

# ANNEXE

La présente annexe regroupe brièvement les données géotechniques et les méthodes de détermination de la résistance, utiles aux chapitres 3 et 5. Les informations sont tirées des parties de l'Eurocode 7 et de leur Annexe nationale [A.1]<sup>1</sup>, les normes françaises d'application de l'Eurocode 7, notamment la norme NF P 94-261 [A.2]<sup>2</sup> et des parties non contradictoires du DTU 13-12 [A.3]<sup>3</sup>. Pour plus de précisions, on se reportera à ces normes.

NOTE - Les géotechniciens utilisent des notations et symboles recommandés par la Société Internationale de Mécanique des Sols (9<sup>e</sup> Congrès, Tokyo, 1977). Ces notations et/ou symboles risquant d'entraîner des confusions avec d'autres adoptés dans l'Eurocode 7, aussi nous avons conservé dans la présentation ceux de l'Eurocode 7.

**Tableau A.1** (NF P 94-261, Tab. A.2.1) : Classement des sols selon les différents critères.

Classes de sol		$I_c$	$p_i^*$ (MPa)	$q_c$ (MPa)	$(N_{1,60})$	$c_u$ (kPa)
<b>Argiles et limons</b>	Très mous à mous	0,0 – 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 – 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		75 à 150
	Raides	0,75 – 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		150 à 300
	Très raides	> 1,00	$\geq 2$	$\geq 4,0$		$\geq 300$
<b>Sols intermédiaires</b> (sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)	Classement à réaliser selon les indications des Figures A.2.1 à A.2.4					
<b>Sables et graves</b>	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses		1 à 2	10 à 20	25 à 42	
	Très denses		> 2	> 20	42 à 58	
<b>Craies</b>	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à 3	5 à 15		
	Saines		$\geq 3$	$\geq 15$		
<b>Marne et calcaire marneux</b>	Tendres		< 1	< 5		
	Raides		1 à 4	5 à 15		
	Très raides		> 4	> 15		
<b>Rocher</b>	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		> 4			

## A.1. HAUTEUR D'ENCASTREMENT EQUIVALENTE

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  nécessite le calcul préalable de la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$  ou de la résistance de pointe pénétrométrique lissée équivalente avec les

<sup>1</sup> NF EN 1997-1/A1 et -2 + Annexes nationales (Eurocode 7) : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales.

Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais.

<sup>2</sup> NF P94-261 : Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles - Calcul géotechnique.

<sup>3</sup> DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles (complété par erratum de novembre 1988).

expressions (A.1) et (A.2) du tableau A.1. Les valeurs de  $p_{le}^*$  et de  $q_{ce}$  à considérer dans ces expressions, sont calculées pour la combinaison des actions l'ELS quasi-permanente. Pour plus de détails quant à leur définition, on se reportera à la norme NF P 94-261 (§ D.2.2 et § E.2.2).

**Tableau A.2** : Expressions de calcul de  $D_e$

Essai	Mesure	Expression
pressiométrique	pression limite nette équivalente $p_{le}^*$	$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*\{z\}dz$ (A. 1)
pénétrométrique	résistance de pointe pénétrométrique lissée équivalente $q_{ce}$	$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{cc}\{z\}dz$ (A. 2)

## A.2 . DETERMINATION DE $q_{net}$ A PARTIR DE LA PRESSION LIMITE PRESSIOMETRIQUE

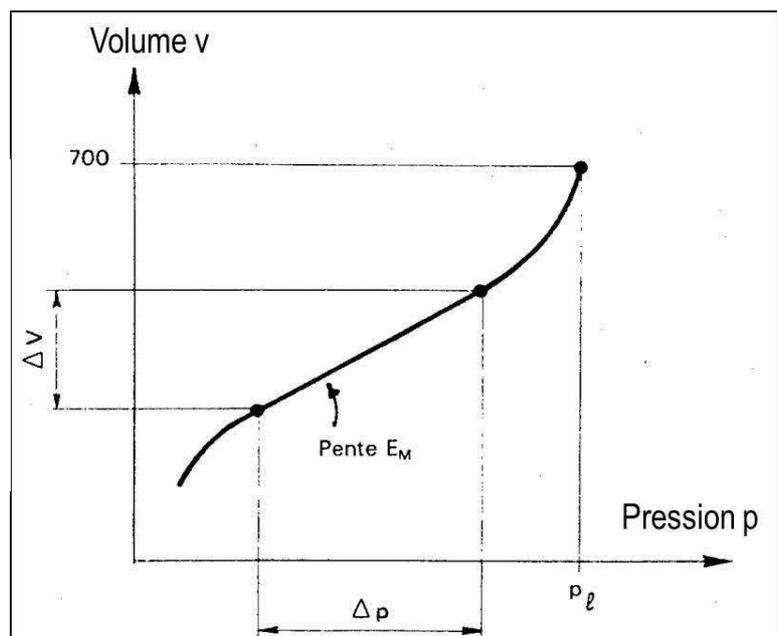
### A.2.1. Essais pressiométriques

Le but d'un essai pressiométrique est de mesurer, in-situ, la déformation d'un sol ou d'une roche tendre produite par l'expansion d'une sonde cylindrique à gaine souple, sous l'effet de la pression. L'essai consiste à introduire dans le terrain, soit dans un trou de forage réalisé au préalable, soit par autoforage, soit par refoulement, une sonde à gaine cylindrique souple [A.4]<sup>4</sup>. Une fois descendue à la profondeur d'essai prévue, la sonde est mise sous pression et dilatée et les lectures de la pression et de l'expansion sont enregistrées jusqu'à ce que l'expansion maximale de l'appareillage d'essai soit atteinte.

L'essai est utilisé pour obtenir des paramètres de résistance et/ou de déformation du terrain, ou encore des paramètres pressiométriques particuliers. Les résultats peuvent être utilisés pour obtenir des courbes de contrainte-déformation dans les sols fins et les roches tendres (Fig. A.1).

Fig. A.1 : diagramme issu de l'essai au pressiomètre de Ménard.

$E_M = K \Delta v / \Delta p$   
 K est une grandeur fonction du type de sonde ( $K \approx 2000 \text{ cm}^3$ ).  
 $p_l$ , la pression limite qui correspond à un volume de  $700 \text{ cm}^3$ .



<sup>4</sup> NF P 94-110.1 : Sols : reconnaissance et essais - Essai pressiométrique Ménard - Partie 1 : Essai sans cycle

La pression limite nette correspondante, est :  $p_{ie}^* = p_i - p_0$  (A.3)

$p_0$  peut être déterminée à partir du coefficient estimé de pression des terres au repos  $K_0$  et des valeurs de la contrainte verticale effective  $q' = \gamma h$  correspondant au poids des terres enlevé sur la hauteur  $h$  et de la pression interstitielle  $u$ , par l'expression :  $p_0 = K_0 \cdot q' + u$  (A.4)

### A.2.2. calcul de $q_{net}$

La contrainte  $q_{net}$ , associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle, est déterminée ici par la méthode pressiométrique fondée sur la pression limite pressiométrique Ménard. Le coefficient de modèle  $\gamma_{R;d,v}$  associé à la méthode de calcul vaut 1,2.

La contrainte  $q_{net}$  du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \cdot p_{ie}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \quad (A.5)$$

$p_{ie}^*$ , est la pression limite nette équivalente ;

$k_p$ , le facteur de portance pressiométrique est déterminé par la figure A.2 ;

$i_\delta$ , le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement vaut 1,0 si la charge est verticale. En cas d'une inclinaison, se reporter au § D.2.4 de la NF P 94-261 ;

$i_\beta$ , le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente  $\beta$ , vaut 1,0 si la semelle est suffisamment éloignée d'un talus. Se reporter aussi au § D.2.5 et § D.2.6 de la NF P 94-261.

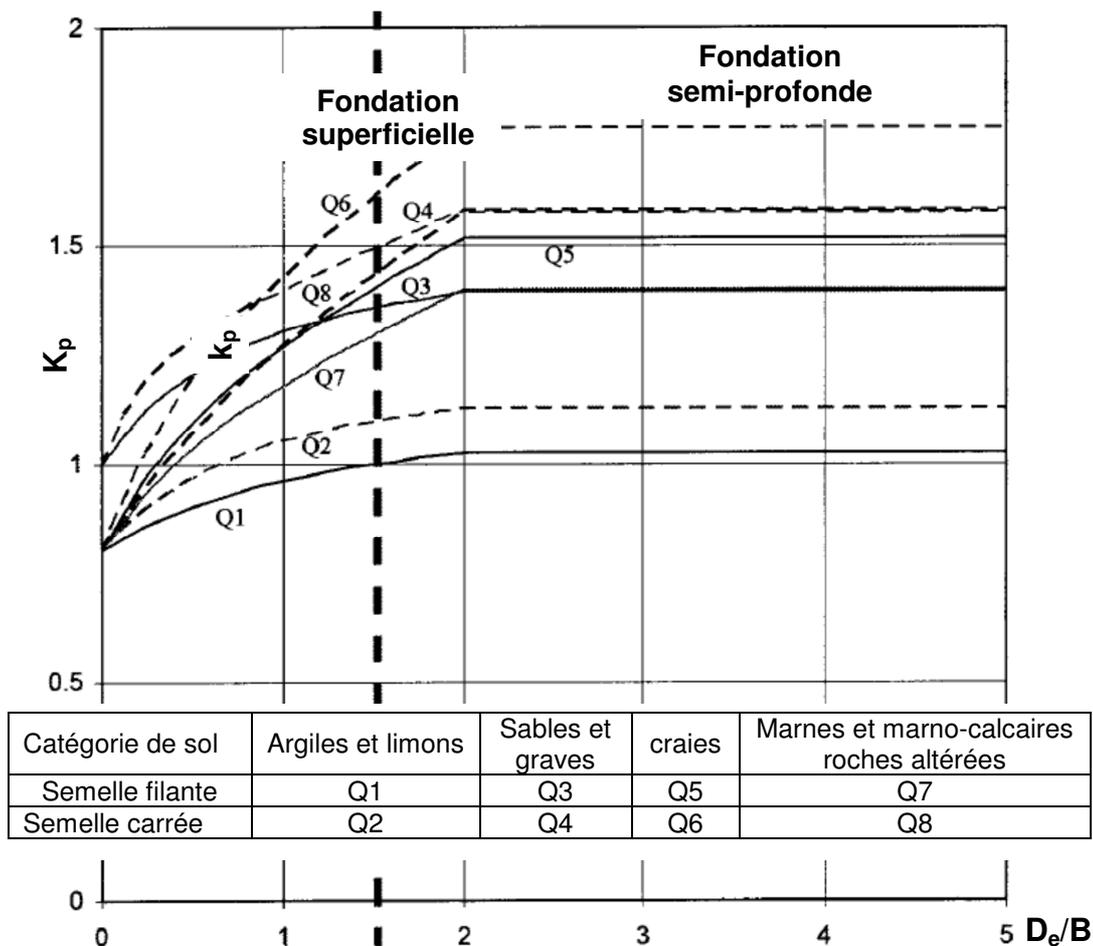


Fig. A.2 : Courbes de variation du facteur de la portance pressiométrique  $k_p$  en fonction de  $D_e/B$ .

## A.2.1. méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante (EC7, annexe E)

Afin d'estimer la valeur de calcul de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol, des essais en place tels que l'essai pressiométrique peuvent être utilisés. Lorsque l'on utilise l'essai pressiométrique, la valeur de calcul  $R_d$  de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$R_d/A' = \sigma_{v,0} + k \cdot p_{le}^* \quad (A.6)$$

$k$  est le facteur de capacité portante, variant entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation ;

$\sigma_{v,0}$ , la contrainte totale verticale initiale ;

$p_{le}^*$ , la valeur de calcul de la pression limite nette équivalente (issue de l'essai pressiométrique). Elle est déduite de la pression limite nette  $p_l^*$ , qui est définie pour un essai pressiométrique par l'expression (A.3) :  $p_l^* = p_l - p_0$ .

## A.3. DETERMINATION DE $q_{net}$ A PARTIR DE LA RESISTANCE PENETROMETRIQUE

### A.3.1. Essai de pénétration statiques au carottier (SPT)

Le but d'un essai de pénétration au carottier [A.5]<sup>5</sup>, est de déterminer, à la base d'un forage, la résistance d'un sol à la pénétration dynamique d'un carottier (ou d'une pointe conique pleine), et de prélever des échantillons remaniés du sol à des fins d'identification.

Il convient d'utiliser principalement les résultats des essais SPT pour déterminer les propriétés de résistance et de déformation des sols. D'autres données utiles peuvent également être obtenues pour d'autres types de sol dans la référence [5]. Le but d'un essai de pénétration au carottier est de déterminer, à la base d'un forage, la résistance d'un sol à la pénétration dynamique d'un carottier (ou d'une pointe conique pleine), et de prélever des échantillons remaniés du sol à des fins d'identification.

Le carottier est enfoncé dans le sol par battage, en laissant tomber un mouton de masse 63,5 kg sur une enclume ou une tête de battage, d'une hauteur de 760 mm. Le nombre  $N$  de coups nécessaires pour enfoncer le carottier de 300 mm (après sa pénétration sous l'effet de la pesanteur et en dessous d'un enfoncement d'amorçage) est la résistance à la pénétration.

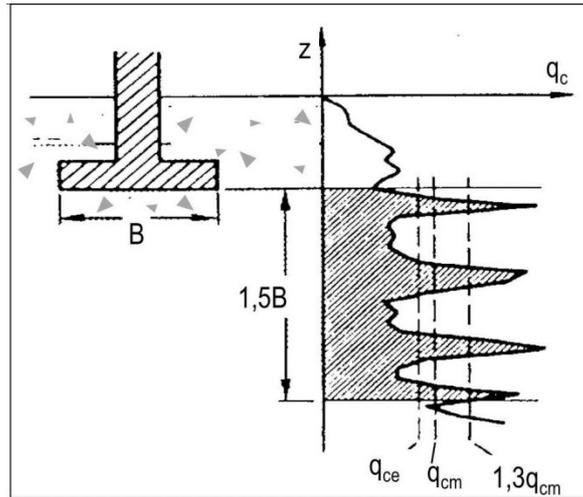
Il convient d'utiliser principalement les résultats des essais SPT pour déterminer les propriétés de résistance et de déformation des sols grenus pulvérulents. Mais d'autres données utiles peuvent également être obtenues dans d'autres types de sol.

### A.3.2. Calcul $q_{net}$

Selon la méthode pénétrométrique, la contrainte  $q_{net}$  associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle, est déterminée à partir des valeurs de résistance de pointe  $q_c\{z\}$  déduites d'essai de pénétration au cône (Fig. A.4). Le coefficient de modèle  $\gamma_{R;d,v}$  associé à la méthode de calcul vaut 1,2.

<sup>5</sup> NF P94-063 : Sols : reconnaissance et essais - Contrôle de la qualité du compactage - Méthode au pénétromètre dynamique à énergie constante - Principe et méthode d'étalonnage des pénétrodensitographes - Exploitation des résultats - Interprétation. AFNOR.

Fig. A.4



La contrainte nette  $q_{net}$  du terrain sous une fondation, est déterminée à partir de l'expression :

$$q_{net} = k_c \cdot q_{ce} \cdot i_\delta \cdot i_\beta \quad (A.7)$$

La résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$ , est égale à la moyenne des résistances de pointe nettes sur une profondeur  $1,5B$  au-dessous du niveau de base de la fondation (Fig. A.4). Les résistances de pointe nettes  $q_{ce}$  sont déduites des résistances de pointe mesurées  $q_{cm}$  en écrêtant les valeurs supérieures à  $1,3$  fois la moyenne calculée sur  $1,5B$  des résistances de pointe mesurées (NF P 94-261, § E.2.2).

$k_c$  est le facteur de portance pénétrométrique (Fig. A.5).

Les coefficients  $i_\delta$  et  $i_\beta$ , sont définis la même façon que pour l'essai pressiométrique.

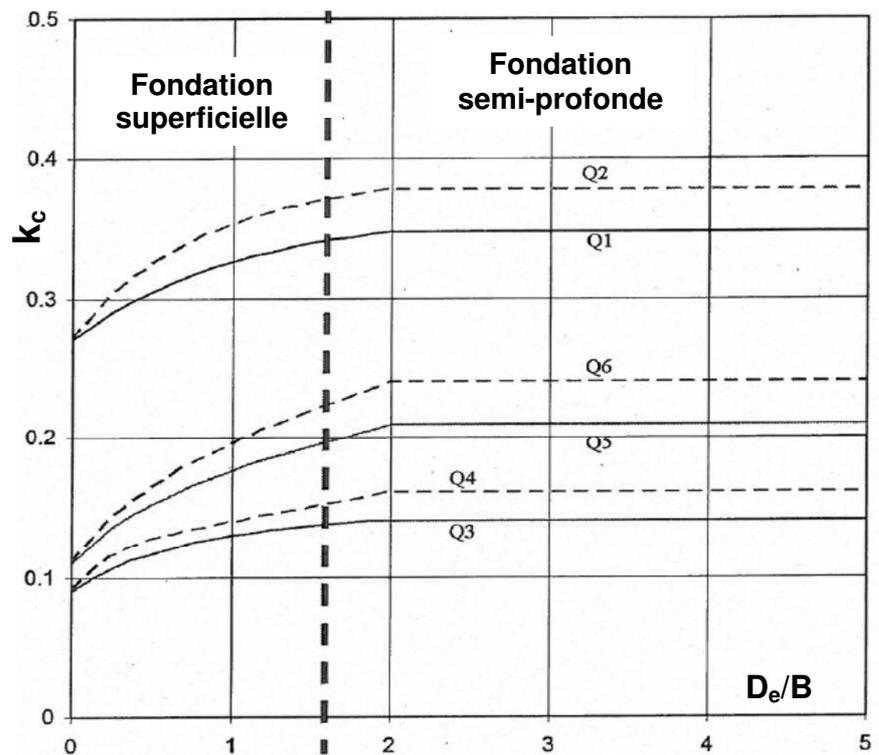


Fig. A.5 : Courbes de variation du facteur de la portance  $k_c$  pénétrométrique fonction de  $D_e/B$ .

## A.4. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE $q_{net}$ A PARTIR DES PROPRIETES CISAILLEMENT

Il est présenté ici les procédures pour déterminer la contrainte  $q_{net}$ , associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle selon la méthode analytique. Celle-ci utilise les propriétés de résistance au cisaillement ( $c'$  et ( $\varphi'$  ou  $c_u$ ) mesurées en laboratoire sur des échantillons de terrain non remanié. C'est la méthode utilisée dans le calcul de l'exemple du chapitre 5 (art. 3.9).

### A.4.1. Notations - Symboles

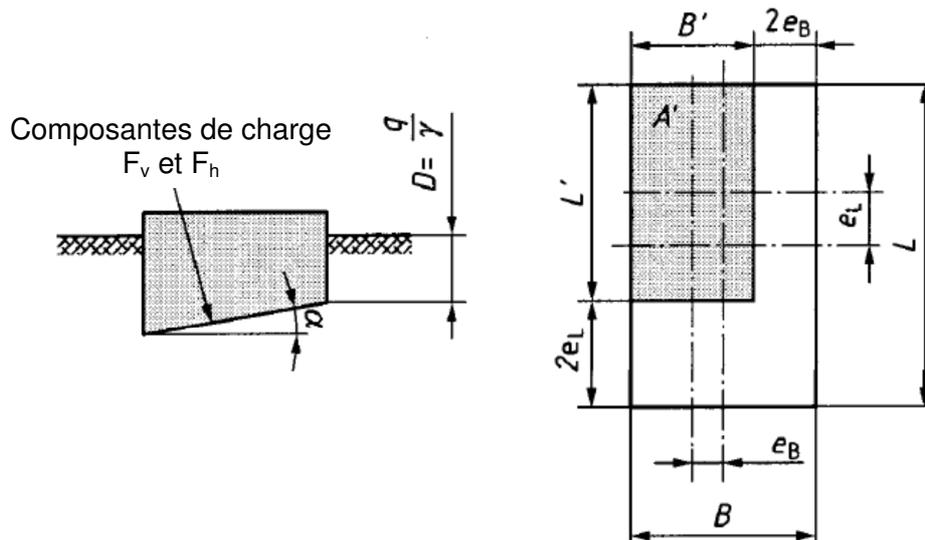


Fig. A.6 : Notations

- $A'$  est valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;
- $b_c, b_q$  et  $b_\gamma$ , respectivement la valeur de calcul du coefficient d'inclinaison de la base de la fondation, indice  $c$  pour la cohésion,  $q$  pour la charge et  $\gamma$  pour le poids volumique ;
- $B$ , la largeur de la fondation ;
- $B'$ , la largeur effective de la fondation ;
- $D$ , la profondeur d'encastrement ;
- $e$ , l'excentricité de la résultante des actions, avec les indices  $b$  pour une excentricité par rapport à l'axe transversal de la fondation ou  $L$  pour une excentricité par rapport à l'axe longitudinal de la fondation ;
- $i$ , les coefficients d'inclinaison de la charge, avec les indices  $c, q$  et  $\gamma$  ;
- $L$ , la longueur de la fondation ;
- $L'$ , la longueur effective de la fondation ;
- $m$ , l'exposant dans les formules de calcul du facteur d'inclinaison  $i$  ;
- $N_c, N_q$  et  $N_\gamma$ , les facteurs de capacité portante, avec les indices  $c, q$  et  $\gamma$  ;
- $q$ , la pression de surcharge au niveau de la base de la fondation ;
- $q'_0$ , la pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation ;
- $q_{net}$ , la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle ;
- $s_c, s_q$  et  $s_\gamma$ , les coefficients de forme de la base de la fondation, avec les indices  $c, q$  et  $\gamma$  ;
- $F_v$ , l'effort vertical de charge ;
- $F_h$ , l'effort horizontal de charge ;
- $\alpha$ , l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale ;
- $\gamma'$ , le poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation, c'est-à-dire poids volumique total ou déjaugé, selon la position de la nappe par rapport à la semelle ;
- $\theta$ , l'angle donnant la direction de l'effort  $F_h$  parallèle au plan de la base de la fondation.

## A.4.2. Calcul de la contrainte $q_{net}$

### a) Conditions non drainées

La contrainte  $q_{net}$  du terrain sous une fondation superficielle, est alors déterminée à partir de :

$$q_{net} = (\pi + 2)c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \quad (A. 8)$$

$c_u$  est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation ;

$b_c$ ,  $s_c$ ,  $i_c$ , les coefficients respectivement de base inclinée, de forme et d'inclinaison de la charge.

Les valeurs de ces coefficients, sont calculées avec les expressions portées au tableau A.3.

**Tableau A.3** : coefficients  $b_c$ ,  $s_c$  et  $i_c$  méthode analytique en conditions non drainées

Coefficients	Expression
Inclinaison de la base	$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (A. 9)$
Forme	$s_c = 1 + 0,2 \frac{L'}{b'} \quad (A. 10)$
Inclinaison de la charge	$i_c = \frac{1}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{F_h}{A' \cdot c_u}} \right]$ avec $F_h \leq A' \cdot c_u \quad (A. 11)$

### b) Conditions drainées

**Tableau A.4** : Facteurs de portance, coefficients de base et de forme du coefficient, d'inclinaison de la charge – Méthode analytique en conditions drainées

Facteurs/coefficients	Terme de surcharge ou de profondeur	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (A. 12)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} \quad (A. 13)$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' e \quad (A. 14)$ Pour la base rugueuse $\delta \geq \varphi'/2$
Forme <sup>a</sup>	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \quad (A. 15)$	$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (A. 16)$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad (A. 17)$
Inclinaison de la base <sup>b</sup>	$b_q = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 \quad (A. 18)$	$b_c = \frac{b_q(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'} \quad (A. 19)$	$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 \quad (A. 20)$
Inclinaison de la charge <sup>c</sup>	$i_q = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + A' \cdot c' / \tan \varphi'} \right]^m \quad (A. 21)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} \quad (A. 22)$	$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + A' \cdot c' / \tan \varphi'} \right]^{m+1} \quad (A. 23)$
Valeur de l'exposant m	$F_h$ agit dans la direction	de $B'$ (A.24)	$m = m_B = (2 + \frac{B'}{L'}) / (1 + \frac{B'}{L'})$
		de $L'$ (A.25)	$m = m_L = (2 + \frac{L'}{B'}) / (1 + \frac{L'}{B'})$
		avec un angle $\theta$ avec celle de $L'$	$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad (A. 26)$

<sup>a)</sup> formules applicables à des semelles carrées ou circulaires (alors  $B' = L'$ ). <sup>b)</sup>  $\alpha$  est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale. <sup>c)</sup>  $V$ ,  $H$  sont respectivement la valeur de calcul de l'effort normal et parallèle au plan de la base de la fondation superficielle. <sup>e)</sup> la formule s'applique à des fondations à base rugueuse ( $\delta \geq \varphi'/2$ ).

La contrainte  $q_{net}$  du terrain sous une fondation superficielle est alors déterminée à partir de :

$$q_{\text{net}} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'_0 \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + q \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma - q'_0 \quad (\text{A. 27})$$

$c'$  est la valeur de la cohésion non drainée du sol d'assise de la fondation ;

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , les facteurs de capacité portante ;

$\gamma'$ , le poids volumique effectif du sol sous la base de la fondation (il correspond au poids volumique humide si la nappe est située à une profondeur supérieure à  $1,5B$  sous la base de la fondation, au poids volumique déjaugé si la nappe est présente immédiatement sous la base de la base de la fondation et à une valeur comprise entre le poids volumique humide et le poids volumique déjaugé pour les autres cas) ;

$q'_0$ , la contrainte effective à la base de la fondation après les travaux, en faisant abstraction de celle-ci ;

$b_c$ ,  $b_q$  et  $b_\gamma$ , les coefficients de base inclinée ;

$s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$ , les coefficients de forme ;

$i_c$ ,  $i_q$  et  $i_\gamma$ , les coefficients d'inclinaison de la charge.

Les valeurs des facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , des coefficients  $s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$  et  $b_c$ ,  $b_q$  et  $b_\gamma$  et des coefficients  $i_c$ ,  $i_q$  et  $i_\gamma$ , sont déterminées à partir d'expressions portées au tableau A.4.

## A.5. TASSEMENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES MODULES PRESSIOMETRIQUES MENARD

Le calcul habituel des tassements comporte les trois étapes suivantes.

1) Détermination des caractéristiques (modules œdométriques  $E'_1$ ,  $E'_2$ ...  $E'_n$ ) des différentes couches de terrain de hauteurs  $H_1$ ,  $H_2$ ,...,  $H_n$ , mises en évidence par les sondages de reconnaissance, et des contraintes régnant aux différentes profondeurs en l'absence de toute charge appliquée.

2) Détermination des contraintes effectives  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , ...,  $\sigma_n$ , au sein du massif, par ex, par les formules de Boussinesq :

- charge concentrée  $P$ , appliquée en un point  $O$  à la surface du massif, en un point  $M$  quelconque de ce massif, situé à la profondeur  $z_M$  tel que  $OM$  fasse l'angle  $\theta$  avec la verticale de  $P$  :

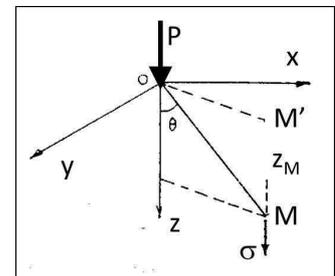
$$\sigma\{z_M\} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \quad (\text{A. 27})$$

Fig. A.7

-  $q$ , répartie sur une aire  $A$  à la surface du massif :

$$\sigma\{z_M\} = \frac{3}{2\pi z^2} \iint_{\text{aire chargée}} q \cdot \cos^5 \theta \cdot dA \quad (\text{A. 28})$$

3) Et évaluation des déformations résultant des pressions verticales exercées, compte-tenu de la compressibilité des couches superposées intéressées. Le massif de terrain est assimilé à un empilement de strates de hauteur  $dz$ , dans laquelle la pression verticale est donnée par les expressions (A.28) ou (A.28).



On admet que le tassement de celle-ci est égal à celui qu'on aurait mesuré à l'œdomètre en laboratoire, sous l'action de cette même pression.

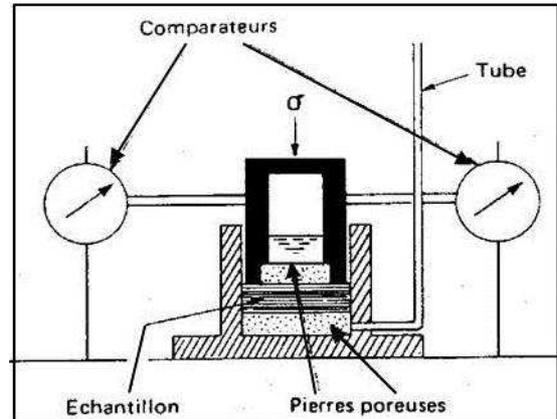
Le tassement en un point quelconque  $M(x_0, y_0, z_0)$  en profondeur  $z_0$  du massif, est la somme des tassements de chaque strate :

$$S\{z_0\} = \int_{z_0}^{\infty} \frac{\sigma\{z\} \cdot dz}{E'\{z\}} \quad (\text{A. 29})$$

## A.5.1. Évaluation à partir d'essais œdométriques

Fig . A.8 : Essai œdométrique

L'essai œdométrique consiste à charger par paliers successifs un échantillon de sol de hauteur  $h$ , contenu dans un cylindre rigide, ne permettant pas de déformation latérale, et à mesurer le déplacement du piston (c'est-à-dire le tassement) après stabilisation quasi-totale, à chaque palier. Pour toute augmentation de pression  $\Delta\sigma$ , l'échantillon subit une diminution de hauteur  $\Delta h$ . Après avoir atteint le tassement maximal, l'échantillon est déchargé par paliers successifs, tout en notant le gonflement.



L'appareil œdomètre [6]<sup>6</sup>, permet d'obtenir des courbes de compressibilité qui donnent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée. Dans un diagramme œdométrique, la courbe de chargement, tracée en échelle semi-logarithmique, est fréquemment composée de deux segments de droite, raccordés par une partie courbe (Fig. A.9). La pression de *préconsolidation*  $\sigma'_p$  peut, schématiquement, être définie comme l'abscisse du point d'intersection de ces deux segments. Cette pression correspond théoriquement à la charge maximale que l'échantillon a supportée au cours de l'essai. Si elle est supérieure à la pression  $\sigma'_{v0}$  correspondant au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon, le sol est dit *surconsolidé*. La pente du deuxième segment de droite au-delà de  $\sigma'_p$ , représente *l'indice de compression*  $C_c$ .

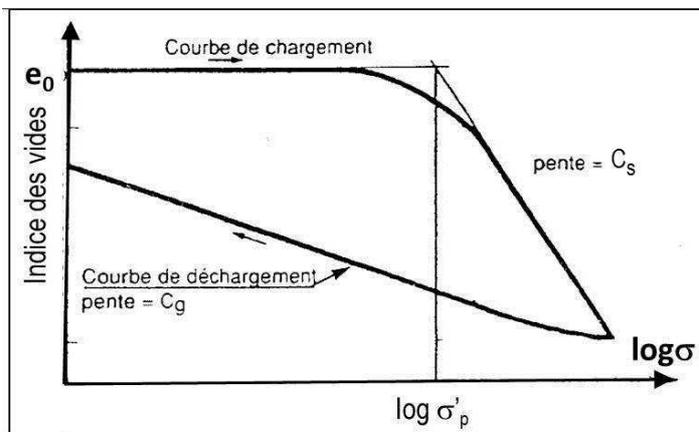


Fig. A.9 : Diagramme œdométrique

L'essai œdométrique permet donc de déterminer, pour chaque couche de terrain situé sous la fondation, les paramètres suivants :  $e_0$  (indice des vides initial),  $C_c$  (indice de compression),  $\sigma'_p$  (pression de consolidation), ainsi que le module œdométrique :  $E' = \Delta\sigma/(\Delta h/h)$  (A.30)

Dans le cas des fondations de grandes dimensions où la déformation du sol peut être considérée comme uniaxiale et où la charge appliquée est susceptible d'excéder largement la pression de préconsolidation du sol, le tassement dû à la consolidation des différentes couches du terrain peut être évalué à partir des propriétés de compressibilité des sols déduites d'essais à l'œdomètre. Le tassement final  $S_v$  selon cette méthode est :

$$S_v = S_i + S_c + S_f \quad (\text{A.31})$$

<sup>6</sup> prNF EN ISO 17892-5 (Mars 2015) : *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 5 : essai à l'œdomètre sur sol saturé.*

a) Le *tassement instantané*  $S_i$  est calculé avec une variation nulle du sol de comportement élastique et en condition non drainée.

b) Pour une fondation posée sur un sol horizontal, le *tassement* dû à la *consolidation* d'une couche d'épaisseur  $H$ , est égal à :

$$S_c = S_{cc} + S_{cs} \quad (A.32)$$

- Domaine surconsolidé :  $\sigma'_{v0} \leq \sigma_p$  et  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z \leq \sigma'_p$

$$S_{cc} = S_{cs} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad (A.33)$$

$S_{cs}$  est le tassement de la couche de terrain dans le domaine surconsolidé ;  
 $C_s$ , l'indice de compression dans le domaine surconsolidé.

- Dans le domaine normalement consolidé, cad :  $\sigma'_{v0} \leq \sigma_p$  et  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z \geq \sigma'_p$

$$S_{cs} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}} \quad (A.34) \quad \text{et} \quad S_{cc} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \quad (A.35)$$

Le cas échéant, la consolidation est corrigée du fait des déformations latérales, selon les indications de la norme NF P94-261 (annexe J.4.2).

c) L'estimation des *tassements de fluage*  $S_f$  est effectuée par intégration des déformations ou des variations d'indice des vides sur l'épaisseur de la couche sensible au fluage selon les indications de la norme NF P94-261 (annexe J.4.2).

## A.6.2. Évaluation à partir des modules pressiométriques

Un ouvrage de dimensions limitées charge le sol en deux domaines de comportement différent :

- un domaine sphérique où le sol tasse par consolidation (tassement  $S_c$ )
- un domaine déviatorique, situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement  $S_d$ ).

Le tassement total s'obtient par addition des deux tassements correspondants :  $S_f = S_c + S_d$  (A.36)

Dans le cas d'un sol homogène, les 2 différents tassements peuvent être calculés par :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad (A.37) \quad \text{et} \quad S_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (A.38)$$

$E_M$  est le module pressiométrique Ménard du sol (fig. A.2.) ;

$q'$ , la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation ;

$\sigma'_{v0}$ , la contrainte verticale effective au niveau de fondation dans la configuration du terrain avant travaux ;

$B_0$ , une largeur de référence égale à 0,60 m ;

$B$ , la largeur de la fondation ;

$\alpha$ , le coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et du rapport  $E_M/\rho_t$  donné dans les tableaux A.5 et A.6.

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$ , coefficients de forme fonction du rapport  $L/B$ , les valeurs sont données au tableau A.7.

**Tableau A.5** : Coefficients de forme.

L/B	cercle	carré	2	3	5	$\geq 20$
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$		1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

**Tableau A.6 : Coefficients rhéologiques des sols**

Type de matériau	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$	$E_M/p_\ell$	$\alpha$
Surconsolidé très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé normalement Serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Surconsolidé altéré remanié ou lâche						5-7	1/3	-	-

**Tableau A.7 : Coefficients rhéologiques des rochers**

Fracturation	Très peu fracturé	normal fracturé	très fracturé	Très altéré
$\alpha$	2/3	1/2	1/3	2/3

Le cas de sols hétérogènes et celui d'une couche molle intercalaire est abordé dans la norme NF P 94-261.

## A.6. TASSEMENTS DES DALLAGES

Le calcul des tassements d'un dallage est traité au chapitre 6 (art. 3.2), a fait appel à des coefficients d'influence du tassement pour évaluer le tassement qu'engendre en un point P{x,z} sous une charge concentrée quelconque.

Le tableau A.8 ci-après, issu de la norme NF DTU 13.3 [7]<sup>7</sup>, donne les coefficients d'influence / { $\xi, \zeta$ }, en fonction des paramètres sans dimensions :

- $\xi = x/D_{eq}$  distance relative, et
- $\zeta = z/D_{eq}$ , profondeur relative.

$D_{eq}$  est le *Diamètre d'impact équivalent*. Soit une charge concentrée  $Q_c$ , provoquant un tassement  $w$  en son point d'application,  $D_{eq}$  est défini comme égal au diamètre de la zone circulaire qui, soumise à une charge uniformément répartie d'intensité résultante égale à  $Q_c$ , subirait le même tassement  $w$ .

L'origine des cotes de distance  $x$  et des cotes de profondeur  $z$ , est prise au centre de l'aire d'application de la charge concentrée.

<sup>7</sup> NF P11-213 (DTU 13.3) : *Dallages - Conception, calcul et exécution - Partie 1 : cahier des clauses techniques des dallages à usage industriel ou assimilés - Partie 2 : cahier des clauses techniques des dallages à usage autre qu'industriel ou assimilés - Partie 3 : cahier des clauses techniques des dallages de maisons individuelles - Partie 4 : cahier des clauses spéciales.*

**Tableau A.4. : COEFFICIENTS D'INFLUENCE DU TASSEMENT**  
(Base : Boussinesq massif homogène semi infini – Coefficient de Poisson du sol = 0,35).

$z \backslash x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6
0,0	1	.9899	.9587	.9028	.8125	.6366	.4685	.3860	.3306	.2900	.2587	.2132	.1816	.1582
0,1	.9435	.9331	.9010	.8432	.7500	.6088	.4743	.3894	.3326	.2913	.2595	.2136	.1818	.1584
0,2	.8705	.8598	.8271	.7695	.6842	.5765	.4728	.3935	.3364	.2942	.2617	.2149	.1826	.1589
0,3	.7903	.7801	.7492	.6974	.6260	.5427	.4611	.3923	.3384	.2967	.2640	.2165	.1837	.1597
0,4	.7116	.7025	.6756	.6319	.5743	.5089	.4438	.3855	.3369	.2974	.2655	.2181	.1849	.1606
0,5	.6395	.6319	.6096	.5740	.5281	.4763	.4237	.3749	.3320	.2957	.2655	.2191	.1860	.1615
0,6	.5760	.5698	.5518	.5233	.4867	.4453	.4027	.3618	.3246	.2919	.2638	.2193	.1867	.1623
0,7	.5211	.5161	.5017	.4790	.4498	.4165	.3816	.3473	.3153	.2863	.2606	.2187	.1870	.1628
0,8	.4739	.4699	.4584	.4403	.4169	.3899	.3612	.3324	.3049	.2793	.2561	.2171	.1867	.1631
0,9	.4334	.4302	.4210	.4064	.3875	.3655	.3418	.3175	.2938	.2714	.2506	.2147	.1859	.1630
1,0	.3985	.3960	.3885	.3767	.3613	.3432	.3235	.3030	.2826	.2630	.2445	.2116	.1845	.1625
1,2	.3420	.3403	.3354	.3275	.3170	.3045	.2905	.2757	.2606	.2456	.2309	.2039	.1804	.1605
1,4	.2987	.2975	.2941	.2886	.2813	.2724	.2623	.2514	.2400	.2284	.2169	.1948	.1748	.1572
1,6	.2647	.2638	.2614	.2575	.2522	.2457	.2382	.2300	.2213	.2123	.2032	.1853	.1684	.1530
1,8	.2373	.2367	.2350	.2320	.2281	.2233	.2176	.2114	.2046	.1976	.1903	.1757	.1614	.1481
2	.2150	.2145	.2132	.2110	.2080	.2043	.1999	.1951	.1898	.1842	.1783	.1663	.1544	.1429
4	.1098	.1097	.1095	.1092	.1088	.1082	.1076	.1068	.1059	.1050	.1039	.1016	.0989	.0961
6	.0735	.0735	.0734	.0733	.0732	.0730	.0728	.0726	.0723	.0720	.0716	.0709	.0700	.0690
8	.0552	.0552	.0552	.0551	.0551	.0550	.0549	.0548	.0547	.0545	.0544	.0541	.0537	.0532
10	.0442	.0442	.0442	.0441	.0441	.0441	.0440	.0440	.0439	.0438	.0438	.0436	.0434	.0432
25	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0177	.0176	.0176
50	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088	.0088
100	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044
200	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022
400	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011
800	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006
1600	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003

$z \backslash x$	1,8	2	4	6	8	10	25	50	100	200	400	800	1600
0,0	.1403	.1260	.0626	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,1	.1404	.1261	.0626	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,2	.1408	.1264	.0627	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,3	.1413	.1268	.0627	.0417	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,4	.1420	.1273	.0628	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,5	.1427	.1278	.0629	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,6	.1434	.1284	.0630	.0418	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,7	.1440	.1290	.0631	.0419	.0313	.0250	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,8	.1444	.1294	.0632	.0419	.0313	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
0,9	.1446	.1298	.0634	.0419	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
1,0	.1446	.1299	.0635	.0420	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
1,2	.1438	.1298	.0638	.0421	.0314	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
1,4	.1419	.1289	.0641	.0422	.0315	.0251	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
1,6	.1393	.1273	.0643	.0424	.0316	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
1,8	.1360	.1251	.0645	.0425	.0316	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
2	.1322	.1224	.0646	.0426	.0317	.0252	.0100	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
4	.0931	.0900	.0612	.0429	.0323	.0257	.0101	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
6	.0679	.0667	.0531	.0408	.0319	.0258	.0101	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
8	.0527	.0522	.0451	.0373	.0306	.0254	.0102	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
10	.0429	.0426	.0386	.0336	.0287	.0245	.0103	.0050	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
25	.0176	.0176	.0173	.0168	.0162	.0154	.0098	.0052	.0025	.0013	.0006	.0003	.0002
50	.0088	.0088	.0088	.0087	.0086	.0085	.0072	.0049	.0026	.0013	.0006	.0003	.0002
100	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0044	.0042	.0036	.0024	.0013	.0006	.0003	.0002
200	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0022	.0021	.0018	.0012	.0006	.0003	.0002
400	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0011	.0010	.0009	.0006	.0003	.0002
800	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0003	.0002
1600	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002

$\xi = x / D_{eq}$ ,  $\zeta = z / D_{eq}$  pour une couche  $i$  entre les cotes de profondeur  $h_i$  et  $b_i$  ( $> h_i$ ),  $\zeta$  prend les valeurs particulières  $\eta_i = h_i / D_{eq}$  et  $\beta_i = b_i / D_{eq}$ ).