

Constructions métalliques

Fondations pour pylônes et mâts

par **Gérard PHILIPPONNAT**

Ingénieur de l'École Spéciale des Travaux Publics
Directeur Technique de la société SOPENA

1. Généralités et classification	C 2 682- 2
2. Pylônes monopodes et leurs fonctions	— 2
2.1 Fondations superficielles	— 2
2.1.1 Reprise d'un effort horizontal associé uniquement à une charge verticale centrée. Condition de non-glissement	— 2
2.1.2 Reprise d'un moment de renversement associé à une charge verticale centrée.....	— 3
2.2 Fondations semi-profondes par massifs parallélépipédiques.....	— 4
2.2.1 Domaine d'application	— 4
2.2.2 Méthode du Réseau d'État.....	— 5
2.2.3 Méthode élastoplastique.....	— 7
2.3 Fondation semi-profonde par virole métallique ou profonde par pieu unique. Calcul élastoplastique.....	— 8
2.3.1 Exposé du problème	— 8
2.3.2 Formulation dans le domaine élastique	— 8
2.4 Fondations profondes par micropieux multiples.....	— 10
3. Pylônes multipodes et leurs fonctions.....	— 10
3.1 Massifs en béton.....	— 10
3.1.1 Massifs sollicités à l'arrachement	— 10
3.1.2 Massifs sollicités en compression.....	— 11
3.2 Fondations profondes	— 13
3.2.1 Types de pieux utilisés	— 13
3.2.2 Justification vis-à-vis des efforts d'arrachement et de compression	— 13
Références bibliographiques	— 14

Les fondations des mâts et des pylônes se distinguent des fondations des ouvrages courants de génie civil par la prédominance d'efforts d'arrachement ou d'efforts horizontaux, eux-mêmes associés avec des moments de renversement en tête de la fondation.

Le lecteur se reportera utilement :

- aux articles de la rubrique **Géotechnique. Mécanique des sols et des roches** du présent traité ;
- aux articles **Lignes aériennes** [D 4 420] à [D 4 439] du traité Génie électrique.

1. Généralités et classification

Les pylônes monopodes appliquent des efforts horizontaux et des moments de renversement sur la fondation (figure 1a).

Les pylônes multipodes conduisent à des efforts d'arrachement sur certains appuis et de compression sur d'autres ; des efforts horizontaux souvent modestes sont également à prendre en compte (figure 1b).

Les massifs d'ancrage des mâts et pylônes haubanés doivent résister à des efforts obliques d'arrachement (figure 1c).

L'objectif est de décrire la conception des différentes fondations appropriées à chaque type de sollicitations et de fournir les méthodes usuelles de dimensionnement.

En ce qui concerne la justification vis-à-vis des efforts verticaux de compression, il y a lieu de se reporter selon le type de fondation aux articles spécifiques de ce traité :

- Fondations superficielles [C 246] ;
- Fondations profondes [C 248].

Pour le calcul des fondations semi-profondes, on se reportera au paragraphe 3.1.2.2.

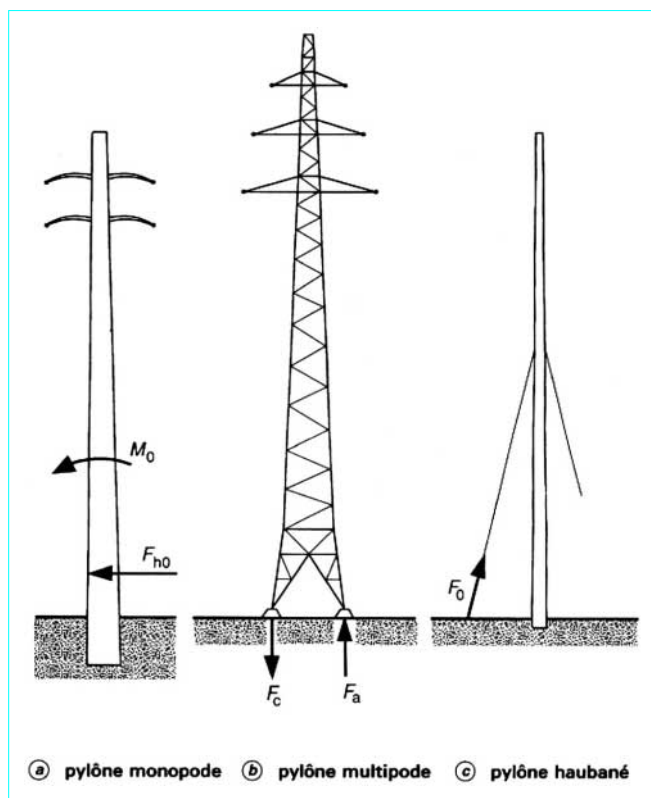


Figure 1 – Sollicitations prépondérantes

■ Coefficients de sécurité

Il appartient à l'utilisateur de vérifier que les sollicitations transmises aux fondations ainsi que les coefficients de sécurité totaux ou partiels sont conformes aux règlements en vigueur, ces règlements pouvant être soit des règlements généraux [fascicule 62, titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales [11] ; Règles BAEL (articles spécialisés dans ce traité) ; Eurocodes...], soit des règlements particuliers à certains organismes.

Devant la complexité actuelle due au fait que de nombreux textes d'application du calcul aux états limites ne sont pas encore parus au moment où nous écrivons, aucune valeur des coefficients de sécurité n'est donnée ici (à l'exception des fondations superficielles [2]).

2. Pylônes monopodes et leurs fonctions

Nous traiterons dans ce paragraphe des fondations soumises à des efforts horizontaux et à des moments de renversement en tête.

2.1 Fondations superficielles

Ce type de fondation n'est applicable qu'à des ouvrages de faible importance (panneaux de signalisation, panneaux publicitaires, etc.).

L'effort horizontal F_{h0} et le moment de renversement M_0 doivent être associés à un effort de compression V qui est souvent constitué pour l'essentiel par le poids propre de la fondation.

2.1.1 Reprise d'un effort horizontal associé uniquement à une charge verticale centrée. Condition de non-glissement

L'association de F_{h0} et de V conduit à une résultante inclinée F (figure 2). Il convient de vérifier la stabilité au poinçonnement par la méthode décrite dans l'article Fondations superficielles [C 246] du présent traité.

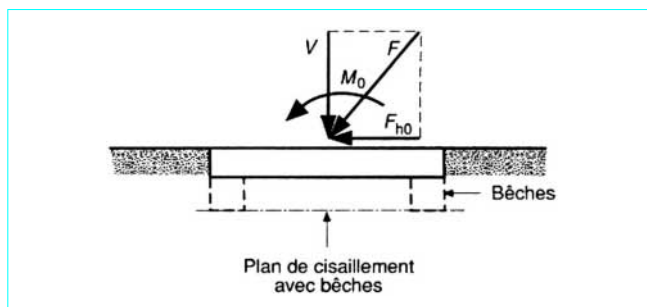


Figure 2 – Fondation superficielle soumise à un effort horizontal

Par ailleurs, il faut également vérifier la stabilité au glissement à l'aide de la formule :

$$F_G = \frac{V \tan \delta + \beta c_u A}{F_{h0}} \quad (1)$$

avec F_G coefficient de sécurité au glissement,
 δ angle de frottement entre la fondation et le sol,
 c_u cohésion non drainée du sol d'assise,
 β coefficient inférieur à 1 (βc_u = adhérence),
 A aire de la fondation.

Les valeurs de β et de δ sont mal connues, aussi est-il usuel de prendre $\tan \delta = 0,67 \tan \varphi$ (φ = angle de frottement interne) et de négliger le terme de cohésion.

Si F_{h0} a une valeur élevée, il est judicieux de réaliser des bèches comme indiqué en pointillé sur la figure 2. La résistance au cisaillement du sol est alors correctement mobilisée, et il est possible de remplacer dans la formule (1) δ par φ et de prendre $\beta = 1$.

2.1.2 Reprise d'un moment de renversement associé à une charge verticale centrée

2.1.2.1 Fondation circulaire ou fondation rectangulaire sollicitée selon un axe

V et M_0 sont les sollicitations réduites au niveau de l'assise de la semelle (figure 3).

La réaction du sol sous la semelle est supposée se répartir selon une loi linéaire. Dans ces conditions, les contraintes extrêmes p_1 et p_2 sont données par les formules :

$$p_1 = \frac{V}{b} - \frac{6M_0}{b^2} \quad \text{et} \quad p_2 = \frac{V}{b} + \frac{6M_0}{b^2} \quad (2)$$

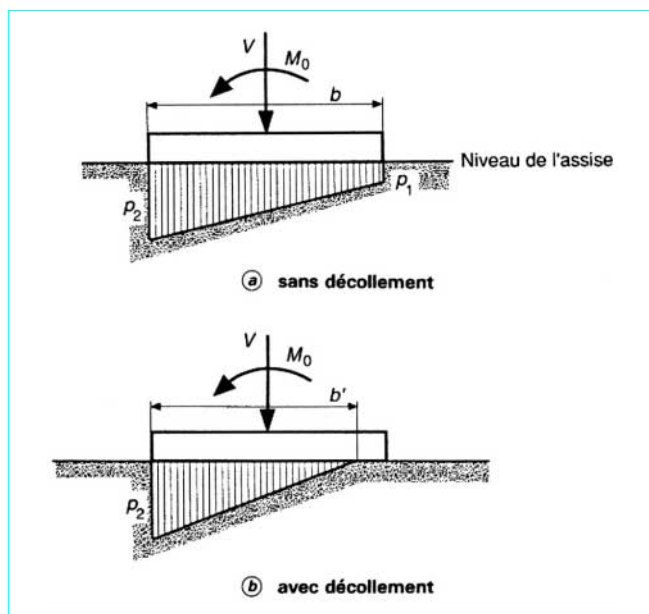


Figure 3 – Fondation superficielle soumise à un moment

Si $p_2 < 0$, il y a décollement et il faut déterminer la largeur b' (figure 3b) sur laquelle la semelle reste en compression.

Cette condition ne peut être acceptable que pour des semelles en béton armé et sous ELU (états limites ultimes).

Justification de la semelle

● Sécurité au renversement :

$$F_R = \frac{Vb}{2M_0} \quad (3)$$

avec F_R coefficient de sécurité au renversement pris généralement égal à 1,5.

● *Poinçonnement du sol* : conformément au DTU 13-12 *Fondations superficielles* [2], la condition suivante doit être vérifiée sous ELU (états limites ultimes) :

$$\frac{p_1 + 3p_2}{4} \leq q \quad (4)$$

avec q contrainte de calcul selon le DTU précité.

2.1.2.2 Fondation rectangulaire sollicitée simultanément selon les deux axes. Méthode de Hahn

Le moment de renversement M_0 est appliqué par l'intermédiaire de la résultante F_{h0} des forces horizontales, qui est supposée s'appliquer à une hauteur H au-dessus de l'assise de la fondation (figure 4), tel que :

$$M_0 = F_{h0} H$$

Si la force F_{h0} est nulle, il suffit de la rejeter à l'infini.

La semelle rectangulaire est définie par ses côtés a dans le sens Ox et b dans le sens Oy .

Dans cette méthode, on va s'attacher à déterminer la contrainte maximale p_{\max} qui s'exerce sous la semelle (figure 4b). Le problème est beaucoup moins anodin qu'il n'en paraît à première vue. La valeur de p_{\max} peut être obtenue par la méthode de Hahn [4] à l'aide de la table de Pohl.

Les efforts au niveau de l'assise de la semelle peuvent être réduits selon les axes Ox et Oy comme suit :

$$F_x; M_y = F_x H \quad \text{et} \quad F_y; M_x = F_y H$$

V = charge verticale de compression (y compris le poids propre de la semelle et des terres qui la surmonte).

Le point d'application P de la résultante de F_{h0} et V a pour coordonnées x et y telles que :

$$x = \frac{F_x H}{V} \quad \text{et} \quad y = \frac{F_y H}{V} \quad (5)$$

La contrainte maximale est :

$$p_{\max} = \mu \cdot \frac{V}{ab} \quad (6)$$

Le coefficient μ est donné par la table de Pohl (tableau 1) en fonction de x/a et y/b .

Justification de la semelle :

● *Sécurité au renversement* : la sécurité au renversement est vérifiée selon les deux axes, comme précédemment [formule (3)], soit les coefficients de sécurité F_{Rx} et F_{Ry} qui doivent être comparés aux valeurs acceptables pour le cas de sollicitation considéré.

Tableau 1 – Table de Pohl donnant le coefficient μ pour x/a et y/b variant de 0 à 0,50																												
$\frac{y}{b}$	$\frac{x}{a}$																											
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50		
0,00	1,00	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,22	2,38	2,56	2,78	3,03	3,33	3,70	4,17	4,76	5,57	6,67	8,33	11,1	16,7	33,3	∞		
0,02	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,36	2,53	2,72	2,95	3,22	3,54	3,93	4,42	5,05	5,90	7,08	8,85	11,8	17,7	35,4	∞		
0,04	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,35	2,50	2,68	2,89	3,13	3,41	3,75	4,17	4,69	5,36	6,26	7,51	9,38	12,5	18,8	37,5	∞		
0,06	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,49	2,66	2,84	3,06	3,32	3,62	3,98	4,43	4,98	5,69	6,64	7,96	9,96	13,3	19,9	39,8	∞		
0,08	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,64	2,82	3,02	3,25	3,52	3,84	4,23	4,70	5,28	6,04	7,05	8,46	10,6	14,1	21,1	42,3	∞		
0,10	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,20	2,34	2,48	2,63	2,80	2,99	3,20	3,46	3,74	4,08	4,49	4,99	5,62	6,42	7,49	8,99	11,2	15,0	22,5	44,9	∞		
0,12	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,98	3,18	3,41	3,68	3,98	4,35	4,78	5,31	5,97	6,83	7,97	9,56	12,0	15,9	23,9	47,8	∞		
0,14	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,79	2,97	3,17	3,39	3,64	3,92	4,24	4,63	5,09	5,66	6,37	7,27	8,49	10,2	12,7	17,0	25,5	50,9	∞		
0,16	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,97	3,17	3,38	3,62	3,88	4,18	4,53	4,94	5,43	6,04	6,79	7,76	9,06	10,9	13,6	18,1	27,2	54,3	∞		
0,18	2,08	2,21	2,35	2,49	2,64	2,80	2,98	3,17	3,38	3,61	3,86	4,15	4,47	4,84	5,28	5,81	6,46	7,26	8,30	9,68	11,6	14,5	19,4	29,1	58,1	∞		
0,20	2,22	2,36	2,50	2,66	2,82	2,99	3,18	3,39	3,62	3,86	4,14	4,44	4,79	5,19	5,66	6,23	6,92	7,78	8,90	10,4	12,5	15,6	20,8	31,1	62,3	∞		
0,22	2,38	2,53	2,68	2,84	3,02	3,20	3,41	3,64	3,88	4,15	4,44	4,77	5,15	5,57	6,08	6,69	7,43	8,36	9,55	11,2	13,4	16,7	22,3	33,4	66,9	∞		
0,24	2,56	2,72	2,89	3,06	3,25	3,46	3,68	3,92	4,18	4,47	4,79	5,15	5,55	6,01	6,56	7,21	8,01	9,01	10,3	12,0	14,4	18,0	24,0	36,1	72,1	∞		
0,26	2,78	2,95	3,13	3,32	3,52	3,74	3,98	4,24	4,53	4,84	5,19	5,57	6,01	6,51	7,10	7,81	8,68	9,77	11,2	13,0	15,6	19,5	26,0	39,1	78,1	∞		
0,28	3,03	3,22	3,41	3,62	3,84	4,08	4,35	4,63	4,94	5,28	5,66	6,08	6,56	7,10	7,75	8,52	9,47	10,7	12,2	14,2	17,0	21,3	28,4	42,6	85,2	∞		
0,30	3,33	3,54	3,75	3,98	4,23	4,49	4,78	5,09	5,43	5,81	6,23	6,69	7,21	7,81	8,52	9,38	10,4	11,7	13,4	15,6	18,8	23,4	31,3	46,9	93,8	∞		
0,32	3,70	3,93	4,17	4,43	4,70	4,99	5,31	5,66	6,04	6,46	6,92	7,43	8,01	8,68	9,47	10,4	11,6	13,0	14,9	17,4	20,8	26,0	34,7	52,1	104	∞		
0,34	4,17	4,42	4,69	4,98	5,28	5,62	5,97	6,37	6,79	7,26	7,78	8,36	9,01	9,77	10,7	11,7	13,0	14,7	16,7	19,5	23,4	29,3	39,1	58,6	117	∞		
0,36	4,76	5,05	5,36	5,69	6,04	6,42	6,83	7,27	7,76	8,30	8,90	9,55	10,3	11,2	12,2	13,4	14,9	16,7	19,1	22,3	26,8	33,5	44,6	67,0	134	∞		
0,38	5,57	5,90	6,26	6,64	7,05	7,49	7,97	8,49	9,06	9,68	10,4	11,2	12,0	13,0	14,2	15,6	17,4	19,5	22,3	26,0	31,3	39,1	52,1	78,1	156	∞		
0,40	6,67	7,08	7,51	7,96	8,46	8,99	9,56	10,2	10,9	11,6	12,5	13,4	14,4	15,6	17,0	18,8	20,8	23,4	26,8	31,3	37,5	46,9	62,5	93,8	188	∞		
0,42	8,33	8,85	9,38	9,96	10,6	11,2	12,0	12,7	13,6	14,5	15,6	16,7	18,0	19,5	21,3	23,4	26,0	29,3	33,5	39,1	46,9	58,6	78,1	117	234	∞		
0,44	11,1	11,8	12,5	13,3	14,1	15,0	15,9	17,0	18,1	19,4	20,8	22,3	24,0	26,0	28,4	31,3	34,7	39,1	44,6	52,1	62,5	78,1	104	156	313	∞		
0,46	16,7	17,7	18,8	19,9	21,1	22,5	23,9	25,5	27,2	29,1	31,1	33,4	36,1	39,1	42,6	46,9	52,1	58,6	67,0	78,1	93,8	117	156	234	469	∞		
0,48	33,3	35,4	37,5	39,8	42,3	44,9	47,8	50,9	54,3	58,1	62,3	66,9	72,1	78,1	85,2	93,8	104	117	134	156	188	234	313	469	938	∞		
0,50	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞			

● *Poinçonnement du sol* : par analogie avec la formule (4), on pourra procéder à la vérification suivante sous ELU :

$$p_{\max} \leq 1,3 q \tag{7}$$

Nota : la version 1990 des Directives de l'EDF [3] ne tient plus compte du coefficient majorateur de 1,3.

2.2 Fondations semi-profondes par massifs parallélépipédiques

2.2.1 Domaine d'application

- Les massifs doivent impérativement être coulés à pleine fouille, de façon à mobiliser correctement la réaction du sol sur les faces latérales du puits.
- Les massifs sont définis par (figure 5) :
 - leurs côtés *a* et *b* comme précédemment ;
 - leur hauteur *h* ;
 - leur encastrement dans le sol *D*.

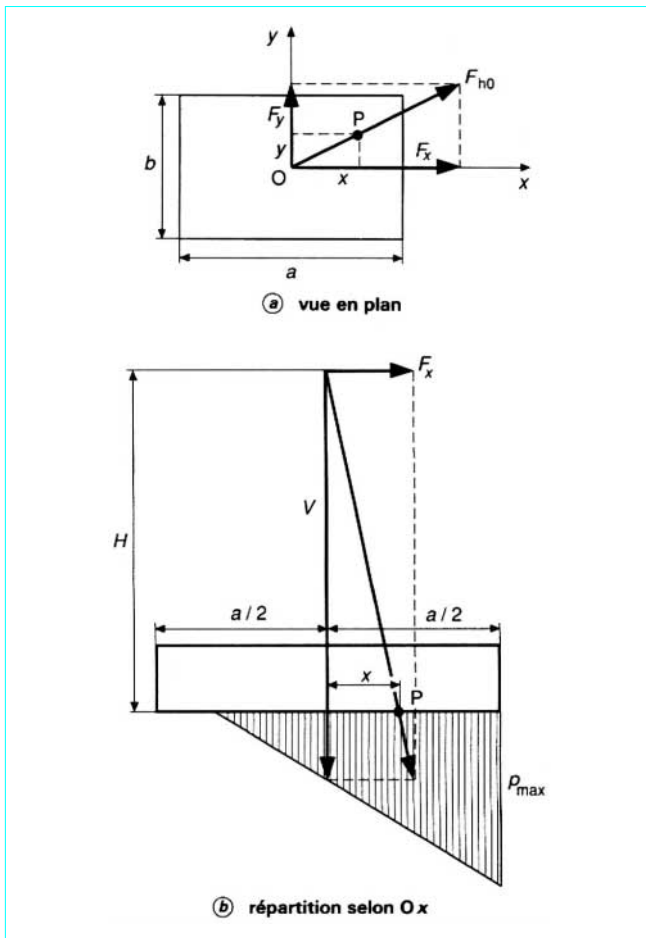


Figure 4 – Semelle rectangulaire sollicitée simultanément selon les deux axes

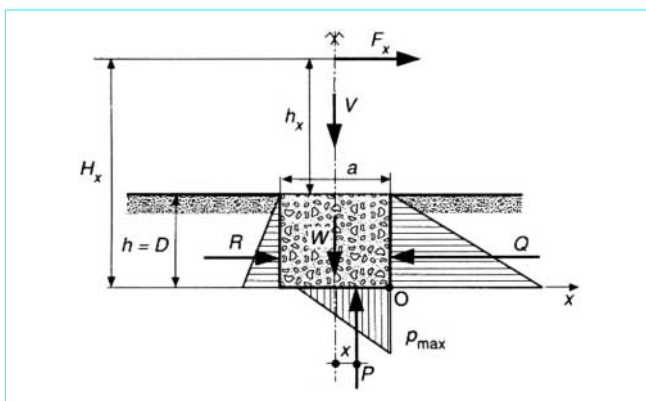


Figure 5 – Méthode du Réseau d'État. Sol homogène et pulvérulent

Les méthodes de calcul décrites dans les paragraphes 2.2 et 2.3 supposent que le massif dépasse du sol ($h > D$) ou que le massif est arasé au niveau du sol ($h = D$). Dans le cas où le massif est complètement enterré ($h < D$), il faut remplacer D par h dans les formules de ces deux paragraphes, et considérer le sol situé au-dessus du massif comme une surcharge.

Il existe de très nombreuses méthodes de calcul ; toutefois, deux méthodes souvent utilisées sont décrites ci-après :

- la méthode du Réseau d'État qui est une méthode à la rupture utilisée notamment pour le calcul des massifs de l'EDF [3] (articles *Lignes aériennes* [D 4 420] à [D 4 439] dans le traité Génie électrique) ;

- la méthode de Maurice Cassan [1] qui a l'avantage de permettre une estimation des déplacements du massif sous les charges appliquées.

2.2.2 Méthode du Réseau d'État

2.2.2.1 Milieu homogène et pulvérulent

Le sol est supposé homogène et pulvérulent ; il est défini par son poids spécifique γ et son angle de frottement interne φ .

Soit un massif encastré dans le sol sur une hauteur D et de dimensions a selon x et b selon y .

Ce massif est soumis à des efforts, qui, ramenés au niveau du sol, sont les suivants (figure 5) :

$$F_x; M_y = F_x h_x \quad F_y; M_x = F_y h_y$$

ainsi qu'à une charge verticale V et à son poids propre W , d'où la charge verticale totale $P = W + V$. L'axe y est perpendiculaire au plan de la figure.

Considérons F_x et M_y . Dans la méthode du Réseau d'État, le massif est supposé sujet à une rotation autour du point O.

Outre les efforts précédents, le massif est soumis à :

- la poussée sur la face arrière donnée par la formule (article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] dans ce traité) :

$$R_x = 0,5 \gamma D^2 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (8)$$

- la butée sur la face avant :

$$Q_x = 0,5 \gamma D^2 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

— la réaction du sol sur la base du massif dont la résultante équilibre P et dont la répartition est telle qu'elle équilibre l'ensemble des efforts, d'où la contrainte maximale sur le sol de fondation p_{\max} .

Si on pose $H_x = h_x + D$ et $H_y = h_y + D$, on démontre que la résultante des efforts appliqués sur la base du massif et des poussées et butées R et Q coupe la base du massif en un point de coordonnées x et y telles que :

$$x = \frac{F_x H_x - C b D^3}{P} \quad \text{et} \quad y = \frac{F_y H_y - C a D^3}{P} \quad (10)$$

$$\text{avec} \quad C = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (11)$$

Connaissant x et y , la valeur de p_{\max} est déduite de la table de Pohl (tableau 1).

■ **Sécurité au renversement** : dans le cas du sol homogène et pulvérulent, l'équilibre par rapport à O des moments résistants dus à Q , V , W et moteurs dus à F , M et R permet d'écrire :

$$F_{Rx} = \frac{Q_x \frac{D}{3} + P \frac{a}{2}}{R_x \frac{D}{3} + F_x H_x} \quad \text{et} \quad F_{Ry} = \frac{Q_y \frac{D}{3} + P \frac{b}{2}}{R_y \frac{D}{3} + F_y H_y} \quad (12)$$

avec F_{Rx} et F_{Ry} coefficients de sécurité au renversement selon x et y .

■ **Poinçonnement du sol** : comme précédemment, le massif est considéré comme stable si la relation suivante est vérifiée sous ELU :

$$p_{\max} < 1,3 q \text{ (Nota du § 2.1.2.2)}$$

2.2.2.2 Prise en compte de la cohésion

La méthode peut être étendue aux sols doués de cohésion et aux multicouches [6].

Considérons le même massif que précédemment ancré dans un sol homogène, mais doué de cohésion : soit ϕ l'angle de frottement interne et c la cohésion de ce sol.

Le problème est identique (figure 6). Toujours selon x , la butée qui s'oppose au renversement s'écrit :

$$Q_x = 0,5 \gamma D^2 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2 c D b \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (13)$$

Ou encore :

$$Q_x = Q_{1x} + Q_{2x}$$

où Q_{1x} et Q_{2x} représentent le premier et le deuxième termes de l'expression précédente.

Du fait de la cohésion, la poussée R s'exerce sur une hauteur réduite D' :

$$D' = D - \frac{2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}{\gamma}$$

Si l'expression précédente est négative, il faut considérer $R_x = 0$.

Sinon :

$$R_x = 0,5 \gamma D'^2 b \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (14)$$

En écrivant que la somme des moments autour de O est nulle, on déduit, comme dans le cas des sols pulvérulents, la valeur de x : il en est de même pour y dans le sens perpendiculaire. Ces valeurs peuvent se mettre sous la forme :

$$x = (F_x H_x - M)/P \quad y = (F_y H_y - M')/P \quad (15)$$

avec

$$M = C_1 b D^3 - C_2 b D'^3 + C_3 b D^2$$

$$M' = C_1 a D^3 - C_2 a D'^3 + C_3 a D^2$$

C_1 , C_2 et C_3 étant trois constantes ayant pour expression :

$$C_1 = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$C_2 = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$C_3 = c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

La connaissance de x et y permet, comme précédemment, de calculer la contrainte exercée sur le sol par la base du massif (table de Pohl).

Les coefficients de sécurité au renversement F_{Rx} et F_{Ry} sont donnés par les formules :

$$F_{Rx} = \frac{Q_{1x} \frac{D}{3} + Q_{2x} \frac{D}{2} + P \frac{a}{2}}{F_x H_x + R_x \frac{D'}{3}} \quad (16)$$

$$F_{Ry} = \frac{Q_{1y} \frac{D}{3} + Q_{2y} \frac{D}{2} + P \frac{b}{2}}{F_y H_y + R_y \frac{D'}{3}}$$

Les expressions de Q_x et R_x sont données par les équations (13) et (14). Il suffit de remplacer b par a dans ces formules pour obtenir Q_y et R_y .

2.2.2.3 Extension aux multicouches

Il est prudent de neutraliser l'action de la cohésion sur la hauteur de gel ; par ailleurs, il est courant que des sols de natures sensiblement différentes soient traversés sur la hauteur du massif. Il est donc intéressant d'étendre la méthode aux multicouches.

La méthode est toujours la même.

Dans la couche i (figure 7), la butée résultante entre les profondeurs D_2 et D_3 est Q_i ; cette butée résultante est due à la présence de la couche i , à la pression exercée par les couches supérieures et à l'action de la cohésion c_i . Il en est de même pour la résultante de poussée R_i sur la face arrière.

Il convient d'additionner les moments stabilisants par rapport à O dus à Q_i pour les couches 1 à m (figure 7). Soit M_B le moment stabilisant résultant et M_P le moment résultant total dû à R_i pour les couches 1 à m .

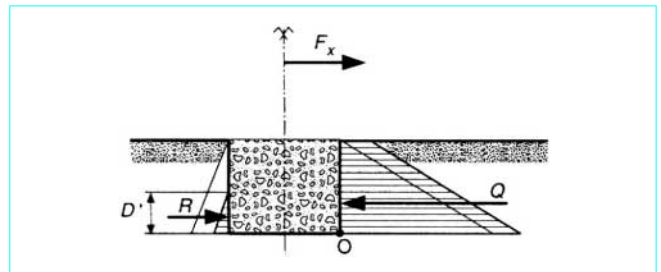


Figure 6 - Influence de la cohésion

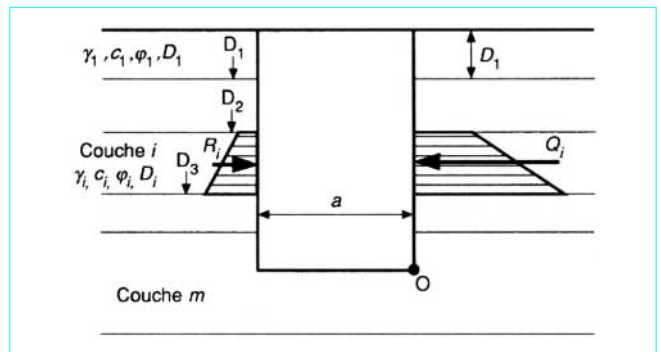


Figure 7 - Extension aux multicouches

Écrivons :

$$M = M_{By} - M_{Py} \quad \text{sens } x, \text{ axe des moments : } y$$

$$M' = M_{Bx} - M_{Px} \quad \text{sens } y, \text{ axe des moments : } x$$

Les coordonnées du point d'application de la résultante de la réaction du sol sur la base sont toujours données par les formules (15), d'où la valeur de la contrainte maximale appliquée p_{\max} déduite de la table de Pohl.

Les coefficients de sécurité au renversement F_{Rx} et F_{Ry} sont donnés par :

$$F_{Rx} = \frac{M_{By} + P \frac{a}{2}}{M_{Py} + F_x H_x} \quad (17)$$

$$F_{Ry} = \frac{M_{Bx} + P \frac{b}{2}}{M_{Px} + F_y H_y}$$

Les calculs sont plus fastidieux, mais se prêtent particulièrement bien au traitement sur micro-ordinateur.

2.2.3 Méthode élastoplastique

La méthode du Réseau d'État, bien que validée par la pratique et probablement sécuritaire, traduit mal la réalité des choses car l'expérience montre que le centre de rotation est situé au voisinage de la mi-hauteur du massif et n'est pas du tout à l'endroit supposé par cette méthode. De plus, elle ne permet pas d'estimer les déplacements du massif sous les charges de service.

Maurice Cassan a présenté [1] une méthode élastoplastique qui répond aux critiques précédentes. Cette méthode est décrite ici dans le cas simple où le sol est homogène, où les efforts latéraux sont dirigés selon un des deux axes de la fondation rectangulaire, où les frottements sur les faces latérales sont négligés et où la plastification n'est pas atteinte.

2.2.3.1 Hypothèses simplificatrices et définition des paramètres

Les hypothèses sont les suivantes :

- les efforts verticaux sont centrés ;
- le frottement sur les faces latérales est négligé ;
- la poussée des terres sur la face arrière est négligée ;
- le sol est homogène ;
- la plastification du sol n'est pas atteinte.

Les notations et paramètres suivants sont utilisés (figure 8) :

- dimensions du massif a , b et fiche D comme précédemment ;
- charge verticale $P = V + W$ comme précédemment ;
- M_0 et F_{h0} sont supposés s'appliquer selon Ox , soit M_y et F_x ;
- C centre de rotation de coordonnées $x = 0$ et z ;
- k_v coefficient de réaction verticale (MPa/m) ;
- k_h coefficient de réaction horizontale (MPa/m) ;
- $q_{v\ell}$ contrainte verticale limite ;
- q_{vf} contrainte verticale de fluage (ou critique) ;
- $q_{h\ell}$ contrainte horizontale limite ;
- q_{hf} contrainte horizontale de fluage.

Nota : k_h et k_v sont souvent désignés par le terme module de réaction, notamment par l'auteur de la méthode.

Les quatre derniers paramètres sont définis, en général, à partir d'essais pressiométriques.

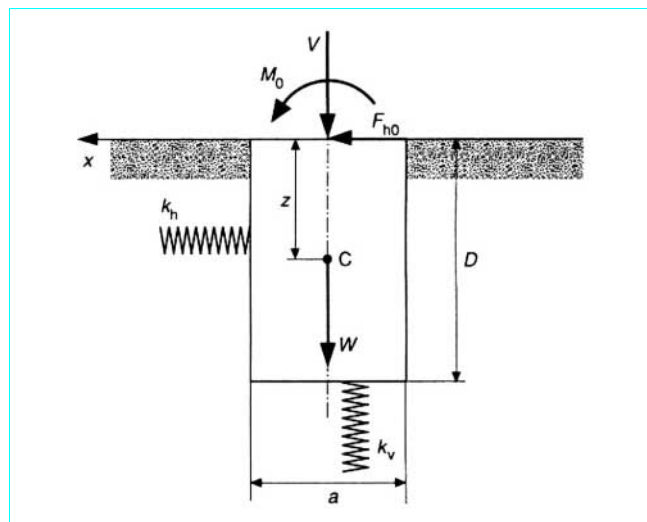


Figure 8 – Calcul élastique d'une fondation semi-profonde

Soit notamment, si D_c est la profondeur critique :

$$q_{h\ell} = (p_\ell - p_0) \quad \text{si } D > D_c$$

$$\text{et } q_{h\ell}(z) = 0,5 (p_\ell - p_0) (1 + z/D) \quad \text{si } D < D_c \quad (18)$$

$$q_{hf} = (p_f - p_0) \quad \text{si } D > D_c$$

$$\text{et } q_{hf}(z) = 0,5 (p_f - p_0) (1 + z/D) \quad \text{si } D < D_c \quad (19)$$

$p_\ell - p_0$ et $p_f - p_0$ étant respectivement les pressions limite et de fluage effectives mesurées au pressiomètre.

$D_c = 2b$ dans les argiles et $D_c = 4b$ dans les sables.

2.2.3.2 Sol homogène

Dans l'hypothèse où la plastification du sol n'est pas atteinte, la rotation du massif autour de C est donnée par la formule :

$$\alpha = \frac{M_0 + F_{h0} \frac{D}{2}}{b \left(k_h \frac{D^3}{12} + k_v \frac{a^3}{12} \right)} \quad (20)$$

le point C étant situé à $D/2$.

Le déplacement vertical z en chaque point du massif est :

$$z = \frac{P}{ab k_v} + \alpha x \quad (21)$$

Le déplacement horizontal x en chaque point du massif est :

$$x = \frac{F_{h0}}{b D k_h} - \alpha \left(z - \frac{D}{2} \right) \quad (22)$$

La contrainte verticale en chaque point de la base est :

$$q_v(x) = \frac{P}{ab} + \alpha x k_v \quad (23)$$

La contrainte horizontale en chaque point de la face latérale opposée à F_{h0} est :

$$q_h(z) = \frac{F_{h0}}{b D} - \alpha \left(z - \frac{D}{2} \right) k_h \quad (24)$$

■ Vérifications à effectuer

— Vérification de la contrainte verticale maximale $q_v(a/2)$: si $q_v(a/2)$ est donné par la formule (23). Le coefficient de sécurité au poinçonnement sera :

$$F_{S1} = \frac{q_{v\ell}}{q_v(a/2)} \quad (25)$$

— Vérification de la contrainte verticale minimale $q_v(-a/2)$: si cette contrainte est négative, le calcul de $q_v(a/2)$ n'est plus valable ; il faut considérer un massif fictif dont la base est limitée à la zone où les contraintes sont positives. Le problème est identique à celui évoqué au paragraphe 2.1.2.1 (figure 3b).

— Vérification de la non-plastification verticale : cette condition est remplie si $q_v(a/2) < q_{vf}$.

— Vérification de la contrainte horizontale maximale $q_h(0)$ qui est donné par la formule (24). Le coefficient de sécurité au poinçonnement sera :

$$F_{S2} = \frac{q_{h\ell}}{q_h(0)} \quad (26)$$

— Vérification de la non-plastification horizontale : cette condition est remplie si $q_h(0) < q_{hf}$.

2.2.3.3 Sol multicouche. Prise en compte du frottement latéral. Plastification localisée

Comme il a été indiqué, en général, le sol ne peut être considéré comme homogène, ne serait-ce que par la variation des caractéristiques en deçà de la profondeur critique. Pour certaines sollicitations rares, on peut également accepter des plastifications localisées.

Les calculs deviennent alors assez complexes et nécessitent l'emploi de l'ordinateur. On se reportera à l'excellent ouvrage de M. Cassan [1].

2.3 Fondation semi-profonde par virole métallique ou profonde par pieu unique. Calcul élastoplastique

2.3.1 Exposé du problème

Lorsque les efforts sont très importants sur les pylônes monopodes (pylônes Muguet d'EDF par exemple) ou que les sols superficiels sont de médiocres qualités, une solution consiste à encastrier les mâts dans un pieu de gros diamètre constitué d'une virole métallique battue (figure 9).

Ce type de fondation peut être calculé par une méthode élastoplastique. Une telle méthode a été présentée dans l'article *Fondations profondes* [C 248] de ce traité, mais dans le cas beaucoup plus général où le pieu est situé dans un sol lui-même soumis à des mouvements latéraux.

On se reportera à cet article, notamment pour certaines définitions (longueur de transfert, module de réaction...).

Par contre, dans cet article, les résultats pratiques sont donnés seulement lorsque le pieu est soit infiniment rigide, soit infiniment souple, et le sol homogène.

Nous étudierons ici la formulation de cette méthode pour un pieu de rigidité quelconque, et possédant même des tronçons d'inerties différentes, fiché dans un sol multicouche.

Comme précédemment, nous supposons qu'il n'y a pas de plastification localisée (bien que la prise en compte d'une zone plastifiée ne présente pas de difficulté particulière) ; en effet, en pratique, il faut éviter d'atteindre la plastification pour ce type d'ouvrage où les sollicitations sont cycliques par nature.

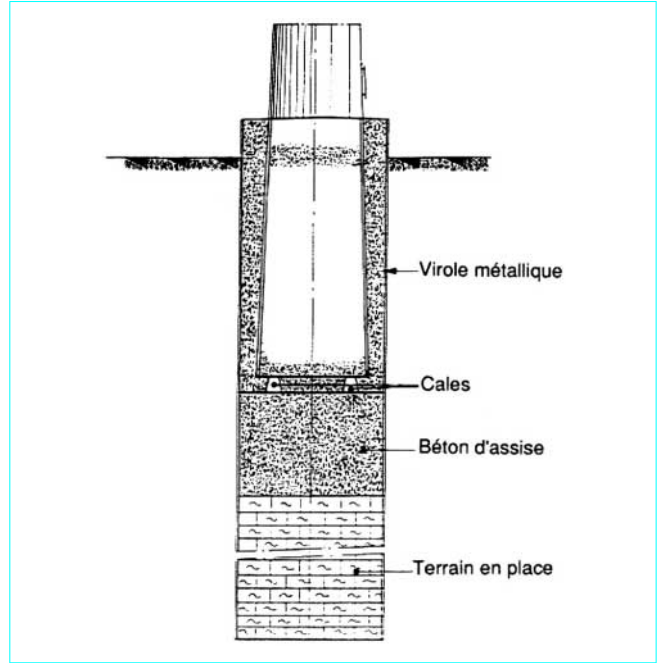


Figure 9 – Fondation d'un pylône monopode par virole métallique

2.3.2 Formulation dans le domaine élastique

2.3.2.1 Hypothèses

Le pieu est découpé en n tronçons (figure 10).

À l'intérieur de chaque tronçon, les paramètres de calcul sont constants, à savoir pour le tronçon i :

- largeur frontale du pieu B_{pi}
- module d'inertie du pieu I_i
- module d'élasticité du pieu E_{pi}
- coefficient de réaction horizontale k_{hi}
- module de réaction horizontale $E_{si} = k_{hi} B_{pi}$
- pression de fluage du sol p_{fi}

La longueur de transfert du tronçon $\ell_{0i} = \sqrt[4]{(4E_{pi}I_i/E_{si})}$ est donc également constante.

Le déplacement horizontal est noté y .

2.3.2.2 Équations générales

Si l'on pose :

$$A_i = \text{ch}(z/\ell_{0i}) \cos(z/\ell_{0i}) \quad (27)$$

$$B_i = \text{ch}(z/\ell_{0i}) \sin(z/\ell_{0i}) \quad (28)$$

$$C_i = \text{sh}(z/\ell_{0i}) \cos(z/\ell_{0i}) \quad (29)$$

$$D_i = \text{sh}(z/\ell_{0i}) \sin(z/\ell_{0i}) \quad (30)$$

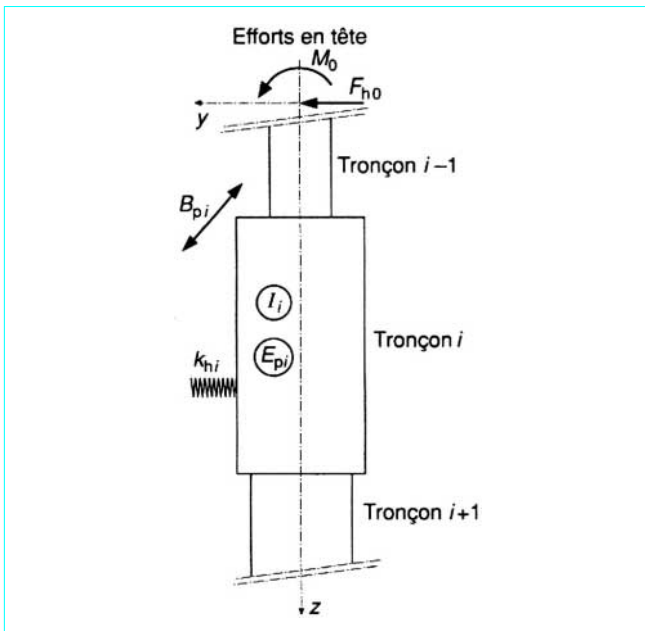
la théorie des poutres sur appuis élastiques conduit aux équations suivantes :

— déformée :

$$y(z) = C_1 A_i + C_2 B_i + C_3 C_i + C_4 D_i \quad (31)$$

— courbure :

$$y'(z) = \ell_{0i} [C_1(C_i - B_i) + C_2(D_i - A_i) + C_3(A_i - D_i) + C_4(B_i + C_i)] \quad (32)$$

Figure 10 – Paramètres du tronçon i

— moment fléchissant :

$$M(z) = 0,5 E_{si} \ell_{0i}^2 (-C_1 D_i + C_2 C_i - C_3 B_i + C_4 A_i) \quad (33)$$

— effort tranchant :

$$T(z) = -0,5 E_{si} \ell_{0i} [C_1 (C_i + B_i) + C_2 (D_i - A_i) + C_3 (D_i + A_i) + C_4 (B_i - C_i)] \quad (34)$$

C_1, C_2, C_3, C_4 sont quatre constantes inconnues relatives au tronçon considéré.

2.3.2.3 Conditions aux limites

■ Conditions en tête du tronçon supérieur (tronçon 1)

Deux cas de figure sont possibles :

a) pieu libre en tête soumis à M_0 et F_{h0} (figure 11a).

On a alors pour le tronçon 1 :

$$M_1(0) = M_0 \quad (35)$$

$$T_1(0) = F_{h0} \quad (36)$$

b) pieu encastré en tête dans un massif susceptible de se déplacer horizontalement et soumis à F_{h0} (figure 11b).

On a alors pour le tronçon 1 :

$$y'_1(0) = 0 \quad (37)$$

$$T_1(0) = F_{h0} \quad (38)$$

■ Conditions à la base du tronçon inférieur (tronçon n) :

$$T_n(\ell_{0n}) = 0 \quad (39)$$

$$M_n(\ell_{0n}) = 0 \quad (40)$$

Ces conditions aux limites fournissent quatre équations.

Nota : la condition d'encastrement en pied est un artifice sans intérêt qui consiste à raccourcir la longueur de calcul du pieu ; car, pour que le pieu soit encastré en pied, il faut qu'il soit fiché au-delà de ce pied dans une couche de rigidité infinie. Autant considérer la

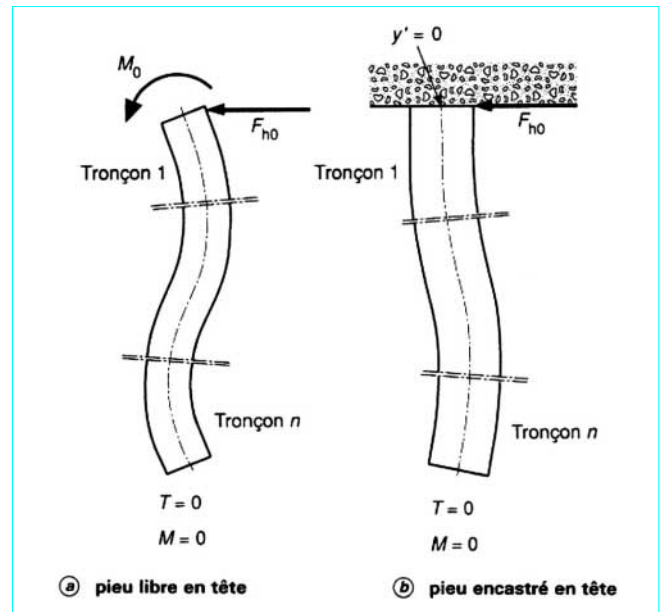


Figure 11 – Conditions aux limites

longueur réelle du pieu et le module de réaction de la couche d'ancrage déduit des essais pressiométriques, même si celui-ci est très élevé.

2.3.2.4 Conditions de liaison

À la liaison entre deux tronçons, les règles de continuité permettent d'écrire les quatre équations suivantes :

$$y_{i-1}(\ell_{i-1}) = y_i(0) \quad (41)$$

$$y'_{i-1}(\ell_{i-1}) = y'_i(0) \quad (42)$$

$$M_{i-1}(\ell_{i-1}) = -M_i(0) \quad (43)$$

$$T_{i-1}(\ell_{i-1}) = -T_i(0) \quad (44)$$

2.3.2.5 Résolution du système

Par tronçon, on a quatre inconnues qui sont les quatre constantes C_1, C_2, C_3 et C_4 ; d'où 4 n inconnues.

Les conditions aux limites donnent 4 équations, formules (35), (36), (39), et (40) ou (37), (38), (39) et (40).

Comme il y a $n - 1$ interfaces, les conditions de liaison, formules (41), (42), (43) et (44), fournissent 4 $(n - 1)$ équations.

On dispose donc d'un système de n équations linéaires à n inconnues.

Une fois la résolution effectuée, l'application des formules (31), (32), (33) et (34) successivement à chaque tronçon, en tenant compte des conditions aux limites de chaque tronçon, permet de connaître en chaque point les valeurs de y, y', M et T .

Une fois le calcul fait, il convient de vérifier que le seuil de plasticité n'est atteint en aucun point. En général, c'est en tête du pieu que les taux de sollicitation du sol sont maximaux. Si ce seuil est dépassé, il faut introduire un tronçon supplémentaire plastifié, c'est-à-dire dans lequel la réaction du sol est $B_p p_f$ quels que soient z et y .

2.4 Fondations profondes par micropieux multiples

Le moment en tête du groupe entraîne des efforts de compression ou de traction selon la position des pieux, ceci est traité dans le paragraphe 3.2. L'effort horizontal est repris généralement par le massif en tête ou réparti entre les différents micropieux (voir ci-avant).

3. Pylônes multipodes et leurs fonctions

Nous traiterons dans ce paragraphe des fondations soumises à des efforts d'arrachement ou de compression

3.1 Massifs en béton

3.1.1 Massifs sollicités à l'arrachement

Dans le bâtiment, lorsque des efforts d'arrachement apparaissent, ils sont repris soit par des fondations profondes sollicitées en traction, soit équilibrés par le poids propre de la fondation.

3.1.1.1 Massifs à dalle

3.1.1.1.1 Description

Devant l'importance des efforts d'arrachement transmis aux pieds des pylônes tétrapodes des lignes à haute tension, efforts pouvant atteindre plusieurs méganeutons, les installateurs et notamment l'EDF ont mis au point, depuis des décennies, des massifs adaptés pour reprendre de tels efforts, dits massifs à dalle (figure 12), qui étaient calculés à l'origine d'une façon assez empirique (méthode de l'angle de soulèvement).

À l'EDF, ces massifs font l'objet de séries normalisées (DCC, DCT, GEC, GET, etc.) de façon à permettre une adaptation des dimensions à la valeur de l'effort à reprendre, au type de pylône et à la qualité du terrain.

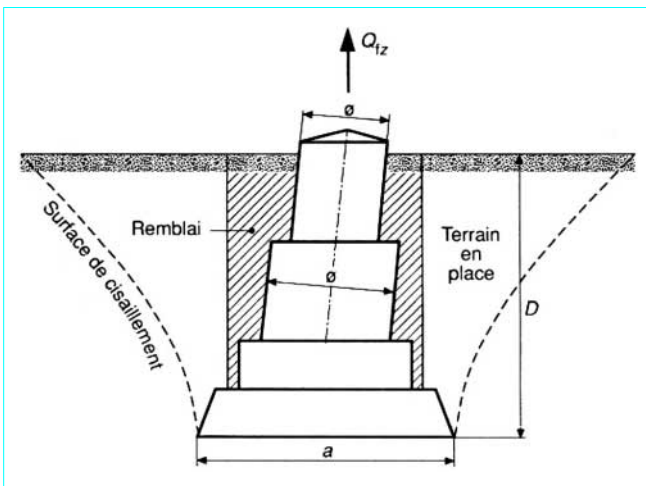


Figure 12 – Exemple de massif standardisé à redans

Une des caractéristiques particulières à certains de ces massifs est la présence d'un redan d'environ 15 cm de largeur qui doit être coulé à pleine fouille. Ce redan joue un rôle important, car il permet de s'assurer que la rupture par cisaillement se fera dans le terrain en place (surface de cisaillement en pointillé sur la figure) et non dans le remblai de comblement de la fouille, généralement de moins bonne qualité. Pour réaliser ce redan il est nécessaire que le terrain présente un minimum de cohésion apparente, ce qui est généralement le cas, sauf pour les sols immergés : des massifs sans redans sont alors utilisés, mais ils sont beaucoup plus conséquents.

3.1.1.1.2 Effort d'arrachement limite dans un sol homogène

Ces massifs sont actuellement justifiés par une méthode de calcul à la rupture dite « Méthode en c et φ » qui a été élaborée et décrite par D. Martin [5].

Le sol est caractérisé par (figure 13) :

- son poids spécifique γ ou γ' si le sol est situé sous la nappe ;
- son angle de frottement interne effectif φ' ;
- sa cohésion effective c' .

Le massif est défini par :

- les côtés a et b de son embase ou le périmètre p correspondant ;
- la profondeur d'encastrement D ;
- le poids W des terres et du béton situé à l'intérieur du cylindre droit circonscrit à l'embase de la fondation (en hachuré sur la figure 13).

Par simplification, la rupture du sol par cisaillement est supposée se produire selon une surface plane caractérisée par l'angle α .

L'effort limite d'arrachement est donné par la formule :

$$Q_{ft} = p D [c M_c + \gamma D (M_\varphi + M_\gamma)] + W \quad (45)$$

avec M_c et $M_\varphi + M_\gamma$ paramètres adimensionnels, fonctions de l'angle φ et de l'élancement de la fondation D/R [R (rayon équivalent) = $(a + b)/\pi$]. Ils sont donnés par les abaques de la figure 14.

3.1.1.1.3 Détermination de φ et c . Essai au Phicomètre®

Dans la publication d'origine [5], la façon dont φ est mesuré n'est pas précisée mais il ne peut s'agir que de caractéristiques non drainées, probablement mesurées à l'aide de cisaillement rectiligne non consolidé-rapide.

En pratique, seuls les sols fins présentant un minimum de cohésion se prêtent aux prélèvements d'échantillons intacts. Dans la plupart des cas (sols grossiers, hétérogènes, cailloux, roches décomposées...), la mesure en laboratoire, outre le fait qu'elle est onéreuse, est impossible.

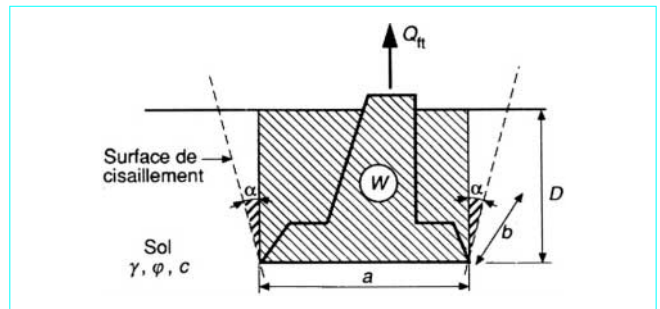


Figure 13 – Méthode de D. Martin. Hypothèses de calcul

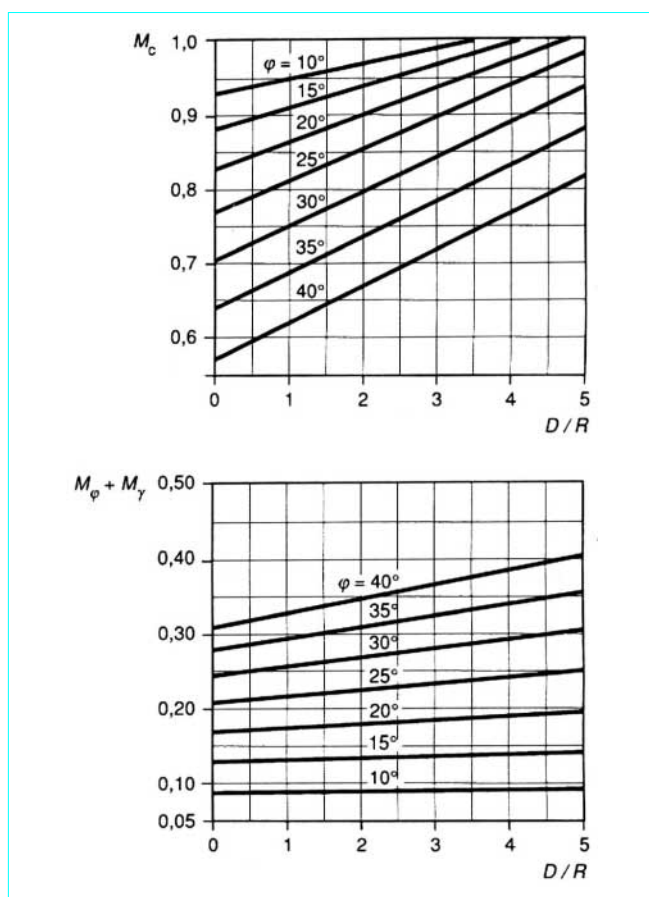


Figure 14 – Coefficients M_c et $(M_\varphi + M_\gamma)$

Ceci nous a conduit en 1985 à mettre au point et à breveter un appareil de mesure de la résistance au cisaillement *in situ* appelé le Phicomètre [7]. Cet appareil est, bien sûr, utilisé d'une façon beaucoup plus générale mais, à son origine, il a été imaginé pour le dimensionnement des massifs à dalle.

3.1.1.2 Fondation semi-profonde coulée à pleine fouille en terrain rocheux

Actuellement, les fondations semi-profondes coulées à pleine fouille ne sont pas utilisées pour reprendre des efforts d'arrachement autrement qu'en considérant leur poids propre ; ceci sauf dans le cas où la fondation est coulée dans le rocher franc : massifs standardisés type rocher d'EDF.

Ces derniers massifs sont utilisés surtout en montagne et uniquement quand la roche franche est subaffleurante, c'est-à-dire à moins de 1 m de profondeur.

La figure 15 montre la forme de cette série de massifs.

L'effort limite d'arrachement Q_{ft} est donné par la formule :

$$Q_{ft} = 2(a + b) D' q_s \quad (46)$$

avec a et b côtés du massif rectangulaire,

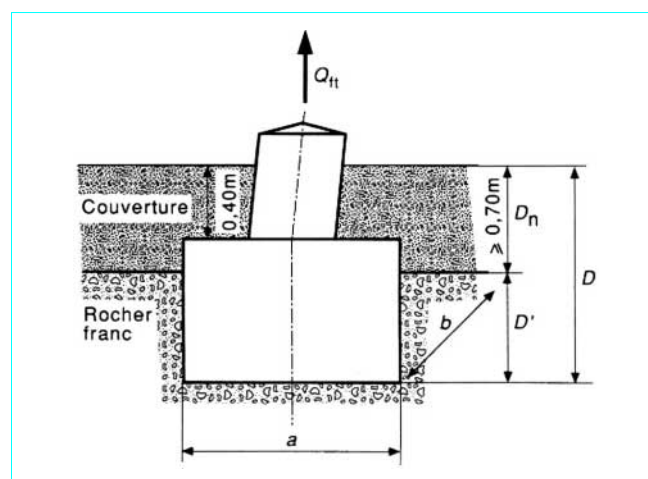


Figure 15 – Massif rocher sollicité à l'arrachement

D' hauteur sur laquelle le frottement latéral est supposé mobilisé. Une hauteur D_n , égale à la profondeur des sols de couverture augmentée de 0,30 m pour tenir compte d'une altération superficielle éventuelle, est neutralisée. En tout état de cause, elle est d'au moins 70 cm,

q_s frottement latéral limite unitaire rocher/béton.

Ces massifs étant très peu ancrés, il convient d'être prudent dans le choix de la valeur de q_s . En général, une valeur de 200 kPa est adoptée dans le rocher franc, voire moins en cas de doute sur la qualité de la roche.

3.1.2 Massifs sollicités en compression

3.1.2.1 Massifs à dalle

Les massifs à dalle se comportent comme une fondation superficielle et sont justifiés tant vis-à-vis de la charge limite que des tassements par les méthodes classiques (article *Fondations superficielles* [C 246] dans ce traité).

3.1.2.2 Massifs coulés à pleine fouille

Les massifs type rocher sont toujours stables vis-à-vis des efforts de compression.

Si des fondations semi-profondes coulées à pleine fouille dans les sols autres que le rocher sont sollicitées en compression, il est possible de les justifier à partir de la méthode suivante [8].

3.1.2.2.1 Détermination de la contrainte ultime q_u

■ Contrainte ultime q_{pu} due à la résistance à la base du puits

La contrainte ultime est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_p p_{\ell e}^* + \gamma D \quad (47)$$

avec $p_{\ell e}^*$ pression limite nette équivalente de la couche d'ancrage,
 k_p facteur de portance fonction de D/B , D étant pris égal à l'encastrement équivalent selon L. Ménard,
 γD poids des terres sur la hauteur minimale d'encastrement de la fondation.

■ Calcul du frottement latéral limite $Q_{f\ell}$

Le frottement latéral Q_f ne peut être pris en compte que si le puits est coulé à pleine fouille.

En l'absence de frottements parasites (frottement négatifs, actions du retrait ou du gonflement...), il est calculé en négligeant le frottement sur une hauteur du fût du puits de 1 m à partir de la surface du sol, les terrains de surface étant généralement remaniés et déconsolidés lors des travaux :

$$Q_{f\ell} = P_e \sum q_{si} h_i \quad (48)$$

avec P_e périmètre du puits,

q_{si} frottement latéral unitaire de la couche i ,

h_i épaisseur traversée par le puits dans la couche i .

■ Valeur globale

La charge ultime des puits est donnée par la formule :

$$Q_u = q_{pu} A + Q_{f\ell} \quad (49)$$

avec A section droite du puits.

La contrainte ultime correspondante est $q_u = Q_u/A$.

3.1.2.2.2 Contrainte de calcul en vue de la justification aux états limites ultimes (ELU)

La contrainte de calcul est, selon le DTU 13-12 :

$$q = \frac{q_u}{2} \quad (50)$$

Nota

— La vérification aux ELU vis-à-vis de q doit prendre en compte le poids propre du puits et d'éventuels frottements parasites.

— Si l'importance des tassements conduit à réduire la contrainte maximale sous ELS (états limites de service), la contrainte de calcul sous ELU est réduite dans les mêmes proportions.

3.1.2.2.3 Estimation de la charge nominale Q_N sous états limites de service

En tenant compte du poids propre du puits qui doit être inclus dans Q_N , la charge nominale sous ELS peut être estimée comme suit :

$$Q_N = A q_{pN} + Q_{fN} \quad (51)$$

avec Q_N charge nominale sous ELS,

A section du puits,

Q_{pN} résistance nominale de pointe sous ELS :

$$q_{pN} = \left(\frac{q_{pu} - \gamma D}{3} \right) + \gamma D \quad (52)$$

Q_{fN} frottement latéral autorisé sous ELS = $Q_{f\ell}/2$.

La contrainte de service autorisée sous ELS est :

$$p = Q_N/A \quad (53)$$

Remarques importantes

La contrainte de calcul a été déterminée avec le même coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture que pour les fondations superficielles.

Du fait du déplacement faible nécessaire pour mobiliser le frottement latéral, la contrainte nominale destinée à limiter les tassements est calculée, en ce qui concerne ce dernier, avec la même règle que pour les pieux.

Il s'ensuit que, généralement, la contrainte de calcul à ne pas dépasser sous ELU est relativement peu élevée par rapport à la contrainte nominale autorisée sous ELS. Le plus souvent, ce sont les ELU qui imposeront la dimensionnement des puits.

3.1.2.2.4 Évaluation des tassements

■ Loi de déformations à la base

On considère que le puits se comporte comme un solide incompressible, ce qui, dans le cas présent, est tout à fait justifié ; la déformation verticale est la même en chaque point du massif.

Sous la base, le tassement est donné par les formules de L. Ménard reprises dans le DTU 13-12 *Fondations superficielles*.

Le tassement s de l'assise est la somme de deux termes :

— s_c tassement dit de consolidation ;

— s_d tassement dit déviatorique.

Soit :

$$s = s_c + s_d \quad (54)$$

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_s} (q_p - q_0) \lambda_c B \quad (55)$$

$$s_d = \frac{2}{9E_d} (q_p - q_0) B_0 (\lambda_d \cdot B/B_0)^\alpha \quad (56)$$

avec B_0 0,6 m,

B largeur ou diamètre des puits,

q_p contrainte réelle transmise à la base du puits sous ELS,

q_0 poids initial des terres au niveau de la base du puits,

α coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol,

λ_c et λ_d coefficients de forme,

E_s module pressiométrique sphérique sur une épaisseur de 0,5 B sous le niveau de la base du puits,

E_d module pressiométrique déviatorique pondéré selon la méthode de L. Ménard.

Nota : en fait, la formule (56) est remplacée par une formule plus complète [9] qui permet d'obtenir une estimation des déformations plastiques sous charges élevées sans modifier sensiblement la valeur des tassements dans le domaine élastique.

■ Loi de déformations en latéral

La loi de mobilisation du frottement latéral en fonction de s s'écrit [9] :

$$s = \frac{-2 R_p q_s}{K' E} \ln \left(1 - \frac{\tau}{q_s} \right) \quad (57)$$

avec R_p rayon moyen du puits = $P_e/2\pi$, limité supérieurement à 1 m (P_e : périmètre de la fondation),

q_s frottement unitaire latéral limite,

E module pressiométrique,

K' coefficient (0,8 dans les sables et les graviers et 2,0 dans les autres sols),

τ contrainte de frottement latéral mobilisée ($\tau \leq q_s$).

Nota :

— La formule (57) fournit un déplacement proportionnel au rayon de la fondation, ce qui conduit à une aberration pour les fondations de grandes dimensions.

— Compte tenu de la gamme de diamètres à l'intérieur de laquelle la formule a été validée [10] et des ordres de grandeurs des lois de comportement en frottement latéral, il est judicieux de borner supérieurement R_p à 1 m.

■ Tassement global

En définitive, pour chaque valeur donnée à s , les formules (54) et (57) permettent de calculer la charge totale Q correspondante appliquée sur le puits :

$$Q = Q_p + Q_f \quad (58)$$

avec

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$$Q_f = P_e \sum h_i \tau_i$$

Le calcul peut être exécuté par ordinateur.

Nota : le fascicule 62, titre V, du CCTG du Ministère de l'Équipement présente une autre méthode de calcul plus simple mais qui ne permet pas le calcul des tassements [11].

3.2 Fondations profondes

3.2.1 Types de pieux utilisés

La caractéristique essentielle des pieux supports de pylônes multipodes est qu'ils sont sollicités autant en arrachement qu'en compression. Il y a donc lieu de choisir des types de pieux adaptés aux terrains à traverser et mobilisant le frottement latéral le mieux possible.

Pour les ouvrages linéaires du moins, un autre élément à prendre en compte réside dans le choix du matériel de battage ou de forage qui doit être adapté aux conditions particulières : l'accessibilité des sites est souvent très difficile et le poste « déplacement d'un support à l'autre » est très lourd.

Pour ces différentes raisons, les pieux les plus fréquemment utilisés sont de trois types :

- pieux métalliques lisses battus ;
- pieux battus enrobés ;
- pieux ou micropieux forés et injectés.

3.2.1.1 Pieux battus métalliques lisses

Les pieux métalliques lisses peuvent être ouverts à la base ou fermés. Ils ne sont utilisés que pour des efforts d'arrachement modérés (Q_{ft} sous ELU < 600 kN). De plus, il faut s'assurer que le refus au battage ne risque pas d'être obtenu prématurément, ce qui suppose une étude des sols suffisamment conséquente.

Il y a lieu également d'être très prudent dans le choix des valeurs du frottement latéral q_s .

Si un refus prématuré est obtenu, il faut prolonger le pieu en utilisant une autre technique (micropieu foré en général), ce qui entraîne un surcoût important.

3.2.1.2 Pieux battus enrobés

Les pieux battus enrobés sont munis d'un sabot à base carrée pour les petits diamètres (figure 16a), ou sont circulaires ouverts pour les gros diamètres (figure 16b).

Dans ce type de pieu, un coulis de ciment est injecté gravitairement au fur et à mesure de l'enfoncement du pieu.

L'expérience montre que ces pieux sont parfaitement adaptés aux fondations sollicitées en arrachement, pourvu qu'ils puissent être battus jusqu'à la profondeur désirée.

3.2.1.3 Pieux ou micropieux forés injectés

Le forage est généralement réalisé avec une machine travaillant en rotoperçussion avec un marteau fond de trou (article *Forages et sondages* [C 228] dans cette rubrique).

Les pieux usuels sont forés dans des diamètres variant entre 140 et 450 mm. Le forage est équipé d'un tube métallique qui sert d'armature.

En tête des micropieux est coulé un chevêtre, même s'il n'y a qu'un seul micropieu par appui (figure 17). Ce chevêtre permet de lier correctement le support et la fondation, il facilite également la reprise des efforts secondaires horizontaux.

3.2.2 Justification vis-à-vis des efforts d'arrachement et de compression

Les dimensionnements des pieux sont faits à partir des méthodes décrites dans l'article *Fondations profondes* [C 248] de cette rubrique. En général, la méthode pressiométrique est utilisée et

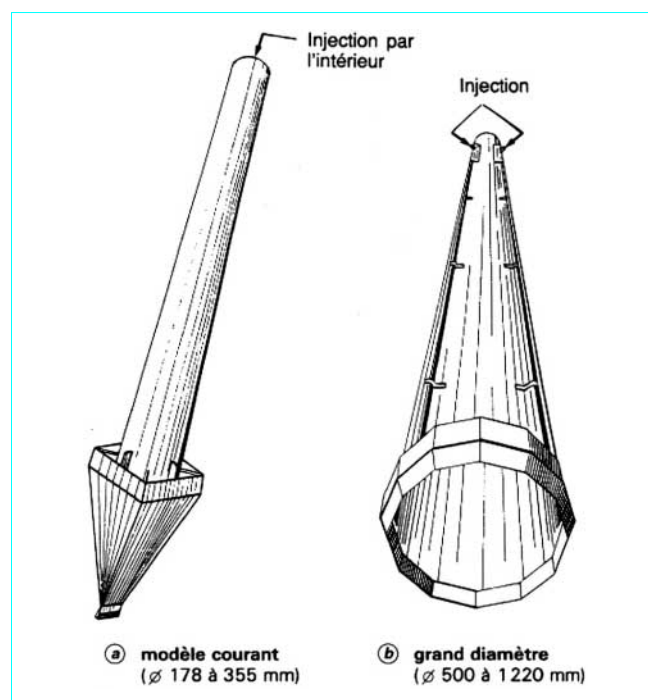


Figure 16 – Pieu battu enrobé

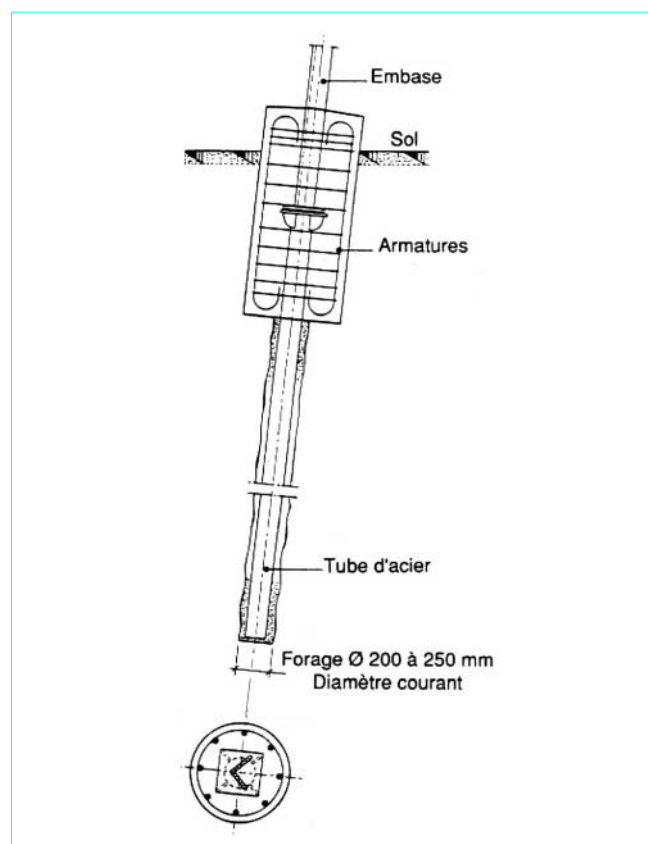


Figure 17 – Micropieu injecté unique avec chevêtre en béton armé

parfois la méthode au pénétromètre statique lorsque des refus prématurés du pénétromètre ne sont pas à craindre.

Bien entendu, seule la résistance au frottement latéral est considérée pour la justification vis-à-vis des efforts d'arrachement. Il est usuel de ne pas prendre en compte le poids propre du pieu, ce qui fournit une sécurité supplémentaire.

En compression, la charge ultime est obtenue traditionnellement en ajoutant l'effort de pointe et le frottement latéral, sauf pour les micropieux de diamètre < 250 mm pour lesquels la pointe est négligée.

Références bibliographiques

- [1] CASSAN (M.). – *Les essais in situ en mécanique des sols*. Tome II. Eyrolles (1978).
- [2] DTU 13-12 : *Règles de calcul des fondations superficielles*. CSTB, mars 1988.
- [3] *Directives techniques pour l'étude et la construction des lignes aériennes*. Fondations de pylônes, Tome 5 des Directives Lignes aériennes, Électricité de France, nov. 1990.
- [4] HAHN (M.L.). – *Détermination des contraintes dans un massif de fondation rectangulaire soumis à des charges excentrées*. Circulaire n° 16, série 6, Annales de l'ITBTP, 25 oct. 1946.
- [5] MARTIN (D.). – *Calcul des pieux et des fondations à dalle des pylônes de transport d'énergie électrique. Étude technique et résultats d'essais en laboratoire et in situ*. Annales ITBTP. Supplément au n° 307.308, juil.-août 1973.
- [6] PHILIPPONNAT (G.). – *Généralisation de la méthode du Réseau d'État aux sols cohérents et aux multicouches. Fondations des supports aériens*. Société des Électriciens et Électroniciens, nov. 1986.
- [7] PHILIPPONNAT (G.). – *L'essai au Phicomètre*. Analyse de 200 essais de cisaillement *in situ*. Annales ITBTP n° 460, déc. 1987.
- [8] PHILIPPONNAT (G.). – *Retrait-gonflement des argiles*. Proposition de méthodologie. Annexe 2, *Fondations semi-profondes. Méthode de calcul*. Revue Française de Géotechnique, n° 57, p. 5 à 22, oct. 1991.
- [9] COMBARIEUX (O.). – *Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée*. Note d'information technique LCPC (1988).
- [10] FRANK (R.) et ZHAO (S.R.). – *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charges axiales de pieux forés dans les sols fins*. Bulletin de liaison des LPC, n° 119 (1982).
- [11] *Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil*. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. Fascicule 62, titre V, 1993. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n° 93,3, 182 p.