



Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Logement



DIMENSIONNEMENT DES MASSIFS DE FONDATION

**POUR LES PORTIQUES,
POTENCES ET HAUTS MÂTS**

NOVEMBRE 1999



Page laissée blanche intentionnellement

DIMENSIONNEMENT DES MASSIFS DE FONDATION

POUR LES PORTIQUES, POTENCES ET HAUTS MÂTS

GUIDE TECHNIQUE

NOVEMBRE 1999



Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

Centre de la Sécurité et des Techniques Routières
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
Téléphone : 01 46 11 31 31 - Télécopie : 01 46 11 31 69
Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

Page laissée blanche intentionnellement

COMPLÉMENT

portant sur l'interface entre le support et la fondation

Le guide technique "Dimensionnement des massifs de fondation pour les portiques, potences et hauts mâts" ne comporte aucune disposition constructive concernant les liaisons entre les fondations et les supports de signalisation.

Ces dispositions constructives seront intégrées dans un chapitre ad hoc, ou en annexe technique normative, dans la norme XP P 98-550 - Signalisation routière verticale - Portiques, potences et hauts mâts actuellement en cours de révision, par un groupe de travail spécifique.

Cependant, afin d'assister le lecteur dans la définition des liaisons entre les embases des poteaux et les fondations, nous apportons ici quelques recommandations. Ces recommandations sont provisoires et pourront évoluer et être complétées par la prochaine norme XP P 98-550.

Définitions

Matage : Système de scellement d'une embase sur un massif de fondations. Sur une épaisseur de 3 à 6 centimètres environ, un mortier de ciment sans retrait, formulé de telle sorte qu'il ait une consistance très ferme est mis en place par damage horizontal sous la platine de l'embase.

Haut-mât : Structure isostatique (non redondante) constituée d'un montant unique et d'une ou plusieurs traverses symétriques, supportant un ou plusieurs panneaux masquant entièrement la ou les traverses.

Potence : Structure isostatique (non redondante) constituée soit par un montant unique et un bras (potence simple) soit par un montant unique et deux bras ou une traverse (potences en T ou double).

Portique : Structure hyperstatique comportant plusieurs montants et une traverse fixée sur les montants.

E.L.S. : Etat limite de service

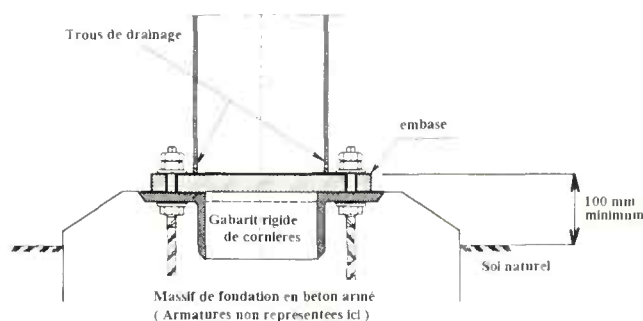
E.L.U. : Etat limite ultime

Dispositions constructives

1. Lors de l'installation de l'ouvrage, un gabarit rigide constitué par exemple de cornières métalliques, ayant fait l'objet en usine d'une présentation à blanc avec la plaque d'embase, peut être utilisé pour disposer les tiges d'ancrage avec précision. Dans ce cas, l'embase doit être directement mise au contact du gabarit, sans jeu. Le recours à des usinages, des perçages ou des pliages lors de la pose sur chantier est interdit.

Si le gabarit et/ou l'embase sont en acier, ils doivent être revêtus d'une protection anticorrosion. Cette protection doit être adaptée si l'on a recours à deux matériaux différents (acier et aluminium) pour éviter les effets de pile.

Schéma d'une interface conçue selon les dispositions de la clause 1

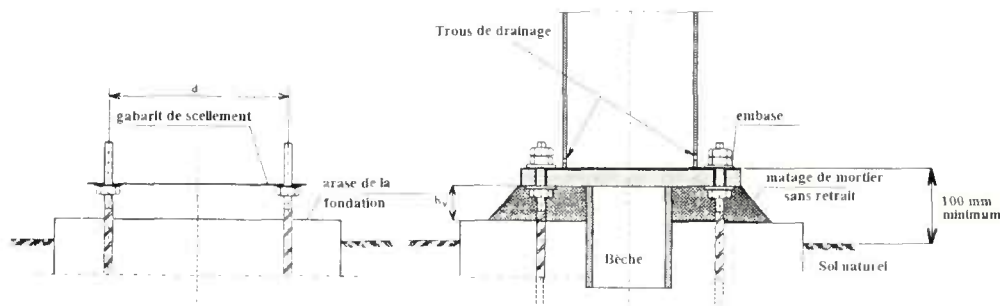


2. Dans le cas où la plaque d'embase est provisoirement montée sur les seules tiges d'ancrage, un matage de mortier de ciment sans retrait doit être mis en œuvre dans l'interface entre l'embase et le massif de fondation. En d'autres termes, les liaisons dites aériennes sont interdites.

Le réglage et le blocage de l'ouvrage se font à l'aide des écrous situés sur et sous la semelle de l'embase. Le recours à des usinages, des perçages ou des pliages lors de la pose sur chantier est interdit. Il demeure recommandé de mettre en place les tiges d'ancrage au moyen d'un gabarit de scellement.

Pour éviter toute stagnation d'eau, les pentes des chants du matage seront inclinées à 45 degrés.

Schéma d'une interface conçue selon les dispositions de la clause 2



Les interfaces conçues selon les dispositions décrites à la clause 2, précédemment, doivent faire l'objet des justifications complémentaires suivantes :

- 2.1. La distance entre le dessous de l'embase et l'arase de la fondation (h_v) doit être inférieure à 4 fois le diamètre des tiges d'ancrage, pour éviter le risque de flambement des tiges d'ancrage.
- 2.2. Les calculs de justification vis-à-vis des efforts de l'ELS de l'ELU et de fatigue devront respecter les principes suivants :
 - dans le calcul des efforts exercés sur les tiges d'ancrage et la plaque d'embase, on considère que l'axe neutre de flexion passe par le barycentre des sections des tiges d'ancrage. La surface de contact constituée par le matage, mis en place entre la plaque d'embase et le massif de fondation, est négligée ;
 - le calcul de justification des tiges d'ancrage vis-à-vis du moment de renversement du poteau causé par le vent est mené en négligeant la présence du mortier de matage. On suppose en d'autres termes que l'ouvrage repose uniquement sur les points d'appuis que constituent les tiges d'ancrage par l'intermédiaire des écrous ;
 - on s'assure pour le transfert de l'effort tranchant et du couple de torsion par les tiges d'ancrage, que celles-ci ne sont pas à même de se ruiner, en l'absence du mortier de matage, par l'apparition d'un mécanisme de ruine dû à la formation de rotules plastiques aux jonctions avec la plaque d'embase et avec la fondation.
En d'autres termes, il faut, pour les tiges d'ancrage tenir compte de la flexion des tiges sous un effort horizontal, en considérant les tiges comme encastées dans le massif de fondation et dans la platine d'embase de l'ouvrage. Une bêche centrale, ou un dispositif équivalent, pourra être pris en compte pour reprendre le transfert de l'effort tranchant, si sa liaison à la structure et son ancrage dans la fondation sont justifiés.
On cumulera alors, aux extrémités libres des tiges d'ancrage, les contraintes normales de flexion (effet d'un effort horizontal) et les contraintes normales d'effort normal (effet d'un moment de renversement).

Autres dispositions constructives indépendantes du type d'interface choisi

3. Lorsqu'un poteau porteur de signal est implanté sur un trottoir muni d'un revêtement, les fondations sont arasées au niveau du trottoir. La pente du trottoir doit permettre d'éviter les rétentions d'eau. Une pente de deux pour cent au moins est recommandée pour favoriser cet écoulement de l'eau.
Dans le cas où le poteau porteur de signal est implanté sur un sol naturel, la platine d'embase doit en revanche surplomber le sol naturel de 100 millimètres au moins.
4. Les tiges d'ancrage sont constituées exclusivement de tiges à filets roulés. Les filetages usinés par un outil de taraudage sont interdits.
5. Un dispositif d'étanchéité est appliqué sur la platine de l'embase, le chant incliné à 45 degrés du matage, et le massif de fondation dans le voisinage de l'encastrement. Ce dispositif peut, par exemple, être constitué d'un film adhérent, système unique compatible avec les différents subjectiles.
6. Un système de drainage doit permettre l'évacuation de l'eau ayant pu pénétrer par accident à l'intérieur du poteau encasté sur l'embase.

Page laissée blanche intentionnellement

SOMMAIRE

INTRODUCTION	5
1 DÉFINITION DES EFFORTS PRIS EN COMPTE	7
A DÉFINITION DES ACTIONS	7
B COMBINAISON DES ACTIONS	7
2 DÉFINITION DE SOLS TYPES	8
3 DÉFINITION GÉOMÉTRIQUE DES DIFFÉRENTS TYPES DE FONDATIONS	10
4 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	11
A SOLUTION SEMELLE	11
B SOLUTIONS SEMI-PROFONDES : MASSIF UNIQUE	14
C SOLUTION FONDATIONS PROFONDES	17
5 FERRAILLAGE	19
6 EFFETS DES CHOCS DE VÉHICULES	19
DÉFINITION DES VARIABLES	20

Page laissée blanche intentionnellement

INTRODUCTION

Jusqu'en 1993, la fourniture et la pose des portiques, potences et hauts mâts - y compris les massifs de fondation - étaient régies par la rédaction provisoire du cahier des charges type de décembre 1978 : règles de calcul, exécution des massifs, montage, épreuves de contrôle. Les règles de calcul - hypothèses, caractéristiques des matériaux et composants - ont fait l'objet d'une mise à jour à l'occasion de l'élaboration de la norme expérimentale XP P 98-550⁽¹⁾ publiée en août 1996 et basée sur le calcul aux états-limites.

Or, cette norme ne couvre pas les massifs de fondation : les concepteurs n'ont donc toujours que les articles 3-2 et 3-3 du document provisoire de 1978 à leur disposition.

Par ailleurs, le récent fascicule 62, titre V⁽²⁾ du CCTG, basé aussi sur le calcul aux états-limites, s'avère mal adapté aux massifs pour portiques, potences et hauts mâts :

- il est en effet très orienté vers les ouvrages comportant des charges verticales prédominantes (par exemple les fondations des ponts), ce qui n'est pas le cas des portiques, potences et hauts mâts pour lesquels l'action du vent est souvent prépondérante ;
- son application conduit généralement à éliminer les solutions de semelle superficielle pourtant couramment utilisées et qui semblent donner satisfaction.

Le but de ce guide est donc d'actualiser l'article 3.2 «Règles de calcul des massifs de fondation» du cahier des charges de décembre 1978 et de proposer des solutions adaptées aux portiques, potences et hauts mâts.

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de justifier par le calcul les phénomènes de torsion et de rotation ; ces phénomènes ne sont pas non plus pris en compte dans le fascicule 62.

⁽¹⁾ Signalisation routière verticale. Portiques, potences et hauts mâts. Spécifications de calcul, mise en oeuvre, contrôle. Il s'agit de la version révisée d'une première publication de juillet 1993 (P 98-550).

⁽²⁾ Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Page laissée blanche intentionnellement

1 DÉFINITION DES EFFORTS PRIS EN COMPTE

La combinaison des actions auxquelles est soumis le support de signalisation engendre un torseur à la base du (des) montant(s) ; on obtient trois efforts (normaux et tranchants) et trois moments (fléchissants et de torsion).

A DÉFINITION DES ACTIONS

Elles sont définies dans la norme XP P 98-550, soit :

G = actions permanentes ou faiblement variables (poids propre,...)

G^* = poids propre de la fondation

$Q_{k,e}$ = charge d'exploitation

$Q_{k,v}$ = charge du vent

$Q_{k,n}$ = charge de neige

$Q_{k,t}$ = action due aux écarts de température

Les effets de ces actions sont issus du calcul de la structure et s'appliquent à la base du montant, sauf pour G^* qui s'applique au centre de gravité de la fondation.

B COMBINAISON DES ACTIONS

La combinaison des actions s'articule comme indiqué dans la norme XP P 98-550, aux paragraphes 4.1.3.1 pour l'Etat-Limite Ultime (ELU) et 4.1.3.2 pour l'Etat-Limite de Service (ELS).

2 DÉFINITION DE SOLS TYPES

Pour le type d'ouvrage étudié, le problème est la reprise de moments importants et non celui lié aux charges verticales qui sont faibles. On a donc établi une classification adaptée à l'effort dimensionnant et à la solution de massif la plus souvent mise en oeuvre dans la pratique actuelle. Le tableau 1 ci-contre «Valeurs des caractéristiques des sols types» indique la totalité des paramètres susceptibles d'intervenir dans le dimensionnement d'une fondation d'un portique, d'une potence ou d'un haut mât. Trois classes de sols ont été définies :

- les sols cohérents (argiles, limons) avec deux sous-classes : sols peu consistants (mous) et sols consistants (fermes) ;
- les sols frottants (sables et graviers) avec également deux sous-classes : lâches et moyennement compacts ;
- les roches, matériaux extraits au brise-roche ou à l'explosif qui ne posent pas de problème de dimensionnement mais qui se situent *a priori* à la limite du domaine d'application du fascicule 62, titre V du CCTG.

L'identification, par le maître d'oeuvre, d'un des sols types définis au tableau 1 nécessite l'intervention d'un spécialiste et s'effectue :

- soit par la réalisation d'essais pressiométriques ou au pénétrométrique statique ; dans ce cas il faut retenir le sol type inférieur le plus proche par défaut ;
- soit par la connaissance d'autres caractéristiques représentatives ;
- soit à partir d'éléments représentatifs disponibles (dossier de recollement, étude de sols relative à la même zone de travaux).

Si cette identification des sols ne permet pas de mesurer directement les valeurs des caractéristiques nécessaires pour les calculs, ces dernières peuvent être obtenues par défaut à partir du tableau 1 ci-contre.

Tableau 1 : valeurs des caractéristiques des sols types (*)

Caractéristiques		Sols cohérents (argiles, limons)		Sols frottants (sables, graves)		Roches
Appellation	Symbole et unité	Peu consistants	Consistants	Lâches	Moyennement compacts	
Pression de fluage déterminée au pressiomètre	p_f (kPa) (annexe C5)	300	800	200	1.000	3.000
Pression limite déterminée au pressiomètre	p_l (kPa) (annexe E1)	500	1.200	500	1.500	5.000
Module pressiométrique	E_M (kPa) (annexe C5)	5.000	15.000	3.500	10.000	60.000
Coefficient caractérisant le sol	α (annexe C5)	2/3	2/3	1/3	1/3	1/2
Résistance à la pénétration de la pointe	q_c (kPa) (annexe E1)	1.500	3.000	3.500	10.000	refus
Cohésion non consolidée et non drainée	c_u (kPa)	30	60	0	0	_ (**)
Cohésion à long terme	c' (kPa)	0	10	0	0	_ (**)
Angle de frottement interne drainé	ϕ' (°)	25	25	27	35	40
Frottement latéral unitaire	q_s (kPa) (annexe C3)	20	70	80	100	300
Permet de calculer la minoration due à la proximité de la surface du sol	Profondeur critique (m) (annexe C5)	2 x B	2 x B	4 x B	4 x B	0,3
Poids spécifique du sol	γ (kN/m ³)	19	20,5	18	20	25

Nota : Les annexes mentionnées se rapportent au fascicule 62, titre V.

(*) Valeurs moyennes issues de l'expérience ; certains sols peuvent toutefois avoir des caractéristiques plus faibles.

(**) La cohésion d'un massif rocheux étant conditionnée par les matériaux contenus dans les discontinuités, il n'est pas possible de proposer des valeurs.

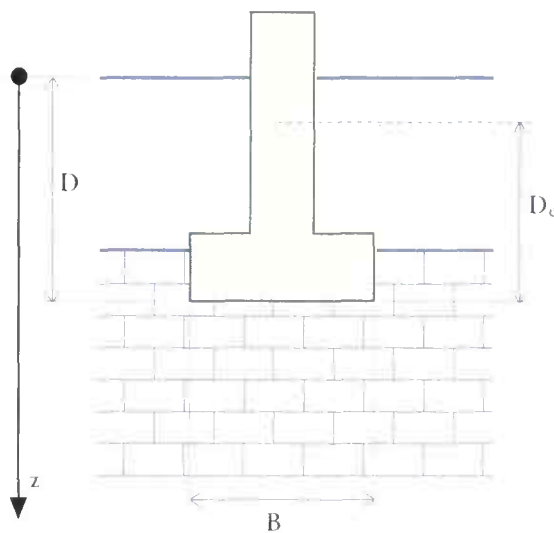
3 DÉFINITION GÉOMÉTRIQUE DES DIFFÉRENTS TYPES DE FONDATIONS

Elle est exclusivement basée sur le rapport entre la hauteur d'encastrement D_e définie au fascicule 62, titre V, annexe E2 (égale au maximum à la hauteur D contenue dans le sol) et la largeur B de la fondation :

- fondations superficielles, semelles $0 \leq D_e/B < 1,5$
- fondations semi-profondes $1,5 \leq D_e/B < 5$
- fondations profondes $5 \leq D_e/B$

En l'absence d'essai pressiométrique ou au pénétrométrique statique, on admet $D_e = D/2$

Ces trois types de solutions sont à analyser pour les portiques, potences et hauts mâts.



4 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

C'est la démarche qui consiste, pour toutes les combinaisons d'actions provenant de la structure, à définir le type et les dimensions de la fondation à envisager en fonction de la nature et de la qualité des sols constituant leur assise.

A SOLUTION SEMELLE

Outre le critère d'encastrement $D_e/B < 1,5$, il faut rappeler qu'une telle fondation ne transmet d'effort au sol que par l'intermédiaire de sa surface d'appui, aucun effort n'étant transmis par les parois latérales de la semelle.

Les formules ci-après sont établies dans l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

On justifie le choix et le dimensionnement d'une solution semelle en vérifiant :

- l'ELU et l'ELS de mobilisation du sol ;
- l'ELS de décompression du sol ;
- l'ELU d'équilibre statique ;
- l'ELU de glissement sous la semelle ;
- l'ELU de stabilité d'ensemble si nécessaire.

Ces justifications sont menées en deux temps :

- selon l'axe longitudinal^(*) de la semelle

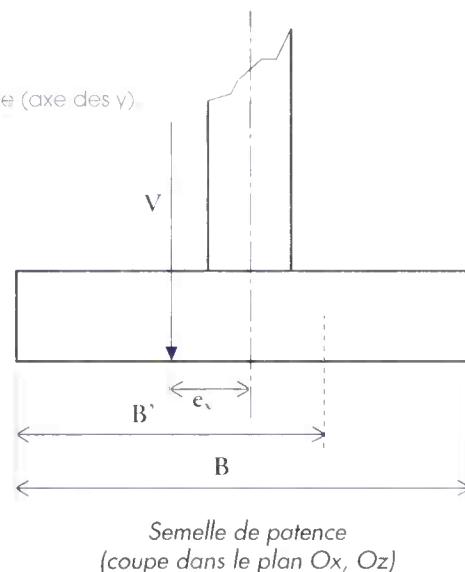
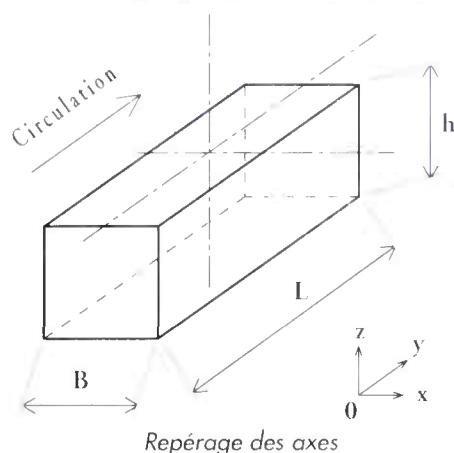
Pour les combinaisons d'action avec le vent, celui-ci est pris dans le sens longitudinal.

Pour les potences, ce calcul s'effectue avec une largeur réduite de semelle $B' = B - 2e_x$, tenant compte de l'excentricité e_x de la résultante des charges verticales liée à l'excentrement du(es) panneau(x) supporté(s) par rapport au centre du massif de fondation.

- selon l'axe transversal de la semelle

Pour les combinaisons d'action avec le vent, celui-ci est pris dans le sens transversal.

(*) L'axe longitudinal est parallèle à l'axe de la chaussée (axe des y).



A.1 ELS et ELU de mobilisation du sol

1. Selon l'axe longitudinal

La sollicitation normale apportée par l'ouvrage au sol est définie par la contrainte de référence q_{ref} qui s'exprime comme suit :

$$q_{ref} = \frac{3 \cdot q_{max} + q_{min}}{4} \quad \text{avec :} \quad \begin{array}{l} M_x \text{ est le moment} \\ \text{autour de l'axe } x. \end{array}$$

$$q_{min} = \frac{V}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \quad \text{et} \quad q_{max} = \frac{V}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \quad \begin{array}{l} V \text{ est l'effort vertical} \\ \text{à la base du massif.} \end{array}$$

Deux cas de figure peuvent se présenter selon la nature du sol et le type de semelle. Soit toute la longueur L de la semelle est comprimée, soit seulement une partie. On vérifie donc s'il y a décompression de la semelle.

On pose $e_x = \frac{M_x}{V}$, e_x étant l'excentricité du torseur équivalent.

Il y a décompression si $e_x \geq \frac{L}{6}$

S'il n'y a pas de décompression, la contrainte de référence a pour valeur : $q_{ref} = \frac{V}{B \cdot L} + \frac{3 \cdot M_x}{B \cdot L^2}$

S'il y a décompression, la contrainte de référence devient : $q_{ref} = \frac{V}{B \cdot (L - 2 \cdot e_x)}$

Rappel : pour les poteaux on remplace B par B'

2. Selon l'axe transversal

Dans ce cas, B est remplacé par L , L par B , M_x par M_y et e_x par e_y .

Dans les deux cas, la contrainte q_{ref} est comparée à la contrainte à la rupture q_u du sol affectée d'un coefficient de sécurité γ_q . La contrainte q_u est normalement déterminée à partir des caractéristiques du sol suivant les indications du fascicule 62, titre V, annexes B1 et B2.

On vérifie donc que : $q_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} \cdot q_u \cdot \beta$

Dans les cas simples :

q_u peut être assimilée à la pression limite pressiométrique p_l .

β est un coefficient de réduction tel que : $\beta = e^{-\frac{H}{V} \cdot \arctg \frac{H}{V}}$

H et V sont respectivement les efforts horizontal et vertical à la base du massif ;

c_u la cohésion non consolidée et non drainée en kPa ;

$\arctg \frac{H}{V}$ est exprimé en radian.

$\gamma_q = 3$ à l'ELS, ce qui correspond au domaine élastique de comportement du sol ;

$\gamma_q = 2$ à l'ELU, pour éviter la rupture du sol de fondation et la ruine de la structure portée.

A.2 ELS de décompression du sol

Cet état-limite définit la surface maximale non comprimée de la semelle.

La longueur comprimée L_c a pour valeur $L_c = 3.(\frac{L}{2} - e_x)$ (calcul longitudinal)

$$\text{ou } L_c = 3.(\frac{B}{2} - e_y) \text{ (calcul transversal).}$$

Le fascicule 62, titre V et le guide des fondations de remontées mécaniques préconisent respectivement les valeurs de 0 % et 15 % de décompression du sol pour l'ELS sous charge permanente.

Pour les potences, on retient un taux de décompression maximal du sol de 15 % à l'ELS sous charge permanente.

Le fascicule 62, titre V et le guide des fondations de remontées mécaniques préconisent respectivement les valeurs de 25 % et 30 % de décompression du sol pour l'ELS fondamental.

Pour les portiques et potences, on retient un taux de décompression maximal du sol de 30 % à l'ELS fondamental.

A.3 ELU de renversement

Il est appelé également ELU d'équilibre statique et concerne le risque de basculement de la semelle. Toujours par analogie, on note que le fascicule 62, titre V et le guide des remontées mécaniques autorisent respectivement un taux de décompression du sol de 90 % et de 70 % à l'ELU.

Pour les portiques et potences, on retient un taux de décompression maximal du sol de 90 % à l'ELU.

A.4 ELU de glissement

Il correspond au mécanisme de rupture par glissement à l'interface sol semelle ou le long d'un plan de faiblesse du sol (roches anisotropes en particulier). On vérifie que la résultante des forces horizontales reste inférieure à la force mobilisable F_h dans le sol sous la partie comprimée de la semelle. Des coefficients de sécurité, respectivement de 1,2 et 1,5, sont pris sur les termes $\text{tg } \varphi'$ (angle de frottement interne drainé) et c' (cohésion à long terme).

On calcule $F_h = (\frac{1}{1,2} \cdot V \cdot \text{tg } \varphi') + (\frac{1}{1,5} \cdot c' \cdot A')$ A' est la surface comprimée de la semelle.

Nota : Les justifications demandées correspondent aux caractéristiques à long terme (ou drainées) du sol ; pour les sols cohérents, il convient de s'assurer qu'il n'existe pas de risque de glissement à court terme.

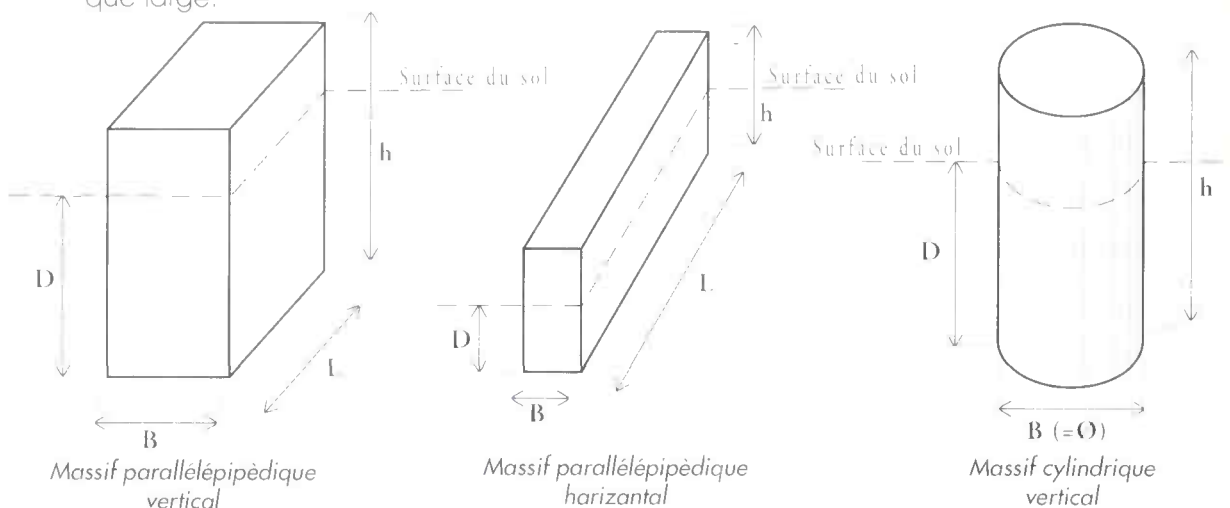
A.5 Etat-limite de stabilité d'ensemble pour implantation sur talus

Il correspond, dans l'esprit, à la vérification au grand glissement d'un ouvrage et s'assure que les charges apportées par l'ouvrage ne sont pas susceptibles de provoquer la rupture d'un volume important de sol, soit dans la masse (sols meubles), soit le long d'une discontinuité (roches en particulier). Cette vérification est donc à faire lorsqu'un portique et plus particulièrement une potence sont implantés à proximité immédiate d'une pente (crête de talus) et *a fortiori* dans une pente. Les méthodes à mettre en oeuvre sont les méthodes classiques de stabilité de pentes (BISHOP modifié ou perturbations) : les caractéristiques de sols qui interviennent dans le calcul sont c_u (cohésion non consolidée et non drainée), φ' et c' .

B SOLUTIONS SEMI-PROFONDES : MASSIF UNIQUE

Ce sont des fondations dont le rapport D_e/B est compris entre 1,5 et 5. L'intérêt d'utiliser ce type de fondation pour les portiques, potences et hauts mâts étudiés tient au fait que la reprise des efforts horizontaux se fait en cumulant le comportement des fondations superficielles et celui des fondations profondes (pression frontale horizontale sur le sol). En se référant au fascicule 62, titre V, annexe D, le modèle de calcul élastoplastique suivant est préconisé :

- pression verticale sous la base : les contraintes sont proportionnelles aux déplacements. Les mêmes critères de justification que pour les semelles sont à vérifier pour ce qui concerne la portance (état-limite de mobilisation du sol et décompression) ;
- pression horizontale sur le fût : elle est du type élastoplastique ($p = k_{\parallel} \delta$) où k_{\parallel} est une fonction du module pressiométrique E_{\parallel} et δ le déplacement horizontal ; p est limitée par la pression pressiométrique de fluage p_f avec un coefficient minorateur lié à la proximité de la surface (prise en compte de la profondeur critique) ;
- frottements latéraux parallèles au sens du déplacement : ils sont du type élastoplastique ($p = k_{\perp} \delta$) où k_{\perp} est une fonction du module pressiométrique E_{\perp} et δ le déplacement horizontal ; p est limitée par une valeur proportionnelle au frottement unitaire q_u ; la longueur L , sur laquelle cet effort est pris en compte est $L_e = L - B$; les frottements latéraux ne sont donc pris en compte que lorsque le massif est plus long que large.



La prise en compte d'une réaction du terrain sur le fût de la fondation ne peut être envisagée qu'à condition que :

- les méthodes d'exécution n'entraînent pas une décompression ou des dégradations trop importantes du terrain (emploi d'explosifs par exemple) lorsqu'il s'agit du terrain en place ;
- ce terrain soit soigneusement compacté lorsqu'il est rapporté ;
- aucun phénomène (affouillement, travaux ultérieurs, etc.) ne soit susceptible de modifier la géométrie du terrain ;
- la hauteur probable de gel soit neutralisée ;
- les déplacements nécessaires pour mobiliser cette réaction soient compatibles avec les déformations admissibles de la structure ; la fixation d'une rotation maximale constitue souvent le facteur dimensionnant, un simple calcul à la rupture permettant la reprise d'efforts très importants.

B.1 Justifications

On vérifie les mêmes états-limites que ceux définis pour une semelle, la prise en compte de réactions sur les faces du massif étant particulièrement intéressante vis à vis de tous les états-limites à justifier sauf pour l'ELU de stabilité d'ensemble (voir fascicule 62, titre V) où elles n'ont pas d'influence.

La relative complexité des calculs et leur répétition éventuelle en vue d'une optimisation incitent à utiliser des codes de calcul. Pour la solution de massif unique, les logiciels du type PILATE (LCPC) ou HADES (SETRA) peuvent être utilisés.

B.2 Solution massif vertical

C'est un massif où la hauteur est prépondérante vis-à-vis des dimensions en plan.

Ce type de solution (massif parallélépipédique ou cylindrique) correspond bien à l'esprit d'une fondation semi-profonde : seules les pressions verticales sous la base et les pressions horizontales sur le fût sont prises en compte. Le tableau 2 ci-après donne des exemples de dimensionnement de ce type de massif soumis à un moment M dans les sols types définis au paragraphe 3 avec le programme PILATE. Le critère dimensionnant est le déplacement en tête maximum autorisé du massif, fixé pour ces résultats à 0,5 % de la hauteur du massif h .

Tableau 2 : exemples de dimensionnement de massif vertical

Moment (N.m)	Dimensions des massifs (m) (B x L x h ou Ø x h).				
	Sols cohérents		Sols frottants		Roches
	Peu consistants	Consistants	Lâches	Moyennement compacts	
10.000	0,6 x 0,6 x 0,9	0,5 x 0,5 x 0,75	0,6 x 0,6 x 0,9 Ø 0,6 x 0,9	0,6 x 0,6 x 0,9	0,4 x 0,4 x 0,6
20.000	0,8 x 0,8 x 1,2	0,6 x 0,6 x 0,9	0,8 x 0,8 x 1,2	0,8 x 0,8 x 1,2	0,4 x 0,4 x 0,6
50.000	1,0 x 1,0 x 1,5	0,8 x 0,8 x 1,2 Ø 0,8 x 1,2	0,8 x 0,8 x 1,2	0,8 x 0,8 x 1,2	0,4 x 0,4 x 0,6
100.000	1,5 x 1,5 x 2,25 Ø 1,25 x 2,25	1,0 x 1,0 x 1,5	1,25 x 1,25 x 1,9	1,0 x 1,0 x 1,5 Ø 1,0 x 1,5	0,5 x 0,5 x 0,75
150.000	1,5 x 1,5 x 2,25 Ø 1,25 x 2,25	1,0 x 1,0 x 1,9	1,25 x 1,25 x 1,9	1,0 x 1,0 x 1,5 Ø 1,0 x 1,5	0,6 x 0,6 x 0,9
200.000	1,7 x 1,7 x 2,6 Ø 1,25 x 2,75	1,25 x 1,25 x 1,9	1,5 x 1,5 x 2,25 Ø 1,25 x 2,25	1,25 x 1,25 x 1,9	0,6 x 0,6 x 0,9
300.000	1,9 x 1,9 x 2,9 Ø 1,25 x 3,25	1,3 x 1,3 x 2,0	1,6 x 1,6 x 2,4 Ø 1,25 x 2,75	1,3 x 1,3 x 2,0 Ø 1,25 x 2,15	0,7 x 0,7 x 1,0
400.000	2,2 x 2,2 x 3,3 Ø 1,25 x 3,5	1,5 x 1,5 x 2,25	1,8 x 1,8 x 2,7 Ø 1,25 x 3,25	1,5 x 1,5 x 2,25 Ø 1,25 x 2,50	0,8 x 0,8 x 1,2 Ø 0,8 x 1,2
500.000	Ø 1,25 x 4,0	1,7 x 1,7 x 2,6	1,9 x 1,9 x 2,9 Ø 1,25 x 3,5	1,7 x 1,7 x 2,6 Ø 1,25 x 2,75	1,0 x 1,0 x 1,5

B.3 Solution massif horizontal

C'est un massif où la longueur L est prépondérante par rapport à h , le rapport D_e/B étant supérieur ou égal à 1,5. Une telle fondation permet la prise en compte des trois réactions sur le sol définies au paragraphe 4.B. Toutefois la raideur du massif limite souvent la possibilité de mobilisation des réactions frontales.

C SOLUTION FONDATIONS PROFONDES

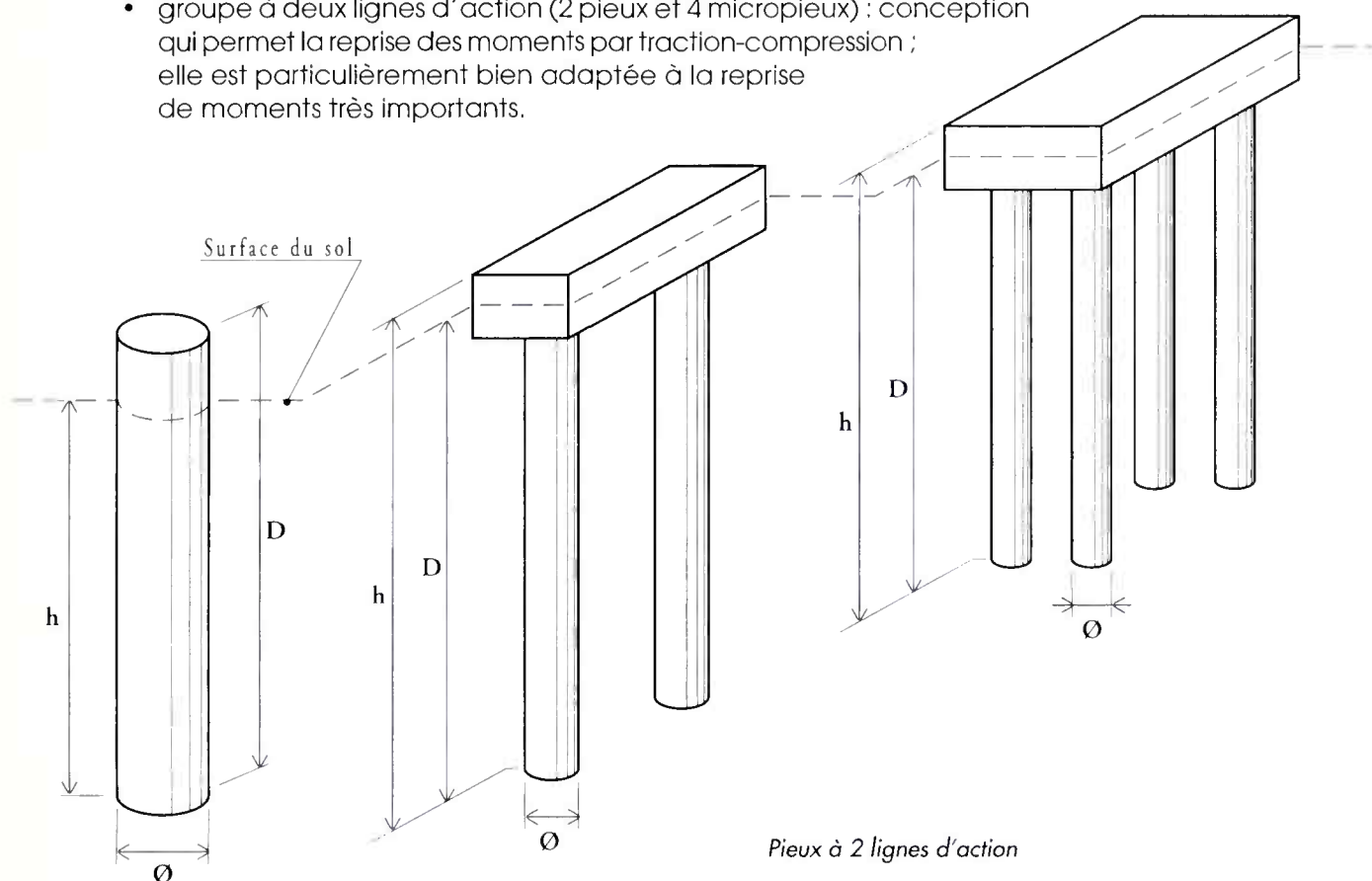
Ce sont les fondations où le rapport D_e/B est supérieur à 5 et où D est supérieur à 3 m. On distingue les pieux et les micropieux :

- les pieux sont des éléments de forte inertie susceptibles de reprendre à la fois des efforts normaux qu'ils transmettent au sol par frottement vertical sol-pieu et par la pointe ainsi que des efforts tranchants et moments fléchissants qu'ils reprennent suivant le même modèle élastoplastique que les fondations semi-profondes.
- les micropieux sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm travaillant exclusivement par frottement vertical sol-pieu pour reprendre des efforts essentiellement normaux. Ils présentent l'avantage de pouvoir travailler en permanence à la traction : ils sont nécessairement utilisés en groupe (4 au minimum).

C.1 Dispositions pratiques pour les portiques, potences et hauts mâts

Pour la conception des fondations profondes, les dispositions suivantes peuvent être envisagées :

- pieu unique : extension du massif vertical dont les méthodes de justification changent ; cette disposition est particulièrement bien adaptée quand l'emprise au sol est très réduite ou pour rechercher un sol de très bonne qualité en profondeur ;
- groupe à deux lignes d'action (2 pieux et 4 micropieux) : conception qui permet la reprise des moments par traction-compression ; elle est particulièrement bien adaptée à la reprise de moments très importants.



Pieu unique

Pieux à 2 lignes d'action

C.2 Justifications des fondations profondes

Malgré de grandes différences de fonctionnement - pieux forés, pieux battus, micropieux - de matériaux constitutifs et une multitude de technologies, la procédure de justification de ces éléments est la même. On se reportera au fascicule 62, titre V qui est le document le plus complet relatif à ce type de fondation et où les justifications suivantes sont demandées :

- ELS et ELU de mobilisation locale du sol ;
- états-limites de mobilisation globale du sol ;
- états-limites concernant les matériaux constitutifs ;
- états-limites de stabilité d'ensemble.

C.3 Etats-limites de mobilisation locale du sol

Les méthodes de calcul décrites dans le fascicule 62, titre V permettent, à partir des paramètres définis au paragraphe 3, de calculer la charge de rupture et la charge de fluage d'un pieu que ce soit en compression Q_c et Q_u ou en traction Q_{tc} et Q_{tu} . La charge Q appliquée par l'ouvrage doit être comprise entre Q_{min} et Q_{max} qui se déduisent des charges de calcul par la prise en compte d'un coefficient de sécurité. Il n'y a pas lieu pour les portiques, potences et hauts mâts de s'écarter des recommandations du fascicule 62, titre V et les valeurs données dans le tableau 3 ci-après peuvent être retenues.

Tableau 3 : états-limites de mobilisation locale du sol

Etats-limites	Pieu		Micropieu	
	Q_{min}	Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}
ELS sous charge permanente	0	Q_c 1,4	$-Q_{tc}$ 1,4	Q_c 1,4
ELS fondamental	$-Q_{tc}$ 1,4	Q_c 1,1	$-Q_{tc}$ 1,1	Q_c 1,1
ELU fondamental	$-Q_{tu}$ 1,4	Q_u 1,4	$-Q_{tu}$ 1,4	Q_u 1,4

C.4 Etats-limites de mobilisation globale du sol

Ils concernent l'effet de groupe, peu significatif pour les fondations de portiques, potences et hauts mâts (1, 2 ou 4 éléments au maximum), ainsi que le comportement global de la fondation qui considère que les éléments de fondation et le sol compris entre ces éléments constituent un bloc monolithique dont on justifie la stabilité. On se reportera au fascicule 62, titre V qui définit les cas où ce type de vérification est à effectuer.

C.5 Etats-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation

Comme indiqué dans le fascicule 62, on se reportera aux règles BAEL pour les éléments en béton armé, au fascicule du CCTG relatif à la conception et au fascicule 61, titre V du CPC pour le calcul des éléments métalliques.

C.6 Etat-limite ultime de stabilité d'ensemble

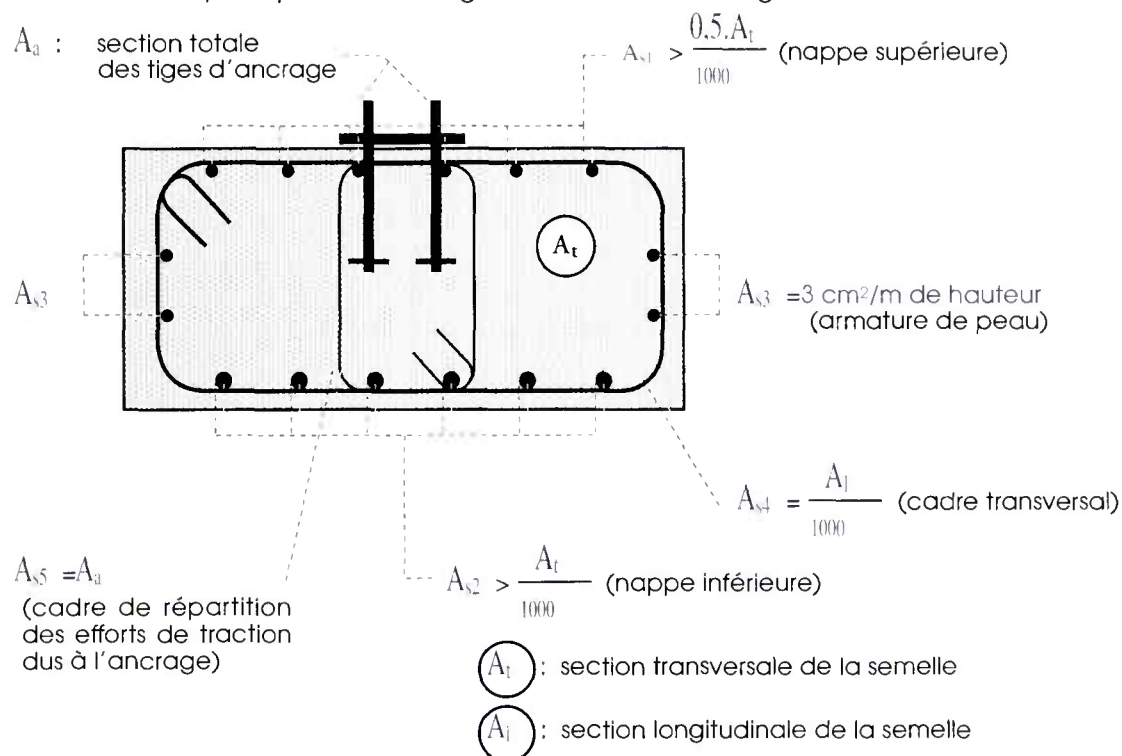
La démarche est la même que celle décrite pour les fondations superficielles. Seules les ruptures ne recoupant pas les éléments de fondation sont étudiées.

5 FERRAILLAGE

Le ferrailage pour les massifs de fondation des portiques, potences et hauts mâts est réalisé conformément aux spécifications du BAEL 91.

Les articles B.6.4 et A.8.3 concernant respectivement le ferrailage minimal et le ferrailage de peau, ainsi que l'article B.4.3.2 du fascicule 62, titre V sont appliqués.

Un schéma de principe de ferrailage est donné dans la figure ci-dessous.



6 EFFETS DES CHOCS DE VÉHICULES

Ces effets ne sont pas pris en compte dans ce guide car, comme l'indiquent l'Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison (ICTAAL) ou les recommandations techniques sur l'Aménagement des Routes Principales (ARP), les supports de portiques, de potences ou de hauts mâts doivent être isolés ou fragilisés ou repoussés au-delà de la zone de sécurité.

DÉFINITION DES VARIABLES

Variable	Définition	page
β	Coefficient de réduction lié à l'inclinaison des charges	12
γ_v	Coefficient de sécurité	12
φ'	Angle de frottement interne du sol	13 (et 9)
B	Largeur de la fondation	10
B'	Largeur réduite de la fondation	11
c'	Cohésion à long terme du sol	13 (et 9)
c_u	Cohésion non drainée du sol	12 (et 9)
D	Profondeur d'encastrement réel	10
D_e	Profondeur d'encastrement équivalent	10
E_M	Module pressiométrique du sol	14 (et 9)
e_x	Excentricité de la résultante des charges verticales suivant l'axe x	11, 12
e_y	Excentricité de la résultante des charges verticales suivant l'axe y	12
F_h	Réaction du sol mobilisable horizontalement	13
G	Actions permanentes ou faiblement variables (poids propre,...)	7
G'	Poids propre de la fondation	7

Variable	Définition	page
L	Longueur de la fondation	11, 12
L_c	Longueur comprimée de la fondation	13
M_x	Moment autour de l'axe x	12
M_y	Moment autour de l'axe y	12
P_1	Pression limite du sol au pressiomètre Ménard	12 (et 9)
q_{max}	Contrainte maximum sous la fondation	12
q_{min}	Contrainte minimum sous la fondation	12
q_{ref}	Contrainte de référence	12
q_u	Contrainte à la rupture du sol	12
Q_c	Charge de fluage d'un pieu en compression	18
$Q_{k,t}$	Action due aux écarts de température	7
$Q_{k,e}$	Charge d'exploitation	7
$Q_{k,n}$	Charge de neige	7
$Q_{k,v}$	Charge du vent	7
Q_{max}	Charge maximum admissible (selon l'état limite considéré)	18
Q_{min}	Charge minimum admissible (selon l'état limite considéré)	18
Q_{tc}	Charge de fluage d'un pieu en traction	18
Q_{tu}	Charge de rupture d'un pieu en traction	18
Q_u	Charge de rupture d'un pieu en compression ..	18
V	Effort vertical à la base du massif	12

Conception graphique : Philippe Masingarbe
SETRA - SG - "Editions - Actions commerciales"

Crédit photos :
Couverture : droit réservé

Flashage : DFG communication

Impression : Polycolor

Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit,
même partiellement, sans l'autorisation du SETRA

© 1999 SETRA - Dépôt légal 4^{trimestre} trimestre 1999 - ISBN 2-11-090653-7

Page laissée blanche intentionnellement

Le présent guide propose des règles de calcul propres au dimensionnement des massifs de fondation pour les portiques, potences et hauts mâts. Il précise :

- les efforts à prendre en compte ;
- trois sols types et leurs caractéristiques ;
- trois types de fondations - superficielle, semi-profonde, profonde.

Il indique les principes de dimensionnement basé sur le calcul aux états-limites pour les trois types de fondations.

This guide gives calculation rules specific to the designing of foundation blocks for gantries, posts and high masts. It specifies:

- the forces to be taken into account;
- three typical soil types and their characteristics;
- three foundations types - shallow, semi-deep and deep.

It shows the designing principles based on a limit-state calculation for the three foundation types.



Document disponible sous la référence **E9921** au bureau de vente du SETRA
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
Téléphone : 01 46 11 31 53 - Télécopie : 01 46 11 33 55
Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

Prix de vente : 50 F