométrique

$$D_e = \frac{1}{\rho_{le}} \cdot \int_d^D \rho^* l(z) \cdot dz \quad [5]$$

- définition à partir de l'essai pénétrométrique

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_d^D q_c(z) \cdot dz \quad [6]$$

# Le nouveau 'Fascicule 62 Titre V'

## et ses applications en matière de justification des fondations profondes de génie civil en pieux H et palplanches métalliques sous chargement axial

### Document de synthèse

#### 1. Introduction

Dans ce document, une synthèse des règles techniques de calcul applicables à la justification des fondations profondes des ouvrages de génie civil en pieux H ainsi que des rideaux continus ou des caissons de palplanches métalliques est présentée. Les charges limites et charges de fluage des éléments de fondation métalliques isolés sont évaluées à partir des résultats d'essais pressiométriques Ménard ou d'essais au pénétromètre statique conformément aux prescriptions du Fascicule 62 - Titre V du C.C.T.G. 'Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil' (Numéro 93-3 T.O. du B.O.M.E.L.T.). Les méthodes de calcul présentées sont basées sur de nombreux résultats d'essais de mise en charge de pieux en vraie grandeur effectués par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris. Les règles de calcul décrites sont applicables à la justification des fondations profondes métalliques des ouvrages de génie civil chargées essentiellement en compression axiale et dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou dans des sables.

#### 2. Actions et sollicitations de calcul

La nature et l'intensité des actions à considérer pour la justification des fondations sont fixées par le marché, soit par référence à des normes, codes ou règlements en vigueur, soit directement lorsqu'elles sont propres à l'ouvrage.

On se contentera de donner dans la suite quelques considérations générales sans toutefois entrer dans le détail du calcul aux états-limites.

#### 2.1. Actions

Pour former les combinaisons et évaluer les sollicitations de calcul, les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles.

##### 2.1.1. Actions permanentes $G$

Ce sont des actions permanentes de toute nature, telles que le poids propre de la fondation ou de l'appui, la fraction du poids propre de l'ouvrage considéré ainsi que de ses équipements reprises par la fondation, les efforts dus au retrait ou au fluage, les efforts dus au poids et aux poussées du sol, etc.

En fonction du problème étudié, les actions permanentes sont séparées suivant leur nature et représentées par leurs valeurs caractéristiques  $G_k$ :

$G_{max}$ : les actions permanentes défavorables;

$G_{min}$ : les actions permanentes favorables;

$G_w$ : les actions des pressions statiques de l'eau dans la situation considérée;

$G_{sn}$ : les actions éventuelles de frottement négatif;

$G_{sp}$ : les actions éventuelles de poussées latérales;

$F_w$ : les actions hydrodynamiques dans la situation considérée.

##### 2.1.2. Actions variables $Q$

Il s'agit essentiellement des charges d'exploitation et des charges dues aux effets climatiques.

En fonction de l'état-limite considéré, les différentes valeurs représentatives des actions variables sont:

$d$  est généralement pris égal à zéro, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface, dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement;

$p_{le}^*$  désigne la pression limite nette équivalente du sol sous la base de la fondation, calculée d'après la formule [14];

$p_j^*(z)$  est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $p_j^*$  mesurés;

$q_{Ce}$  désigne la résistance de pointe lissée équivalente du sol sous la base de la fondation, calculée d'après la formule [19].

$q_C(z)$  est la résistance de pointe lissée donnée à la profondeur  $z$  par l'essai pénétrométrique.

### 3.1.2. Charges limites d'un élément de fondation

Les expressions des charges limites en compression  $Q_U$  et en traction  $Q_{tU}$  d'un élément de fondation profonde sont déterminées à partir de l'effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation  $Q_{pU}$  et l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût de celui-ci  $Q_{sU}$  par les relations suivantes:

$$Q_U = Q_{pU} + Q_{sU} \quad [7]$$

$$Q_{tU} = Q_{sU} \quad [8]$$

### 3.1.3. Charges de fluage d'un élément de fondation

Les charges de fluage en compression  $Q_C$  et en traction  $Q_{tC}$  pour les pieux H et les palplanches mis en œuvre avec refoulement du sol sont évaluées à partir de  $Q_{pU}$  et  $Q_{sU}$  par les relations suivantes:

$$Q_C = 0.7 \cdot Q_{pU} + 0.7 \cdot Q_{sU} = 0.7 \cdot Q_U \quad [9]$$

$$Q_{tC} = 0.7 \cdot Q_{sU} \quad [10]$$

## 3.2. Principe de calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral

Suivant les notations du Fascicule 62 - Titre V l'effort limite mobilisable dû au terme de pointe et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût d'un élément de fondation profonde métallique en forme de pieu H, de rideau de palplanches ou de caisson de palplanches métalliques sont calculés par les relations suivantes:

$$Q_{pU} = \rho_p \cdot A \cdot q_U \quad [11]$$

$$Q_{sU} = \rho_s \cdot P \cdot \int_0^h q_S(z) \cdot dz \quad [12]$$

Ces relations sont valables pour les pieux dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des *argiles* ou dans des *sables*. Dans ces relations:

$A$  représente la section à considérer en pointe:

- l'aire de la section enveloppe pour les pieux H,
- l'aire délimitée par les ailes des profilés pour les palplanches;

$P$  désigne le périmètre développé pour les palplanches et les pieux H;

$q_U$  est la contrainte de rupture relative au terme de pointe calculée suivant les formules [13] ou [18] ci-après, suivant le type d'essai utilisé;

$q_S(z)$  est le frottement latéral unitaire limite à la cote  $z$ , calculé suivant la figure 4 en association avec le tableau 4 ou la formule [20] ci-après, suivant le type d'essai utilisé;

$\rho_p$  et  $\rho_s$  sont des coefficients réducteurs définis par le tableau 1:

Type de sol	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Type de pieu				
Pieux H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50
Caisson ouvert	0.50	1.00	0.50	1.00

Tableau 1: Coefficients réducteurs  $\rho_p$  et  $\rho_s$

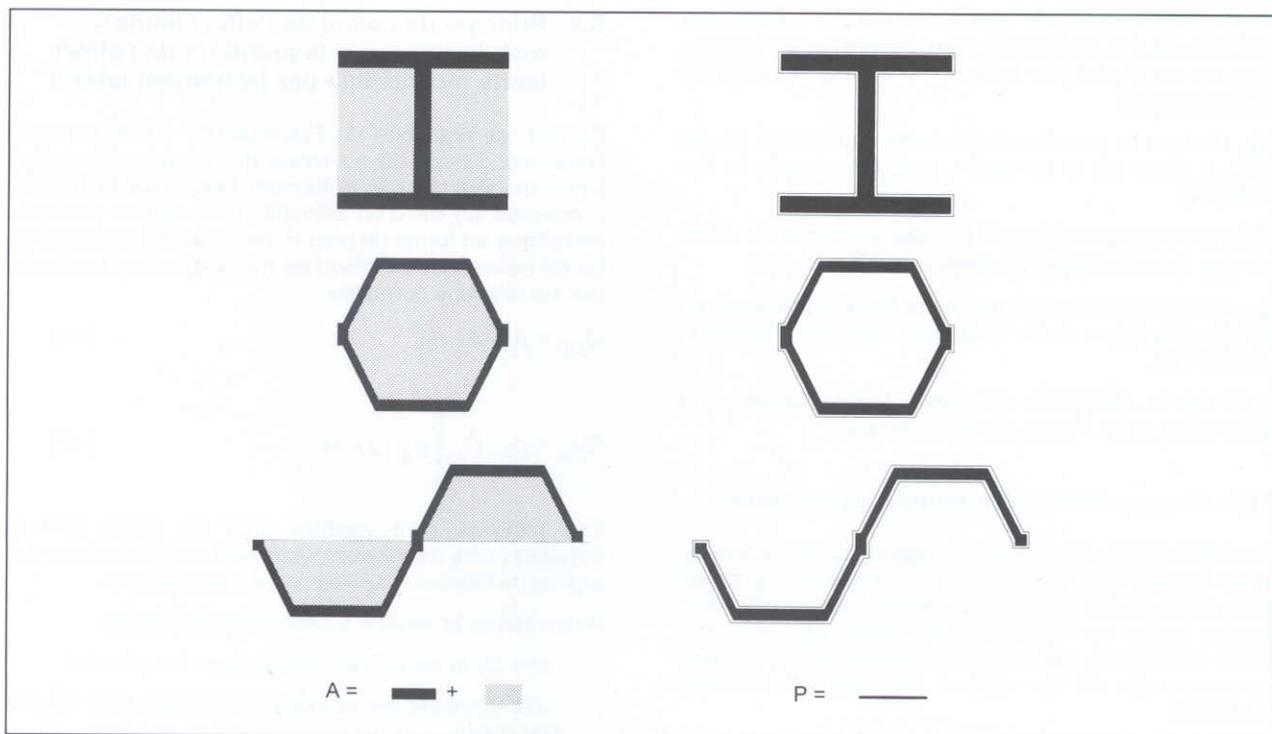


Figure 1: Dispositions géométriques concernant le choix de A et P

### 3.3. Calcul des contraintes $q_U$ et $q_S$ à partir des essais au pressiomètre Ménard

sols commode vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard.

#### 3.3.1. Catégories conventionnelles de sols

Le tableau 2 ci-après donne des fourchettes indicatives de la pression limite  $p_l$  pouvant faciliter le classement.

Le Fascicule 62 propose une classification des différents

Nature du sol	Classe	Consistance ou compacité	$p_l$ (MPa)
Argiles-Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2–2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables - Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0–2.0
	C	Compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	< 0.7
	B	Altérées	1.0–2.5
	C	Compactes	> 3.0
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	1.5–4.0
	B	Compactes	> 4.5
Roches <sup>(1)</sup>	A	Altérées	2.5–4.0
	B	Fragmentées	> 4.5

Tableau 2: Classification pressiométrique des sols

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

### 3.3.2. Contrainte de rupture sous la pointe $q_u$

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante:

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^* \quad [13]$$

$p_{le}^*$  désigne la 'pression limite nette équivalente'. Elle est calculée d'après la formule [14].

La valeur de  $k_p$ , dit facteur de portance, est fixée par le tableau 3 ci-après en fonction de la nature de la formation concernée pour un élément de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol.

**Tableau 3: Valeur du facteur de portance  $k_p$**

Nature des terrains <sup>(1)</sup>		$k_p$
Argiles - Limons	A	1.4
	B	1.5
	C	1.6
Sables - Graves	A	4.2
	B	3.7
	C	3.2
Craies	A	1.6
	B	2.2
	C	2.6
Marnes, Marno-calcaires		2.6
Roches altérées <sup>(2)</sup>		1.8 à 3.2

(1) La classification des différents sols vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard est détaillée au paragraphe précédent.

(2) La valeur de  $k_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas de roches saines, il convient d'apprécier si une justification basée sur la présente méthode de calcul, et à l'évidence pessimiste, est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

### 3.3.3. Pression limite équivalente $p_{le}^*$

La pression limite équivalente  $p_{le}^*$  est calculée par l'expression suivante en admettant qu'on soit en présence d'une formation portante homogène:

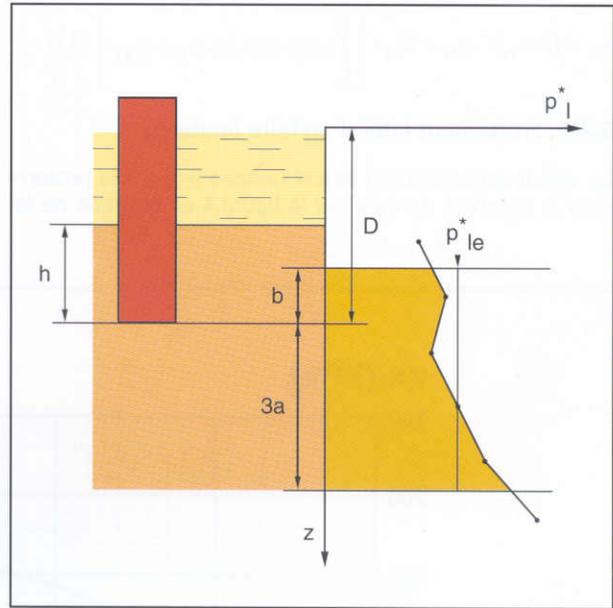
$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D+3a}^{D-b} p_{jl}^*(z) \cdot dz \quad [14]$$

avec  $b = \min \{a, h\}$

$a$  est pris égal à 0.50 m dans le cas d'un élément de fondation dont la largeur  $B$  est inférieure à 1.00 m

$h$  désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation portante.

$p_{jl}^*(z)$  est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $p_{jl}^*$  mesurés.



**Figure 2: Calcul de la pression limite nette équivalente**

Pour les calculs on utilise la pression limite nette  $p_{jl}^*$  définie par:

$$p_{jl}^* = p_l - p_o \quad [15]$$

où  $p_o$  représente la contrainte horizontale totale dans le sol au moment de l'essai pressiométrique.  $p_o$  peut être calculé par la relation:

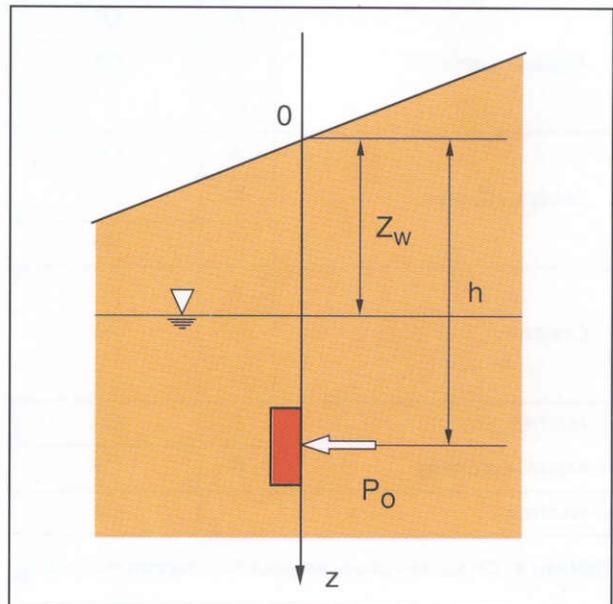
$$p_o = u + \sigma'_{vo} \cdot K_o \quad [16]$$

où:

$\sigma'_{vo}$  est la contrainte verticale effective (ou intergranulaire) dans le sol au niveau considéré.

$u$  est la pression interstitielle à ce même niveau,

$K_o$  est le coefficient de poussée des terres au repos de la formation concernée dont la valeur peut être prise égale à 0,5.



**Figure 3: Exemple de calcul de  $p_o$**

$$p_O = (h-z_W) \cdot \gamma_W + K_O \cdot \left( \int_0^h \gamma(z) \cdot dz - (h-z_W) \cdot \gamma_W \right) \quad [17]$$

### 3.3.4. Frottement latéral unitaire limite $q_s$

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur  $z$ ,  $q_s(z)$  est donnée par la figure 4 en fonction de la

valeur de la pression limite nette  $p_l^*(z)$  mesurée à cette même profondeur. Le tableau 4, associé à la figure 4 précise la courbe à utiliser en fonction de la nature des terrains concernés. Pour ces formations qui n'entrent pas directement dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

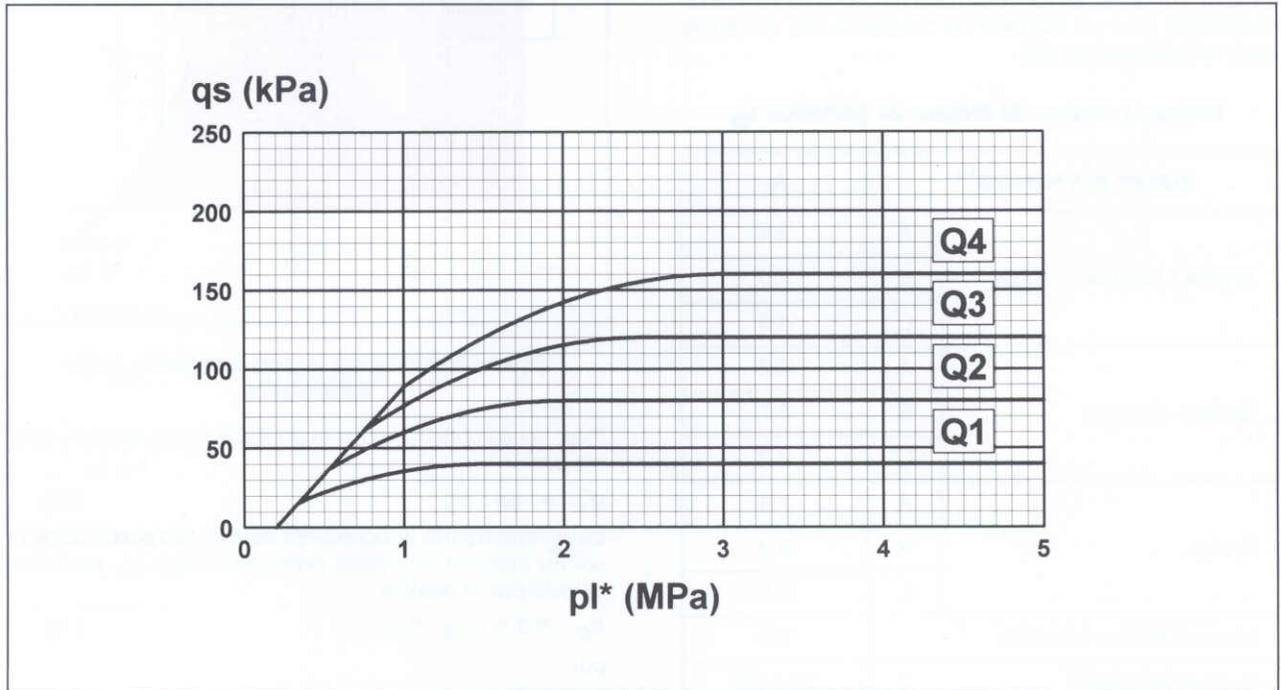


Figure 4: Courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu

Nature des terrains <sup>(1)</sup>		courbe
Argiles - Limons	A	Q1
	B	Q2
	C	
Sables - Graves	A	Q2
	B	
	C	Q3
Craies	A	(2)
	B	
	C	
Marnes	A	Q3
Marno-calcaires	B	Q4
Roches		Q4

Tableau 4: Choix des abaques pour la détermination de  $q_s$

(1) La classification des différents sols vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard est détaillée au paragraphe 3.3.1.

(2) Dans le cas des craies le frottement latéral peut être très faible. Il convient d'effectuer une étude spécifique pour chaque cas.

### 3.4. Calcul des contraintes $q_U$ à partir des essais de pénétration statique

#### 3.4.1. Catégories conventionnelles de sols

La Fascicule 62 propose une classification des différents sols commode vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pénétromètre statique.

Le tableau 5 ci-après donne des fourchettes indicatives de la résistance de pointe  $q_C$  pouvant faciliter le classement.

Nature du sol	Classe	Consistance ou compacité	$q_c$ (MPa)
Argiles-Limons	A	Argiles et limons mous	< 3.0
	B	Argiles et limons fermes	3.0–6.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 6.0
Sables - Graves	A	Lâches	< 5.0
	B	Moyennement compacts	8.0–15.0
	C	Compacts	> 20.0
Craies	A	Molles	< 5.0
	B	Altérées	> 5.0

Tableau 5: Classification pénétrométrique des sols

### 3.4.2. Contrainte de rupture sous la pointe $q_u$

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante:

$$q_u = k_c \cdot q_{ce} \quad [18]$$

$q_{ce}$  désigne la 'résistance de pointe lissée équivalente'. Elle est calculée d'après la formule [19].

La valeur de  $k_c$ , dit facteur de portance, est fixée par le tableau 6 ci-après en fonction de la nature de la formation concernée pour un élément de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol.

Nature des terrains <sup>(1)</sup>		$k_c$
Argiles - Limons	A	0.55
	B	
	C	
Sables - Graves	A	0.50
	B	
	C	
Craies	A	0.30
	B	0.45

Tableau 6: Valeur du facteur de portance  $k_c$

(1) La classification des différents sols vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pénétromètre statique est détaillée au paragraphe précédent.

### 3.4.3. Résistance de pointe équivalente $q_{ce}$

La résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$  est calculée par l'expression suivante en admettant qu'on soit en présence d'une formation portante homogène:

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D+3a}^{D-b} q_{cc}(z) \cdot dz \quad [19]$$

avec  $b = \min \{a, h\}$

$a$  est pris égal à 0.50 m dans le cas d'un élément de fondation dont la largeur  $B$  est inférieure à 1.00 m;

$h$  désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse;

$q_{cc}(z)$  est la résistance de pointe corrigée. Elle est obtenue:

- en calculant la valeur moyenne  $q_{cm}$  de la résistance de pointe sur la hauteur  $b+3a$  suivant la même formule que ci-dessus,
- en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme  $q_c(z)$  à la valeur  $1.3 q_{cm}$ .

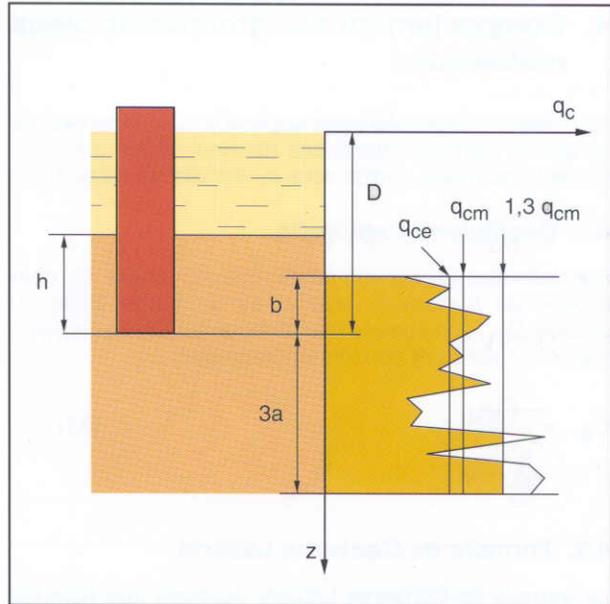


Figure 5: Calcul de la résistance de pointe équivalente

### 3.4.4. Frottement latéral unitaire limite $q_s$

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur  $z$ ,  $q_s(z)$ , est déterminée par l'expression suivante:

$$q_s(z) = \min \left( \frac{q_c(z)}{\beta}; q_s \max \right) \quad [20]$$

expression dans laquelle  $q_c(z)$  représente la résistance de pointe à la profondeur  $z$  et où  $\beta$  et  $q_s \text{ max}$  sont donnés par le tableau 7 en fonction de la nature des terrains concernés. Pour des formations qui n'entrent pas dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

Nature des terrains <sup>(1)</sup>		$\beta$	$q_s \text{ max}$ (kPa)
Argiles - Limons	A	-	15
	B	120	40
	C	150	80
Sables - Graves	A	300	-
	B	300	-
	C	300	120
Craies		(2)	(2)

Tableau 7: Choix du coefficient  $\beta$  et de  $q_s \text{ max}$

- (1) La classification des différents sols vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pénétromètre statique est détaillée au paragraphe 3.4.1.
- (2) Dans le cas des craies le frottement latéral peut être très faible. Il convient d'effectuer une étude spécifique pour chaque cas.

## 4. Comportement des groupes de pieux métalliques

Le présent paragraphe n'est applicable sans adaptations qu'aux fondations constituées de pieux isolés disposés suivant une maille carrée sous la semelle de répartition.

### 4.1. Coefficient d'efficacité

Par définition, on appelle coefficient d'efficacité  $C_e$  d'un groupe de  $n$  pieux le rapport de la charge limite du groupe  $Q_{Gu}$  à la somme des charges limites des  $n$  pieux supposés isolés et constituant le groupe.

$$C_e = \frac{Q_{Gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{u,i}} \quad [21]$$

### 4.2. Formule de Converse Labarre

La formule de Converse Labarre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux. Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe, excepté la longueur des pieux.

$$C_e = 1 - \frac{\text{Arc tan}(B/d)}{\pi/2} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad [22]$$

avec:

$B$  est la largeur des pieux.

$d$  est l'entraxe des pieux.

$m$  désigne le nombre des rangées.

$n$  désigne le nombre de pieux par rangée.

La figure 6 ci-après donne une représentation de cette formule pour quelques configurations de pieux:

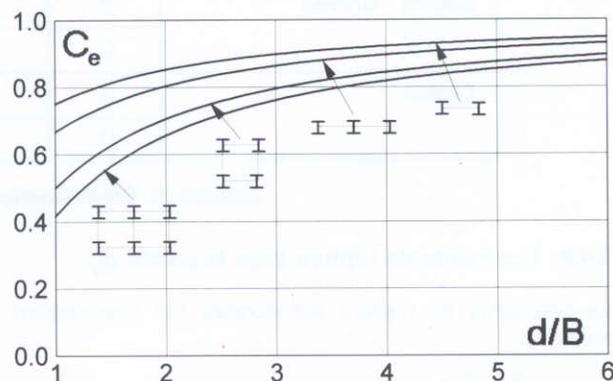


Figure 6: Formule de Converse Labarre

### 4.3. Méthode de Terzaghi

On considère l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrant comme un bloc monolithique, exception faite des pieux inclinés éventuels, puis on calcule la charge limite du bloc à partir du frottement latéral limite et de la contrainte de rupture à la base du bloc. En fonction de son encastrement relatif, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde. En ce qui concerne l'évaluation de la charge limite d'une fondation superficielle ou semi-profonde, on renvoie au texte intégral du Fascicule 62 - Titre V.

Le coefficient d'efficacité est obtenu par application directe de la formule [21].

### 4.4. Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant

Dans la situation fréquente où les pieux  $H$  traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu et on peut donc adopter:

$$C_e = 1 \quad [23]$$

S'il existe au-dessous de la couche résistante une couche mobile, on vérifie le risque de poinçonnement de cette couche.

Dans ce but, on considère le périmètre circonscrit à la base des pieux comme une semelle fictive transmettant les charges vers la surface de la couche molle sous-jacente.

La contrainte appliquée à la surface de la couche molle est obtenue en admettant que la charge est uniforme et diffusée à  $\text{Arc tan}(1/2)$  par rapport à la verticale.

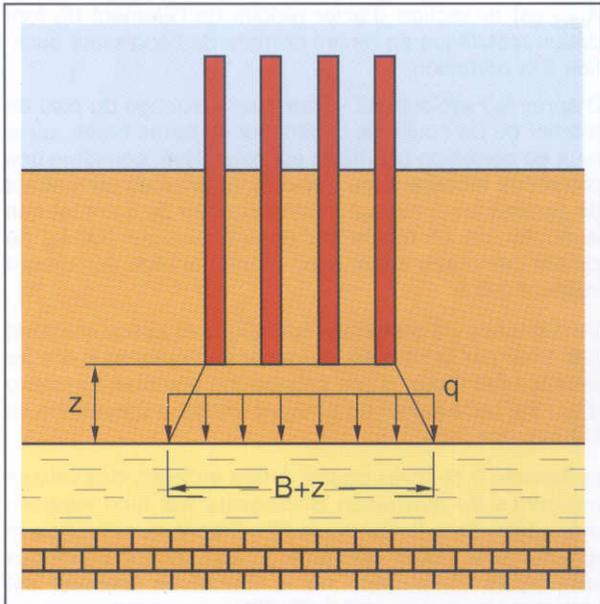


Figure 7

#### 4.5. Groupe de pieux fichés dans un sol homogène

Le comportement du groupe dépend de la nature du sol rencontré.

##### 4.5.1. Sols cohérents

On retient pour  $C_e$  la plus faible des estimations suivantes:

- méthode de Terzaghi suivant le paragraphe 4.3.
- valeur donnée par les formules suivantes:

$$C_e = 1 \quad \text{pour } d > 3 \cdot B \quad [24]$$

$$C_e = \frac{1}{4} \cdot \left( 1 + \frac{d}{B} \right) \quad \text{pour } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3 \quad [25]$$

##### 4.5.2. Sables lâches ou moyennement compacts

La méthode de mise en œuvre avec refoulement du sol conduit à une augmentation de la densité relative du matériau, ce qui améliore la capacité portante des pieux. On peut donc adopter:

$$C_e = 1 \quad [26]$$

Le plan de battage devra prévoir de commencer par les pieux périphériques afin de profiter au mieux de la densification du sol en place.

##### 4.5.3. Sables compacts

On retient pour  $C_e$  la plus faible des estimations suivantes:

- formule de Converse Labarre suivant le paragraphe 4.2.
- méthode de Terzaghi suivant le paragraphe 4.3.

## 5. Justifications

### 5.1. Etats-limites de mobilisation du sol

#### 5.1.1. Etats-limites de mobilisation locale du sol

Les justifications requises consistent à vérifier que la charge axiale de calcul  $F_d$  en tête des pieux reste comprise entre deux limites notées  $Q_{min}$  et  $Q_{max}$ .

En fonction de la combinaison d'actions considérée, les valeurs de  $Q_{min}$  et  $Q_{max}$  sont définies par:

Etats-limites ultimes	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tU}}{1.40}$	$\frac{Q_U}{1.40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tU}}{1.30}$	$\frac{Q_U}{1.20}$

Etats-limites de service	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tC}}{1.40}$	$\frac{Q_C}{1.10}$
Combinaisons quasi permanentes	0 <sup>(1)</sup>	$\frac{Q_C}{1.40}$

Tableau 8: Limites inférieures et supérieures de la charge axiale de calcul  $F_d$  d'un élément de fondation profonde

- (1) Les éléments de fondation visés par le Fascicule 62 ne sont normalement pas conçus pour travailler en traction de façon permanente.

#### 5.1.2. Etats-limites de mobilisation globale du sol

Effet de groupe : on vérifie pour chaque combinaison d'actions, que:

$$\sum_{i=1}^n F_{di} \leq C_e \cdot n \cdot Q_{max} \quad [27]$$

avec:

$F_{di}$  est la charge axiale du pieu  $i$ ,

$n$  est le nombre total des pieux,

$Q_{max}$  est la charge définie au tableau 8,

$C_e$  désigne le coefficient d'efficacité du groupe de pieux déterminé d'après le paragraphe 4.

### 5.2. Etats-limites concernant l'acier

#### 5.2.1. Etat-limite ultime de résistance

Les éléments de fondation métalliques sont justifiés suivant le Fascicule 61, Titre V, du C.P.C. relatif à la conception et au calcul des ouvrages d'art en tenant compte des précisions apportées ci-après.

Ces justifications portent uniquement sur les sollicitations de calcul correspondant aux états-limites ultimes.

La limite élastique  $\sigma_e$  de l'acier est substituée par une limite élastique de calcul  $\sigma_{ed}$  définie par  $\sigma_{ed} = \sigma_e / \gamma_a$ . Le coefficient  $\gamma_a$  est pris égal à 1.25 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1.00 (unité). La valeur relativement élevée du coefficient  $\gamma_a$  tient compte des dégradations et déviations parasites subies par le profilé lors du battage, ainsi que de la possibilité d'une corrosion plus intense que celle prévue.

Lorsque les éléments de fondation métalliques ne sont pas pourvus d'une protection reconnue efficace contre la corrosion, les calculs justificatifs sont conduits en neutralisant, sur l'ensemble du périmètre extérieur, une épaisseur sacrifiée à la corrosion.

Ceci revient à vérifier que:

$$\frac{F_d(\text{E.L.U.})}{A_{red}} \leq \sigma_{ed} \quad [28]$$

où:

$F_d$  désigne la charge axiale de calcul en tête des pieux calculée à l'état-limite ultime;

$A_{red}$  est la section d'acier réduite de l'élément de fondation métallique en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion.

D'après le Fascicule 62 - Titre V, un enrobage du pieu de mortier ou de coulis de ciment sur sa partie haute, où le taux de corrosion prévisible est plus élevé, constitue une protection efficace si les dispositions prévues permettent de garantir un enrobage minimal continu de 5 cm, et que le coulis mis en œuvre est dosé à plus de 500 kg de ciment par mètre cube, avec un rapport eau sur ciment inférieur à 0.5.

En l'absence de protection spécifique et lorsqu'elle n'est pas fixée par le marché, la valeur de l'épaisseur d'acier sacrifiée fait l'objet d'une proposition soumise au maître d'œuvre; cette valeur ne pouvant toutefois être inférieure à 2 mm par face.

Le tableau 9 ci-après donne, à titre indicatif, des valeurs moyennes de diminution d'épaisseur par face exposée proposées dans le Fascicule 62 - Titre V, que l'on pourra adopter pour l'acier non protégé en l'absence d'études spécifiques (l'évaluation de la corrosivité des sols est conforme à la norme NF A 05-251).

Pour les ponts, la durée de référence à considérer est de 100 ans.

	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols ou remblais peu corrosifs	0.25	0.60	0.70	0.80
Sols ou remblais moyennement corrosifs	1.00	1.60	2.00	2.50
Sols ou remblais fortement corrosifs	2.50	4.00	5.00	6.00

**Tableau 9: Diminution totale d'épaisseur suivant la durée d'exposition (en mm)**

Pour plus de précisions au sujet de la corrosion des éléments de fondation métalliques, on pourra se référer à un document de synthèse ProfilARBED sur la longévité des pieux et de la durée d'exposition.

### 5.2.2. Etat-limite ultime de stabilité de forme

La justification des éléments de fondation métalliques visés dans cette publication vis-à-vis du risque de flambement est en général une condition peu contraignante. Elle n'est à envisager que dans des cas très particuliers tels que les fondations sur pieux présentant une grande hauteur libre et traversant des hauteurs importantes de terrains inconsistants.

A titre d'exemple, la charge critique d'Euler  $F^*$  peut être estimée en tenant compte des lois d'interaction entre le pieu et le sol définies dans le Fascicule 62, Titre V, à partir des résultats des essais au pressiomètre Ménard pour les sollicitations de longue durée d'application, ou bien directement à partir des abaques de Souche.

## 6. Exemples d'application

### 6.1. Exemple 1: Evaluation de la charge limite d'un pieu H à partir d'un essai au pressiomètre Ménard

#### 6.1.1. Données géotechniques

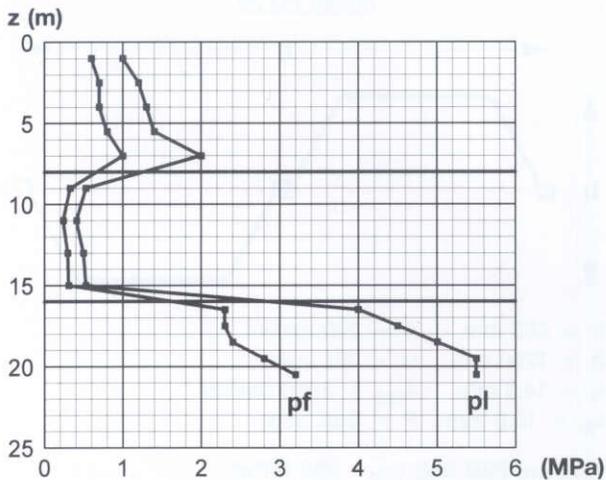
Description du sol:

$z = 0-8.0$  m: sable moyennement compact

$z = 8.0-16.0$  m: argile molle

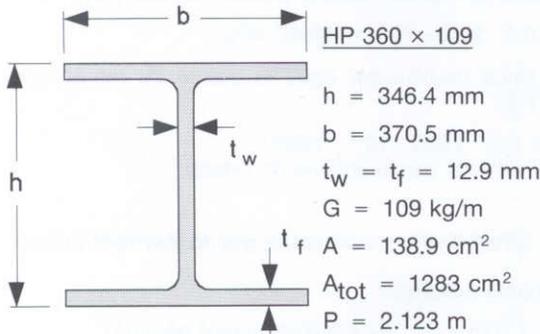
$z > 16.0$  m: marne tendre puis devenant compacte  
nappe à  $z = 4.0$  m

Profil de sondage pressiométrique:



z (m)	$p_f$ (MPa)	$p_l$ (MPa)	$p_o$ (MPa)	$p_l^*$ (MPa)	$E_M$ (MPa)
1.0	0.60	1.00	0.010	0.990	9.0
2.5	0.70	1.20	0.025	1.175	10.0
4.0	0.70	1.30	0.040	1.260	15.0
5.5	0.80	1.40	0.063	1.337	14.0
7.0	1.00	2.00	0.085	1.915	23.0
9.0	0.33	0.53	0.115	0.415	5.0
11.0	0.24	0.41	0.145	0.265	4.4
13.0	0.30	0.50	0.175	0.325	4.0
15.0	0.31	0.53	0.205	0.325	5.0
16.5	2.30	4.00	0.228	3.772	40.0
17.5	2.30	4.50	0.243	4.257	40.0
18.5	2.40	5.00	0.258	4.742	45.0
19.5	2.80	5.50	0.273	5.227	50.0
20.5	3.20	5.50	0.288	5.212	50.0

### 6.1.2. Caractéristiques du pieu



Nuance: **Fe 510 B** ( $\sigma_e = 355$  MPa)

### 6.1.3. Effort limite mobilisable sous la pointe du pieu admise au niveau z = 19.0 m

hauteur du pieu contenue dans le sous-sol marneux: h = 3.0 m

pression limite équivalente avec a = b = 0.5 m (formule [14]):

$$p_{le}^* = \frac{1}{0.5 + 3 \cdot 0.5} \cdot \int_{18.5}^{20.5} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$= 5.10 \text{ MPa}$$

facteur de portance:  $k_p = 2.6$  (tableau 3 - marnes)

section en pointe:  $A_{tot} = 1283$  cm<sup>2</sup> avec  $\rho_p = 0.5$

contrainte de rupture sous la pointe (formule [13]):

$$q_U = 2.6 \cdot 5.10 \cdot 10^3 = 13260 \text{ kPa}$$

effort limite mobilisable sous la pointe du pieu H (formule [11]):

$$Q_{pu} = 0.5 \cdot 1283 \cdot 10^{-4} \cdot 13260 = 850 \text{ kN}$$

### 6.1.4. Effort limite mobilisable par frottement latéral

frottements unitaires (figure 4 - tableau 4):

$$z = 0-1.0 \text{ m} \quad q_s = 0 \text{ (frottement négligé)}$$

$$z = 1.0-8.0 \text{ m} \quad p_l^* = 1.0-1.9 \text{ MPa}$$

$$q_{s \text{ moyen}} = 70 \text{ kPa (Q2)}$$

$$z = 8.0-16.0 \text{ m} \quad p_l^* = 0.26-0.42 \text{ MPa}$$

$$q_{s \text{ moyen}} = 15 \text{ kPa (Q1)}$$

$$z = 16.0-19.0 \text{ m} \quad p_l^* = 3.8-5.2 \text{ MPa}$$

$$q_{s \text{ moyen}} = 140 \text{ kPa (Q3 - Q4)}$$

périmètre développé: P = 2.123 m avec  $\rho_s = 1.0$

effort limite mobilisable par frottement latéral (formule [12]):

$$Q_{su} = 1 \cdot 2.123 \cdot \int_{10}^{19.0} q_s(z) \cdot dz$$

$$= 1 \cdot 2.123 \cdot (7 \cdot 70 + 8 \cdot 15 + 3 \cdot 140)$$

$$= 2190 \text{ kN}$$

### 6.1.5. Charge limite

charge limite en compression pour un pieu isolé (formule [7]):

$$Q_U = 850 + 2190 = 3040 \text{ kN}$$

### 6.1.6. Charge de fluage

Charge de fluage en compression pour un pieu H (formule [9]):

$$Q_C = 0.7 \cdot 3040 = 2130 \text{ kN}$$

### 6.1.7. Charges nominales

Charge nominale maximum pour un pieu H à l'état-limite sous combinaisons d'actions quasi permanentes (tableau 8):

$$Q_{max,ELS} = \frac{2130}{1.40} = 1520 \text{ kN/pieu}$$

Charge nominale maximum pour un pieu H à l'état-limite ultime sous combinaisons d'actions fondamentales (tableau 8):

$$Q_{max,ELU} = \frac{3040}{1.40} = 2170 \text{ kN/pieu}$$

### 6.1.8. Justification vis-à-vis de la résistance de l'acier

limite élastique de calcul  $\sigma_{ed} = \frac{355}{125} = 284 \text{ MPa}$

section d'acier réduite du pieu HP en tenant compte d'une épaisseur d'acier sacrifiée de 2 mm par face:  $A_{red} = 96.1 \text{ cm}^2$

d'où, en admettant  $F_d = Q_{max,ELU}$  (formule [28]):

$$\frac{2170 \cdot 10^{-3}}{96.1 \cdot 10^{-4}} = 226 \text{ MPa} < \sigma_{ed}$$

## 6.2. Exemple 2: Evaluation de la charge limite d'un rideau de palplanches à partir d'un essai au pénétromètre statique

### 6.2.1. Données géotechniques

Description du sol:

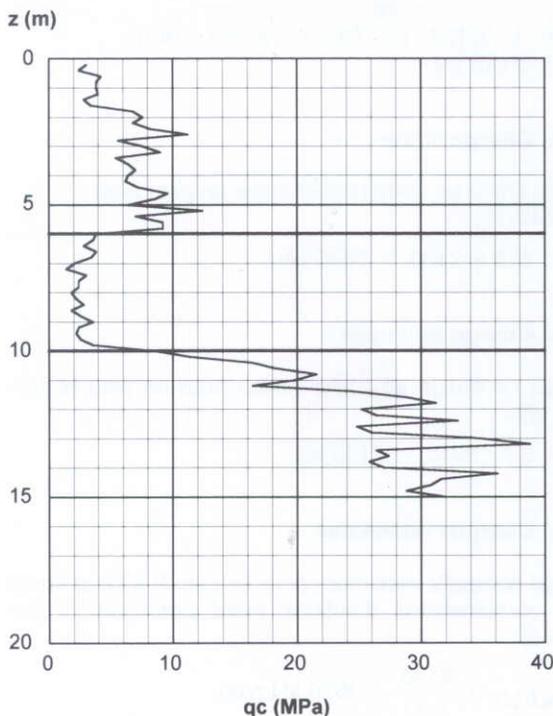
$z = 0-6.0 \text{ m}$ : remblai de sable lâche

$z = 6.0-10.0 \text{ m}$ : argile molle

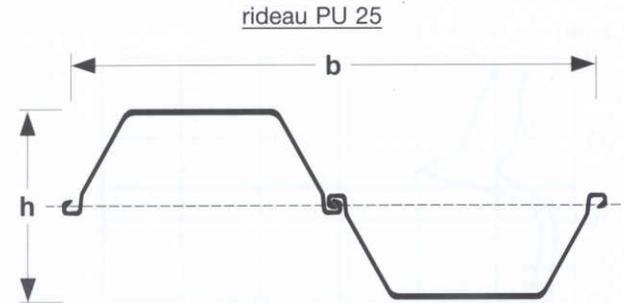
$z > 10.0 \text{ m}$ : sable compacte

nappe à  $z = 2.0 \text{ m}$

Profil de sondage pénétrométrique:



### 6.2.2. Caractéristiques du rideau



$h = 452 \text{ mm}$      $A = 200 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $b = 1200 \text{ mm}$      $G = 157 \text{ kg/m}^2$   
 $t_f = 14.2 \text{ mm}$      $A_{tot} = 2030 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $t_w = 10.0 \text{ mm}$      $P = 3.01 \text{ m/m}$

Nuance: **PAE 360** ( $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$ )

rideau avec ancrage en tête  
 excavation devant la paroi avec pompage de l'eau,  
 fond de fouille à  $z = 6.0 \text{ m}$ .

### 6.2.3. Effort limite mobilisable sous la pointe du rideau admise au niveau $z = 13.0 \text{ m}$

hauteur du rideau contenue dans la couche de sable compact:  $h = 3.0 \text{ m}$

résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$  avec  $a = b = 0.5 \text{ m}$  (formule [19]):

$$q_{cm} = \frac{1}{0.5 + 3 \cdot 0.5} \int_{12.5}^{14.5} q_c(z) \cdot dz$$

$$= 29.9 \text{ MPa}$$

$$1.3 \cdot q_{cm} = 38.9 \text{ MPa}$$

$$q_{ce} = q_{cm} = 29.9 \text{ MPa}$$

facteur de portance:  $k_C = 0.5$  (tableau 6 - sable)

section en pointe:  $A_{tot} = 2030 \text{ cm}^2$  par m linéaire de rideau avec  $\rho_p = 0.3$

contrainte de rupture sous la pointe (formule [18]):

$$q_U = 0.5 \cdot 29.9 \cdot 10^3 = 14950 \text{ kPa}$$

effort limite mobilisable sous la pointe du rideau (formule [11]):

$$Q_{pU} = 0.3 \cdot 2030 \cdot 10^{-4} \cdot 14950$$

$$= 910 \text{ kN par m linéaire de rideau}$$

### 6.2.4. Effort limite mobilisable par frottement latéral

frottements unitaires:

$z = 0 - 7.0 \text{ m}$      $q_s = 0$  (frottement négligé)

$z = 7.0 - 10.0 \text{ m}$      $q_{c \text{ moy.}} = 2.5 \text{ MPa}$   
 $q_{s \text{ moy.}} = q_{s \text{ max}} = 15 \text{ kPa}$

$z = 10.0 - 13.0 \text{ m}$      $q_{c \text{ moy.}} = 23.9 \text{ MPa}$

$$q_{s \text{ moy.}} = \min \left( \frac{23.9 \cdot 10^3}{300}; 120 \right)$$

$$= 80 \text{ kPa}$$

périmètre développé:  $P = 3.01$  m par m linéaire de rideau avec  $\rho_s = 0.5$

effort limite mobilisable par frottement latéral (formule [12]):

$$\begin{aligned} Q_{SU} &= 0.5 \cdot 3.01 \cdot \int_{7.0}^{13.0} q_s(z) \cdot dz \\ &= 0.5 \cdot 3.01 \cdot (3.0 \cdot 15 + 3.0 \cdot 80) \\ &= 430 \text{ kN par m linéaire de rideau} \end{aligned}$$

### 6.2.5. Charge limite

charge limite en compression du rideau de palplanches (formule [7]):

$$\begin{aligned} Q_U &= 910 + 430 \\ &= 1340 \text{ kN par m linéaire de rideau} \end{aligned}$$

### 6.2.6. Charge de fluage

charge de fluage en compression du rideau de palplanches (formule [9]):

$$\begin{aligned} Q_C &= 0.7 \cdot 1340 \\ &= 940 \text{ kN par m linéaire de rideau} \end{aligned}$$

### 6.2.7. Charges nominales

Charge nominale maximum du rideau de palplanches à l'état-limite de service sous combinaisons d'actions quasi permanentes (tableau 8):

$$\begin{aligned} Q_{max,ELS} &= \frac{940}{1.40} \\ &= 670 \text{ kN par m linéaire de rideau} \end{aligned}$$

Charge nominale maximum du rideau de palplanches à l'état-limite ultime sous combinaisons d'actions fondamentales (tableau 8):

$$\begin{aligned} Q_{max,ELU} &= \frac{1340}{1.40} \\ &= 960 \text{ kN par m linéaire de rideau} \end{aligned}$$

### 6.2.8. Justification vis-à-vis de la résistance de l'acier

$$\text{limite élastique de calcul } \sigma_{ed} = \frac{360}{1.25} = 288 \text{ MPa}$$

section d'acier réduite du rideau PU25 en tenant compte d'une épaisseur d'acier sacrifiée de 2 mm par face:  $A_{red} = 144 \text{ cm}^2$  par m linéaire de rideau

d'où, en admettant  $F_d = Q_{max,ELU}$  (formule [28]):

$$\frac{960 \cdot 10^{-3}}{144 \cdot 10^{-4}} = 66 \text{ MPa} < \sigma_{ed}$$

## 5. Bibliographie

- [1] FASCICULE 62 - TITRE V du C.C.T.G. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil Numéro 93-3 T.O. du B.O.M.E.L.T.
- [2] FASCICULE 61 - TITRE V du C.P.C. Conception et calcul des ponts et constructions en acier Numéro spécial 78-9 ter du B.O.M.E.L.A.T.T.
- [3] Corrosion par les sols - Evaluation de la corrosivité - Ouvrages en acier enterrés (palplanches et pieux) Norme AFNOR A05-251 de Mars 1990.
- [4] La durabilité des pieux en acier dans les travaux de fondations ProfilARBED, ISPC Technical and Marketing Department, 1993.
- [5] P. SOUCHE: Etude du flambement de pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure Publication S.E.T.R.A. - C.E.T.E. Méditerranée 'Les micropieux', 1986.