

Eurocode 7

Application aux écrans de soutènement (NF P94-282)



Guide méthodologique

Eurocode 7

Application aux écrans de soutènement (NF P94-282)



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de rédaction :

- Julien HABERT (Cerema – Nord-Picardie)
- Nicolas ROUXEL (Cerema – Ouest)
- Jérôme SALIBA (Cerema – Méditerranée)

Groupe de relecture :

- Nicolas UTTER (Soletanche Bachy France)
- Dominique BATISTA (Cerema – Méditerranée)
- Sébastien BURLON (Ifsttar)
- Samuel HEUMEZ (Cerema – Ile-de-France)
- Sophie LEGRAND (Cerema – Nord-Picardie)
- Vianney CHANGENOT (Cerema – Eau mer et fleuve)
- Philippe JOIGNANT (Grand Port Maritime du Havre)

Coordination :

- Aurore BRACH (Cerema – Infrastructures de transport et matériaux)
- Jérôme SALIBA (Cerema – Méditerranée)





Sommaire

Avant-propos	5
Chapitre 1 - Généralités	7
1 - Domaine d'application	7
2 - Mécanismes de ruine des écrans de soutènement	7
3 - États limites à vérifier	7
Chapitre 2 - Hypothèses et données d'entrée	11
1 - Pression des terres	11
2 - Obliquité δ	14
3 - Coefficient de réaction k_h	15
4 - Géométrie	19
5 - Raideur des appuis	20
6 - Talus et surcharges	21
7 - Prise en compte des effets de l'eau	24
8 - Résistance structurale	25
9 - Hypothèses spécifiques aux écrans composites	27
Chapitre 3 - Méthodes de calcul	29
1 - Les modèles à l'équilibre limite (MEL)	29
2 - Les modèles d'interaction sol-structure aux coefficients de réaction (MISS-k)	31
3 - Synthèse des stratégies de calcul envisageables	32
Chapitre 4 - Justifications	35
1 - Justification des appuis	35
2 - Justification de la stabilité verticale	45
3 - Justification de la stabilité du fond de fouille	45
Chapitre 5 - Exemples	49
1 - Présentation des exemples	49
2 - Exemple 1 : Écran autostable	50
3 - Exemple 2 : Un niveau de tirants	53
4 - Exemple 3 : Deux niveaux d'appui	57
5 - Exemple 4 : Paroi composite	61
Notations et symboles utilisés	65
Bibliographie	67



Avant-propos

Après une longue période de préparation et d'écriture, le corpus normatif des Eurocodes a été mis en place. L'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), un des derniers nés de cette série de normes traitant du calcul des structures, permet une certaine uniformisation des pratiques au niveau européen pour le calcul des ouvrages géotechniques.

Cet Eurocode a pour objectif de fournir des outils de dialogue entre les différents corps de métier intervenant dans la justification d'un ouvrage géotechnique.

L'application de cet Eurocode se complète par une annexe nationale qui instaure l'écriture des normes d'application nationales. En France, le choix a été fait de rédiger une norme d'application pour chacun des types d'ouvrages géotechniques : écrans (NF P94-282), remblais renforcés et massifs en sol cloué (NF P94-270), murs de soutènement (NF P94-281), fondations superficielles (NF P94-261) et fondations profondes (NF P94-262).

Pour aider à la familiarisation, l'apprentissage et l'appropriation de ces nouvelles normes, le Cerema Infrastructure de transport et matériaux a décidé de publier une série de guides méthodologiques. Deux premiers guides relatifs à la justification des fondations superficielles et profondes respectivement selon les normes NF P94-261 et NF P94-262 ont déjà été publiés⁽¹⁾ en 2015 et 2014.

Ce troisième guide traite donc des écrans de soutènement, et s'appuie sur la norme d'application française NF P94-282 et son amendement de février 2015. Il accompagne ainsi le changement des méthodes de calcul induit par la nouvelle norme d'application française de l'Eurocode 7. Le guide est aussi un moyen de lever des doutes sur l'utilisation au quotidien de la norme NF P94-282.

Ce guide ne dispense pas de se référer à la norme NF P94-282 et à la norme NF EN 1997-1, son amendement d'avril 2014 et son annexe nationale, traitant des écrans de soutènement, ainsi qu'à l'ensemble des Eurocodes et leurs annexes nationales le cas échéant.

Ce guide se veut être un lien entre les ingénieurs de calcul de structures et les géotechniciens afin de mettre en place une meilleure synergie entre ces deux domaines techniques et de co-concevoir les écrans de soutènement. Le vocabulaire commun défini par l'Eurocode 7 et la norme NF P94-282 y est présenté et détaillé afin d'améliorer les échanges lors des phases de conception.

Le guide présente et décrit les méthodes de calcul nécessaires à la justification du dimensionnement des écrans de soutènement. Il contient aussi des exemples détaillés de justifications qui complètent le corps du guide, afin d'aider le lecteur à prendre en main ces nouvelles méthodes.

Dans le corps du guide, les points particuliers sont identifiés par des encadrés colorés ; ils permettent d'apporter des explications sur la norme et son application. Les renvois aux normes sont indiqués en *[grisé et italique]*, et sans précision, il s'agit de la norme NF P94-282 objet de ce guide. Ces nombreux renvois permettent de conserver un lien fort vers la norme de référence.

(1) [1] Eurocode 7 - Application aux fondations superficielles (NF P94-261). Guide méthodologique. Cerema, Collection Références, Décembre 2015, 116 p.
[2] Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262). Guide méthodologique. Cerema, Collection Références, Décembre 2014, 143 p.



Chapitre 1

Généralités

1 - Domaine d'application

La norme française NF P94-282 « Justification des ouvrages géotechniques – Écrans de soutènement » est une norme d'application nationale de l'Eurocode 7 « Calcul géotechnique ». Cette norme présente les méthodes de justification des écrans pleinement applicables pour les ouvrages de catégorie géotechnique 2 [Tableau I.3.1].

Le présent document traite en conséquence :

- des écrans continus, notamment plans et circulaires, constitués par des parois moulées ou des rideaux de palplanches ;
- des écrans à inertie non uniforme, et notamment :
 - les parois discontinues (paroi berlinoises, etc.) ;
 - les rideaux mixtes ;
 - les parois armées au coulis ;
 - les parois constituées de pieux sécants ;
- des voiles réalisés par passes alternées ;
- des blindages de tranchée.

2 - Mécanismes de ruine des écrans de soutènement

La ruine des écrans de soutènement peut se produire :

- par insuffisance de résistance du terrain au contact de l'écran :
 - défaut de butée en pied ;
 - défaut d'équilibre vertical, qui ne concerne que les écrans chargés mécaniquement en tête (écrans jouant également le rôle de fondation) ou ancrés par des tirants très inclinés ;
- par rupture des terrains autour des appuis ;
 - instabilité du massif de réaction d'un buton ;
 - instabilité locale (défaut de scellement, butée insuffisante d'un contre-rideau) ou globale (rupture de type Kranz) du massif d'ancrage du fait d'une localisation de l'ancrage trop proche de l'écran ;
- par insuffisance de résistance :
 - de la structure de l'écran ;
 - de la structure d'un tirant ou d'un buton, des contre-rideaux, des dalles de frottement et des massifs de réaction associés ;
- par instabilité du fond de l'excavation :
 - rupture d'origine mécanique (renard solide) ;
 - rupture d'origine hydraulique ;
- par instabilité générale.

3 - États limites à vérifier

La norme NF P94-282 ne s'applique pleinement qu'aux écrans de soutènement soumis à des sollicitations statiques ou pouvant être considérés comme tels dans les calculs justificatifs.



En particulier, elle ne traite que des écrans situés dans des zones non sismiques ou de sismicité très faible à faible⁽²⁾ [1 (5)]. Sous ces conditions de sismicité, et pour les ouvrages de catégorie géotechnique 2 [Tableau 1.3.1], il est admis de vérifier ces ouvrages uniquement à partir des exigences de l'Eurocode 7. Les justifications appropriées pour des sollicitations sismiques plus importantes ne sont pas traitées directement par la norme et ne sont donc pas abordées dans le présent guide. Le lecteur est invité à se reporter à la norme NF EN 1998-5 qui traite des sollicitations sismiques pour les ouvrages géotechniques.

3.1 - États Limites Ultimes (ELU)

Pour les ELU de type GEO (géotechnique), les vérifications portent sur :

- le non-défaut de butée ;
- la portance et résistance à l'arrachement ;
- les dispositifs d'ancrage ou de réaction des appuis :
 - résistance à l'arrachement des tirants ancrés ;
 - résistance au glissement des dalles de frottement ;
 - butée des contre-rideaux ;
 - stabilité des massifs d'ancrage ;
 - interaction entre massif d'ancrage et rideau principal (Kranz) ;
- la stabilité du fond de fouille (renard solide) ;
- la stabilité générale.

Pour les ELU de type STR (structure), les vérifications portent sur :

- la résistance de la structure ;
- la résistance des ancrages, des dispositifs d'ancrage et d'appuis, y compris des liernes.

Pour les ELU de type UPL (soulèvement) / HYD (hydraulique) les vérifications portent sur la stabilité du fond de fouille.

Les vérifications des états limites ultimes (ELU) sont à mener pour les situations durables et transitoires ainsi que pour les situations accidentelles et sismiques le cas échéant.

3.1.1 - Insuffisance de résistance du terrain

Défaut de butée

La ruine d'un écran par défaut de butée se produit lorsque la butée mobilisée en pied d'écran dépasse la butée mobilisable. Les mécanismes de rupture observés dépendent de la typologie d'écrans, en distinguant les écrans autostables des écrans présentant un ou plusieurs niveaux d'appuis :

- pour les écrans autostables, le défaut de butée se traduit par un basculement autour d'un centre de rotation situé sous le fond de fouille comme le montre la Figure 1 ;

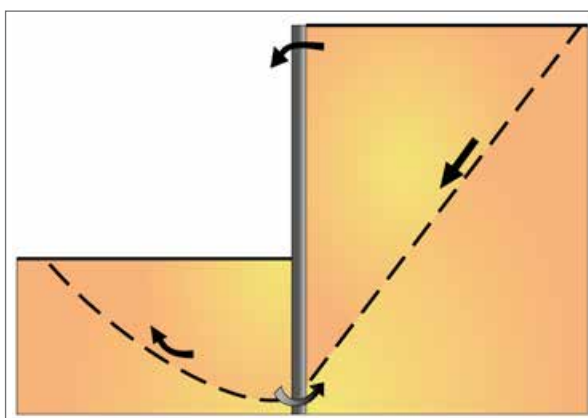


Figure 1 : Insuffisance de la butée pour un écran autostable [Figure 4.2.2.1.a]

(2) La seule exception concerne les soutènements solidaires des ponts nouveaux définitifs, tels que définis dans l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de conception parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal » pour lesquels les vérifications sismiques sont à mener aussi pour les zones de sismicité faible.



- pour les écrans présentant un ou plusieurs niveaux d'appuis, le défaut de butée se traduit par une rotation autour d'un appui. Ce mécanisme peut se produire autour d'un appui en tête (Figure 2), mais également autour d'un appui situé en pied (Figure 3).

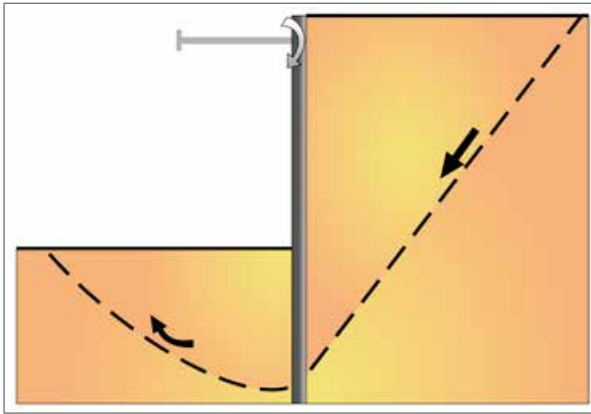


Figure 2 : Insuffisance de la butée pour un écran avec un niveau d'appui en partie haute de l'écran [Figure 4.2.2.1.b]

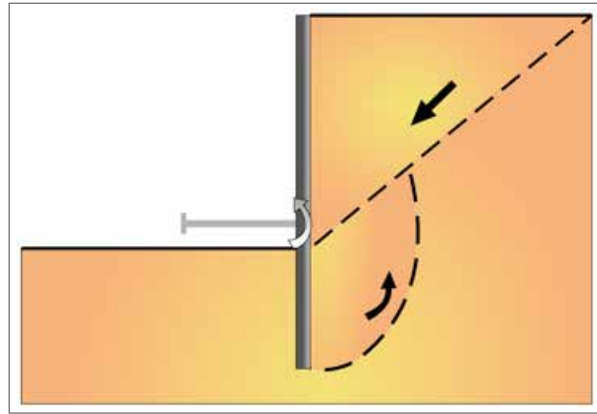


Figure 3 : Insuffisance de la butée pour un écran avec un niveau d'appui en partie basse l'écran [Figure 4.2.2.1.c]

La butée mobilisable dépend des facteurs suivants :

- de la géométrie et des propriétés mécaniques des terrains ;
- du type d'écran ;
- de la cinématique de déplacement de l'écran par rapport au sol ;
- du phasage de construction ;
- des conditions hydrogéologiques.

Défaut d'équilibre vertical

La ruine d'un écran par défaut d'équilibre vertical est à étudier uniquement dans les configurations suivantes :

- dans le cas d'écrans soumis à des actions verticales descendantes, par défaut de capacité portante. Sont par exemple concernés les écrans servant également de fondation ou les écrans ancrés par des tirants fortement inclinés ;
- dans le cas d'écrans soumis à des actions verticales ascendantes, par rupture par arrachement de l'écran. Ce risque de ruine concerne par exemple les écrans encastrés dans un radier soumis à des sous-pressions d'origine hydraulique.

Instabilité mécanique du fond de fouille

Cette instabilité mécanique concerne les sols fins à court terme ou les sols lâches soumis à des écoulements.

3.1.2 - Rupture du terrain autour des appuis

Les risques de rupture du terrain dépendent du type d'appui considéré. La rupture d'un appui peut être brutale et il convient donc de faire en sorte d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile en prévoyant des possibilités de redistribution des efforts en cas de défaillance accidentelle de l'un d'entre eux.

La rupture pour un tirant d'ancrage (ou un buton) peut se produire :

- par défaut d'ancrage :
 - par arrachement dans le cas d'un ancrage scellé au terrain ;
 - par glissement dans le cas d'un ancrage scellé dans une dalle de frottement ;
- par défaut de butée des terres dans le cas d'un ancrage par contre-rideau ;
- par instabilité d'ensemble du massif d'ancrage, lorsque ce dernier est trop rapproché de l'écran principal.

La ruine d'un buton peut être causée par insuffisance de résistance des terrains autour du dispositif d'appui :

- par poinçonnement ;
- par renversement ;
- par glissement.



3.1.3 - Structure de l'écran

La ruine d'un écran se produit lorsque la résistance structurelle de l'écran, des appuis éventuels et des éléments d'ouvrage associés (lierne, massifs de réaction, contre-rideau, dalle de frottement, etc.) devient insuffisante vis-à-vis de l'effet des actions le plus défavorable, combinant moment fléchissant, effort tranchant et effort axial.

Les éléments de structure d'un écran de soutènement doivent être vérifiés par le calcul. Selon le matériau constitutif de l'écran (parois moulées en béton armé, palplanches en acier, etc.), les normes NF EN 1992 sur le béton, NF EN 1993 sur l'acier, NF EN 1995 sur le bois et NF EN 1996 sur la maçonnerie s'appliquent.

3.1.4 - Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation

La rupture du fond de l'excavation liée aux conditions hydrauliques peut se produire selon l'un des trois modes suivants :

- par soulèvement hydraulique global du terrain en fond de fouille sous l'effet des sous-pressions ;
- par soulèvement hydraulique local ou annulation des contraintes effectives, lorsque des forces d'écoulement ascendantes et déstabilisatrices dépassent le poids déjaugé descendant et stabilisateur du sol (phénomène de boulangé) ;
- par érosion interne dans le cas de transport de particules à l'intérieur du terrain ou à l'interface sol/écran.

Si dans le cas des écrans, il convient généralement de justifier la boulangé, les états limites d'érosion interne concernent rarement ce type d'ouvrage.

3.1.5 - Stabilité générale de l'écran

Un écran de soutènement peut périr par instabilité d'ensemble du site de réalisation des travaux.

3.2 - États Limites de Service (ELS)

Les vérifications des états limites de service (ELS) sont à réaliser pour les situations de projet durables et transitoires, pour les combinaisons caractéristiques, éventuellement fréquentes et quasi-permanentes.

Il doit être vérifié que les ELS pertinents ne sont pas atteints :

- vis-à-vis des combinaisons caractéristiques pour les phases de construction ;
- vis-à-vis des combinaisons fréquentes, caractéristiques et quasi-permanentes pour les phases d'exploitation.

Elles portent sur :

- l'appréhension du déplacement horizontal absolu en tête d'écran, à compléter éventuellement par d'autres éléments (tassements à l'arrière de l'écran, « ventre », etc.) ;
- la limitation des efforts verticaux à une fraction de la charge de fluage en compression ou en traction dans le cas des écrans soumis à des charges verticales ;
- la limitation de l'effort de service dans les tirants ancrés ;
- la vérification de l'admissibilité des efforts vis-à-vis de la structure de l'ensemble de l'écran dans le cas d'un écran en béton armé.

Les vérifications ELS sont synthétisées dans le Tableau 1.

Vérifications		États limites de service		
		Quasi-permanents	Fréquents	Caractéristiques
Efforts dans la paroi	Limitation des contraintes de compression	X		X
	Maîtrise de la fissuration	X	X	
Déplacements		X		
Portance ou résistance à la traction de l'écran		X		X
Appuis	Efforts dans les tirants scellés	X		X
	Portance des massifs d'appuis des butons	X		X

Tableau 1 : Liste des vérifications pour chacun des ELS



Chapitre 2

Hypothèses et données d'entrée

1 - Pression des terres

1.1 - Pression du sol au repos

La pression latérale au repos exercée par un massif de sol est supposée être caractérisée par le coefficient K_0 , rapport entre la contrainte effective horizontale σ'_h et la contrainte effective verticale σ'_v . Ce coefficient varie suivant la nature du sol et son histoire et en particulier son état de compacité.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad [5.1.3.3 (1) \text{ NOTE 1}]$$

Dans le cas d'un massif homogène, semi-infini à surface horizontale et à déformation latérale nulle, l'utilisation de l'élasticité linéaire isotrope conduit à l'expression⁽³⁾ :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Avec :

ν : coefficient de Poisson du sol.

Dans la pratique, le coefficient K_0 est obtenu à partir :

- d'expressions le reliant à l'angle de frottement drainé et à la pression effective de préconsolidation ;
- d'essais de laboratoire : essais triaxiaux drainés à déformation radiale nulle, essais œdométriques avec mesure de la contrainte latérale ;
- d'essais en place tels que le pressiomètre auto-foreur, le dilatomètre Marquetti...

La formule la plus courante est celle de Jaky qui, issue d'une approche théorique, s'applique aux sols normalement consolidés à surface horizontale : $K_0 = 1 - \sin \varphi'$, dans son expression la plus simple.

Pour les sols surconsolidés, on trouve comme expression⁽⁴⁾ :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times (R_{oc})^{\sin \varphi'}$$

Avec :

R_{oc} : rapport de surconsolidation $R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$ [5.1.3.3 (2)] ;

σ'_p : contrainte de préconsolidation ;

σ'_{v0} : contrainte effective verticale des terres au repos.

Dans le cas d'un talus incliné d'un angle β par rapport à l'horizontale, la formule suivante est usuellement appliquée :

$$K_{0,\beta} = K_0 \times (1 + \sin \beta) \quad [\text{Formule 5.1.3.2}]$$

(3) Cette formule peut conduire à des estimations irréalistes de K_0 . Il en est de même pour les expressions déduites des lois de comportement plus complexes, comme des lois de type élastoplastique.

(4) [3] Ko-OCR Relationships in Soil. MAYNE, P.W. et KULHAWY, F.H. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, Vol 108, GT6, p. 851-872.



1.2 - Pressions limites du sol en poussée et en butée

1.2.1 - Déplacements nécessaires à la mobilisation des équilibres limites

Le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol. L'équilibre limite (butée, poussée) n'est atteint que si l'écran se déforme (écran souple) ou, s'il subit un déplacement suffisant (écran rigide). Ainsi, pour un écran de hauteur H , on considère que :

- la poussée est mobilisée pour des déplacements faibles de l'ordre de $H / 1000$ à $5H / 1000$;
- la butée est mobilisée pour des déplacements plus importants de l'ordre de $H / 100$ à $H / 10$.

En un point donné de l'écran, c'est le déplacement local qui est à considérer et non le mouvement d'ensemble.

Pour des écrans proches, des valeurs de butée supérieures peuvent être considérées le cas échéant en tenant compte de l'intervalle limité entre les deux écrans.

1.2.2 - Détermination des valeurs limites de la pression des terres selon la norme NF P94-282

Le calcul des pressions limites du sol en poussée et en butée est effectué en appliquant le principe de superposition des états d'équilibre et, pour la prise en compte de la cohésion, en appliquant le théorème des états correspondants.

La norme NF P94-282 propose de déterminer les valeurs de la poussée et de la butée des terres sous l'effet du poids volumique, d'une surcharge uniforme q et de la cohésion, à partir des coefficients proposés par Kérisel et Absi lorsque cela est approprié [5.1.3.4 (1)].

Les coefficients de poussée et de butée d'un sol pesant et frottant, $k_{a\gamma}$, k_{aq} , $k_{p\gamma}$ et k_{pq} sont donnés dans les Tables de Poussée et de Butée des Terres⁽⁵⁾ en fonction de l'angle de frottement φ' pour différentes valeurs de λ , de β / φ' et de δ / φ' (Figure 4).

Le diagramme des pressions exercées par un sol pesant, frottant, cohérent et chargé sera obtenu par superposition des pressions exercées respectivement par :

- un milieu pesant (γ) et frottant (φ') ;
- un milieu cohérent (c') ;
- un milieu chargé (q).

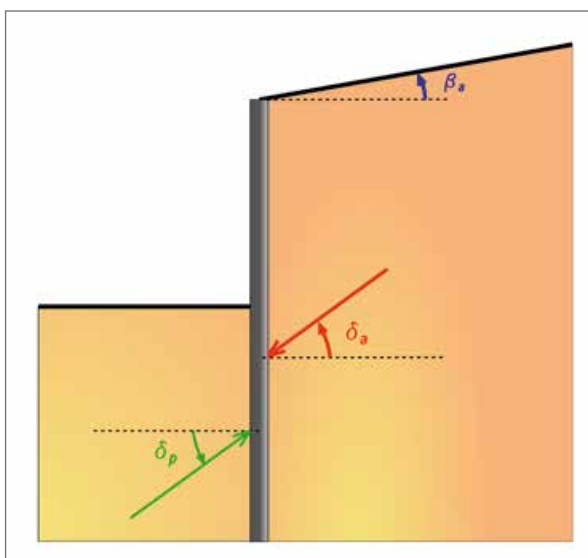


Figure 4 : Conventions et notations des inclinaisons [Figure 3.2.1 b]

(5) [4] Tables de poussée et de butée des terres, Kerisel J. et Absi E. Presses des Ponts et Chaussées, 3^e édition, 1990, 220 p.



Les coefficients proposés par Kérisel et Absi ont été établis à partir de la théorie de Boussinesq dont les hypothèses sont les suivantes :

- l'inclinaison des pressions sur le parement δ est déterminée a priori par le projeteur ;
- les lignes de rupture combinent des lignes planes et des spirales logarithmiques ;
- dans l'équilibre de Rankine, la répartition des contraintes dépend de la profondeur z et de l'inclinaison δ .

Dans le cas d'un sol frottant et doué de cohésion, la prise en compte de la cohésion résulte de l'application du théorème des états correspondants⁽⁶⁾ qui peut s'énoncer ainsi :

« Les conditions d'équilibre limite d'un massif cohérent peuvent être calculées comme si le massif était pulvérulent, de même angle de frottement interne, de même géométrie que le massif cohérent, soumis aux mêmes forces extérieures auxquelles s'ajoute une contrainte de compression uniforme d'intensité $c \cdot \cotan(\varphi')$ sur tout le contour extérieur du massif. »

La réduction de la poussée ou l'augmentation de la butée liée à la cohésion ont respectivement pour valeur $c \cdot \frac{(1-K_q)}{\tan(\varphi')}$ ou $c \cdot \frac{(K_q-1)}{\tan(\varphi')}$ [Tableau C.2.1] où K_q est le coefficient de poussée ou de butée pour un milieu non pesant du sol chargé.

Elle est normale à l'écran et est constante avec la profondeur. Sa résultante propre s'exerce à mi-hauteur de l'écran.

Dans le cas le plus simple d'un écran vertical soutenant un terre-plein horizontal, le terme de cohésion devient $\xi \cdot c \cdot \sqrt{K}$ où ξ est un nombre variant entre 2 et $(\pi+2) / 2 = 2,57$ selon les lignes de rupture envisagées, plus particulièrement selon l'état de rugosité du contact sol-écran. On considère $\xi = 2$ pour un contact lisse et $\xi = 2,57$ pour un contact rugueux mobilisant la totalité de l'adhérence de cohésion. À défaut d'analyse spécifique recommandée de ce paramètre, il peut être déterminé en cohérence avec les hypothèses faites sur l'inclinaison des poussées δ / φ' par la formule simple suivante :

$$\xi = 2 + 0,57 \times \left(\frac{\delta}{\varphi'} \right)$$

Les contraintes résultantes négatives éventuelles sur l'écran ne sont pas prises en compte, comme le montre la Figure 5, car le terrain n'est jamais en mesure de développer de la traction sur l'écran.

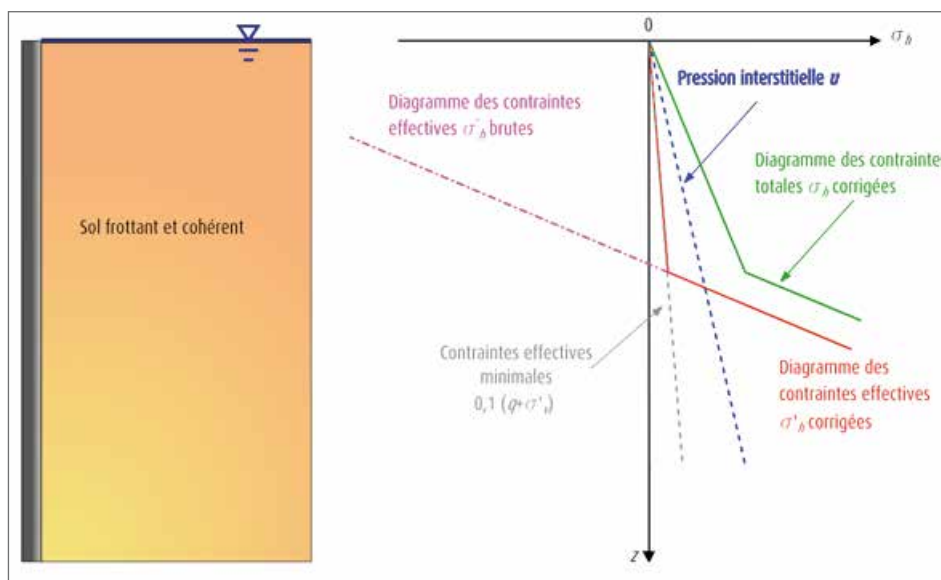


Figure 5 : Principe des diagrammes des contraintes lors de la prise en compte d'une nappe d'eau

Pour les terrains autres qu'un rocher sain, il est prudent de tenir compte d'une pression effective sur l'écran à un niveau donné, au moins égale au dixième de la contrainte verticale effective à ce niveau (il découle de cette disposition que la contrainte totale appliquée sur l'écran au-dessous du niveau de la nappe phréatique est au moins égale à la poussée hydrostatique majorée de $0,1 \cdot (q + \sigma'_v)$ [5.1.3.1 (4) NOTE 1]).

(6) [5] Équilibre des massifs à frottement interne Stabilité des Terres Pulvérulents et Cohérentes. Caquot A. Paris Gauthiers-Villars, 1934, 191 p.



1.2.3 - Détermination des poussées selon la méthode de Culmann

Lorsque les conditions géométriques complexes ne permettent pas de déterminer analytiquement les forces de poussée, on peut alors utiliser la méthode de Culmann.

La méthode de Culmann est une généralisation de la théorie de Coulomb, basée sur des lignes de rupture rectilignes.

La mise en œuvre de la construction graphique de Culmann, permet de calculer la force résultante exercée sur le parement, pour des sols hétérogènes purement frottants et des talus de forme quelconque en prenant en compte les charges appliquées au talus.

Cette méthode graphique permet la détermination globale de la poussée exercée sur une paroi de soutènement plan par un massif retenu de géométrie quelconque. Elle permet de définir les poussées exercées sur une paroi par intégration de charges positives ou négatives selon que la surface du talus est au-dessus ou en dessous de la ligne moyenne de talus.

Cette méthode ne fait pas intervenir explicitement les concepts de coefficients de poussée K_a .

2 - Obliquité δ

Quelle que soit la méthode de calcul choisie les valeurs des efforts de poussée et de butée limites varient en fonction de leur obliquité δ , qui est généralement déterminée par le projeteur.

La démarche de calcul développée ici consiste à déterminer a priori les inclinaisons des pressions du sol en poussée et en butée (sans chercher à vérifier la condition d'équilibre vertical des rideaux ; la recherche d'un équilibre vertical ne reflète pas le comportement de l'ouvrage, car la poussée et la butée limites ne sont pas mobilisées pour les mêmes déplacements).

L'obliquité δ est caractérisée par l'angle que fait la résultante de la poussée avec la normale à l'écran.

Quel que soit le type d'ouvrage, l'obliquité δ des pressions du sol sur un écran est à considérer différemment selon les propriétés du sol pertinentes dans la situation envisagée. Ainsi, pour un **sol argileux** en condition **non drainée** (à court terme $\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$) une approche « en contraintes totales » est pertinente. L'obliquité δ est prise égale à 0 en poussée comme en butée.

Pour un **sol argileux** en condition **drainée** justifiant le choix des propriétés de « long terme » ou pour un sol sableux dans toutes les conditions (φ' , c'), seule l'approche « en contraintes effectives » est pertinente dans la mesure où l'on définit des inclinaisons différentes pour les pressions exercées par le squelette granulaire et par l'eau, ce qui nécessite de calculer séparément les deux contributions à la pression totale.

En premier lieu, l'obliquité δ augmente avec de la rugosité de l'écran :

- pour un rideau de palplanches à modules, c'est le frottement entre le sol « libre » et le sol « maintenu » entre les ondulations qui détermine la rugosité ;
- pour une paroi moulée, ce sont les creux et les bosses des hors profils car l'interface paroi - sol est fluidifiée par la bentonite.

En second lieu, l'obliquité δ dépend de l'ampleur du mouvement relatif entre le sol et l'écran : elle augmente (en valeur absolue) lorsque la déformation du soutènement augmente (soutènements plan).

L'obliquité δ augmente également avec l'inclinaison β éventuelle sur l'horizontale du massif de sol soutenu.

Il n'existe pas de règle pratique bien définie pour le choix de la valeur de l'angle δ .

Pour la poussée, les coefficients de Caquot Kérisel et Absi varient assez peu avec cette inclinaison (voir Figure 6), il est habituel de prendre $\delta = 0$, qui donne la valeur supérieure de la poussée limite.

Par contre, pour la butée, il est courant d'admettre que $\delta = -1/2 \varphi'$ ou $-2/3 \varphi'$, ce qui correspond à une mobilisation partielle du frottement massif-paroi.



Dans le cas des parois moulées et des palplanches à module, l'obliquité δ en butée dépend de la cinématique des mouvements de rupture liée aux conditions de mise en œuvre et à la rigidité de l'écran. Cette valeur est systématiquement limitée à $-2/3 \varphi'$. Par ailleurs, les problématiques suivantes conduisent à une réduction de l'obliquité :

- la rotation en pied de l'écran ;
- un tassement du sol plus important que celui de l'écran (chargement des terrains avals, buton incliné, bracon appuyé sur le terrain aval...).

Les valeurs habituellement considérées pour les deux types de soutènement les plus usuels sont données dans le Tableau 2.

	Poussée (terre-plein horizontal)	Butée
Parois moulées et palplanches à module*	$\delta = 0$	$\delta = -2/3 \varphi'$
	$\delta = 2/3 \varphi'$	$\delta = -1/2 \varphi'$
Palplanches plates**	$\delta = 0$	$\delta = 0$

* Pour ces types d'ouvrages, deux couples de valeurs sont utilisables. Une palplanche à module possède une inertie plus élevée.
 ** Les palplanches plates au contraire des palplanches à module ont une inertie faible.

Tableau 2 : Valeurs usuelles de l'obliquité δ

Des exemples de coefficients de poussée et de butée de Caquot Kérisel et Absi sont donnés par la Figure 6.

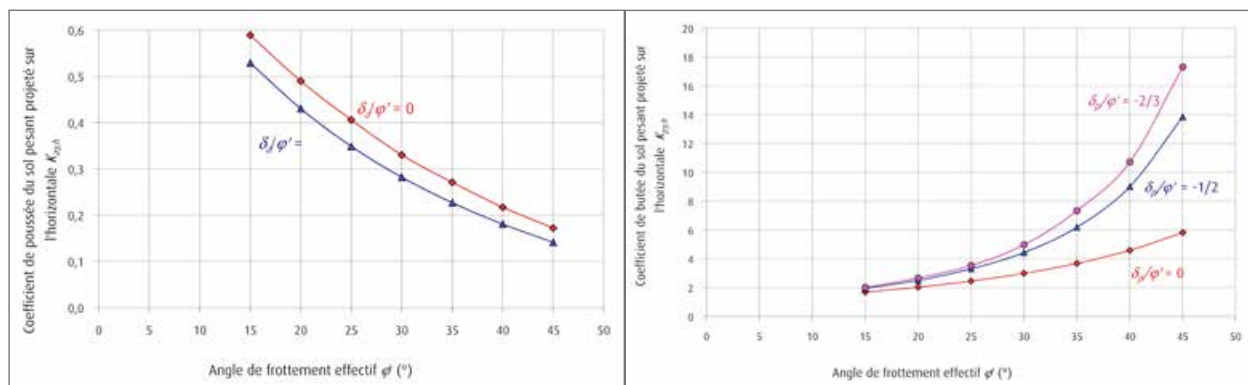


Figure 6 : Variation des coefficients de poussée et de butée projetés sur l'horizontale en fonction de l'obliquité δ , en considérant un terrain horizontal (Caquot, Kérisel et Absi)

3 - Coefficient de réaction k_h

Les méthodes classiques de la butée simple et du rideau encastré qui servent au dimensionnement des rideaux de palplanches autostables sont toutes fondées sur la théorie des états limites de poussée et de butée du sol dont la mobilisation suppose obligatoirement un certain déplacement de l'écran. Cette exigence est en contradiction avec le comportement réel d'ouvrages se déplaçant peu parce que plus rigides (parois moulées) ou parce que bloqués par des appuis (nappes de tirants précontraints ou non, butons).

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode aux coefficients de réaction permet d'intégrer une loi d'interaction sol - structure (loi de réaction) dans le modèle de calcul. Le sol au contact de l'écran est assimilé à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants de raideur k .

Dans le domaine élastique, la pression exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est alors directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce niveau. Les lois de réaction utilisées sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée dont le domaine pseudo-élastique est caractérisé par le coefficient de réaction k_h (Figure 7).

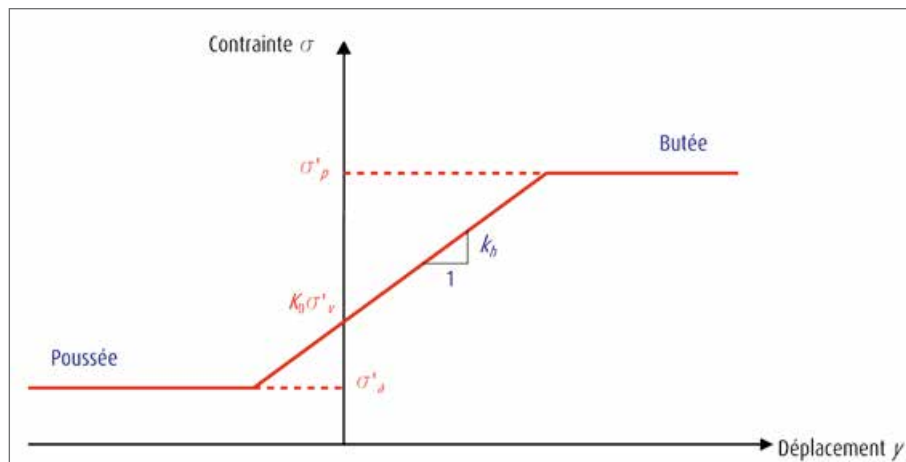


Figure 7 : Courbe de réaction

La notion de coefficient de réaction k_h est un artifice de calcul qui ne peut être justifié que d'un point de vue théorique. En réalité, il n'y a pas de facteur de proportionnalité dépendant uniquement des caractéristiques du sol entre les incréments de pression et de déplacement. Le coefficient de réaction doit idéalement dépendre non seulement de la nature du sol, mais aussi des caractéristiques de la paroi (produit d'inertie $E \times I$, hauteur totale), de la configuration du sol à la phase de calcul donnée et du système de support (appuis).

« L'expérience montre que moyennant un choix judicieux des lois de réactions, il est possible d'obtenir par un calcul aux modules de réaction une estimation raisonnable des sollicitations et de la déformation de l'écran pour les différentes phases de travaux et d'exploitation ».⁽⁷⁾

Des propositions (liste non exhaustive) pour la détermination des coefficients de réaction ont été faites par Ménard (1962), Chadeisson (1961), Balay (1985) ou Schmitt (1995, 1998).

3.1 - Méthode de Chadeisson complétée par Monnet

Chadeisson⁽⁸⁾ a établi des valeurs du coefficient de réaction sur la base de la résistance au cisaillement du sol caractérisée par la cohésion et l'angle de frottement. Ces valeurs du coefficient de réaction ont été justifiées par l'expérience pour des parois moulées en béton de 0,6 à 0,8 m de large et dans des terrains compacts (ces résultats ne sont pas utilisables pour des sols lâches ou des écrans souples) pour des déplacements d'environ 2 cm au moment de la mise en butée du terrain. Les coefficients de réaction selon Chadeisson sont souvent repris sous la forme d'un abaque⁽⁸⁾. Au regard des autres méthodes (Balay, Schmitt...), les coefficients de réaction obtenus par la méthode de Chadeisson sont sensiblement supérieurs.

Monnet⁽⁹⁾ donne une expression simplifiée du coefficient de réaction « Chadeisson » :

$$k_h = \left[20 \times E \times I \times \left(\frac{K_p \cdot \gamma \cdot \left(1 - \frac{K_0}{K_p} \right)}{0,015} \right)^4 \right]^{\frac{1}{5}} + A_p \times c' \times \frac{\tanh\left(\frac{c'}{30}\right)}{0,015}$$

(7) [6] Recommandations pour le choix des paramètres de calculs des écrans de soutènements par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique. Balay J. Ministère de l'urbanisme, du logement et des transports, LCPC, 1985, 24 p.

(8) [7] Parois moulées dans le sol. Chadeisson R. Proceedings of the 5th European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2. Dunod, Paris, 1961, pp. 563-568.

(9) [8] Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique. Monnet A. Revue Française de Géotechnique, 1994, n°65, pp. 67-72.



Avec :

$E \times I$: produit du module d'Young E par l'inertie I de l'écran ;

c' : cohésion effective du sol en kPa ;

K_0 : coefficient des terres au repos ;

K_p : coefficient de poussée des terres ;

A_p : coefficient d'influence de la cohésion.

3.2 - Méthode de Ménard modifiée par Balay

Ménard exprime le coefficient de réaction sous la forme :

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha a}{2} + 0,133 \times (9a)^\alpha}$$

Avec :

E_M : module pressiométrique du sol ;

a : longueur dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement comme le montre la Figure 8 ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

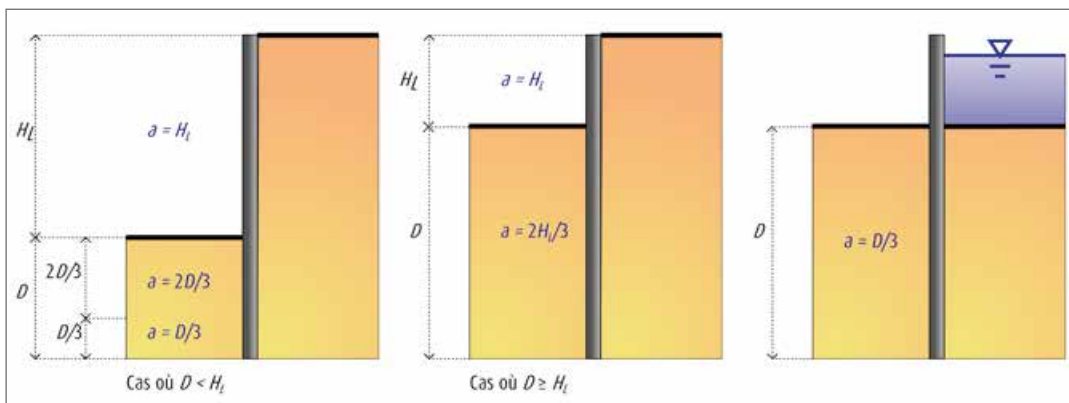


Figure 8 : Choix du paramètre dimensionnel a à l'exception des phases de mise en tension des tirants⁽¹⁰⁾

À partir du coefficient de réaction « Ménard », Balay a proposé des « Recommandations pour le choix des paramètres de calculs des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction »⁽¹¹⁾. Ces recommandations reprennent les propositions faites par Ménard :

- en apportant un correctif lorsque la fiche de l'écran est supérieure à sa hauteur libre (écran fortement encastré) (Figure 8, illustration au centre) ;
- en imposant la modification du coefficient de réaction lors des phases de mise en tension de tirants, selon l'expression :

$$k_h = r \times s \times \frac{4 \cdot E_M}{I_0}$$

Avec :

r : coefficient empirique fonction de la position du tirant en profondeur ;

s : coefficient empirique fonction de la nature des terrains soutenus ;

I_0 : longueur de transfert :

$$I_0 = \sqrt[3]{s \cdot \frac{E \times I}{E_M}}$$

E_M : module pressiométrique du sol.

(10) Pour le cas des phases de mise en tension des tirants, le lecteur est invité à se reporter à l'article [6].

(11) [6] Recommandations pour le choix des paramètres de calculs des écrans de soutènements par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique. Balay J. Ministère de l'urbanisme, du logement et des transports, LCPC, 1985, 24 p.



Les coefficients de réaction « Ménard » sont appliqués à la réaction des terrains soutenus avec des dispositions particulières pour la réaction du terrain concerné par la mise en place des appuis (prise en compte de l'inertie de l'écran).

3.3 - Méthode de Schmitt

Les coefficients de réaction proposés par Ménard constituent une approximation satisfaisante lorsque le déplacement de l'écran est important mais conduit à sous-estimer la réaction réelle du sol dans le domaine des plus petites déformations. Schmitt⁽¹²⁾ propose des coefficients de réaction sensiblement plus élevés que ceux tirés des travaux de Ménard qui prennent en compte des faibles déplacements et la rigidité en flexion des écrans rigides.

$$k_h = 2,1 \times \left(\frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{4/3}}{(E \times I)^{1/3}} \right)$$

Avec :

$E \times I$: produit du module d'Young E par l'inertie I de l'écran ;

E_M : module pressiométrique du sol.

3.4 - Méthode proposée dans la norme NF P94-282

La norme NF P94-282 en annexe informative propose la formulation suivante pour la détermination du coefficient de réaction (dérivée de la méthode de Schmitt) :

$$k_h = 2 \times \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{4/3}}{\left(\frac{E \times I}{B_0} \right)^{1/3}} \quad [\text{Formule F.3.1}]$$

Avec :

E_M : module pressiométrique du sol ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature et de la compacité du sol ;

$E \times I$: produit du module d'Young E par l'inertie I de l'écran ;

B_0 : longueur de référence prise égale à 1 m.

La norme NF P94-282 à la note F.3 (1) NOTE 3 donne des adaptations aussi pour le calcul de k_h dans les cas suivants :

- fiche de l'écran inférieure à $1,5 \times l_0$ (l_0 : longueur de transfert) ;
- largeur de l'excavation devant l'écran inférieure à $3 \times l_0$.

3.5 - Domaines de validité des méthodes de détermination des coefficients de réaction

La formule semi empirique de Schmitt et la formule proposée dans la norme NF P94-282 qui en dérive sont basées sur la réalisation et l'exploitation d'une série de mesures sur ouvrages réels.

Pour des terrains sableux, sablo-argileux et les couches d'altération du substratum, les formules de Ménard et de Monnet donnent des résultats assez comparables et confirmés par les mesures de déplacements d'écrans pendant les phases de construction. Il est cependant nécessaire d'avoir une bonne appréciation des propriétés intrinsèques du sol.

Pour les terrains plus délicats que constituent les sols lâches, les argiles molles et les vases, les formules de Ménard et de Monnet donnent des valeurs exagérément fortes.

La formule de Balay conduit généralement à des valeurs faibles du coefficient de réaction en particulier pour les soutènements de grande hauteur libre. La formule de Monnet est applicable aux écrans de soutènement ni trop souples ni trop rigides (par exemple palplanches de module d'inertie supérieur à 50000 cm⁴, parois moulées d'épaisseur inférieure à 1 mètre) construits dans des terrains normalement consolidés.

(12) [9] Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. Schmitt P. Revue Française de Géotechnique, 2^e trimestre 1995, n° 71.



Dans certains cas, il peut être souhaitable de définir des modules de réaction différents k_{ha} et k_{hp} selon le sens de déplacement de l'écran. La grande majorité des cas peut être traitée correctement en ne considérant qu'une seule et même valeur pour k_{ha} et k_{hp} .

Il est admis de modifier le coefficient de réaction lors des différentes phases de calcul dans des cas particuliers :

- pour les ouvrages en béton selon que les calculs sont menés à court ou long terme ;
- pour les ouvrages métalliques, dans un calcul à long terme, localement dans les zones de l'écran les plus sensibles à la corrosion (zones de marnage, etc.).

4 - Géométrie

Cette partie traite des hypothèses géométriques à prendre en compte, concernant le niveau du terrain à l'aval de l'écran, pour les justifications ELU faisant intervenir la butée. Certaines dispositions particulières s'appliquent dans les cas suivants :

- le niveau du terrain est susceptible de varier avec l'exploitation de l'ouvrage (affouillements potentiels engendrés par la navigabilité par exemple en l'absence d'un dispositif de protection) ;
- lors de travaux ou dans le cadre de l'exploitation de l'ouvrage, il n'est pas envisagé ou pas possible de contrôler suffisamment régulièrement ce niveau, et en conséquence de mettre en œuvre des mesures préventives ou de remédier à de potentielles modifications de ce niveau.

Dans les conditions précédentes, et pour déterminer la cote de calcul, il convient de considérer la « surprofondeur » Δa définie de la manière suivante (cf. Figure 9) :

- pour les écrans autostables, Δa est égale à 10 % de la hauteur libre de l'écran ;
- pour les écrans appuyés, Δa est égale à 10 % de la distance entre la cote de l'appui le plus bas et le niveau théorique côté butée.

Par ailleurs, une valeur limite maximale égale à 0,5 m est retenue pour la hauteur complémentaire Δa .

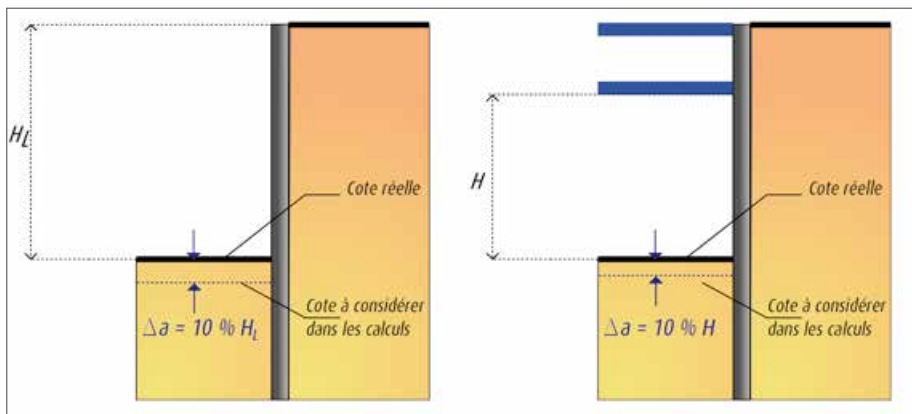


Figure 9 : Évaluation de la cote de calcul

Des valeurs plus importantes peuvent également être retenues, si des mécanismes particuliers pouvant modifier le niveau côté butée ont été identifiés (par exemple affouillements localisés liés aux hélices de bateaux). Dans ce dernier cas, il est préférable cependant d'orienter les choix de conception (protection, etc.) et/ou d'exploitation (auscultation et rétablissement de la géométrie théorique) afin de conserver un dimensionnement de l'écran raisonnable.

La présence de talus ou de risbermes de part et d'autres de l'écran est traitée dans le paragraphe 6 du présent chapitre.



5 - Raideur des appuis

5.1 - Butons

Dans le cas de simples butons de longueur L appuyés sur un écran opposé et identique, la raideur de l'appui est alors égale à :

$$K_b = \frac{2ES}{L}$$

Avec :

E : module d'Young de l'acier ;

S : section du tirant en partie courante (calculée avec un diamètre éventuellement diminué d'une épaisseur sacrifiée à la corrosion) ;

L : longueur du bouton.

5.2 - Tirants scellés

Dans ce cas, la raideur de l'appui est calculée de la façon suivante :

$$K_T = \frac{ES}{L_l + L_s/2}$$

Avec :

L_l : longueur libre ;

L_s : longueur utile.

5.3 - Autres cas

Dans les autres cas (tirant ancré dans un contre rideau, une dalle de frottement ou bouton appuyé sur un massif de réaction par exemple), la raideur de l'appui (K_{MA}) est prise en compte par sa raideur propre calculée comme la combinaison des raideurs propres aux tirants (K_T) et à l'appui arrière ou au massif d'appui (K_{AA}) selon :

$$\frac{1}{K_{MA}} = \frac{1}{K_T} + \frac{1}{K_{AA}}$$

La raideur de l'appui est calculée par :

$$K_T = E \frac{S}{L}$$

Avec :

E : module d'Young de l'acier ;

S : section du tirant en partie courante (calculée avec un diamètre éventuellement diminué d'une épaisseur sacrifiée à la corrosion) ;

L : longueur « utile » du tirant.

La raideur K_{AA} du massif d'ancrage est évaluée en observant le comportement de ce dernier soumis à l'action d'une force de traction F . Le déplacement δ obtenu au point d'application de l'effort, et dans sa direction, permet de déterminer K_{AA} qui vaut F / δ .

Si cette raideur est évaluée par un calcul au coefficient de réaction, il faut évaluer K_{AA} depuis les faibles valeurs de F (correspondant à un état élastique de réaction du sol) jusqu'aux fortes valeurs de F (mise en butée limite du massif devant le massif d'ancrage). Une approche itérative est souvent nécessaire pour adopter la valeur de K_{AA} qui convient au niveau de sollicitation dans le tirant.



6 - Talus et surcharges

Les poussées transmises par le sol chargé ne peuvent être calculées par des méthodes simples qu'en supposant être dans des conditions drainées. C'est par convention que l'on se permet de les mettre en œuvre dans les conditions non drainées.

Les méthodes de calcul habituellement utilisées pour les charges localisées conduisent à des résultats qui intègrent une diffusion sur les écrans. On distingue :

- les méthodes globales qui calculent directement les poussées provenant du massif de sol mais aussi des surcharges (méthode de Culmann) ;
- les méthodes spécifiques qui calculent la poussée due aux surcharges seules. On distingue d'une part les formulations issues de la théorie de l'élasticité (Boussinesq), et d'autre part les méthodes résultant de la théorie de la plasticité (Krey et Caquot).

Il n'est pas admis de considérer l'effet d'un talus comme équivalent à l'effet d'une charge verticale, ceci pouvant conduire dans certains cas à des résultats exagérément optimistes.

6.1 - Théorie de l'élasticité

Directement issue des lois de l'élasticité linéaire, la résolution de Boussinesq s'applique à un milieu supposé élastique, homogène et isotrope. Elle ne fait intervenir que les données géométriques du problème, ce qui en facilite largement l'utilisation, notamment dans les logiciels de calculs de stabilité de soutènement, y compris dans le cas de modèles de sols stratifiés, bien que cela ne soit pas justifié en théorie.

La validité de la méthode de Boussinesq est ainsi limitée aux terrains de compacité bonne à moyenne dont le comportement peut être assimilé à celui d'un milieu élastique (indice de densité D_r compris entre 0,4 et 0,8), ce qui exclut en particulier les remblais lâches ou très compactés. Elle présente également l'inconvénient de ne pas tenir compte de la déformabilité des structures.

L'application des formules de Boussinesq est, en toute rigueur, réservée aux charges isolées, linéiques et peu étendues, lorsque celles-ci sont éloignées des charges de rupture. Ce modèle est donc particulièrement approprié pour les justifications des ELS.

6.1.1 - Surcharge appliquée après la construction de l'écran

Bien que ceci résulte d'une application impropre de la théorie des images, il est habituel de prendre en compte l'impossibilité de déplacement d'un écran en doublant la contrainte horizontale de Boussinesq qui lui serait appliquée s'il était déplaçable. La condition de déplacement nul au sein d'un massif peut en effet s'exprimer en considérant l'effet d'une charge symétrique à celle examinée par rapport au point considéré, ce qui revient à doubler l'effet de cette charge, tant horizontalement que verticalement.

6.1.2 - Surcharge appliquée avant la construction de l'écran

La redistribution des contraintes initiales provoquée par la réalisation de l'écran peut être prise en compte, de façon forfaitaire, par l'application d'un coefficient multiplicateur égal à $\frac{(2+d)}{(1+d)}$ où d représente la distance de la surcharge à l'écran exprimée en mètre.



6.2 - Théorie de la plasticité

6.2.1 - Méthode de l'Herminier et Absi (surcharge de Caquot)⁽¹³⁾ : Pression uniforme appliquée à partir d'une distance a de l'écran

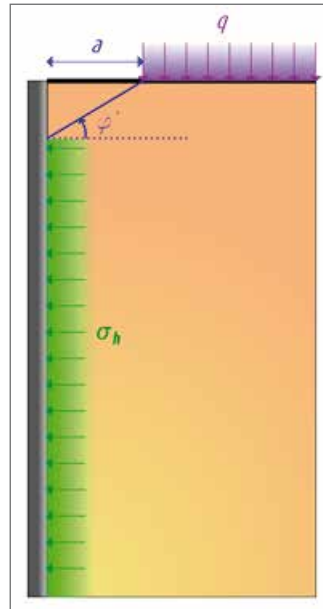


Figure 10 : Prise en compte de l'effet de la surcharge du talus sur les contraintes

La contribution de la charge aux poussées du sol est une contrainte uniforme qui sollicite l'écran à partir d'une profondeur égale à $a \cdot \tan(\varphi)$, a étant la distance entre l'écran et le bord de la surcharge (Figure 10). La contrainte appliquée vaut :

$$\sigma_H = k_{aq} \times q \times \cos(\varphi)$$

Dans un calcul faisant intervenir à la fois un sol pesant et des surcharges, il est fréquent de considérer pour l'ensemble des actions le coefficient k_y du sol pesant. Cette approximation est sans conséquence appréciable sur la validité des résultats particulièrement dans le cas d'un parement vertical et d'un talus horizontal (ce raisonnement n'est pas valable pour les butées).

6.2.2 - Méthode de Krey⁽¹⁴⁾ : Pression uniforme appliquée sur une bande de terrain de largeur limitée

La méthode consiste à remplacer le diagramme de poussée réel par une distribution triangulaire dans le plan vertical et trapézoïdale dans le plan horizontal. La diffusion de la poussée se développe dans une zone délimitée selon la Figure 11 :

- deux plans passant par les bords parallèles au bord de la charge et incliné d'un angle φ et $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale ;
- deux plans verticaux passant par les angles de la charge et correspondant à une diffusion suivant une pente 1/2 (avec $\arctan\left(\frac{1}{2}\right) = 27^\circ$).

(13) Tables de L'Herminier et Absi, regroupées avec [4] Tables de poussée et de butée des terres, Kerisel J. et Absi E. Presses des Ponts et Chaussées, 3^e édition, 1990, 220 p.

(14) [10] Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Krey H. Berlin, W. Ernst u. Sohn 5th ed, 1936. (1st edition, 1912)

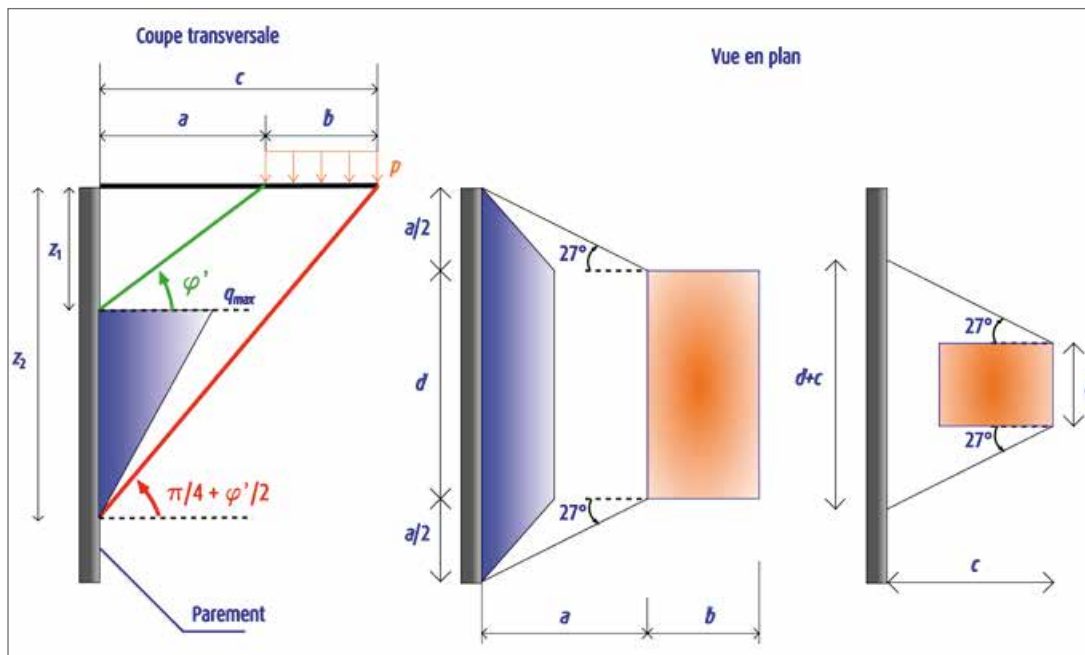


Figure 11 : Diffusion de la poussée selon la méthode de Krey

On obtient :

$$q_{max} = \frac{4P}{(2d+a)(z_2-z_1)} \quad \text{et} \quad P = p \cdot b \cdot d \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$$z_1 = a \cdot \tan(\varphi)$$

$$z_2 = (a+b) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Lorsque la charge est proche de l'écran (a petit devant b), on adopte une diffusion horizontale différente en faisant passer les plans verticaux par l'arrière de la surface de charge (troisième schéma de la Figure 11) ce qui revient à remplacer a par $(a+b)$ dans la formule donnant q_{max} .

Dans le cas particulier d'une charge concentrée Q à distance a du soutènement, l'expression devient :

$$q_{max} = \frac{4Q \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{a^2 \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \tan(\varphi) \right]}$$

Cette méthode est particulièrement recommandée pour les structures rigides ou assez peu déplaçables. Elle conduit cependant à des actions sur les structures plus importantes que les méthodes élastiques. Son utilisation est recommandée pour tenir compte de l'influence de charges ponctuelles importantes au voisinage immédiat des soutènements.



6.3 - Superposition des surcharges

La contribution de la charge aux poussées est représentée par un profil de contraintes horizontales déterminées par superposition des cas élémentaires définis ci-avant. Se pose le problème de la superposition de différentes surcharges calculées avec des méthodes de natures différentes.

- Le principe même de la méthode élastique de Boussinesq permet une addition « sans états d'âme ».
- Pour l'application des modèles d'équilibre limite, il convient de prendre en compte les surcharges élémentaires en les « globalisant », dans la mesure du possible. C'est ainsi que, par exemple, plutôt que d'examiner l'incidence de chacune des roues d'un engin, l'on examinera l'effet d'une surcharge répartie correspondant à la masse totale de l'engin divisée par sa surface totale de contact avec le sol.

Quant à la superposition des différentes méthodes pour un même ouvrage, il est admissible de superposer à une charge « en équilibre limite » une ou plusieurs charges évaluées en analyse élastique, pour autant que ces dernières ne conduisent qu'à des corrections mineures de l'état de contraintes.

7 - Prise en compte des effets de l'eau

7.1 - Choix des niveaux d'eau ⁽¹⁵⁾

Les effets de l'eau doivent être évalués à partir de niveaux de référence en adéquation avec les situations de projet considérées. Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux souterraines (libres ou captives) d'une part, et des eaux extérieures au terrain (eaux libres fluviales ou autres) d'autre part doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

Les annexes nationales NF EN 1990/NA et NF EN 1990/A1/NA fixent 4 niveaux d'eau de référence à déterminer pour les situations durables et transitoires :

- niveau EB (Eaux Basses), quasi-permanent, susceptible d'être dépassé pendant 50 % de la durée de vie de l'ouvrage ;
- niveau EF (Eaux Fréquentes), fréquent, susceptible d'être dépassé pendant 1 % de la durée de vie de l'ouvrage ;
- niveau EH (Eaux Hautes), caractéristique, présentant une période de retour similaire à la durée de vie de l'ouvrage ;
- niveau EE (Eaux Exceptionnelles) qui est à considérer pour les situations accidentelles. Il correspond au niveau le plus élevé qui ne peut pas être physiquement dépassé. Par exemple, pour un ouvrage inondable (par le biais d'ouvertures), il correspond à la cote d'inondabilité (majoré d'une revanche permettant de tenir compte du débit d'inondabilité et des incertitudes associées).

Les différents niveaux précédemment décrits peuvent être identiques. Si le caractère favorable ou défavorable d'un niveau d'eau de référence ne constitue pas une évidence, un calcul en fourchette peut être réalisé pour un état limite considéré.

Pour autant, ce choix doit rester une estimation prudente du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré. Il convient en particulier de tenir compte :

- de l'impact de l'ouvrage sur le fonctionnement hydrogéologique avant sa construction ;
- des potentielles réalisations ou modifications d'aménagements non planifiées lors de la construction de l'ouvrage.

C'est pourquoi leur détermination ne saurait se baser que sur le seul suivi piézométrique sur une période longue et une analyse hydrogéologique. Ces différents éléments conduisent à fixer les différents niveaux d'eaux de référence au cours des études de projet et doivent être indiqués dans les pièces du marché.

7.2 - Actions résultantes

Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau est pris égal à $10 \text{ kN} / \text{m}^3$ [Article A1.3.1 de la norme NF EN 1990/NA].

(15) Pour plus de détails, le lecteur peut se reporter à la note de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques intitulée « Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7 » [15].



7.2.1 - Pressions d'eau

Les actions dues à l'eau sont considérées comme permanentes pour former les combinaisons d'actions (bien qu'elles ne constituent pas, en toute rigueur, des actions permanentes au sens de la norme NF EN 1990).

Les pressions d'eau sont définies au travers des différents niveaux de référence mentionnés ci-dessus. Afin d'obtenir les valeurs de calculs des actions liées à l'eau, les facteurs partiels sur les actions sont appliqués sur les pressions d'eau (et non sur le niveau d'eau).

7.2.2 - Prise en compte des écoulements

Il convient de tenir compte des écoulements autour d'un écran de soutènement pour définir les pressions d'eau et les forces d'écoulement.

Dans le cas des écrans de soutènement, il convient de tenir compte des effets (souvent défavorables) suivants :

- anisotropie des perméabilités ;
- caractéristiques géométriques de la fouille : largeur de la fouille, présence d'angle rentrant, etc. ;
- hétérogénéités des sols.

Étant donné les différentes incertitudes liées aux points précédents, des dispositions constructives (puits d'exhaure par exemple) visant à réduire la pression d'eau et les forces d'écoulement sont souvent à privilégier par rapport à la recherche de la précision des modèles de calculs et le choix des coefficients partiels pour éviter une instabilité du fond de l'excavation d'origine.

8 - Résistance structurale

8.1 - Béton

La norme NF P94-282 indique que la résistance caractéristique à la compression du béton des écrans de soutènement doit être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \frac{1}{k_1 \cdot k_2} \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \quad [Formule 6.4.1.1]$$

Avec :

- f_{ck}^* : résistance caractéristique à la compression ;
- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours ;
- $f_{ck}(t)$: résistance caractéristique à la compression à t jours ;
- C_{max} : résistance caractéristique à la compression à la mise en œuvre (Tableau 3) ;
- k_1 : coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles de sections selon la technique utilisée (Tableau 3) ;
- k_2 : coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage (Tableau 3).

Les coefficients k_1 et k_2 qui tiennent compte des conditions de mise en œuvre, sont destinés à se substituer au coefficient k_f de l'article 2.4.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1.

La norme NF P94-282 limite C_{max} à 35 MPa pour les parois moulées et les barrettes forées simple et à 25 MPa pour les ouvrages en béton projeté.

La résistance de calcul à la compression du béton des écrans de soutènement est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \min(k_3 \cdot f_{ck}^*; f_{ck}(t); C_{max}) \quad [Formule 6.4.1.2]$$



Avec :

	C_{max} (MPa)	k_1	k_2	k_3^*
Parois moulées et barrettes	35	1,3	1	1
Béton projeté	25	1	1	1

* Le coefficient k_3 peut valoir 1,2 dans le cas de contrôles renforcés.

Tableau 3 : Valeurs des paramètres du calcul de la résistance en compression du béton

8.2 - Acier

Pour les écrans en acier, la norme NF P94-282 s'utilise conjointement avec la norme NF EN 1993-5 et son annexe nationale. En particulier pour les palplanches, il convient de préciser quelques points relatifs au choix de l'inertie I et à la détermination du moment résistant de calcul.

L'inertie à considérer dans les calculs I_{eff} doit être calculée en tenant compte des adaptations pour les profilés de type U (profilés dont la serrure se trouve au droit de l'axe du rideau).

$$I_{eff} = I \cdot \beta_D \quad [NF EN 1993-5 6.1]$$

Le coefficient β_D permet de tenir compte des défauts de transmission des efforts de cisaillement au niveau des serrures entre palplanches. Il dépend du nombre d'appuis, de la caractérisation sommaire de la compacité des terrains et du recours éventuel à des palplanches solidarisées par paires. Les valeurs à utiliser sont précisées dans le Tableau 4.

Type de palplanche en U	Nombre d'appuis	Type de sol	β_B	β_D
Simple	0 (= pied de palplanche)	-	0,6	0,4
	1	-	0,7	0,5
	≥ 2	-	0,8	0,6
Double solidarisée (par points de pinçage ou soudure)	0 (= pied de palplanche)	lâche	0,7	0,6
		autre	0,8	0,7
	1	lâche	0,8	0,7
		autre	0,9	0,8
	≥ 2	lâche	0,9	0,8
		autre	1	0,9

Tableau 4 : Valeurs des coefficients β_B et β_D [Tableau 6.4 (3) NF EN 1993-5/NA]

Concernant le moment résistant de calcul $M_{c,Rd}$, un calcul permettant également de tenir compte des défauts de transmission des efforts de cisaillement et de la classification de la section transversale est à considérer. Il se calcule de la façon suivante pour les profilés présentant une section transversale allant de la classe 1 à 3 [Tableau 5.1 NF EN 1993-5].

$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_B \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{I}{v} \right) \quad [NF EN 1993-5 5.2a et 5.2b]$$

Avec :

β_B : coefficient donné par le Tableau 4 ;

$\frac{I}{v}$: module de flexion. Pour les profilés présentant une section transversale de classe 1 ou 2, le module de flexion plastique peut être utilisé. Pour les sections transversales de classe 3, le module de résistance élastique doit être retenu ;

f_y : limite d'élasticité de l'acier ;

γ_{M0} : facteur partiel sur la résistance égal à 1,00.

Lorsque c'est pertinent, les effets du second ordre doivent être pris en compte.



9 - Hypothèses spécifiques aux écrans composites

Ces écrans sont constitués d'éléments principaux (profilés métalliques foncés dans le sol ou scellés dans un pieu en béton, pieux en béton armé, etc.) présents sur toute la hauteur, associés, au-dessus du fond de fouille, à des éléments de voile permettant le maintien des terrains soutenus. Leur justification nécessite le choix de paramètres spécifiques, et permettent notamment de réaliser :

- le calcul des poussées et butées sous le fond de fouille (où seuls les éléments principaux sont rencontrés) ;
- les hypothèses et les vérifications structurales.

9.1 - Calcul des poussées et des butées sous le fond de fouille

Pour le calcul des poussées et des butées s'appliquant sur les éléments principaux sous le fond de fouille, il convient de tenir compte de la plus défavorable des deux configurations suivantes :

- en considérant les pressions de poussées et les butées⁽¹⁶⁾ déterminées pour un écran plan tout en appliquant un coefficient d'épanouissement permettant de tenir compte du caractère tridimensionnel du problème ;
- en considérant l'élément principal comme un élément de fondation profonde isolé.

9.1.1 - Choix du coefficient d'épanouissement

Le coefficient d'épanouissement ou de diffusion C_{diff} peut être obtenu de la façon suivante, en distinguant le caractère frottant ou cohérent des terrains, et en se référant aux notations⁽¹⁷⁾ de la Figure 12 :

- pour les sols cohérents et frottants : $C_{diff} = \frac{B_L + 2 \cdot B_T}{B_L}$;
- pour les sols purement cohérents : $C_{diff} = \frac{B_L + B_T}{B_L}$.

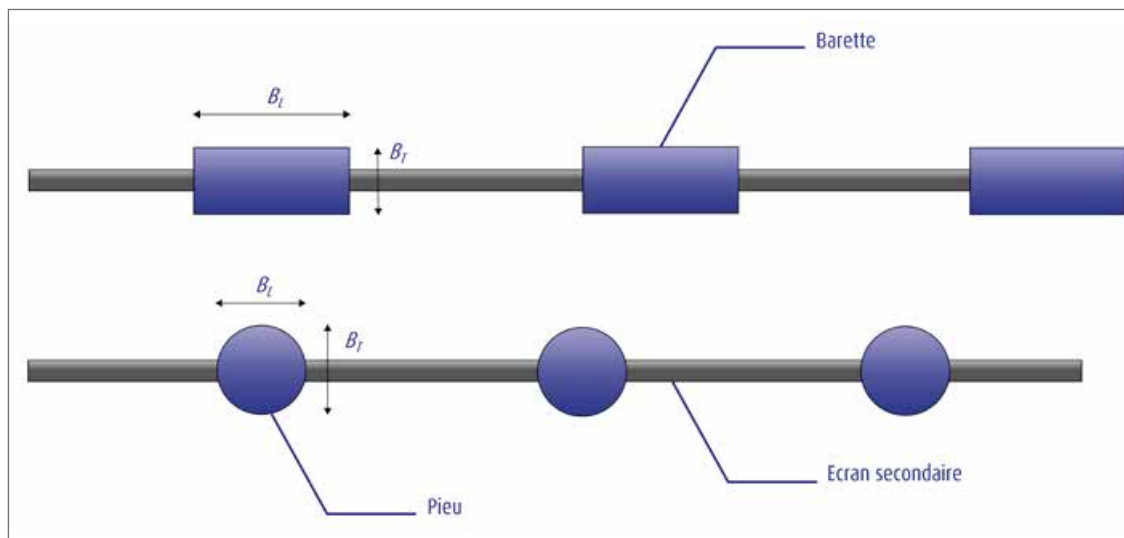


Figure 12 : Notations pour la détermination du coefficient de diffusion

Pour une paroi composite dont les éléments principaux seraient constitués par des pieux circulaires, cela revient à considérer un coefficient d'épanouissement égal à :

- 2 pour les sols cohérents ;
- 3 pour les sols frottants.

Une approche raisonnable consiste à considérer que les valeurs précédentes sont les valeurs maximales du coefficient d'épanouissement. Il convient par ailleurs de vérifier que les efforts de poussée ou de butée obtenus par la présente méthode de calcul n'excèdent pas les efforts obtenus pour un écran plan.

(16) Ces dispositions s'appliquent aux pressions des terres, qu'elles correspondent à des valeurs limites ou non.

(17) L'attention du lecteur est attirée sur le fait que ces notations ne sont pas celles utilisées dans la norme NF P94-282. Les éléments peuvent être retrouvés à la clause B.3.7 (1).



9.1.2 - Comportement d'un élément de fondation profonde isolé

Dans cette configuration, le comportement transversal peut être appréhendé conformément aux préconisations de la norme NF P94-262. Les lois de réaction à utiliser (raideur et réaction frontale maximale) peuvent être obtenues à partir des résultats des essais in situ.

9.2 - Hypothèses pour les vérifications structurales

Pour mener les calculs d'une paroi berlinoise (ou assimilée), il convient de préciser les points suivants :

- au-dessus du fond de fouille, les inerties des éléments principaux sont à considérer dans tous les cas. L'inertie du voile peut également être considérée si la connexion entre les éléments principaux et le voile a été justifiée vis-à-vis des moments de flexion et des efforts tranchants ;
- sous le fond de fouille, seule l'inertie des éléments principaux doit être prise en compte.

Lors du choix de l'inertie des éléments principaux, et dans le cas de l'utilisation de profilés métalliques noyés dans du béton (de type « H » par exemple) ou remplis de béton (profilés tubulaires), il est loisible de prendre en compte la section de béton comprimé dans le calcul de l'inertie.



Méthodes de calcul

La norme NF P94-282 introduit la définition de deux types de modèles de calcul : le modèle d'équilibre limite (MEL) et le modèle d'interaction sol-structure (MISS).

La mise en œuvre de l'un ou l'autre de ces modèles de calculs (voire des deux) doit permettre de répondre aux justifications suivantes :

- profondeur d'encastrement (ELU de défaut de butée) ;
- efforts dans la structure de l'écran (ELU de résistance interne) ;
- effort dans le dispositif d'appui éventuel (ELU STR tirant, buton) ;
- éventuellement déplacement de l'écran.

1 - Les modèles à l'équilibre limite (MEL)

L'appellation « modèles d'équilibre limite » couvre l'ensemble des modèles de calcul plastiques. Le schéma de calcul type de ces modèles consiste à appliquer de part et d'autre de l'écran la pression limite des terres, c'est-à-dire l'état limite de poussée à l'amont et l'état limite de butée à l'aval.

Une fois déterminée la distribution des contraintes, il existe deux familles de méthodes de calcul classiques suivant qu'un effort de contre-butée⁽¹⁸⁾ peut ou ne peut pas être mobilisé à la base de l'écran.

1.1 - Méthode de la butée simple

La méthode de la butée simple ne s'applique pas aux écrans autostables. Elle consiste à considérer un schéma simplifié dans lequel seule la poussée à l'amont et la butée à l'aval sont mobilisées sans qu'aucune contre-butée ne se développe. Cette méthode consiste à vérifier l'équilibre des forces et l'équilibre des moments (Figure 13).

Il s'agit du modèle à l'équilibre limite proposé pour justifier la fiche des écrans avec un niveau d'appui à l'article 9.3.2 de la norme NF P94-282 objet de ce présent guide.

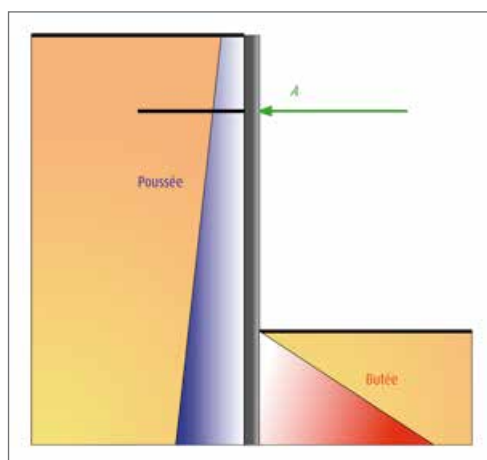


Figure 13 : Schéma de calcul de la méthode de la butée simple

(18) La contre-butée est l'effort de réaction lié à la mise en butée des sols du côté des terrains soutenus, induit par la rotation de l'écran sous le point d'équilibre.



1.2 - Méthodes du rideau encastré

Les méthodes du rideau encastré considèrent un schéma de rupture dans lequel une rotation autour du point de pression nulle est appliquée à l'écran, mobilisant ainsi une zone de contre-butée (Figure 14).

La résolution du système d'équations⁽¹⁹⁾ considère la contre-butée comme une force concentrée en un point et oblige d'imposer une hypothèse supplémentaire qui peut être :

- une hauteur supplémentaire d'encastrement (20 % dans la méthode de Blum) ;
- une rotation nulle au point d'application de la contre-butée (ligne élastique) ;
- une identification du point de pression nulle avec le point de moment fléchissant nul et d'assimiler le calcul de l'écran à celui de deux poutres isostatiques sur appui simple (poutres équivalentes).

La méthode qui est proposée dans la norme pour les écrans non ancrés (rideaux encastrés) consiste à :

- déterminer la profondeur du point d'application de la contre-butée par la résolution de l'équation d'équilibre des moments en ce point (pied de l'écran) ;
- majorer la hauteur d'encastrement de 20 % pour l'application de la contre-butée (hauteur forfaitaire).

Cette méthode imposée dans la norme NF P94-282 pour les écrans non ancrés est très adaptée au formalisme des coefficients partiels.

D'autres méthodes historiques existent. Par exemple, les méthodes de la ligne élastique ou de la poutre équivalente s'appliquent sans pondération des pressions ou de la hauteur d'encastrement. La sécurité sur la longueur de fiche étant directement gérée par la méthode de calcul, il n'y a pas lieu d'appliquer un coefficient partiel. Ces méthodes sont particulièrement adaptées à des écrans souples (type palplanches) comportant un niveau d'appui puisque la méthode consiste à rechercher un encastrement parfait de la structure. Ces méthodes étant notamment incompatibles avec le formalisme des Eurocodes, la norme NF P94-282 ne les évoque pas. Cependant, il peut être pertinent de les appliquer pour la détermination de la hauteur de fiche des écrans souples avec un niveau d'appui.

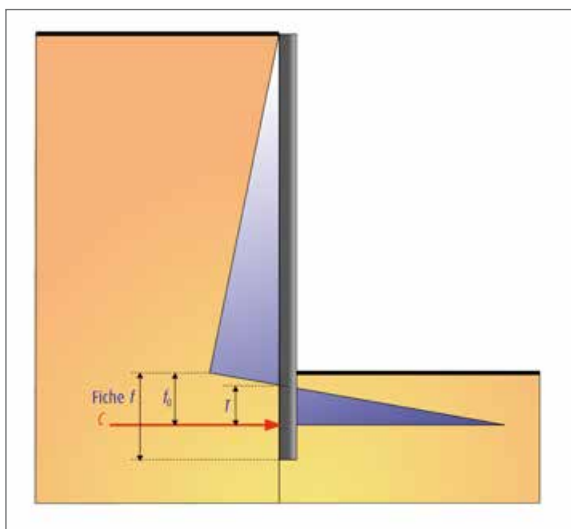


Figure 14 : Schéma de calcul de la méthode du rideau encastré

1.3 - Application des facteurs partiels

Le principe général d'application des Eurocodes consiste à vérifier que les efforts moteurs de calcul restent inférieurs aux efforts résistants de calcul, ces efforts de calculs étant déduits des efforts caractéristiques après l'application de coefficients partiels.

Dans le cas du calcul des écrans, et notamment dans la méthode aux coefficients de réaction, il peut s'avérer difficile de séparer les efforts moteurs des efforts résistants. Dans ce cas les coefficients partiels cumulés (coefficients partiels sur les actions et les résistances) sont appliqués à l'effort résistant.

(19) L'écriture de l'équilibre des moments et des efforts horizontaux mène à deux équations pour trois inconnues recherchées : la hauteur d'encastrement, l'effort au niveau de l'appui simple et la profondeur du point de moment nul.



La méthode de calcul à l'équilibre limite proposée par la norme NF P94-282 permet de déterminer aisément les efforts moteurs et les efforts résistants. Cependant, par analogie avec les calculs aux coefficients de réaction, et en cohérence avec les errements de calculs qui consistaient à réaliser le calcul d'équilibre avec un effort de butée divisé par deux, il est fréquent que les calculs menés avec un modèle MEL soient conduits en appliquant les coefficients partiels sur la seule butée.

C'est pourquoi il existe deux possibilités de distribution des facteurs partiels :

- soit le facteur partiel multiplicatif γ_A est appliqué sur les actions et le facteur partiel γ_R est appliqué au dénominateur sur les résistances ;
- soit il est appliqué un facteur partiel unique au dénominateur sur les résistances dont la valeur est $\gamma_A \times \gamma_R$.

1.4 - Limites des modèles MEL

Les principales limites de ces modèles sont les suivantes :

- ces modèles ne sont pas adaptés à des écrans hyperstatiques (associés à plusieurs niveaux d'appuis) ;
- la rigidité des sols et des structures ne sont pas prise en compte (l'appui est notamment modélisé comme un appui simple) ;
- la mobilisation de la pression limite des terres nécessite un déplacement minimal que certains écrans très rigides n'atteignent pas ;
- ces modèles d'équilibre limite permettent uniquement d'obtenir la déformée de l'écran, les déplacements obtenus ne sont donc valables qu'à la rotation près autour du point de moment nul.

Note concernant la justification de la structure de l'écran

La clause 10.1 (4) de la norme autorise dans des configurations simples de déduire les actions transmises à la structure du seul calcul MEL.

Mais il convient de garder à l'esprit que la valeur de l'effet des actions déduite d'un tel calcul est surabondante vis-à-vis de l'approche 2* (cf. paragraphe 2.2 du présent chapitre) déduite d'un modèle MISS.

Lorsque le calcul MEL est réalisé avec une pondération unique sur la résistance (modèle « historique » français), il convient que la valeur de l'effet des actions déduit de ce calcul soit multipliée par 1,35 pour être intégrée dans un calcul à l'ELU. Après multiplication, il convient de garder à l'esprit que la valeur de l'effet des actions déduite d'un tel calcul est également surabondante vis-à-vis de l'approche 2* déduite d'un modèle MISS.

2 - Les modèles d'interaction sol-structure aux coefficients de réaction (MISS-k)

Les modèles d'interaction sol-structure permettent de dépasser les limites liées aux modèles MEL puisqu'ils mettent en œuvre des lois qui relient la pression des terres au déplacement horizontal des différentes sections de l'écran en considérant la rigidité du sol ainsi que celle des éléments constitutifs de l'écran (paroi, ancrages, butons, etc.). L'approche communément pratiquée est la méthode du coefficient de réaction qui propose des lois de réaction simplifiées à une pente bornée par un palier plastique (pression limite de poussée ou de butée).

Ces modèles MISS sont incontournables pour le dimensionnement de la fiche des écrans hyperstatiques, ainsi que pour la détermination des déplacements et des efforts pour tous les types d'écrans (autostables ou appuyés). En revanche, le recours au modèle MEL est indispensable pour la détermination de la fiche des écrans autostables.

Pour les justifications ELU, le choix du modèle de calcul étant fait, il convient de déterminer la manière d'appliquer les coefficients partiels à travers :

- le choix de l'approche de calcul : approches 2 ou 2* (se dit 2 « étoile ») ;
- les modalités de distribution de la sécurité dans le cas de l'approche 2.

2.1 - Approche 2

L'approche 2 consiste à conduire le calcul avec une majoration des actions et une minoration des résistances. La valeur de l'action (poussée prépondérante) est multipliée par un facteur partiel γ_A et la résistance (butée prépondérante) est divisée par un coefficient partiel γ_R . Les efforts obtenus à l'issue de ce calcul sont directement les efforts de calcul. Les valeurs de ces coefficients partiels sont fixées par les Eurocodes éventuellement modifiés ou complétés par



leurs annexes nationales. En complément à cette pondération différenciée des actions et des résistances, la norme NF P94-282 propose au lecteur le choix de n'utiliser qu'une pondération unique sur la résistance. Dans ce cas, en phase définitive, le facteur partiel unique, appliqué à la résistance est de $\gamma_A \times \gamma_R = 1,35 \times 1,4 = 1,89$. Il est à noter que cette approche est conforme aux méthodes de calcul traditionnellement employées avant la publication de cette norme qui consistaient à diviser l'effort de butée par 2 (à comparer à 1,89).

La profondeur de fiche obtenue à partir de ces deux options est identique mais elles ne sont cependant pas rigoureusement équivalentes sur d'autres points.

La pondération différenciée des actions et des résistances n'est possible que si le calcul permet de séparer aisément les efforts moteurs des efforts résistants. Si cela est souvent possible dans les logiciels courants de calcul à l'équilibre limite, cela est plus difficile à mettre en œuvre dans les logiciels courants de calcul aux coefficients de réaction.

Les deux méthodes conduisent à une fiche identique mais aussi à une différence très sensible sur l'effet des actions calculé dans la structure. En effet, l'inconvénient d'appliquer une pondération séparée aux actions et aux résistances est que les efforts internes obtenus s'avèrent excessifs en regard de ceux obtenus par l'option de pondération globale de la butée, qui est, rappelons-le, la méthode historique. C'est pourquoi la norme NF P94-282 conseille de n'appliquer les coefficients partiels que sur les résistances, c'est-à-dire en pondérant la seule butée.

2.2 - Approche 2* (2 étoile)

L'approche 2* (étoile) consiste à faire un calcul sans aucune pondération des charges permanentes et en pondérant les charges variables par 1,1 (1,5 / 1,35). La justification de la fiche (défaut de butée) et de la résistance interne est ensuite conduite par l'application de facteurs partiels sur les résultats du calcul.

Le défaut de fiche est justifié en vérifiant que la butée mobilisée ne représente qu'une part raisonnable de la butée mobilisable sous la fiche. Par cohérence avec l'approche 2, le ratio entre la butée mobilisable et la butée mobilisée doit être supérieur à 1,89⁽²⁰⁾.

L'effet des actions déduit de ce calcul (sans pondération des actions) est multiplié par le facteur partiel $\gamma_A = 1,35$ pour obtenir la valeur de calcul à comparer aux efforts admissibles.

L'avantage de cette approche est qu'elle s'applique facilement à l'aide des logiciels courants de calcul aux coefficients de réaction. De plus, cette approche permet de produire les principales justifications à partir d'un unique calcul (états limites de rupture par défaut de butée et par défaut de résistance structurelle, ancrage, déplacements).

3 - Synthèse des stratégies de calcul envisageables

La stratégie de calcul comprend le choix du modèle de calcul (MEL ou MISS) ainsi que la façon dont les facteurs partiels sont appliqués (actions et résistances ou uniquement sur la résistance).

Les tableaux 5 et 6 présentent les stratégies de calcul proposées par la norme complétées par les méthodes de la ligne élastique et de la poutre équivalente adaptées au cas des écrans souples avec un niveau d'appui⁽²¹⁾.

Les méthodes numériques de type éléments ou différences finis ne sont pas traitées dans ce paragraphe.

Pour le calcul de l'effet des actions, le Tableau 6 insiste sur le caractère excessif des efforts obtenus par un modèle MEL par rapport à la mise en œuvre d'un modèle MISS.

Pour la détermination de l'effet des actions dans la structure, l'application d'un modèle MISS avec l'approche 2* est la stratégie de calcul recommandée.

(20) Ce ratio peut être réduit à 1,5 pour les écrans provisoires.

(21) Ces deux tableaux sont équivalents et ne diffèrent que par le choix des entrants qui sont soit le type d'écran pour le Tableau 5 soit la méthode de calcul pour le Tableau 6.



Type d'écran		Modèle*	Justification de la fiche	Résistance structurelle	Déplacements / déformée
Écrans isostatiques	Autostables (console)	MEL 1 $\gamma_A = 1,35 ; \gamma_R = 1,4$	oui (obligatoire)	Efforts excessifs ELU $E_{dELU} = E_k$	Déformée
		MEL 2 $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,89$	oui (obligatoire)	Efforts excessifs caractéristiques $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déformée
		MISS 2* $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	/	Efforts caractéristiques (E_k) $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déplacement (méthode conseillée)
	Un niveau d'appui (tirant, buton, plaque)	MEL 1 $\gamma_A = 1,35 ; \gamma_R = 1,4$	oui	Efforts excessifs ELU $E_{dELU} = E_k$	Déformée
		MEL 2 $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,89$	oui	Efforts excessifs caractéristiques $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déformée
		MISS 2* $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	vérification du rapport butée mobilisée / butée mobilisable ($\gamma_R = 1,89$)	Efforts caractéristiques (E_k) $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déplacement (méthode conseillée)
		MEL 3 Ligne élastique / poutre équivalente $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	oui	Efforts caractéristiques très faibles $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déformée
Écrans hyperstatiques	Plusieurs niveaux d'appuis (tirant, buton, plaque)	MISS 2* $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	vérification du rapport butée mobilisée / butée mobilisable ($\gamma_R = 1,89$)	Efforts caractéristiques (E_k) $E_{dELU} = 1,35 \times E_k$	Déplacement (méthode conseillée)

* En phase provisoire, si le défaut de butée n'est pas préjudiciable pour l'écran γ_R passe à 1,1 et au global 1,485.

Tableau 5 : Paramètres des méthodes de justification de l'écran selon le type d'écran considéré



			Possibilité et conditions d'application de la méthode		
	Pondération des actions*		Écran autostable	Écran à un niveau d'appui	Écran à plusieurs niveaux d'appui
MEL	MEL 1 Approche 2 Pondération différenciée des actions et des résistances $\gamma_A = 1,35 ; \gamma_R = 1,4$	équilibre des moments en pied et augmentation forfaitaire de 20 % de la profondeur d'encastrement	défaut de butée (fiche) effet des actions ELU excessif $\Rightarrow E_{delu} = 1,0 \times E_k$ Déformée	défaut de butée (fiche) effet des actions ELU excessif $\Rightarrow E_{delu} = 1,0 \times E_k$ déformée	non applicable
	MEL 2 Approche 2 pondération globale de la résistance $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,89$	équilibre des moments en pied et augmentation forfaitaire de 20 % de la profondeur d'encastrement	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques excessif $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ Déformée	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques excessif $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ Déformée	non applicable
	MEL 3 Approche 2* pas de pondération $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	(non compatible avec le formalisme Eurocode) méthodes de la ligne élastique ou de la poutre équivalente	non applicable	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques (faibles) $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ déformée	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques (faibles) $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ déformée
MISS	approche 2* (2 étoile) pas de pondération (hors charges variables) $\gamma_A = 1,0 ; \gamma_R = 1,0$	$\frac{\text{butée mobilisable}}{\text{butée mobilisée}} \geq 1,89$	non applicable pour le défaut de butée (MEL obligatoire) effet des actions caractéristiques $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ Déplacements	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ déformée	défaut de butée (fiche) effet des actions caractéristiques $\Rightarrow E_{delu} = 1,35 \times E_k$ Déformée

* En phase provisoire, si le défaut de butée n'est pas préjudiciable pour l'écran γ_R passe à 1,1 et au global 1,485.

Tableau 6 : Possibilités et conditions d'application des méthodes de justification des écrans



Chapitre 4

Justifications

Les justifications abordées dans le chapitre sont :

- la justification des appuis ;
- la justification de l'équilibre vertical de l'écran (à ne réaliser que si écran est soumis à des charges verticales d'origine structurelle ou en présence de tirants scellés fortement inclinés) ;
- la justification de la stabilité du fond de fouille (à ne réaliser que si il existe un différentiel de pression ou une fiche réduite, etc.).

Les justifications qui portent sur la résistance interne de l'écran ne sont pas traitées dans le présent document.

1 - Justification des appuis

La justification des appuis est l'objet de la section 12 de la norme NF P94-282 pour ce qui concerne les vérifications aux ELU et de la section 16 de la norme NF P94-282 pour les vérifications aux ELS.

L'action des appuis consiste à exercer une réaction sur l'écran nécessaire à l'équilibre de la structure. Cette réaction peut être appliquée par l'intermédiaire :

- d'un buton, appuyé sur un autre écran ou sur le sol par l'intermédiaire d'un massif de réaction, dont la stabilité est assurée par une fondation superficielle ou d'un ancrage à une structure annexe (tranchée butonnée) ;
- d'un tirant, scellé ou lié/ancré à un contre-rideau ou une dalle de frottement, dont la stabilité est assurée par l'ancrage dans le sol (tirants scellés, double rideau, plaque frottante, etc.).

Les appuis sont justifiés vis-à-vis de leur stabilité externe (dispositif d'ancrage, poinçonnement du sol support, etc.), vis-à-vis de leur résistance structurelle et de celle de l'écran au niveau du point d'appui. La norme NF P94-282 inscrit le calcul des appuis dans le formalisme des Eurocodes.

Pour les appuis de type butons, la norme a structuré la démarche puisqu'aucun document de référence n'existait auparavant.

Pour le calcul des tirants scellés qui bénéficiaient au préalable d'un document de référence⁽²²⁾, la norme a principalement modifié les points suivants :

- introduction de divers coefficients partiels alors que le T.A. 95 appliquait une approche au coefficient de sécurité global ;
- calcul aux états limites ultimes alors que le T.A. 95 n'imposait de vérifications que vis-à-vis de la charge de service.

(22) [11] *Recommandations T.A. 95. CFMS. Eyrolles, Septembre 1995, 184 p.*



1.1 - Justification des butons

Il y a lieu de justifier chacune des parties constitutives du buton :

- la stabilité externe du massif de réaction dans le cas de butons appuyés sur le sol (poinçonnement, renversement, glissement) ;
- la résistance structurelle du buton et du massif de réaction ainsi que des éléments de liaison (avec la paroi et avec le massif de réaction).

1.1.1 - Stabilité externe du massif de réaction

La justification des massifs de réaction nécessaires aux butons appuyés sur le sol est conduite avec la norme NF P94-261. Pour ces ouvrages, il convient de tenir compte de l'inclinaison défavorable éventuelle de la base de la semelle constituant le massif de réaction. Bien que la norme NF P94-261 (relative aux fondations superficielles) ne traite pas explicitement de cette configuration spécifique, des éléments pour déterminer l'influence de ce paramètre sur la portance de la semelle peuvent être trouvés à l'annexe D.4 de la norme NF EN 1997-1.

Par ailleurs, la réaction frontale joue généralement un rôle important dans la justification de ces ouvrages. La note H.3.4.2 (1) NOTE 4, propose des dispositions particulières pour la prise en compte de la réaction frontale sur le massif. Ces dispositions consistent à :

- considérer un coefficient d'épanouissement sur la face du massif ;
- définir l'effort mobilisable en tenant compte du déplacement nécessaire à cette réaction, soit en intégrant le coefficient de réaction du sol dans le calcul de la raideur de l'appui, soit en appliquant forfaitairement un coefficient de butée de 1.

Lorsqu'une réaction frontale est prise en compte dans la justification, il convient également de définir des dispositions constructives particulières afin de s'assurer que cette réaction de butée est toujours disponible (creusements, coulage en pleine fouille).

1.1.2 - Vérifications structurelles des différents éléments

Chacune de ces justifications est menée avec la norme appropriée [NF EN 1992, NF EN 1993 et NF EN 1995] selon le matériau constituant le buton, l'écran et le dispositif de liaison entre le buton, l'écran et le massif de réaction.

1.2 - Justifications des tirants scellés

1.2.1 - Introduction sur les tirants scellés

Ce chapitre traite des tirants scellés⁽²³⁾ qui comportent systématiquement une longueur libre et une longueur scellée. Ces ouvrages géotechniques peuvent être précontraints ou non.

Pour les tirants scellés précontraints, les dispositions des normes NF EN 1997-1 et NF EN 1537 relatives à la conception (y compris les essais nécessaires) et l'exécution s'appliquent systématiquement⁽²⁴⁾.

En revanche, pour certains tirants scellés non-précontraints⁽²⁵⁾, l'intérêt des essais de réception systématique peut ne pas être toujours pertinent. Dans ce cas, et afin d'éviter toute confusion, il sera fait volontairement mention d'ancrages scellés dans la suite du document, s'il est décidé de ne pas se référer à la norme NF EN 1997-1 ni à la norme NF EN 1537, les seules dispositions de la norme NF P94-282 s'appliquent. Elles sont décrites ci-dessous.

(23) Ce chapitre peut également être appliqué à d'autres technologies plus rares, comme les tirants à ancrages vissés ou à corps expansif.

(24) On parle également dans ce cas d'ancrages scellés (NF EN 1997-1) ou de tirants d'ancrage (EN 1537).

(25) Cela peut par exemple concerner des écrans pour lesquels aucun avoisinant n'est présent, mais pour lesquels l'ajout de tirants permet de diminuer ou de sécuriser la fiche à retenir.



1.2.2 - Essais sur les tirants scellés

Différents essais de traction sont réalisés sur les tirants scellés, en fonction :

- de la traction d'essai maximale : on parle alors d'essais à la rupture ou a contrario d'essais non destructifs ;
- de leur objectif : les différentes possibilités suivantes peuvent être listées :
 - préciser les hypothèses utilisées pour le dimensionnement ;
 - valider les hypothèses utilisées pour le dimensionnement ;
 - vérifier la bonne exécution de l'ensemble des tirants.

Les notations diffèrent selon les différents règlements considérés. Cependant, en reprenant les notations de la norme NF EN 1997-1, peuvent être distingués :

- les essais préalables, dont le but premier est de préciser les hypothèses utilisées pour le dimensionnement et la justification ;
- les essais de contrôle, dont le but est de valider les hypothèses utilisées pour le dimensionnement :
 - s'ils sont menés à la rupture, ils permettent de vérifier la résistance des tirants ;
 - s'ils sont non destructifs, ils permettent de vérifier que la charge de service reste inférieure à la résistance critique de fluage ;
- les essais de réception, permettant de tester chacun des tirants.

1.2.3 - Justifications géotechniques des tirants scellés suivant les dispositions des normes NF EN 1997-1 et NF EN 1537

La section 8 : ancrages de l'Eurocode 7 a fait l'objet d'un amendement, en date d'août 2014. Cet amendement A1 modifie les notations et la démarche globale de calcul mais influe également sur l'interprétation des essais de traction.

Le Tableau 7 présente les correspondances des notations et des définitions entre les différentes normes.



Notations			Définitions recommandées*
EN 1997-1/A1	NF P94-282	Recommandée	
$E_{ULS;d}$	P_d	$E_{ELU;d}$	Valeur de calcul de l'effet des actions à l'ELU à laquelle le scellement doit résister
$F_{ULS;d}$	-	$F_{ELU;d}$	Valeur correspondant à l'enveloppe des efforts dans le tirant issus de calculs ELU avec application de facteurs partiels
$F_{serv;d}$	-	$F_{serv;d}$	Valeur de calcul pondérée de la traction de service $F_{serv;k}$. En France de facto égal à $E_{ELU;d}$
$F_{serv;k}$	$P_{d,serv}$	$F_{serv;k}$	Valeur caractéristique de la traction de service du tirant, incluant l'effet de la charge de blocage
$R_{SLS;d}$	$R_{ac;d}$	$R_{ELS;d}$	Valeur de calcul de la résistance d'un scellement à l'ELS
$R_{SLS;k}$	$R_{ac;k}$	$R_{ELS;k}$	Valeur caractéristique de la résistance d'un scellement à l'ELS
$R_{ULS;d}$	$R_{a;d}$	$R_{ELU;d}$	Valeur de calcul de la résistance d'un scellement à l'ELU
$R_{ULS;k}$	$R_{a;k}$	$R_{ELS;k}$	Valeur caractéristique de la résistance d'un scellement à l'ELU
$R_{ULS,m}$	$R_{a,m}$	$R_{ELU,m}$	Valeur mesurée de la résistance d'un scellement à l'arrachement
$R_{SLS,m}$	$R_{ac,m}$	$R_{ELU,m}$	Valeur mesurée de la traction critique de fluage d'un scellement
$(R_{ULS,m})_{min}$	$(R_{a,m})_{min}$	$(R_{ELU,m})_{min}$	Valeur minimale de $R_{ELU,m}$ au cours de plusieurs essais pour chaque condition de sol distincte
$(R_{SLS,m})_{min}$	$(R_{ac,m})_{min}$	$(R_{ELU,m})_{min}$	Valeur minimale de $R_{ELU,m}$ au cours de plusieurs essais pour chaque condition de sol distincte
-	$(R_{a,m})_{moyen}$	-	Valeur moyenne de $R_{ELU,m}$ au cours de plusieurs essais pour chaque condition de sol distincte
-	$(R_{ac,m})_{moyen}$	-	Valeur moyenne de $R_{ELU,m}$ au cours de plusieurs essais pour chaque condition de sol distincte
$\gamma_{a,ULS}$	γ_a	$\gamma_{a,ELU}$	Facteur partiel de la résistance pour les scellements à l'ELU dans des situations de calcul permanentes ou transitoires
$\gamma_{a,SLS}$	γ_{ac}	$\gamma_{a,ELS}$	Facteur partiel de la résistance pour les scellements permanents ou provisoires à l'ELS
-	ξ_{a1}	-	Facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur moyenne mesurée
-	ξ_{a2}	-	Facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur minimale mesurée
$R_{t;d}$	$R_{t;d}$	$R_{t;d}$	Résistance de calcul à l'ELU des éléments structurels d'un tirant d'ancrage
P_p	-	P_p	Charge d'épreuve, charge d'essai maximale à laquelle un scellement est soumis lors d'un essai de chargement donné
γ_{serv}	-	γ_{serv}	Facteur partiel pour les effets des actions pour des ELU dans des situations de calcul permanentes et transitoires
ξ_{ULS}	-	ξ_{ELU}	Valeur égale à 1 pour l'essai par palier retenu en France
$\gamma_{a,acc,ULS}$	-	-	Valeur non applicable pour l'essai par palier retenu en France
$\gamma_{a,acc,SLS}$	-	$\gamma_{a,acc,ELS}$	Facteur partiel pour l'essai de réception du scellement vis-à-vis de l'ELS
-	γ_{rd}	$\gamma_{Rd,STR}$	Facteur partiel de modèle sur le type d'acier des éléments structurels du tirant scellé
**	γ_{rd}	$\gamma_{Rd,GEO}$	Facteur partiel de modèle relatif à la méthode de justification (essais VS calculs à partir d'abaques par exemple)
P_0	-	P_0	Charge de blocage, charge résiduelle présente dans la tête d'ancrage immédiatement après l'opération de mise en tension
P_c	-	P_c	Charge critique de fluage
**	**	$P_{0;d}$	Charge de blocage introduite dans le calcul
-	$R_{t,serv;d}$	$R_{t,serv;d}$	Valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant

* Il ne s'agit pas ici d'une traduction mot à mot (imposée par la normalisation européenne), mais d'une transcription plus « française » équivalente.
 ** Notion qui existe mais n'est pas formalisée par une notation.

Tableau 7 : Tableau de correspondance des notations



Prédimensionnement par abaques

La clause 8.5.2 (1)P de la norme NF EN 1997-1/A1 impose que la traction limite de l'ancrage soit déterminée par des essais à la rupture.

« (1)P La résistance mesurée d'un ancrage à l'état limite ultime géotechnique telle que définie en 8.5.2(2)P doit être déterminée au cours de plusieurs essais préalables ou de contrôle (n) effectués conformément à l'EN ISO 22477-5. »

En corollaire de cette clause (qui est un principe), dans le cas d'un prédimensionnement à l'aide d'abaques, aucun coefficient partiel de modèle n'est proposé. Cependant, la norme NF P94-282 propose [H.1.2] dans ce cas de diviser la valeur de calcul de la résistance à l'arrachement de l'ancrage par un coefficient dont la valeur doit être au moins égale à 1,4. Il est donc conseillé :

- d'appliquer cette valeur minimale pour la plupart des sols et des techniques d'injection ;
- de la majorer pour les sols sensibles aux phénomènes de fluage.

Justifications à partir des essais

À l'ELU, la valeur de calcul de la résistance du scellement doit satisfaire l'inégalité :

$$E_{ELU;d} \leq R_{ELU;d}$$

Avec :

$E_{ELU;d}$ défini dans le tableau précédent.

La justification des tirants scellés est conduite de la façon suivante :

$$R_{ELU;k} = (R_{ELU;m})_{min}$$

La valeur de calcul est alors :

$$R_{ELU;d} = \frac{R_{ELU;k}}{\gamma_{a:ELU}}$$

Avec :

$\gamma_{a:ELU}$ valant 1,1.

À l'ELS, la valeur de calcul de la résistance du scellement doit satisfaire l'inégalité :

$$S_{serv;k} \leq R_{ELS;d}$$

La justification des tirants scellés est conduite de la façon suivante :

$$R_{ELS;k} = (R_{ELS;m})_{min}$$

La valeur de calcul est alors :

$$R_{ELS;d} = \frac{R_{ELS;k}}{\gamma_{a:ELS}}$$

Avec :

$\gamma_{a:ELS}$ valant 1,2 pour les situations permanentes et 1,1 pour les situations provisoires.

Dispositions sur les essais

La section 8.6 de l'amendement de l'Eurocode 7 s'intéresse aux essais sur ancrages (préalables, contrôle, réception). Le document fixe :

- le nombre d'essais ;
- les critères de réception ;
- la charge d'épreuve minimale.

Le nombre minimal d'essais à la rupture (préalables ou de contrôle) est égal à 2 pour chaque condition de terrain et de technologie de tirant.



1.2.4 - Justifications géotechniques des ancrages scellés selon la seule norme NF P94-282

Ces dispositions ne peuvent s'appliquer qu'à certains ancrages scellés non précontraints (cf. paragraphe 1.2.1).

Pour être conforme au format de justification des Eurocodes, la norme NF P94-282 impose de justifier la stabilité des ancrages à l'état limite ultime ainsi qu'à l'état limite de service caractéristique. Avant la parution de la norme, les errements de calcul de la stabilité à l'arrachement des ancrages scellés consistaient à les justifier vis-à-vis de la valeur de calcul de l'ELS caractéristique⁽²⁶⁾, soit à partir de la charge critique de fluage, soit à partir de la résistance ultime à l'arrachement.

Justifications à l'état limite ultime

L'équation générale consiste à vérifier que sous un cas de charge ELU la résistance ultime du scellement de l'ancrage est mobilisée dans une fraction raisonnable.

$$P_d \leq \frac{R_{a;k}}{\gamma_a \cdot \gamma_{Rd}} \text{ [Formules 12.1.6 et 12.1.7] avec } \gamma_a = 1,1$$

Avec :

P_d : valeur de traction à l'ELU ;

$R_{a;k}$: valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement à l'ELU ;

γ_a : coefficient partiel relatif à l'état limite de rupture par arrachement de l'ancrage ;

γ_{Rd} : coefficient de modèle.

γ_{Rd} est lié à la méthode de calcul de la résistance ultime à l'arrachement et notamment du niveau de confiance que l'on est en droit d'attendre de la méthode mise en œuvre. Ainsi pour une méthode directe déduite d'essais d'arrachement réalisés dans les conditions identiques, ce facteur de modèle est égal à 1. Pour une méthode semi-empirique déduite d'essais en place (utilisation d'abaques à partir de données pressiométriques par exemple) ce facteur doit être d'au moins 1,4.

Nous pouvons noter que le facteur partiel γ_a s'applique à la résistance par réaction tangentielle.

La valeur de $R_{a;k}$ est obtenue :

- soit par interprétation directe d'essais de traction à la rupture sur les ancrages ;
- soit par un modèle de calcul de type semi-empirique (abaques des recommandations T.A. 95 [11]).

Si la résistance caractéristique à l'arrachement de l'ancrage est déduite d'essais d'arrachement à la rupture, il convient de déterminer la valeur caractéristique par l'application des coefficients de corrélation suivant l'équation suivante :

$$R_{a;k} = \text{Min} \left(\frac{(R_{a,m})_{\text{moyen}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right) \text{ [Formule 12.1.8]}$$

Les facteurs de corrélation ξ_{a1} et ξ_{a2} varient en fonction du nombre d'essais réalisés conformément au Tableau 8.

ξ pour $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a1}	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
ξ_{a2}	1,4	1,2	1,05	1,0	1,0

Tableau 8 : Valeurs des facteurs de corrélation ξ_{a1} et ξ_{a2} [Tableau A.2.4]

Dans le premier cas, les essais sont réalisés dans chacune des couches géotechniques homogènes et les facteurs de corrélation sont appliqués à la résistance à l'arrachement de chacune de ces couches, ce qui est équivalent à la détermination d'un frottement latéral unitaire caractéristique pour chacune de ces couches.

Les facteurs de corrélation sont appliqués à la résistance globale d'arrachement de l'ancrage.

Le nombre minimal conseillé d'essais à la rupture est de deux (T.A. 95 [11]).

(26) Il est d'ailleurs à noter que la notion de charge de service (ou la valeur de calcul à l'état limite de service caractéristique), au sens du T.A. 95 [11] qui peut sembler ambiguë correspond à un état limite de service caractéristique (prise en compte de toutes les actions défavorables).



Justifications à l'état limite de service

L'équation générale consiste à vérifier que sous un cas de charge ELS, la résistance ultime de l'ancrage mobilisée reste inférieure à sa charge critique de fluage. L'inégalité à vérifier est la suivante :

$$P_{d, serv} \leq R_{ac, d} \quad [Formule 16.4.1]$$

Avec :

$P_{d, serv}$: valeur de calcul de la traction appliquée à l'ancrage en condition de service ;

$R_{ac, d}$: valeur de calcul de la résistance critique de fluage de l'ancrage.

La valeur de calcul de la traction est la valeur de calcul la plus défavorable en conditions de service. Il s'agit de la valeur de calcul dimensionnante de l'ELS caractéristique.

La valeur de calcul de la résistance critique de fluage est déduite de la valeur caractéristique en divisant cette dernière par le facteur partiel γ_{ac} valant 1,2 pour les ancrages permanents et 1,1 pour les ancrages provisoires.

$$R_{ac, d} = \frac{R_{ac, k}}{\gamma_{ac}} \quad [Formule 16.4.2]$$

Avec :

$R_{ac, k}$: valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement de l'ancrage ;

γ_{ac} : valeur du facteur partiel pour la résistance critique de fluage de l'ancrage qui vaut 1,1 pour les ancrages provisoires et 1,2 pour les ancrages permanents.

$R_{ac, k}$ est la valeur caractéristique de la traction critique de fluage déduite d'essais à la rupture.

La valeur caractéristique est déduite d'un lot d'essais par l'application des facteurs de corrélation à travers la formule suivante :

$$R_{ac, k} = \text{Min} \left(\frac{(R_{ac, m})_{moyen}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{ac, m})_{min}}{\xi_{a2}} \right) \quad [Formule 16.4.3]$$

Avec :

$R_{ac, k}$: valeur caractéristique de la résistance critique de fluage de l'ancrage ;

$R_{ac, m}$: valeur mesurée ou calculée de la résistance critique de fluage de l'ancrage ;

ξ_{a1} : facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur moyenne de $R_{ac, m}$ (cf. Tableau 8) ;

ξ_{a2} : facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur minimale de $R_{ac, m}$.

1.2.5 - Vérifications structurelles

La vérification structurelle consiste à justifier à l'ELU ainsi qu'à l'ELS que le matériau constitutif du tirant est suffisamment résistant pour l'effort de traction qui lui est appliqué.

Justifications à l'état limite ultime

Il convient de satisfaire l'inégalité suivante :

$$P_d < \frac{R_{t, d}}{\gamma_{Rd}} \quad [Formule 12.1.1]$$

Avec :

P_d : valeur de calcul de la charge (traction) appliquée au tirant ;

$R_{t, d}$: valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant donc les moyens de calcul sont définis ci-après selon sa constitution ;

γ_{Rd} : facteur partiel de modèle⁽²⁷⁾.

(27) γ_{Rd} est un coefficient partiel qui « ajuste » la résistance globale recherchée par rapport aux errements de calculs qui avaient précédemment cours. Ce coefficient tient compte de l'ensemble des coefficients partiels applicables par ailleurs (γ_{M1} , γ_A , ...).



γ_{rd} prend les valeurs suivantes :

- pour les tirants permanents :
 - 1,0 pour les aciers de construction et de béton armé ;
 - 1,05 pour les aciers de précontrainte ;
- pour les tirants provisoires :
 - 1,0 pour les aciers de construction et de béton armé ;
 - 0,85 pour les aciers de précontrainte.

La valeur de calcul de la résistance à la traction $R_{t,d}$ est obtenue à partir de la valeur caractéristique de la limite élastique en traction du matériau constituant le tirant. En complément, pour les aciers de construction, il convient de justifier la résistance vis-à-vis de la résistance à la rupture de l'acier selon l'Eurocode 3.

Pour les tirants en acier de construction :

$$R_{t,d} = \frac{k_t \cdot f_{u,k} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \text{ pour la partie fileté } [Formule 12.1.2]$$

Avec :

$f_{u,k}$: valeur caractéristique de la résistance à la rupture de l'acier ;

A_s : section résistante de la partie fileté (section en fond de file) ;

γ_{M2} : facteur partiel pour la résistance à la rupture de l'acier ;

k_t : coefficient dont la valeur recommandée dans la norme NF EN 1993-5 est 0,9.

$$R_{t,d} = \frac{f_{y,k} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} \text{ pour la partie non fileté } [Formule 12.1.3]$$

Avec :

$f_{y,k}$: valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier ;

A_g : section brute de la partie résistante de la partie non fileté ;

γ_{M0} : facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier.

Pour les tirants en acier de béton armé :

$$R_{t,d} = \frac{f_{y,k} \cdot A_s}{\gamma_s} [Formule 12.1.4]$$

Avec :

$f_{y,k}$: valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier ;

A_s : section d'acier ;

γ_s : facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier.

Pour les tirants en acier de précontrainte :

$$R_{t,d} = \frac{f_{p,k} \cdot A_s}{\gamma_s} [Formule 12.1.5]$$

Avec :

$f_{p,k}$: valeur caractéristique de la limite élastique conventionnelle à 0,1 % ;

A_s : section d'acier ;

γ_s : facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier.

Justifications à l'état limite de service

Généralement, la justification à l'ELS n'est exigée que pour les tirants en aciers de construction.

Cette vérification se fait en regard de la limite élastique de l'acier pour deux calculs de section limites :

- section en fond de file pour la partie fileté ;
- section brute.



Il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$P_{d,ser} \leq R_{tserv;d} \quad [\text{Formule 16.3.1}]$$

Avec :

$P_{d,ser}$: valeur de calcul de la traction appliquée au tirant en condition de service ;

$R_{tserv;d}$: valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant :

$$R_{tserv;d} = \min \left(\frac{f_{y,k} \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}} ; \frac{f_{y,k} \cdot A_g}{\gamma_{Mt,ser}} \right) \quad [\text{Formule 16.3.2}]$$

$f_{y,k}$: valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier correspondant à la valeur R_{eh} donnée dans la norme produit ;

A_s : section résistante de la partie filetée (section en fond de filet) ;

A_g : section brute de la partie non filetée en tenant compte lorsqu'il y a lieu d'une perte d'acier uniforme due à la corrosion [4.4 NF EN 1993-5] ;

$\gamma_{Mt,ser}$: facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier. La valeur recommandée par la norme NF EN 1993-5 est égal à 1,1.

1.2.6 - Justification des ouvrages secondaires

Ce paragraphe concerne les tirants ancrés dans un élément d'ouvrage secondaire : contre-rideau, dans un massif poids ou une dalle de frottement.

L'ouvrage secondaire est ensuite justifié :

- pour les contre-rideaux, conformément à la norme NF P94-282, en vérifiant l'inégalité :

$$B_{t;d} \leq B_{m;d} \quad [\text{Formule 12.1.9}]$$

Avec :

$B_{t;d}$: valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval du contre-rideau ;

$B_{m;d}$: valeur de calcul de la butée mobilisable par le contre-rideau sur sa face aval ;

Les valeurs des facteurs partiels à considérer sont identiques à celles considérées pour la justification de l'écran principal.

- pour les massifs poids ou les dalles de frottement, la résistance au glissement peut être estimée conformément à la norme NF P94-261. Il convient de vérifier l'inégalité :

$$P_d \leq R_{af;d} = \frac{R_{af;k}}{\gamma_a} \quad [\text{Formule 12.1.10}]$$

Avec :

P_d : valeur de calcul de la charge maximale (traction) appliquée au tirant scellé ;

$R_{af;d}$: valeur de calcul de la résistance par frottement de la plaque ;

$R_{af;k}$: valeur caractéristique de la résistance par frottement de la plaque ;

γ_a : valeur du facteur partiel pour la résistance par frottement de la plaque.

La norme engage à définir de manière prudente la valeur du coefficient partiel γ_a avant les travaux. D'une manière générale la valeur de 1,1 proposée par la norme NF P94-261 pour la résistance par frottement peut s'avérer pertinente.

1.3 - Stabilité du massif d'ancrage

En complément aux vérifications de la stabilité géotechnique locale (défaut de butée, stabilité des appuis) et de la stabilité d'ensemble (grand glissement), il convient d'étudier la stabilité du bloc constitué du massif d'ancrage. Dans l'Annexe G informative, la norme NF P94-282 recommande d'utiliser la méthode de Kranz pour justifier la stabilité du massif d'ancrage.



En première approche, ce mode de rupture intervient lorsque la zone de sol mobilisée par la butée du dispositif d'ancrage interagit avec la zone de sol mobilisée par la poussée à l'arrière de l'écran.

1.3.1 - Définition du massif d'ancrage

Dans le cas d'un ancrage constitué d'un contre-rideau ou d'une dalle de frottement, situé à faible profondeur, une méthode simplifiée consiste à vérifier que le coin de butée mobilisé par l'ancrage n'interfère pas avec le coin de poussée situé derrière l'écran, déterminé à partir du point de pression nulle. Ces prismes de poussée butée sont définis pour une obliquité nulle (Figure 15).

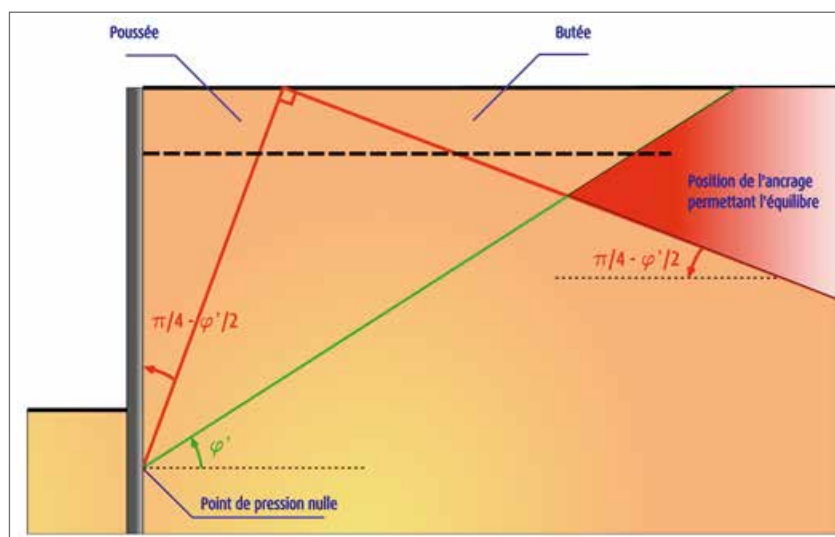


Figure 15 : Principe de la méthode simplifiée de Rankine

L'application de cette méthode simplifiée conduit à des longueurs surabondantes dans le cas d'ancrages profonds.

Dans le cas général de tirants scellés, le raccordement des lignes de glissement en poussée et butée est plus complexe.

La démarche consiste à définir une ligne de rupture potentielle qui relie le corps d'ancrage à l'écran. Ainsi il convient de fixer les extrémités ainsi que la forme de la ligne de rupture entre ces extrémités.

L'extrémité côté écran est définie par le point d'effort tranchant nul.

Côté ancrage le point d'émergence dépend du type d'ancrage :

- pour un contre-rideau qui mobilise la butée c'est la base de celui-ci ;
- pour une plaque frottante sur sa face inférieure ;
- pour un tirant scellé, il est convenu de prendre la demi-longueur de scellement comptée depuis l'extrémité du tirant.

Le raccordement entre ces deux extrémités peut être :

- une ligne droite ;
- un arc de cercle ;
- un arc de spirale logarithmique.

1.3.2 - Démarche du calcul

Pour un lit d'ancrage unique, le bloc est limité par une verticale qui passe par l'extrémité arrière du massif de sol (ancrage). Pour des lits multiples, la limite est complexe à définir et il convient souvent d'étudier plusieurs configurations. Pour chacune des configurations étudiées, il convient de vérifier la pertinence de la prise en compte des efforts liés aux ancrages situés à l'extérieur du bloc. Il est notamment loisible de ne pas considérer les efforts d'ancrage qui n'interceptent ni le bloc, ni le prisme de poussée à l'amont du bloc.



Après définition de la géométrie du bloc, la démarche consiste à étudier l'équilibre limite de ce bloc. L'écriture de l'équilibre des forces⁽²⁸⁾ permet de définir la valeur minimale de traction sur le tirant pour laquelle le bloc est instable.

Si ce calcul manuel peut s'envisager dans les cas les plus simples (monocouche, sans eau) l'utilisation de logiciels de stabilité en rupture quelconque (méthode des tranches) est indispensable pour la plupart des cas courants.

2 - Justification de la stabilité verticale

Le présent paragraphe concerne les configurations suivantes :

- écrans supportant des charges structurales en tête ;
- écrans liés à un radier ;
- écrans ancrés par des tirants fortement inclinés.

Les écrans ne relevant pas des écrans visés par le présent chapitre ne nécessitent pas de vérifications particulières vis-à-vis de la problématique de stabilité verticale. Lorsque l'équilibre vertical est à justifier, cela se traduit par :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ ou } F_{t,d} \leq R_{t,d} \text{ [Formules 11.2.1 et 11.3.1]}$$

Avec :

$F_{c,d}$: action verticale de calcul transmise par l'écran au sol ;

$R_{c/t,d}$: résistance en compression ou en traction de calcul.

Il convient de se conformer à la norme NF P94-262 pour le choix des frottements axiaux unitaires et de la résistance sous la base éventuelle.

Concernant les justifications ELU de la portance du terrain, il convient par ailleurs de justifier la stabilité verticale de la paroi en tenant compte de l'interaction entre les équilibres horizontaux et verticaux, en considérant notamment la descente de charge verticale pour choisir l'obliquité des pressions des terres. Dans ce cas, si, dans la zone en fiche de l'écran, le point d'effort tranchant nul peut être facilement identifié, il est admis de mener un calcul simplifié et d'estimer la résistance verticale de l'écran, sous réserve :

- de tenir compte de la composante verticale de la poussée des terres pour l'estimation de l'action verticale de calcul V_{qi} ;
- de négliger le frottement au-dessus du point d'effort tranchant nul côté amont (zone en poussée) dans la détermination de la résistance en compression $R_{c,d}$.

3 - Justification de la stabilité du fond de fouille

3.1 - Stabilité géotechnique (renard solide) – ELU GEO

3.1.1 - Généralités

La stabilité géotechnique du fond de l'excavation autour de l'écran doit être assurée au cours des différentes phases de construction et éventuellement de son utilisation. Elle est à vérifier uniquement dans les configurations suivantes :

- les sols sous la base de l'écran présentent des propriétés mécaniques à court terme médiocres ;
- les sols présents côté butée sont le siège d'un écoulement ascendant significatif.

3.1.2 - Vérifications à mener

Pour justifier de l'absence du phénomène de renard solide, l'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$q_{dstb,d} \leq q_{stb,d} \text{ [Formule 15.3.1]}$$

Avec :

$q_{dstb,d}$: valeur de calcul de la contrainte déstabilisatrice ;

$q_{stb,d}$: valeur de calcul de la contrainte stabilisatrice.

(28) Le lecteur est invité à se reporter à l'Annexe G de la norme NF P94-282 pour plus de détails.



Les coefficients partiels issus du Tableau A.4.1 et rappelés ci-dessous, doivent être utilisés pour :

- les actions déstabilisatrices (à l'amont de l'écran) :
 - $\gamma_{G,dstb} = 1,35$ pour les actions permanentes (poids des terres, surcharges permanentes) ;
 - $\gamma_{Q,dstb} = 1,5$ pour les actions variables (surcharges variables) ;
- les actions stabilisatrices : $\gamma_{G,stab} = 0,9$.

À court terme, dans le cas où des sols présentant des propriétés mécaniques médiocres sont rencontrés sous la base de l'écran, les contraintes déstabilisatrices et stabilisatrices caractéristiques se calculent de la façon suivante :

$$q_{dstb,k} = \sigma_{v1,k} \text{ et } q_{stab,k} = (\pi + 2)c_{u,k} + \sigma_{v2,k} \quad [\text{Formule 15.3.5 de l'amendement A1}]$$

Avec :

$\sigma_{v1,k}$ et $\sigma_{v2,k}$: respectivement les contraintes verticales totales à l'amont et à l'aval de l'écran à la base de l'écran dans le cas général des écrans continus ou à la base de la partie continue dans le cas des écrans discontinus ;

$c_{u,k}$: valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain.

À long terme, et en cas d'écoulement ascendant significatif, les contraintes déstabilisatrices et stabilisatrices caractéristiques se calculent de la façon suivante :

$$q_{dstb,k} = \sigma'_{v1,k} \text{ et } q_{stab,k} = N_q \sigma'_{v2,k} + \frac{c'_k}{\tan \phi'_k} (N_q - 1) \quad [\text{Formule 15.3.3 de l'amendement A1}]$$

Avec :

$\sigma'_{v1,k}$ et $\sigma'_{v2,k}$: respectivement les contraintes verticales effectives à l'amont et à l'aval de l'écran à la base de l'écran dans le cas général des écrans continus ou à la base de la partie continue dans le cas des écrans discontinus ;

c'_k : valeur caractéristique de la cohésion effective du terrain sous la base de l'écran ;

ϕ'_k : valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif du terrain sous la base de l'écran.

Le coefficient N_q se calcule par ailleurs de la façon suivante :

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_k}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'_k} \quad [\text{Formule 15.3.4}]$$

Les procédures de calcul de la contrainte stabilisatrice présentées ci-dessus ont été établies pour des fouilles de largeur infinie. L'effet favorable de fouille présentant une largeur réduite peut être éventuellement considéré.

3.2 - Stabilité hydraulique (ELU HYD et UPL)

3.2.1 - Généralités

La stabilité du fond de l'excavation autour de l'écran doit être assurée au cours des différentes phases de construction et d'utilisation. Le cas échéant, les trois modes de ruptures suivants doivent être étudiés :

- rupture par soulèvement hydraulique global (ELU UPL) ;
- rupture par soulèvement hydraulique local des particules du sol ou boullance (ELU HYD) ;
- rupture par érosion interne, pouvant déboucher sur un phénomène d'érosion régressive (ELU HYD).

Le premier mode de rupture relève d'un ELU UPL. Les deux derniers modes de rupture relèvent d'un ELU HYD et ne peuvent se produire qu'en présence d'une vitesse d'écoulement du terrain supérieure à un seuil d'entraînement appelée vitesse critique. L'adoption de dispositions constructives « légères » (rabattement sous le niveau de fond de fouille par exemple), permet de s'affranchir de ces deux derniers modes de rupture.



3.2.2 - Soulèvement global du terrain (ELU UPL)

Pour démontrer que le soulèvement global du fond de fouille n'est pas possible, il doit être vérifié que les actions verticales permanentes déstabilisatrices restent inférieures aux actions verticales permanentes stabilisatrices :

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [Formule 13.2.1]$$

Avec :

- $G_{dst,d}$: valeur de calcul des actions verticales permanentes déstabilisatrices ;
- $Q_{dst,d}$: valeur de calcul des actions verticales variables déstabilisatrices ;
- $G_{stb,d}$: valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices ;
- R_d : valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement (ancrage, etc.).

Dans ces conditions, les valeurs de calculs sont obtenues à partir des coefficients partiels de résistance fournis par le Tableau A.3.1 :

- $\gamma_{G,dst} = 1,0$ à appliquer sur les actions déstabilisatrices caractéristiques ;
- $\gamma_{G,stb} = 0,9$ à appliquer sur les actions stabilisatrices caractéristiques.

Cette vérification doit être effectuée par exemple dans les configurations suivantes :

- à l'interface entre deux couches sous le fond de fouille, lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément réunies :
 - la couche inférieure présente une nappe en charge ;
 - le rapport des perméabilités entre la couche inférieure et la couche supérieure est supérieur à 10 ;
- à la base d'un fond injecté éventuel.

Lorsqu'on vérifie la stabilité d'un fond de fouille, il convient de ne pas considérer comme résistance additionnelle la résistance due à la cohésion du terrain.

Les résistances complémentaires à l'arrachement d'ancrages verticaux ou de frottement sol-écran s'opposant au soulèvement peuvent être prises en compte lors de la vérification d'un ELU de type UPL. Dans ce cas, des vérifications complémentaires d'ELU de type GEO (NF P94-262, NF P94-282, etc.) doivent également être menées.

3.2.3 - Soulèvement hydraulique local ou boulangé (ELU HYD)

Pour démontrer que la rupture du fond de fouille par boulangé du fait d'un écoulement ascendant n'est pas possible, on doit vérifier que la force d'écoulement stabilisatrice reste inférieure au poids déjaugé du sol, éventuellement augmenté de la résistance sur les bords de la colonne de sol.

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad [Formule 13.3.1]$$

Avec :

- $S_{dst,d}$: valeur de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice ;
- $G'_{stb,d}$: valeur de calcul du poids déjaugé (actions verticales permanentes stabilisatrices).

La détermination des gradients hydrauliques doit se baser sur l'utilisation d'abaques dans les cas simples (réservés aux modèles hydrauliques homogènes) ou sur des modélisations numériques. Elle doit tenir compte :

- du gradient hydraulique non constant le long du rideau ;
- de l'anisotropie des perméabilités des matériaux rencontrés ;
- de la géométrie de l'excavation, et notamment la présence d'angles rentrants ;
- de l'hétérogénéité spatiale éventuelle et difficilement appréhendable des terrains, se traduisant par exemple par la présence de fines couches de sol moins perméables ou au contraire de couches très perméables (dépôts lenticulaires, etc.).

Dans ces conditions, les valeurs de calculs sont obtenues à partir des coefficients partiels de résistance fournis par le Tableau A.4.1 :

- $\gamma_{G,dst} = 1,35$ à appliquer sur les actions déstabilisatrices caractéristiques ;
- $\gamma_{G,stb} = 0,9$ à appliquer sur les actions stabilisatrices caractéristiques.



3.2.4 - Érosion interne (ELU HYD)

La rupture par érosion interne se distingue selon les deux modes suivants :

- entraînement des fines, c'est-à-dire par suffusion, qui se développe dans les terrains à granulométrie étalée ;
- entraînement des grains par érosion de contact, qui se développe à l'interface entre deux couches de perméabilité différente, par exemple à l'interface entre le terrain et une structure drainante.

Elle constitue un phénomène rare et réservé aux conditions de terrains décrites ci-dessus, qui exige du temps pour se développer. La rupture vis-à-vis du risque d'érosion interne peut être écartée en vérifiant que les gradients déstabilisateurs restent inférieurs à un gradient hydraulique critique.

Les valeurs du gradient critique à considérer dépendent de la méthode de détermination des gradients, qui peuvent être calculés, soit localement, soit de façon globale ou moyenne. Il est à noter que ces valeurs intègrent déjà, dans certains cas, la prise en compte de la sécurité.

La stabilité vis-à-vis de la boulangerie ne protège pas nécessairement contre l'érosion interne, qui doit être considérée indépendamment ; la valeur du gradient critique vis-à-vis du phénomène d'érosion interne est en général notablement inférieure à la valeur du gradient qui initie la boulangerie. La valeur du gradient hydraulique critique doit tenir compte au minimum :

- de la stratification des couches de terrain ;
- de la courbe granulométrique des différentes couches et des conditions de filtre entre couches.

Des éléments concernant la prise en compte des phénomènes d'érosion interne peuvent être trouvés dans le guide International Levee Handbook du CIRIA⁽²⁹⁾ ou dans les recommandations du Projet National ERINOH⁽³⁰⁾.

(29) [12] *The International Levee Handbook*. CIRIA, Ministry of Ecology, USACE, Novembre 2013, 1348 p.

(30) [13] *Projet National ERINOH - volume pour l'ingénierie*. À paraître.



Chapitre 5



Exemples

Ce chapitre présente 4 exemples simples de cas réalistes qui ont vocation à détailler les étapes de justification de divers types d'écran. De cette manière, le lecteur pourra s'appropriier l'application des méthodes et des modèles de calcul présentés dans le document.

1 - Présentation des exemples

Exemple 1 : Rideau autostable de palplanches foncées dans un terrain sableux.

L'exemple 1 est un écran autostable définitif constitué d'un rideau de palplanches métalliques préalablement foncées dans des terrains sableux, permettant la réalisation d'une excavation à 5 m de profondeur. La justification est réalisée par un modèle MEL.

Exemple 2 : Paroi moulée en béton armé avec un niveau de tirants.

L'exemple 2 est un écran constitué d'une paroi moulée en béton armé avec un niveau d'appui (tirants). Une comparaison des différents modèles de calcul MEL et MISS sont présentés pour montrer les limites et les avantages de chacun pour cette configuration d'écrans avec un niveau d'appui.

Exemple 3 : Rideau de palplanches avec deux niveaux de butons dans un terrain sableux avec une fiche relativement faible.

L'exemple 3 concerne la justification d'un écran provisoire en rideau de palplanches en appui sur deux niveaux de butons. Du fait des bonnes caractéristiques des terrains sableux compacts présents sous le fond de fouille, la fiche obtenue est relativement faible et il est nécessaire de vérifier la stabilité du fond de fouille vis-à-vis de rupture d'origine hydraulique.

Exemple 4 : Paroi berlinoise autostable remblayée dans des sables limoneux.

L'exemple 4 concerne la justification d'une paroi berlinoise autostable remblayée de 4 m de hauteur. Aucun critère n'a été fixé relativement à la déformée de l'ouvrage et la justification de la fiche de l'écran est en conséquence entièrement menée en utilisant un calcul MEL.



2 - Exemple 1 : Écran autostable

2.1 - Présentation de l'ouvrage

2.1.1 - Données géométriques

L'ouvrage projeté est un écran autostable définitif constitué d'un rideau de palplanches métalliques préalablement foncées, permettant la réalisation d'une excavation à 5 m de profondeur. Le profil considéré est reporté sur la Figure 16.

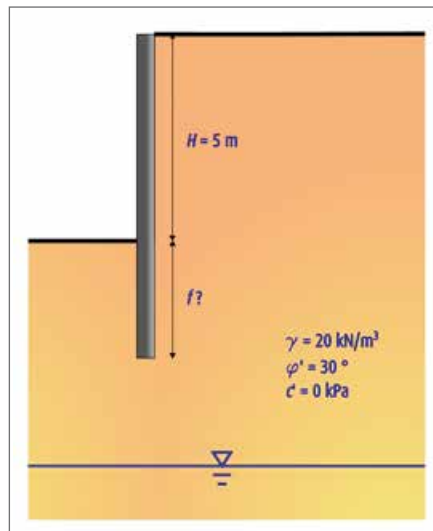


Figure 16 : Profil de l'ouvrage

2.1.2 - Données géotechniques

Le projet présente les caractéristiques complémentaires suivantes :

- le terrain naturel initial est horizontal ;
- aucune surcharge n'est considérée ;
- les terrains sableux et homogènes rencontrés présentent les propriétés suivantes :
 - poids volumique γ égal à 20 kN.m^{-3} ;
 - angle de frottement effectif $\varphi' = 30^\circ$;
 - cohésion effective $c' = 0 \text{ kPa}$;
- aucun niveau de nappe n'est considéré.

2.2 - Poussées et butées limites

La configuration est suffisamment simple pour que l'écran soit entièrement justifié selon un modèle de calcul MEL. Dans un premier temps, les diagrammes de poussée et butée limites de calcul sont déterminés de part et d'autre de l'écran, en fonction de la profondeur z suivant le raisonnement général suivant (l'axe vertical prend son origine au niveau du terrain naturel initial) :

- côté poussée : $\sigma_{a,d} = \gamma_{Gsup} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z$ où $\gamma_{Gsup} = 1,35$;
- côté butée : $\sigma_{p,d} = \gamma_{Rb} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (z - H)$ où $\gamma_{Rb} = 1,4$ pour les ouvrages définitifs.

Les inclinaisons des poussée et butée limites sont fixées respectivement à 0 et $-2/3 \varphi'$. En utilisant les tables de Caquot et Kérisel [4], les coefficients de poussée et de butée horizontaux respectifs suivants sont retenus :

- côté poussée, $K_a = 0,333$;
- côté butée, $K_p = 4,98$.

Les diagrammes des contraintes de calcul sont représentés sur la Figure 17.

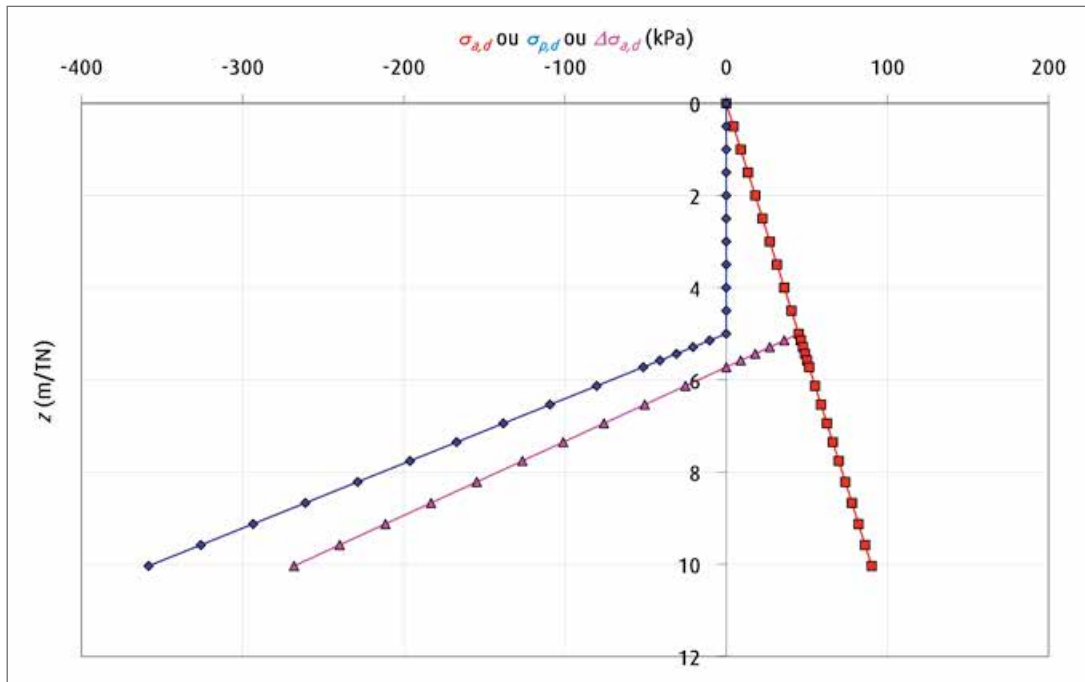


Figure 17 : Diagrammes des contraintes de calcul

2.3 - Justification de l'ouvrage

2.3.1 - Défaut de butée et choix de la fiche

Le point de pression (de calcul) nulle se trouve alors à 0,72 m sous le fond de fouille ($\sigma_{a,d} = \sigma_{p,d} = 51,5$ kPa) ou à la cote 5,72 m.

Le moment se calcule par double intégration des contraintes. Le point de moment (de calcul) nul se trouve à la cote de 5,04 m ($M_{ad} = M_{pd} = 1,5$ MN.m/ml). La fiche limite est donc de 5,04 m.

Le point où le moment est nul correspond à la longueur f' depuis le point de pression nulle. La fiche minimale f s'obtient alors en rajoutant à la fiche limite 20 % de la distance entre le point de pression nulle et de moment nul (c'est-à-dire la hauteur d'encastrement). La fiche minimale f à retenir est alors égale à :

$$f = z_0 + 1,2 \times f' = 0,72 + 1,2 \times 4,32 = 5,9 \text{ m}$$

En absence de terrains de moins bonnes caractéristiques au niveau de la fiche, il n'est pas nécessaire de vérifier l'admissibilité de la contre-butée.

2.3.2 - Efforts pour la justification structurelle de l'écran

Les efforts tranchants et les moments fléchissants de calcul sont obtenus respectivement par simple puis double intégration des diagrammes de contrainte précédemment obtenus. Les diagrammes d'efforts obtenus sont représentés sur Figure 18.

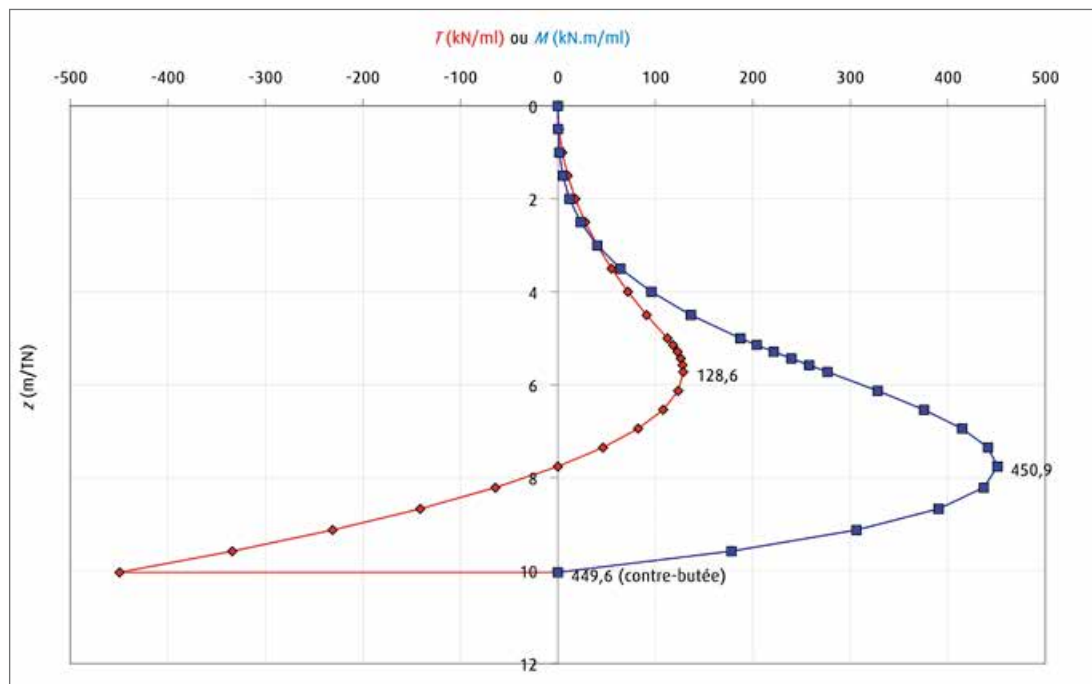


Figure 18 : Moment fléchissant et effort tranchant de calcul

L'effort tranchant maximal de calcul est égal à 128,6 kN/ml et est obtenu à 0,72 m sous le niveau du fond de fouille (cote du point de pression nulle déterminée précédemment). L'effort tranchant négatif en pied de l'écran calculé par un modèle MEL n'est pas représentatif de l'effort réel appliqué en ce point. Cette valeur est le résultat de l'application de la méthode de Blum qui consiste à concentrer en un point les efforts de contre-butée.

Le moment fléchissant maximal de calcul est égal à 450,9 kN.m/ml et est obtenu à 2,76 m sous le fond de fouille (cote du point d'effort tranchant nul).

Ces efforts de calcul ELU sont ensuite à vérifier conformément à l'Eurocode 3 partie 5. La vérification n'a pas été menée dans le cadre du présent guide.

2.4 - Vérifications annexes

En absence de charges d'origine structurale, il n'est pas nécessaire de vérifier l'équilibre vertical de l'écran.

En l'absence d'eau d'une part, et d'autre part du fait des terrains à caractère sableux, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité du fond de fouille vis-à-vis des phénomènes de renard solide.



3 - Exemple 2 : Un niveau de tirants

3.1 - Présentation de l'ouvrage

3.1.1 - Données géométriques

Le soutènement est une paroi moulée en béton armé de 0,8 m d'épaisseur avec un niveau de tirants scellés.

L'écran est une paroi en béton armé de 0,8 m d'épaisseur et soutient 4 mètres de terre. Le tirant est positionné à 2 mètres du sommet de l'écran (Figure 19).

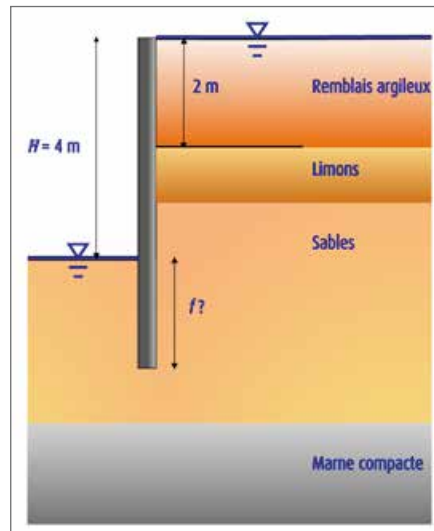


Figure 19 : Profil de l'ouvrage

Le niveau d'eau est situé au niveau du terrain naturel côté amont et au niveau du fond de fouille côté aval.

Le tirant d'inclinaison nulle, constitué d'acier de construction, présente une longueur totale de 20 m dont 10 m de longueur libre. Le diamètre de forage est de 120 mm et l'armature est composée d'une barre HA de diamètre 32 mm.

3.1.2 - Données géotechniques

Le modèle géotechnique est synthétisé dans le Tableau 9.

	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Angle de frottement interne φ' (°)	Cohésion c' (kPa)	Module pressiométrique E_m (MPa)
Remblais argileux	2	18	18	0	2,5
Limos	1	19	25	5	5
Sable	4	20	30	0	20
Marne compacte	>10	20	30	30	50

Tableau 9 : Hypothèses sur les paramètres du sol

3.1.3 - Données d'interaction sol-structure

Le coefficient de réaction horizontale est déterminé à partir de la formule de la méthode décrite en annexe F de la norme NF P94-282 :

$$k_h = 2 \cdot \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E \times I}{B_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad [\text{Formule F.3.1}]$$



Avec :

E_M : module pressiométrique Ménard ;

α : coefficient rhéologique ;

$E \times I$: produit d'inertie ;

$B_0 = 1$ m.

Les coefficients de réactions obtenus par application de cette méthode sont présentés dans le Tableau 10.

	Module pressiométrique E_M (MPa)	Coefficient rhéologique α	Coefficient de réaction k_b (kPa/m)
Remblais argileux	2,5	0,5	$2,3 \cdot 10^3$
Limons	5	0,5	$5,7 \cdot 10^3$
Sable	20	0,33	$63 \cdot 10^3$
Marne compacte	50	0,66	$85 \cdot 10^3$

Tableau 10 : Calcul des coefficients de réaction le long de l'écran

Les obliquités des efforts de poussée et de butée sont respectivement de :

- $\delta_a = \frac{2}{3} \varphi'$ en poussée ;
- $\delta_p = -\frac{1}{2} \varphi'$ en butée.

3.2 - Démarche de calcul

L'objectif de l'exemple est de montrer l'influence de la démarche de calcul et de vérifier que la distribution des coefficients partiels, dans le cadre d'une même méthode de calcul, donne des résultats différents.

La démarche de calcul consiste à faire le choix :

- du modèle de calcul (MEL ou MISS) ;
- de la distribution des coefficients partiels (pondération des actions et des résistances ou pondération uniquement de la résistance).

Pour l'exemple présenté ici, nous proposons d'appliquer les démarches de calcul suivantes :

- un modèle de calcul à l'équilibre limite avec pondération des actions par 1,35 et des résistances par 1,4 ;
- un modèle de calcul à l'équilibre limite avec pondération des résistances par $1,4 \times 1,35 = 1,89$;
- un modèle de calcul d'interaction sol structure aux coefficients de réaction avec vérification du rapport de 1,89 de la butée mobilisable par la butée mobilisée.

Chacune de ces démarches de calcul permet :

- la justification du défaut de butée (GEO) ;
- la détermination de l'effet des actions sur la structure pour le calcul de résistance structurale (vérification STR).

La détermination des déplacements impose l'utilisation d'un modèle d'interaction sol-structure.

3.3 - Résultats

3.3.1 - Résultats des calculs concernant l'écran

Le Tableau 11 suivant récapitule les résultats obtenus.

Les valeurs obtenues par les modèles MEL sont des valeurs de calculs tandis que les valeurs obtenues par le modèle MISS sont des valeurs caractéristiques, qu'il convient de multiplier par 1,35 pour obtenir les valeurs de calcul à l'ELU.



La prise en compte des valeurs déduites du modèle MEL est ici acceptée car le contexte est simple [10.1 (4)].

Rappelons que la détermination des valeurs de calcul à partir des valeurs caractéristiques multipliées par 1,35 est la démarche proposée par le NF P94-282 qui reste valable dans tous les cas.

		Fiche (m)	Moment (kN.m/ml)	Effort tranchant (kN/ml)	Effort de traction dans le tirant (kN/ml)
MEL - ELU	$\gamma_f = 1,35$ et $\gamma_R = 1,4$	3,35	134	123	164
	$\gamma_F = 1,00$ et $\gamma_R = 1,89$	3,35	99	90	121
MISS - ELS	Pour la fiche $B_{t,d} < B_{m,d}$ avec : $B_{t,d} = B_{t,k}$ et $B_{m,d} = \frac{B_{m,k}}{1,89}$	3,65	51,1	66	97
	Valeurs de calcul $E_{ELU} = E_k \times 1,35$ Avec $E_k = E_{ELS}$		69	89	131

Tableau 11 : Résultats des calculs de la fiche et des efforts dans l'écran

3.3.2 - Justification du tirant

La démarche de calcul prise en compte dans cet exemple est celle qui est décrite dans la norme NF P94-282.

À l'ELU, la justification de l'appui est conduite pour les états limites GEO (arrachement) et STR (résistance interne).

À l'ELS, la justification ne concerne que les aspects géotechniques. Cette justification consiste à vérifier que la charge de service reste en deçà d'une part raisonnable de la charge critique de fluage.

Justification de la résistance interne

La vérification de la résistance interne consiste à vérifier que la charge appliquée au tirant reste inférieure à la valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant.

$$P_d < R_{t,d}$$

Pour les tirants en acier de construction, la valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant est la plus petite des valeurs suivantes :

- traction déduite de la limite élastique de l'acier considéré appliquée à la section du tirant : $R_{t,d} = \frac{f_{y,k} \cdot A_g}{1}$;
- traction déduite de la résistance à la rupture de l'acier considéré appliquée à la section en fond de filet du tirant
soit $R_{t,d} = \frac{0,9 \cdot f_{u,k} \cdot A_s}{1,25}$.

Dans l'exemple proposé pour une barre HA de type GEWI de diamètre 32 mm la limite élastique de l'acier est de 500 MPa soit une résistance de :

$$R_{t,d} = \frac{500 \times 800 \cdot 10^{-6}}{1} = 400 \text{ kN.}$$

Ainsi, $P_d < R_{t,d}$.

Justifications géotechniques

Pour l'exemple nous considérerons que deux essais préalables, réalisés sur 5 m de scellement ont permis d'obtenir pour chacun de ces essais la traction de rupture et la traction critique de fluage.

Le Tableau 12 récapitule les résultats obtenus ainsi que l'interprétation qui peut en être faite suivant que l'on considère ou pas l'ancrage comme un tirant au sens de la norme NF EN 1537. En effet si l'ancrage ne répond pas à l'ensemble des prescriptions de la norme NF EN 1537, (reprises sous la définition de « ancrage scellé » dans la norme NF EN 1997-1) il convient alors de le justifier conformément à la norme NF P94-282.



	Traction à la rupture (NF P94-153) par ml d'ancrage en kN	Traction critique de fluage (NF P94-153)	$R_{ELU,k} = (R_{ELU,m})_{\min}$	$R_{ELS,k} = (R_{ELS,m})_{\min}$
Essai 1	24 kN soit 63 kPa	19 kN	21 kN/ml	16 kN/ml
Essai 2	21 kN soit 55 kPa	16 kN		

Tableau 12 : Résultats de la justification des tirants

$$P_p \geq \xi_{ULS} \cdot \gamma_{a,ULS} \cdot E_{ULS,d} = \xi_{ULS} \cdot \gamma_{a,ULS} \cdot \gamma_{ser} \cdot F_{serv,k}$$

Par conséquent, la justification géotechnique à l'ELU consiste à vérifier que $E_{ELU} < R_{ELU}$ avec $E_{ELU} = 131$ kN et :

$$R_{ELU,d} = \frac{R_{ELU,k}}{\gamma_{a,ELU}} = \frac{21 \times 10}{1,1} = 191 \text{ kN} > 131 \text{ kN}$$

La justification géotechnique à l'ELS consiste à vérifier que $E_{ELS} < R_{ELS}$ avec $E_{ELS} = 97$ kN et

$$R_{ELS,d} = \frac{R_{ELS,k}}{\gamma_{a,ELS}} = \frac{16 \times 10}{1,2} = 133 \text{ kN} > 97 \text{ kN}$$



4 - Exemple 3 : Deux niveaux d'appui

4.1 - Présentation de l'ouvrage

4.1.1 - Géométrie

Le soutènement considéré est un batardeau constitué d'un rideau de palplanches présentant un produit d'inertie égal à $55820 \text{ cm}^4/\text{m}$. La fouille est considérée relativement large (10 m).

Il permet de retenir 6 m de terrain surmonté de 2 m d'eau.

Deux niveaux d'appuis sont installés au fur et à mesure de l'excavation :

- un premier niveau de butons situé à 1,5 m du sommet du rideau, après pompage à 2 m de la tête du buton (sans excavation préalable) ;
- un deuxième niveau de butons situé à 5,5 m du sommet du rideau, après excavation à 4 m de profondeur et pompage en fond de fouille.

Le calcul de justification est fait ici avec une fiche de 6 m (Figure 20).

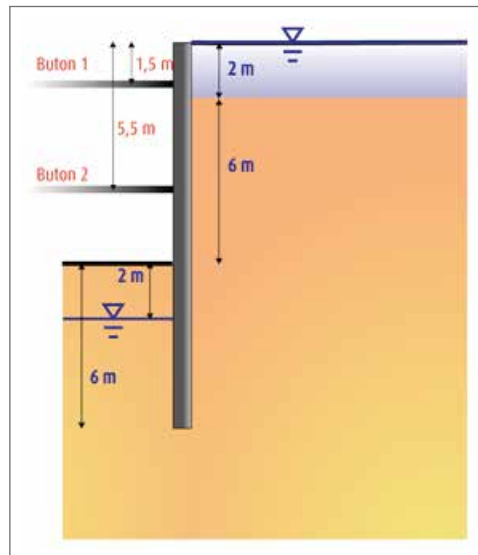


Figure 20 : Profil de l'ouvrage

4.1.2 - Modèle géotechnique

Les sols en place sont constitués de sables fins sur une épaisseur de 16 m recouvrant des marnes.

Les propriétés mécaniques sont précisées dans le Tableau 13.

Sol	γ (kN.m ⁻³)	φ' (°)	c' (kPa)	E_m (MPa)	α	Perméabilité k (m.s ⁻¹)
Sables fins compacts	21	38	0	15000	1/2	10^{-6}
Marnes compactes	-	-	-	-	-	$< 10^{-10}$

Tableau 13 : Propriétés mécaniques

L'eau est initialement située 2 m au-dessus du niveau du terrain naturel. La perméabilité des sables, mesurée au droit d'un essai de pompage, est jugée suffisamment faible pour réaliser un pompage en fond de fouille, sans traitement préalable particulier. La relative homogénéité de ces matériaux conduit à retenir une perméabilité isotrope pour les sables.

Étant donné la très faible perméabilité des terrains marneux, aucun écoulement ne sera pris en compte dans ces formations.



4.2 - Hypothèses complémentaires

4.2.1 - Poussée et butée limite

Les inclinaisons sont prises égales à $2/3 \varphi'$ et $-1/2 \varphi'$ respectivement côté poussée et butée. Les tables de Caquot, Kérisel et Absi sont utilisées pour la détermination des coefficients de poussée et de butée.

Les coefficients de réaction sont obtenus par la formule citée dans la norme NF P94-282 (Tableau 14) :

$$k_h = 2 \cdot \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E \times I}{B_0}\right)^{\frac{1}{3}}}$$

En considérant $E = 210$ GPa pour l'acier, $E \times I$ est égal à 110000 kN.m².

Sol	φ' (°)	δ_p/φ'	δ_b/φ'	K_{act}	K_{pass}	k_h (kPa/m)
Sable	38	2/3	-1/2	0,174	6,542	38094

Tableau 14 : Coefficients de poussée et de butée

4.2.2 - Prise en compte des écoulements

La durée d'ouverture de la fouille est jugée suffisante (au regard du fonctionnement de l'aquifère présent dans les sables) pour que se mette en place un écoulement permanent.

La prise en compte de l'écoulement nécessite la saisie manuelle des pressions d'eau. Les pressions d'eau intervenant également dans le calcul des contraintes effectives seront donc considérées préalablement.

Les formules fournies par Mandel⁽³¹⁾ sont utilisées pour déterminer les gradients moyens à l'amont et à l'aval du rideau (supposés constants distinctement côté amont et aval). La répartition des pressions interstitielles en amont et en aval du rideau à chaque phase de calcul peut ensuite être déterminée.

En utilisant ces hypothèses, la perte de pression côté aval ρ et la pression inertielle $U_{\text{piéd}}$ présentées dans le Tableau 15 suivant sont obtenues.

Phase	1	2	3
Cote fouille (m/TN)	0	-4	-6
ΔH (m)	2	6	8
ρ ($\Delta h_{\text{aval}} / \Delta H$)	0,5	0,468	0,455
$U_{\text{piéd}}$ (kPa)	110	108,1	95,6

Tableau 15 : Prise en compte des écoulements

Une répartition linéaire de ces pressions est ensuite considérée, avec une pression interstitielle nulle au niveau du fond de fouille.

4.2.3 - Pondérations

Le calcul est intégralement mené en mettant en œuvre un modèle MISS, par une approche aux coefficients de réaction (MISS-k).

Les efforts de calcul à l'ELU sont obtenus en suivant une approche 2*.

Étant donné le caractère provisoire de l'écran, et la présence d'appuis, le facteur partiel appliqué sur la butée est limité à 1,1.

(31) [14] Écoulement de l'eau sous une ligne de palplanches. Abaque pour la condition de renard. Mandel J. Revue Travaux, mars 1951, n° 197.



4.3 - Justification de l'ouvrage

4.3.1 - Défaut de butée et choix de la fiche

La fiche est vérifiée en regardant le rapport entre la butée mobilisée et la butée mobilisable pour la dernière phase (phase la plus critique).

Dans le cas présent, ce rapport est égal à 0,618, et reste inférieur à $\frac{1}{1,35 \times 1,1} = \frac{1}{1,485} = 0,673$ (1,1 étant retenu côté résistance étant donné le caractère provisoire de la fouille), égal à 0,673. La fiche de 6 m de longueur est donc justifiée.

4.3.2 - Efforts pour la justification de l'écran

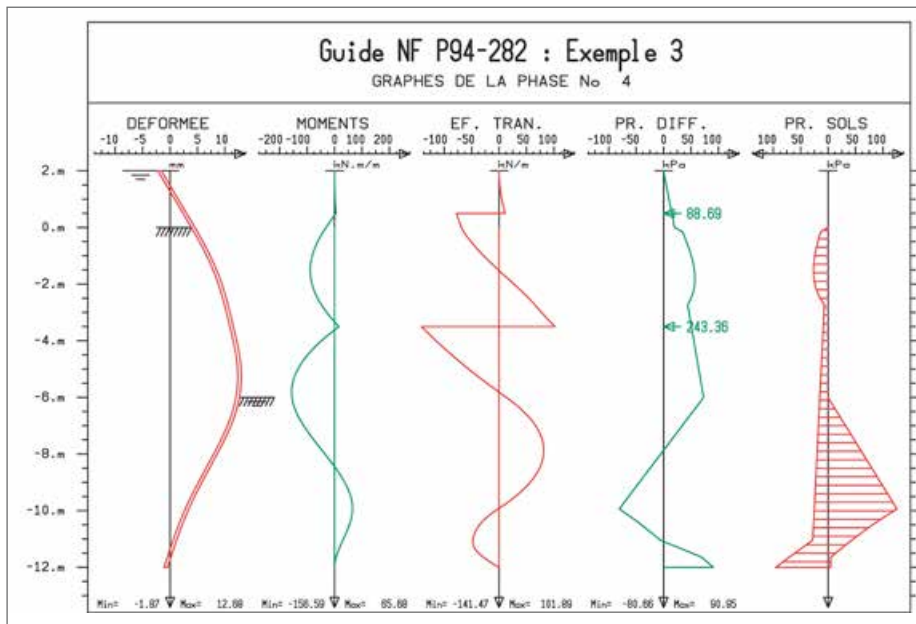


Figure 21 : Efforts obtenus par le modèle MISS

Les efforts caractéristiques sont présentés sur la Figure 21 (les valeurs de calcul sont obtenues en multipliant ces dernières par 1,35).

Il convient ensuite de justifier la structure à l'aide de l'Eurocode 3. Cette vérification n'est pas effectuée dans le cadre de ce guide.

4.4 - Renard solide

Étant donné l'écoulement ascendant important, ce problème doit être regardé.

Côté amont à la base de la fiche, la contrainte verticale effective caractéristique $\sigma'_{v1,k}$ est égale à 114 kPa. La contrainte déstabilisatrice de calcul $q_{dstb,d}$ est égale à $1,35 \sigma'_{v1,k}$ soit 155 kPa.

Côté aval, la contrainte verticale effective caractéristique $\sigma'_{v2,k}$ est égale à 30,4 kPa. En considérant un coefficient N_q égal à 49, la contrainte stabilisatrice caractéristique $q_{stb,k}$ est égale à 1480 kPa. La contrainte stabilisatrice de calcul $q_{stb,d}$ est donc égale à 1340 kPa.

La contrainte stabilisatrice de calcul est supérieure à la contrainte déstabilisatrice de calcul. Le phénomène de renard solide à long terme est donc écarté.

4.5 - Renard hydraulique

Étant donné le caractère homométrique des matériaux sableux retrouvés au niveau du fond de fouille, seule la vérification vis-à-vis du soulèvement hydraulique global est réalisée. Elle consiste à déterminer le gradient hydraulique à l'aval.



Le gradient hydraulique caractéristique⁽³²⁾ est égal à 0,59. Le gradient hydraulique de calcul est donc égal à 0,80, après pondération par 1,35 du gradient hydraulique caractéristique.

Le gradient hydraulique critique caractéristique $i_{c,k}$ est estimé à 1,1.

$$i_{c,k} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Le gradient hydraulique critique de calcul est donc égal à 0,99, après pondération par 0,9.

Le gradient de calcul restant inférieur au gradient critique de calcul, le risque de renard hydraulique peut être écarté.

(32) Il est insisté sur la sous-estimation conséquente du gradient hydraulique qui serait obtenue en supposant un gradient homogène le long de l'écran, c'est-à-dire égal à 0,375.



5 - Exemple 4 : Paroi composite

5.1 - Présentation de l'ouvrage

L'exemple ci-dessous concerne la justification d'une paroi berlinoise autostable, derrière laquelle un remblai de 4 m de hauteur est mis en place.

Aucun critère n'a été fixé relativement à la déformée de l'ouvrage et la justification de la fiche de l'écran est en conséquence entièrement menée en utilisant un calcul MEL (l'approche MISS- k n'est pas autorisée pour la détermination des écrans autostables).

5.1.1 - Géométrie

Le soutènement est une paroi berlinoise remblayée dont les montants principaux sont constitués de profilés HEB 360 ($B = 360$ mm) foncés et espacés horizontalement d'une valeur e_h égal à 2 m. Une surcharge verticale uniforme égale à 20 kPa est considérée en tête de rideau (Figure 22).

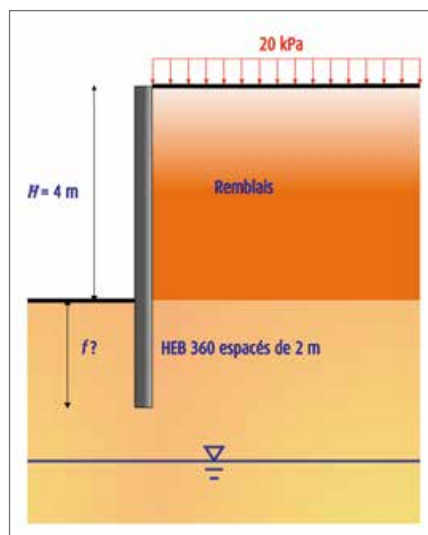


Figure 22 : Profil de l'ouvrage

5.1.2 - Modèle géotechnique

Les sols en place, constitués de sables limoneux, sont surmontés de remblais d'une épaisseur de 4 mètres. Le niveau de nappe est situé profondément sous le niveau du terrain naturel, n'interagit pas avec l'ouvrage et n'est pas à considérer.

Les propriétés mécaniques sont précisées dans le Tableau 16.

Sol	γ (kN.m ⁻³)	φ' (°)	c' (kPa)	ρ_m^* (MPa)
Remblai sableux	21	35	0	-
Sable limoneux	20	32	0	1,9

Tableau 16 : Propriétés mécaniques



5.2 - Hypothèses

5.2.1 - Hypothèses communes avec les écrans plans

Les inclinaisons sont prises égales à $0 \varphi'$ et $-2/3 \varphi'$ respectivement côté poussée et butée. Les tables de Caquot, Kérisel et Absi [4] sont utilisées pour la détermination des coefficients de poussée et de butée (Tableau 17).

Sol	φ' (°)	δ_a/φ'	δ_p/φ'	$K_{a/h}$	$K_{a/h}$	$K_{p/h}$
Remblai sableux	35	0	- 2/3	0,271	0,271	5,93
Sable limoneux	32	0	- 2/3	0,307	0,307	5,93

Tableau 17 : coefficients de poussée et de butée

5.2.2- Hypothèses sous le fond de fouille

Pour la détermination des résistances sous le fond de fouille, il est nécessaire de comparer le plus défavorable des deux modèles suivants :

- modèle « écran plan discontinu », en tenant compte du caractère discontinu de l'écran et de l'effet de diffusion ;
- modèle « pieu », consistant à déterminer la réaction frontale devant un pieu estimé sur les paramètres pressiométriques, et notamment la pression de fluage pressiométrique p_{IM} en tenant compte de l'abattement à proximité de la surface ($z < 4B$).

Du fait du caractère frottant, un coefficient d'épanouissement/diffusion C_{diff} de 3 est considéré.

5.3 - Calcul des contraintes de poussée et de butée

5.3.1 - Pondérations

Tous les éléments sont présentés après application préalable des facteurs partiels suivants :

- coefficients majorateurs sur les actions :
 - $\gamma_G = 1,35$ sur les efforts de poussée lié au poids des terrains ;
 - $\gamma_Q = 1,5$ sur les efforts de poussées liées aux surcharges variables ;
- coefficients pondérateurs sur la butée : $\gamma_{rb} = 1,4$.

5.3.2 - Contraintes de poussée

Les contraintes de poussée se calculent alors de la façon suivante, en distinguant le calcul au-dessus et sous le fond de fouille :

- au-dessus du fond de fouille :

$$\sigma_{ad} = \gamma_G \cdot K_{a\gamma} \cdot \sigma_v + \gamma_Q \cdot K_{aq} \cdot q$$

- sous le fond de fouille, il est tenu compte du caractère ponctuel des profilés HEB, et la contrainte équivalente de poussée est calculée de la façon suivante :

$$\sigma_{ad} = \frac{B \times C_{diff}}{e_h} (\gamma_G \cdot K_{a\gamma} \cdot \sigma_v + \gamma_Q \cdot K_{aq} \cdot q)$$

5.3.3 - Contraintes de butée

Les contraintes de butée pour le modèle « écran plan mais en tenant compte de la diffusion » sont calculées de la façon suivante.

Pour le modèle pieu, il est tenu compte d'un abattement sur une profondeur égale à $4B$, si bien que la contrainte de butée équivalente est déterminée de la façon suivante :

- pour $z > 4B$:

$$\sigma_p = \frac{B}{e_h} p_{IM}^*$$



- pour $z < 4B$, il est tenu compte d'un abattement et la contrainte de poussée équivalente s'obtient de la façon suivante :

$$\sigma_p = \left[0,5 + \left(1 + \frac{z}{4B} \right) \right] \frac{B}{e_h} p_{fm}^*$$

Les deux modèles (écran plan en tenant compte du caractère ponctuel des poteaux et de la diffusion et modèle « pieu ») sont comparés sur la Figure 23.

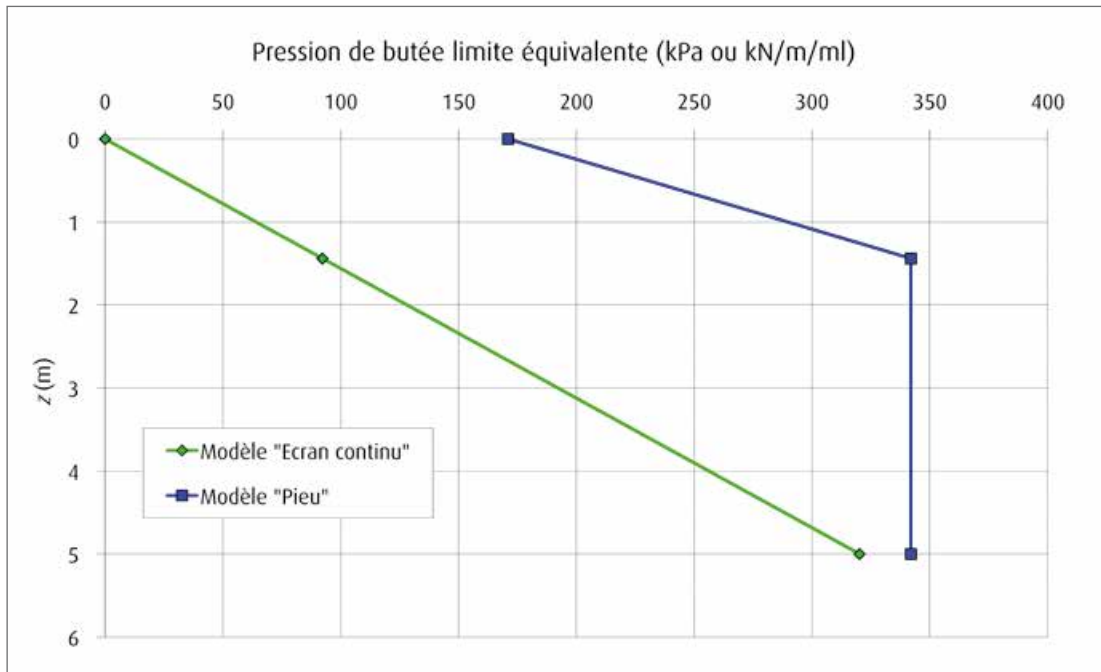


Figure 23 : Comparaison des modèles « écran plan » et « pieu »

La Figure 23 indique que le modèle « écran plan » est plus défavorable. Il sera donc retenu par la suite.

5.3.4 - Efforts dans le rideau

Les efforts horizontaux et les moments résultants sont obtenus par intégration respectivement simple et double des diagrammes de contraintes. Du fait du caractère autostable de l'écran, cette étape permet également de déterminer directement les efforts tranchants et moments fléchissants dans le rideau.



5.4 - Résultats et justification de l'ouvrage

La Figure 24 présente les résultats obtenus pour les efforts dans l'écran.

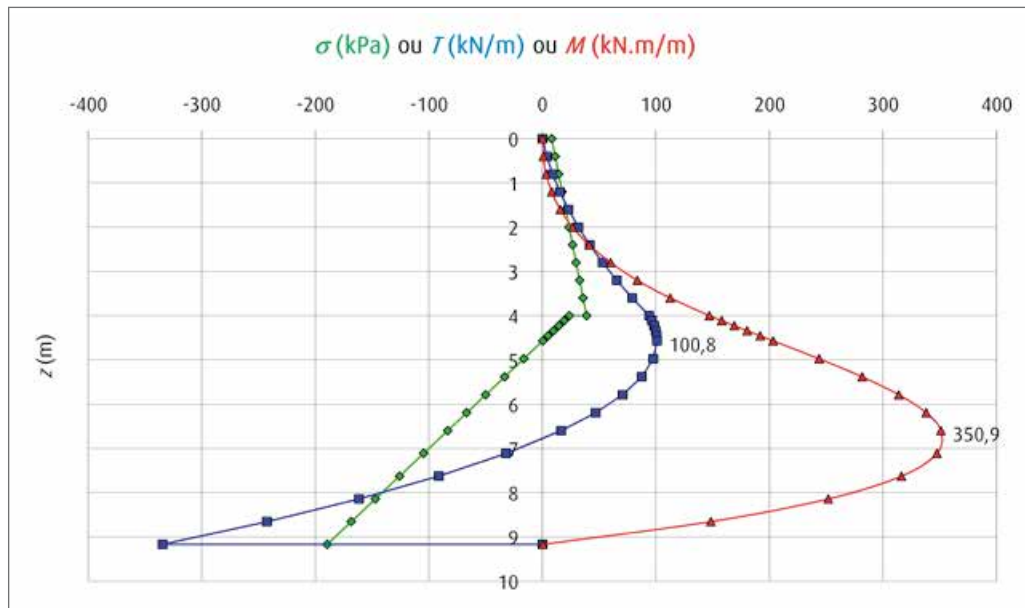


Figure 24 : Contraintes et efforts obtenus

5.4.1 - Défaut de butée et choix de la fiche

La justification de la fiche est menée selon une approche MEL. Les résultats précédemment obtenus sont donc réutilisés.

Avec les hypothèses précédentes la position f_0 du point de pression nulle sous le fond de fouille est égale à 0,57 m.

Après intégration des répartitions des contraintes précédentes, les efforts horizontaux et les moments peuvent être obtenus. La position f' du point de moment nul sous le fond de fouille est égale à 5,17 m.

La fiche f à retenir s'obtient alors de la façon suivante :

$$f = f' + 0,2(f' - f_0)$$

Une fiche minimale de 6,09 m est donc nécessaire.

5.4.2 - Efforts pour la justification des profilés

Les efforts maximaux de calcul à considérer pour la justification des profilés sont les suivants, en tenant compte de l'espacement horizontal entre profilés de 2 m :

- moments fléchissant maximaux de calcul M_d : 701,8 kN (moment maximal issu de RIDO égal à 350,9 kN/ml) ;
- efforts tranchant maximal V_d : 201,6 kN.

5.5 - Renard solide

En absence de sol de mauvaise qualité et/ou d'écoulement important, il n'est pas nécessaire de justifier la stabilité vis-à-vis de ce phénomène.





Notations et symboles utilisés

Les indices « dst » et « stb » sont propres respectivement au caractère déstabilisateur et stabilisateur de l'effet d'une action.

Les indices « k » et « d » se rapportent respectivement à la valeur caractéristique et à la valeur de calcul soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété d'un matériau.

c'	cohésion effective
C_{diff}	coefficient d'épanouissement ou de diffusion d'un écran composite
c_u	cohésion non drainée
E	module d'Young
E_{delu}	valeur de calcul de l'effet des actions
E_k	valeur caractéristique de l'effet des actions
E_M	module pressiométrique Ménard
f	fiche de l'écran
G	action permanente
H	hauteur de l'écran
I	inertie de l'écran
k	raideur
K_0	coefficient de pression des terres au repos
K_a	coefficient de poussée des terres
k_{ay}	coefficient de poussée d'un sol pesant et frottant
k_h	coefficient de réaction
K_p	coefficient de butée des terres
k_{py}	coefficient de butée d'un sol pesant et frottant
K_q	coefficient de poussée ou de butée pour un milieu non pesant du sol chargé
Q	action variable
q	contrainte uniforme appliquée en surface du terrain
R_{oc}	rapport de surconsolidation
V_d	valeur de calcul de la composante verticale des efforts transmis par l'écran au sol
y	déplacement horizontal du sol
z	distance verticale le long de l'écran depuis le sommet de l'écran



α	coefficient rhéologique d'un sol
β	angle d'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale
γ	poids volumique
γ'	poids volumique déjaugé
γ_A	facteur partiel de l'action de poussée prépondérante
γ_G	facteur partiel pour une action permanente
γ_Q	facteur partiel pour une action variable
γ_R	facteur partiel de résistance sur la butée prépondérante
$\gamma_{R,d}$	coefficient partiel de modèle
δ_a	angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale à l'écran
δ_p	angle d'inclinaison de la butée des terres par rapport à la normale à l'écran
λ	angle d'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale
ν	coefficient de Poisson d'un sol
σ'_h	contrainte effective horizontale
σ'_p	contrainte effective de préconsolidation
σ'_v	contrainte effective verticale
σ'_{v0}	contrainte effective verticale des terres au repos
φ'	angle de frottement interne du sol
φ_u	angle de frottement interne du sol non drainé
ELU	état limite ultime
ELS	état limite de service
GEO	géotechnique (état limite ultime)
HYD	hydraulique (état limite ultime)
MEL	modèle à l'équilibre limite
MISS	modèle d'interaction sol-structure
STR	structure (état limite ultime)
UPL	soulèvement (état limite ultime)



Bibliographie

Référence	Titre	Date	Annexe nationale
NF EN 1990	Eurocode 0 - Base de calcul des structures	Mars 2003	NF EN 1990/NA (Décembre 2011)
NF EN 1990/A1	Eurocode 0 - Base de calcul des structures - Annexe A1 - Application aux ponts	Juillet 2006	NF EN 1990/A1/NA (Décembre 2007)
NF EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments	Octobre 2005	NF EN 1992-1-1/NA (Mars 2007)
NF EN 1993-5	Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 5 : pieux et palplanches	Août 2007	
NF EN 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales	Juin 2005	NF EN 1997/NA (Septembre 2006)
NF EN 1997-1/A1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales - Amendement A1	Avril 2014	
NF P94-261	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles	Juin 2013	
NF P94-262	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes	Juillet 2012	
NF P94-282	Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans	Mars 2009	
NF P94-282/A1	Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans - Amendement 1	Février 2015	
FD P18-717	Guide d'application des normes NF EN 1992	Décembre 2013	

Guides techniques

- [1] Eurocode 7 - Application aux fondations superficielles (NF P94-261). *Guide méthodologique*. Cerema, Collection Références, Décembre 2015, 116 p.
- [2] Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262). *Guide méthodologique*. Cerema, Collection Références, Décembre 2014, 143 p.

Articles

- [3] Ko-OCR Relationships in Soil. MAYNE, P.W. et KULHAWY, F.H. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, Vol 108, GT6, p 851-872.
- [4] Tables de poussée et de butée des terres, KERISEL J. et ABSI E. Presses des Ponts et Chaussées, 3^e édition, 1990, 220 p.
- [5] Équilibre des massifs à frottement interne Stabilité des Terres Pulvérulents et Cohérentes. CAQUOT A. Paris Gauthiers-Villars, 1934.
- [6] Recommandations pour le choix des paramètres de calculs des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. *Note d'information technique*. BALAY J. Ministère de l'urbanisme, du logement et des transports, LCPC, 1985, 24 p.
- [7] Parois moulées dans le sol. CHADEISSON R. Proceedings of the 5th European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2. Dunod, Paris, 1961, pp. 563-568.
- [8] Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique. MONNET A. *Revue Française de Géotechnique*, 1994, n° 65, pp. 67-72.
- [9] Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. SCHMITT P. *Revue Française de Géotechnique*, 2^e trimestre 1995, n° 71.



- [10] Erddruck, Erdwiderstand und Tragfaehigkeit des Baugrundes. KREY H. Berlin, W. Ernst u. Sohn 5th ed, 1936. (1st edition, 1912)
- [11] Recommandations T.A. 95. CFMS. Eyrolles, Septembre 1995, 184 p.
- [12] The International Levee Handbook. CIRIA, Ministry of Ecology, USACE, Novembre 2013, 1348 p.
- [13] Projet National ERINOH - volume pour l'ingénierie. À paraître.
- [14] Écoulement de l'eau sous une ligne de palplanches. Abaque pour la condition de renard. MANDEL J. Revue Travaux, mars 1951, n° 197.
- [15] Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7. Note de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques. CNJOG, Février 2014, 5 p.





Notes :



Notes :

© 2016 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement durable des territoires.

Le Cerema est un établissement public, créé en 2014 pour apporter un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre d'études et d'expertise, il a pour vocation de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, organismes de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Pascale Varache**

Mise en page › **Domigraphic - 17 avenue Aristide Briand - 91550 Paray-Vieille-Poste**

Illustration couverture › © **Cerema - Nord-Picardie**

Vignettes pages intérieures › © **Cerema - Nord-Picardie**

Figures et dessins › © **Aurore Brach - Cerema**

Impression › **Graph Imprim - France Repro - 9-11, rue Sinclair - 94000 Créteil - Tél : 01 48 93 85 85**

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF). L'imprimerie Graph Imprim est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achevé d'imprimer : **juillet 2016**

Dépôt légal : **juillet 2016**

ISBN : **978-2-37180-143-1**

ISSN : **2276-0164**

Prix : **50 €**

Pour toute correspondance › **Cerema - DTecITM - Bureau de vente - BP 214 - 77487 Provins Cedex**
ou par mail › **bventes.DTecITM@cerema.fr**

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoirs-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Eurocode 7

Application aux écrans de soutènement (NF P94-282)

Ce guide méthodologique aborde la mise en application de la norme d'application française de l'Eurocode 7 traitant des écrans de soutènement, la norme NF P94-282. Destiné aux géotechniciens et ingénieurs de calcul des structures, il présente les principes de justifications françaises des écrans de soutènement découlant de l'Eurocode 7. Complété par des exemples détaillés, il a pour ambition de servir efficacement les professionnels de la réalisation des écrans de soutènement et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il vise à contribuer dans son domaine, à mieux prendre en main la norme d'application française de l'Eurocode 7 sur les écrans de soutènement.

Sur le même thème

- Eurocode 7 - Application aux fondations superficielles (NF P94-261) - Guide méthodologique, Cerema, 2015
- Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262) - Guide méthodologique, Cerema, 2014

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Prix 50 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-143-1



9 782371 801431

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30