



Talren v6

Module Mur

Notice technique

Date	Révision	Etabli par	Vérifié par	Commentaires
14/08/2024	Ind A	K. Chentaf C. Girard	M. Huerta	Première émission

Table des matières

1. Préambule.....	3
2. Notations et conventions	4
3. Stabilité externe générale.....	5
4. Stabilité externe locale	5
4.1. Actions considérées sur le mur.....	6
4.2. Combinaisons des charges.....	7
4.3. Évaluation automatique de la poussé/butée limites.....	8
4.4. Capacité portance d'un mur de soutènement	9
4.4.1. Formalisme de vérification	9
4.4.1.1. Expression générale	9
4.4.1.2. Facteur partiel combiné	9
4.4.1.3. Aire d'assise effective A'	10
4.4.2. Estimation de q_{net} à partir du pressiomètre (PMT)	11
4.4.2.1. Expression générale	11
4.4.2.2. Pression limite nette équivalente	11
4.4.2.3. Facteur de portance pressiométrique k_p	12
4.4.2.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_β	12
4.4.2.5. Prise en compte de la proximité d'un talus i_β	13
4.4.2.6. Prise en compte de l'inclinaison de la base du mur i_α	14
4.4.3. Estimation de q_{net} à partir du pénétromètre statique (CPT)	15
4.4.3.1. Expression générale	15
4.4.3.2. Résistance de cône équivalente q_{ce}	15
4.4.3.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c	16
4.4.3.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_β	17
4.4.3.5. Prise en compte de la proximité d'un talus i_β	17
4.4.3.6. Prise en compte de l'inclinaison de la base du mur i_α	17
4.4.4. Estimation de la contrainte de rupture à partir des propriétés de cisaillement du terrain	17
4.4.4.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales)	17
4.4.4.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives)	17
4.4.4.3. Prise en compte de la proximité d'un talus	18
4.5. Contrôle de l'excentrement.....	19
4.6. Stabilité au glissement.....	19
4.6.1. Formalisme de vérification	19
4.6.2. Cas d'un contact adhérent.....	20
4.6.3. Cas d'un contact frottant	20
4.6.4. Facteur partiel combiné.....	21
5. Stabilité interne.....	21

1. Préambule

Le module Mur de Talren v6 est destiné à la justification géotechnique des ouvrages de soutènement fondés superficiellement, dont le poids joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu, conformément à la norme d'application de l'Eurocode 7 pour les ouvrages de soutènement de type mur NF P 94 281.

Les ouvrages de soutènement traités par ce module sont les suivants :

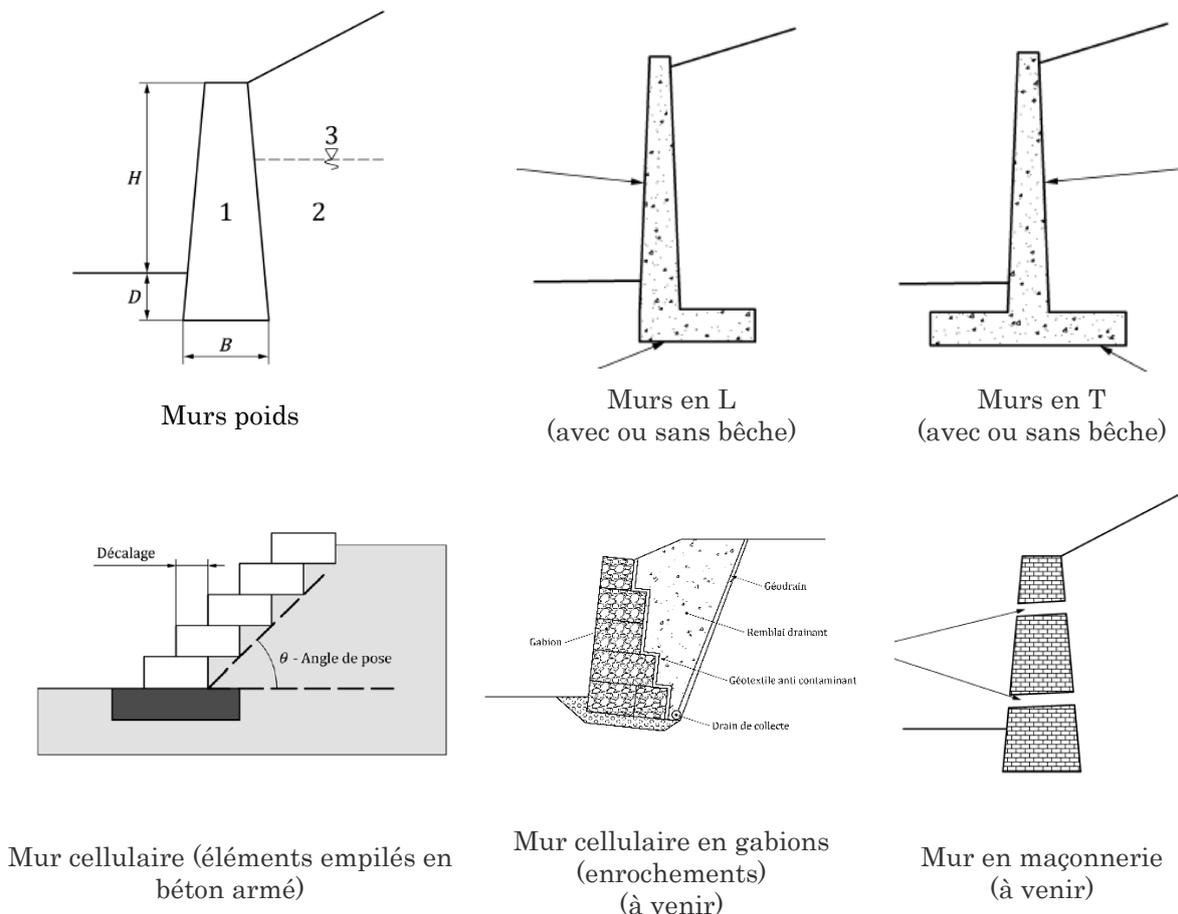


Figure 1 : Ouvrages de soutènement traités par le module Mur de Talren

Les calculs réalisés à l'aide de ce module permettent de couvrir les vérifications suivantes :

- Stabilité externe locale :
 - Portance du sol support ;
 - Renversement par limitation de l'excentrement ;
 - Glissement sur la base du mur.
- Stabilité interne (uniquement pour les murs cellulaires).

La stabilité générale est couverte par le calcul de base de Talren v6.

2. Notations et conventions

Les notations suivantes sont utilisées dans ce document :

- V_d Valeur de calcul de l'effort vertical appliqué sur la fondation
- R_0 Poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux
- $R_{v,d}$ Valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur
- A Aire d'assise de la fondation ($A = B \times 1$ pour une fondation filante)
- A' Aire d'assise effective de la fondation
- q_0 Poids des terres initial à la base du mur (après travaux) = $(Z_{TN} - Z_{base}) \gamma_{moy}$
- Z_{TN} Cote du terrain naturel (après travaux)
- Z_{base} Cote de la base de la fondation
- $Z_{TN,0}$ cote du terrain naturel (avant travaux)
- γ_{moy} Poids volumique moyen des terrains situés au-dessus de la base de fondation
- q_{net} Contrainte de rupture du terrain
- $\gamma_{R,v}$ Facteur partiel permettant le calcul de la portance
- $\gamma_{R,d,v}$ Coefficient de modèle
- B Largeur d'assise de la fondation
- e_B Excentrement du torseur résultant dans la direction de B
- $M_{B,d}$ Valeur de calcul du moment de renversement selon B (autour de L)
- B' Largeur d'assise effective de la fondation ($B' = B - 2 \cdot e_B$)
- p_{le}^* Pression limite nette équivalente
- k_p Facteur de portance pressiométrique
- i_δ Coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges
- i_β Coefficient réducteur lié à la proximité d'un talus
- $H_{B,d}$ Valeur de calcul de l'effort horizontal selon B
- D Profondeur de la base de la semelle (après travaux) = $Z_{TN} - Z_{base}$

3. Stabilité externe générale

La construction du mur peut provoquer une instabilité générale du site entraînant une rupture par grand glissement dans le terrain à proximité de l'ouvrage. Il est important de rappeler l'importance de s'assurer de la stabilité générale du site avant construction de l'ouvrage.

Le formalisme de vérification de la stabilité externe générale n'est pas propre au calcul Mur. L'Eurocode 7 définit la manière par laquelle elle doit être examinée ainsi que les niveaux de sécurité et facteurs de modèle à considérer.

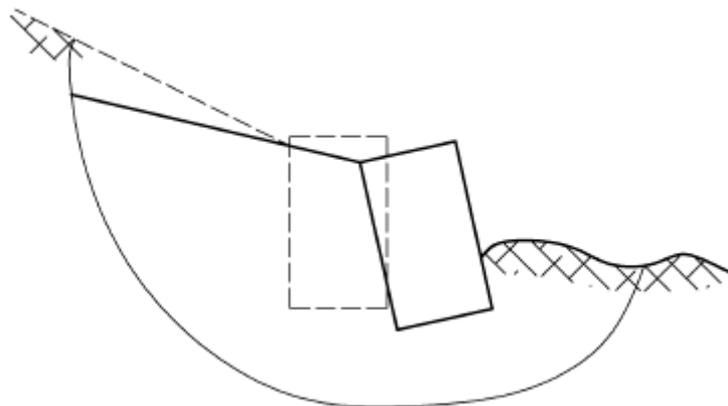


Figure 2. Instabilité générale du site

4. Stabilité externe locale

La vérification de la stabilité externe locale vise à assurer que le sol support est capable de reprendre les efforts arrivant à la base du mur. En règle générale, le mur se comporte comme un bloc monolithique vis-à-vis du sol support. Ce bloc monolithique peut inclure du terrain, comme les murs en forme de T renversé.

Il est important de noter qu'un mur de soutènement est considéré comme une fondation filante, B étant la largeur de la base du mur, la direction L est considérée très supérieure à B . Par conséquent toutes les grandeurs calculées seront exprimées par mètre linéaire.

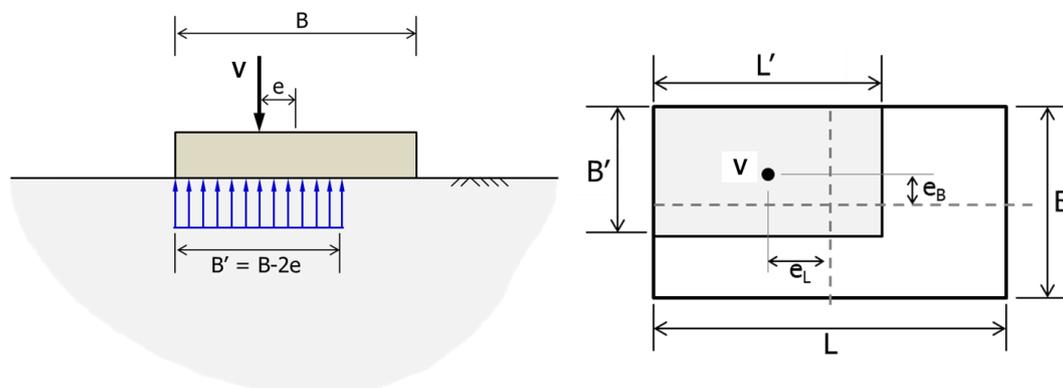


Figure 3. Similitude entre un mur de soutènement et une fondation filante

4.1. Actions considérées sur le mur

Les actions qui s'appliquent sur le mur sont les suivantes :

- Poids :
 - W_m : poids du mur de soutènement
 - W_s : poids du sol solidaire au mur
- Pressions de sol :
 - P_a : poussée du sol à l'amont
 - P_b : butée du sol à l'aval
- Pressions d'eau :
 - P_w : à l'arrière du mur
 - $P_{w,a}$: à l'aval du mur
- Chargement extérieur sur le sol et sur l'écran :
 - G : charges permanentes
 - Q : charges variables

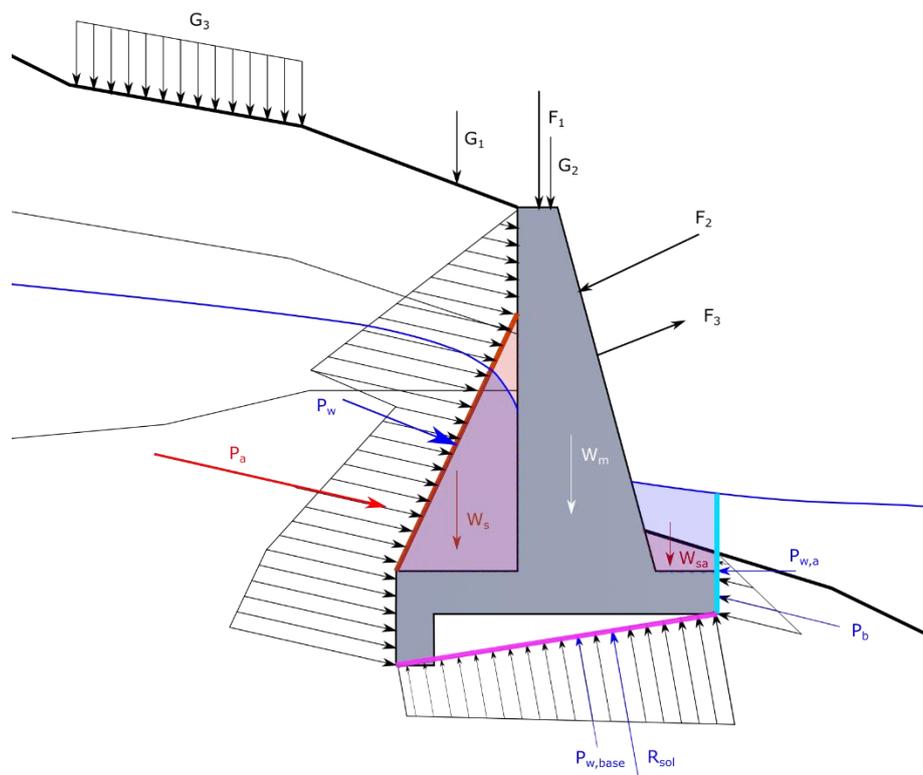


Figure 4. Actions en jeu lors de la vérification de l'équilibre du mur

4.2. Combinaisons des charges

Les actions sont combinées en fonction des situations pouvant arriveres lors de la vie de l'ouvrage. Concrètement, il est nécessaire de définir des combinaisons des charges associées à différents états limites.

Talren propose la génération automatique des combinaisons de charges :

- Soit à partir du jeu de coefficients partiels de la situation
- Soit à partir des combinaisons exigées par la NF P 94-281 (définies par l'Eurocode 7)

La génération automatique des combinaisons est un bon moyen d'aborder le problème. Les facteurs pondérateurs proposés par défaut peuvent être réglés par l'utilisateur.

A titre d'exemple, voici l'ensemble des combinaisons générées dans le cas de 3 actions extérieures variables pour une situation durable ou transitoire, accidentelle et sismique respectivement.

Source de combinaison(s)

Combinaison	Type	Ident.	Charges permanentes													Charges variables																	
			$Y_{W,m}$	Poids mur	$Y_{W,s}$	Poids sol arriéré	$Y_{W,sa}$	Poids sol avant	$Y_{p,a}$	Poussée	$Y_{p,b}$	Buté	$Y_{p,w}$	Pression eau arriéré	$Y_{p,wa}$	Pression eau avant	$Y_{p,w,base}$	Pression eau sous la base	$Y_{Q,1}$	$\psi_{0,1}$	Action ext. variable 1	$Y_{Q,2}$	$\psi_{0,2}$	Action ext. variable 2	$Y_{Q,3}$	$\psi_{0,3}$	Action ext. variable 3						
ELU	Fondamental	Gmax101	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	W_{sa}	1,35	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,50	1,00	F_1						
		Gmin201	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	1,00	F_1						
		Qmax301	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	W_{sa}	1,35	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,50	1,00	F_1						
		Qmin401	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	1,00	F_1						
ELS	Caractéristique	701	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	1,00	F_1	1,00	0,90	F_2	1,00	0,80	F_3
		702	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	1,00	F_1	1,00	1,00	F_2	1,00	0,80	F_3
		703	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	1,00	F_1	1,00	0,90	F_2	1,00	1,00	F_3
	Fréquent	801	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,95	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,65	F_3
		802	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,80	F_2	1,00	0,65	F_3
		803	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,75	F_3
Quasi-permanent	901	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,65	F_3	
ELU	Accidentel	501	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,65	F_3
		502	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,95	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,65	F_3
		503	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,80	F_2	1,00	0,65	F_3
		504	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,75	F_3
ELU	Sismique	601	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	$P_{w,base}$	1,00	0,90	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,65	F_3

Figure 5. Ensemble de combinaisons dans le cas de 3 actions extérieures variables

4.3. Évaluation automatique de la poussée/butée limites

Le point fort du module Mur de Talren est sans doute la détermination des diagrammes de poussée/butée limites pour une configuration quelconque des couches de sol. Les diagrammes de poussée/butée limites sont déterminés à l'aide du module de calage automatique développé en parallèle du module Mur.

La méthode de recherche met en œuvre l'approche cinématique du calcul à la rupture (Salençon, 1983). Cette méthode s'inscrit dans la continuité de travaux précédents (Simon, 2006, Caira et Simon, 2016). Dans le cadre de cette méthode, les pressions des terres sur le mur sont définies sous la forme d'un diagramme de pressions appliqué sur le parement, et calculé pour satisfaire un état d'équilibre limite. La résultante de ce diagramme de pressions sera égale à la résultante de la poussée ou de la butée limites.

Ainsi, le diagramme de poussée est calculé comme étant le chargement minimal nécessaire pour amener un massif de sol a priori instable à un état d'équilibre limite. Le diagramme de butée est calculé comme étant le chargement maximal qu'un massif de sol initialement stable peut supporter avant d'atteindre un état d'équilibre limite.

Le chargement maximal relatif à la poussée (resp. butée) est calculé à partir de l'exploration d'un éventail de mécanismes de rupture associés à une cinématique de poussée (resp. butée).

Ces mécanismes sont définis par des surface de ruptures en arcs de spirales logarithmiques. Chaque surface est définie par deux extrémités : une extrémité sur le profil du terrain naturel (l'étendue de la zone d'exploration et la discrétisation est prédéfinie) et une autre extrémité sur l'intervalle de recherche (à la base du diagramme de poussée/butée à calculer). La courbure de la surface dépend de l'angle de frottement de la couche de sol qu'elle traverse, et d'un angle au centre prédéfini.

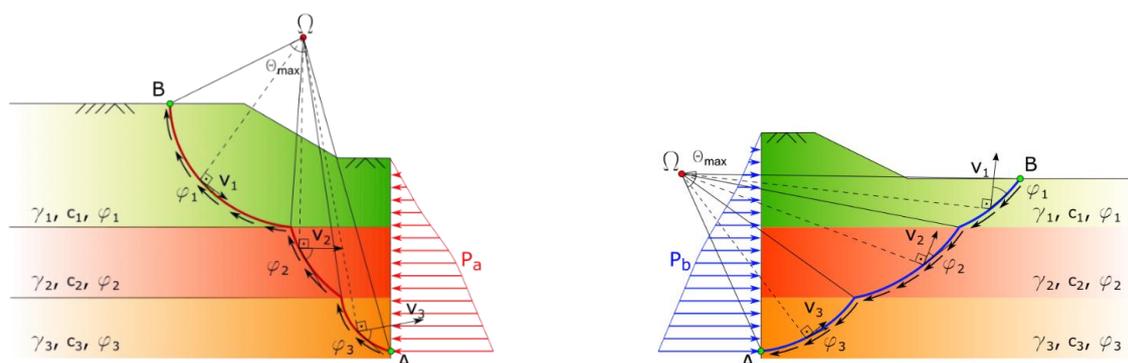


Figure 6. Cinématiques et mécanismes de rupture en poussée (à gauche) et butée (à droite) d'un sol multicouche

La puissance de cette méthode réside dans sa capacité à traiter des cas de figure pour lesquels les formulations de la littérature ne sont pas applicables (terrain naturel variable ou stratigraphie très hétérogène, une ou plusieurs surcharges localisées, conditions hydrauliques en présence d'écoulement, sol renforcé). Ce large éventail d'applications possibles repose sur le fait que les pressions de poussée/butée sont calculées sous forme de forces appliquées au parement, sans aucune contrainte sur les autres éléments du calcul (nature du sol, géométrie, configuration des charges, conditions hydrauliques ou sismiques, présence de renforcements).

4.4. Capacité portance d'un mur de soutènement

4.4.1. Formalisme de vérification

Le formalisme de vérification détaillé ci-après repose sur celui de la notice technique du module FONDSUP de FOXTA v4. La norme NF P 94-281 s'appuie sur la norme NF P 94-261 pour la détermination de certaines grandeurs (i.e. A' et q_{net}) en adaptant le coefficient de modèle et les niveaux de sécurité.

4.4.1.1. Expression générale

La capacité portante d'un mur de soutènement est vérifiée selon l'inégalité suivante :

$$V_d - R_0 \leq R_{v,d}$$

Où :

- V_d Valeur de calcul de l'effort vertical transmis par le mur au terrain ;
- R_0 Poids des terres initial à la base du mur (après travaux) ;
- $R_{v,d}$ Valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur.

Les valeurs de R_0 et $R_{v,d}$ s'obtiennent comme suit :

$$R_0 = A \cdot q_0 \quad R_{v,d} = A' \frac{q_{net}}{F_s} \quad F_s = \gamma_{R,d,v} \gamma_{R,v}$$

Où :

- A' Aire d'assise effective de la fondation (voir §3.1.4) ;
- q_0 Poids des terres initial à la base du mur (après travaux) = $(Z_{TN} - Z_{base}) \gamma_{moy}$;
- q_{net} Contrainte de rupture du terrain (voir §4.4.2, §4.4.3 et §4.4.4.1 et §4.4.4.2) ;
- F_s Facteur partiel combiné $\gamma_{R,d,v} \cdot \gamma_{R,v}$ (voir §3.1.2) ;
- $\gamma_{R,v}$ Facteur partiel permettant le calcul de la portance ;
- $\gamma_{R,d,v}$ Coefficient de modèle permettant le calcul de la portance.

4.4.1.2. Facteur partiel combiné

Le facteur partiel combiné est déterminé par l'expression suivante : $F_s = \gamma_{R,d,v} \gamma_{R,v}$

Le facteur partiel permettant le calcul de la portance $\gamma_{R,v}$ dépend de la combinaison de chargement étudiée.

Le coefficient de modèle intervenant dans le calcul de la portance $\gamma_{R,d,v}$ dépend de la provenance des essais (in-situ ou laboratoire) utilisés pour l'estimation de la contrainte de rupture du terrain q_{net} .

Le tableau suivant présente les valeurs de $\gamma_{R,v}$ et $\gamma_{R,d,v}$ applicables dans chaque cas :

	Modèle	ELS	ELU FOND	ELU ACC	ELU SISM
$\gamma_{R,v}$		2.30	1.40	1.20	1.20
$\gamma_{R,d,v}$	Empirique (essais in-situ PMT ou CPT)	1.00	1.00	1.00	1.00
	Analytique non drainé ($c_u \neq 0, \varphi_u = 0$)	1.00	1.00	1.00	1.00
	Analytique drainé (c', φ')	1.70	1.70	1.70	1.70

Tableau 1 : Coefficients $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,d,v}$ pour les murs ne supportant pas un ouvrage (NF P94-281)

	Modèle	ELS	ELU FOND	ELU ACC	ELU SISM
$\gamma_{R,v}$		2.30	1.40	1.20	1.40
$\gamma_{R,d,v}$	Empirique (essais in-situ PMT ou CPT)	1.20	1.20	1.20	1.20
	Analytique non drainé ($c_u \neq 0, \varphi_u = 0$)	1.20	1.20	1.20	1.20
	Analytique drainé (c', φ')	2.00	2.00	2.00	2.00

Tableau 2 : Coefficients $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,d,v}$ pour les murs supportant un ouvrage (NF P 94-261)

4.4.1.3. Aire d'assise effective A'

Sous un chargement centré, l'aire d'assise effective est prise égale à l'aire d'assise totale ($A' = A$).

La fondation d'un mur est considérée comme filante. Sous un chargement excentré (de e_B dans la direction de B), on applique le modèle de Meyerhof qui suppose une réaction du sol uniforme sous une partie de la fondation, de largeur $B' = B - 2 \cdot e_B$ (longueur infinie).

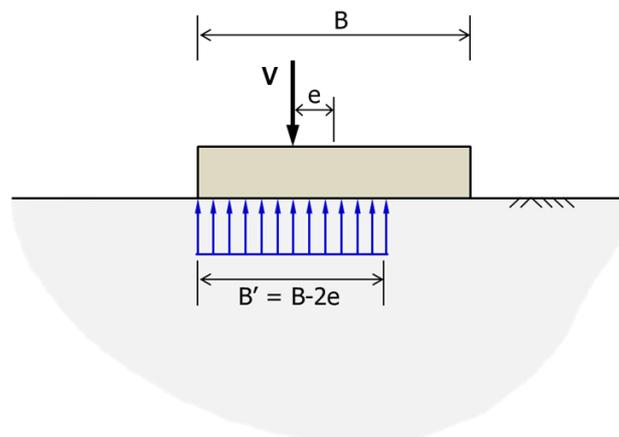


Figure 3 : Définition de l'aire d'assise effective pour une fondation rectangulaire

On définit donc l'aire d'assise effective :

$$A' = A' \cdot 1 \text{ m} = (B - 2e_B) \cdot 1 \text{ m}$$

L'excentrement par rapport à B se calcule à partir de la relation suivante :

$$e_B = \frac{M_d}{V_d}$$

Il est à préciser que M_d représente le moment total généré par toutes les actions par rapport au centre de la fondation du mur selon B (autour de L).

4.4.2. Estimation de q_{net} à partir du pressiomètre (PMT)

4.4.2.1. Expression générale

Dans le cadre d'un dimensionnement à partir du pressiomètre de Ménard (PMT), la contrainte de rupture du terrain q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{\text{net}} = k_p p_{le}^* i_\delta i_\beta i_\alpha$$

Où :

- p_{le}^* Pression limite nette équivalente (voir §4.4.2.2) ;
- k_p Facteur de portance pressiométrique (voir §0) ;
- i_δ Coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges (voir §4.4.2.4) ;
- i_β Coefficient réducteur lié à la proximité d'un talus (voir §4.4.2.5) ;
- i_α Coefficient réducteur lié à l'inclinaison de la base du mur (voir §4.4.2.5).

4.4.2.2. Pression limite nette équivalente

La pression limite nette équivalente est calculée comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes mesurées jusqu'à une profondeur H_r sous la base de la fondation :

$$\log(p_{le}^*) = \frac{1}{H_r} \int_D^{D+H_r} \log(p_l^*(z)) dz$$

La hauteur d'intégration H_r dépend de la combinaison de chargement et est prise égale à :

- $H_r = 1,50 B$ à l'ELS (permanent et caractéristique) ;
- $H_r = \min(1,50 B, H_{\text{eff}})$ à l'ELU (fondamental, sismique et accidentel).

Avec H_{eff} fonction de l'excentricité du chargement e_B (fondation filante) :

$$H_{\text{eff}} = 3B - 6e_B$$

4.4.2.3. Facteur de portance pressiométrique k_p

Le facteur de portance pressiométrique s'exprime selon la formule (semelle filante) :

$$k_p = k_{p0} + \left[a + b \frac{D_e}{B} \right] \cdot \left[1 - \exp \left(-c \frac{D_e}{B} \right) \right]$$

Les valeurs de k_{p0} , a , b et c sont précisées dans le tableau suivant. La valeur de k_p est plafonnée à partir de $D_e/B = 2,0$.

	a	b	c	k_{p0}
Argiles et limons	0.20	0.02	1.30	0.80
Sables et graves	0.30	0.05	2.00	1.00
Craies	0.28	0.22	2.80	0.80
Marnes et marno-calcaires	0.20	0.20	3.00	0.80
Roches altérées				

Figure 4 : Paramètres numériques pour le calcul du facteur de portance pressiométrique

Le calcul du facteur de portance pressiométrique k_p nécessite d'évaluer au préalable la profondeur d'encastrement équivalente de la fondation D_e calculée à l'aide de la relation :

$$D_e = \text{Min} \left(D; \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \right)$$

Avec p_{le}^* calculée ici pour $H_r = 1,5 B$.

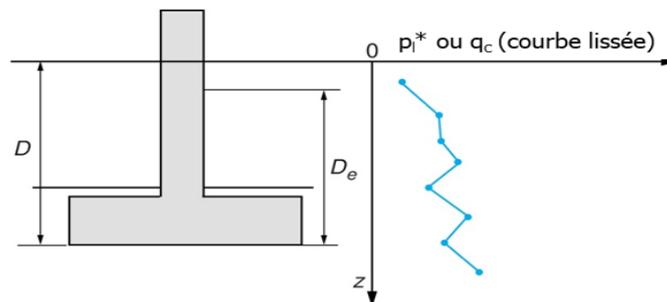


Figure 5 : Notion de profondeur d'encastrement équivalente

4.4.2.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_δ

La valeur de i_δ dépend du caractère frottant/cohérent du sol support ainsi que de l'inclinaison des charges par rapport à la verticale :

$$\delta = \frac{H_d}{|H_d|} \text{atan} \left(\frac{H_d}{V_d} \right)$$

On distingue trois situations (NF P 94 261) :

- Cas d'un terrain de comportement parfaitement cohérent ($\varphi = 0$) :

$$i_\delta = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2$$

- Cas d'un terrain de comportement parfaitement frottant ($c = 0$) :

$$i_{\delta} = \Phi_2(\delta) = \begin{cases} \Phi_1(\delta) - \frac{4\delta}{\pi} \left(1 - \frac{3\delta}{\pi}\right) \exp\left(-\frac{D_e}{B}\right) & \delta \leq \frac{\pi}{4} \\ \Phi_1(\delta) \left(1 - \exp\left(-\frac{D_e}{B}\right)\right) & \delta \geq \frac{\pi}{4} \end{cases}$$

- Cas d'un terrain de comportement intermédiaire ($c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$) :

$$i_{\delta} = \Phi_2(\delta) + (\Phi_1(\delta) - \Phi_2(\delta)) \left(1 - \exp\left(-\frac{0,6c'}{\gamma B \tan \varphi'}\right)\right)$$

Avec γ le poids volumique moyen du terrain sous la fondation (dans la zone d'influence de la fondation, soit jusqu'à H_r). c' et φ' correspondent aux paramètres de cisaillement du sol présent sous la base du mur.

Nota : le choix d'un facteur réducteur pour terrain cohérent suppose implicitement la pérennité de la cohésion du terrain pour les combinaisons de chargement étudiées. Cette hypothèse est donc essentiellement destinée à la justification des ouvrages pour des situations de calculs transitoires.

4.4.2.5. Prise en compte de la proximité d'un talus i_{β}

Le cas d'une fondation chargée verticalement à proximité d'un talus est traité en appliquant un coefficient réducteur i_{β} dont la valeur dépend du caractère frottant/cohérent du terrain, de la distance « d » entre le bord de la fondation et le talus, ainsi que de la pente β de celui-ci.

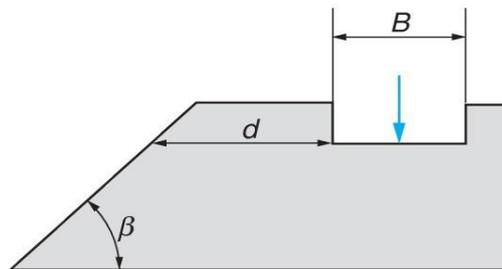


Figure 6 : Présence d'un talus à proximité de la semelle – notations

Les formules appliquées sont les suivantes (NF P 94 261) :

- Cas d'un terrain cohérent ($\varphi = 0$) :

$$i_{\beta} = \psi_1(\beta) = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$$

- Cas d'un terrain frottant ($c = 0$) :

$$i_{\beta} = \psi_2(\beta) = 1 - 0,9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan \beta}}{8B}\right)^2$$

- Cas d'un terrain de comportement intermédiaire :

$$i_{\beta} = \psi_2(\beta) + (\psi_1(\beta) - \psi_2(\beta)) \left(1 - \exp\left(-\frac{0,6c}{\gamma B \tan \phi}\right) \right)$$

Nota : Le choix d'un facteur réducteur pour terrain cohérent suppose implicitement la pérennité de la cohésion pour les combinaisons de chargement étudiées. Cette hypothèse est donc essentiellement destinée à la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires.

4.4.2.6. Prise en compte de l'inclinaison de la base du mur i_{α}

La présence d'une bêche peut se traduire par la définition d'une base de calcul virtuelle inclinée à la base du mur et par conséquent le changement du repère principal où on exprime le torseur résultant.

Dans Talren, l'inclinaison de la base de calcul ne peut avoir qu'une pente positive ou nulle pour être cohérent avec le rôle de la bêche dans l'amélioration de la réponse du mur à l'effort de glissement.

La valeur de i_{α} dépend de l'inclinaison de la base et du coefficient de frottement de la couche du sol en contact avec la base du mur :

$$i_{\alpha} = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

- α inclinaison de la base du mur par rapport à l'horizontale (plan de calcul) ;
- φ' angle de frottement effectif.

On note que certains paramètres changent de définition dans le cas d'un mur avec une base inclinée comme suit :

- Les composantes du torseur résultant dans ce cas sont exprimées par rapport au repère dirigé selon la base de calcul inclinée, par conséquent l'excentrement eB est donné selon le repère de calcul à la base du mur.

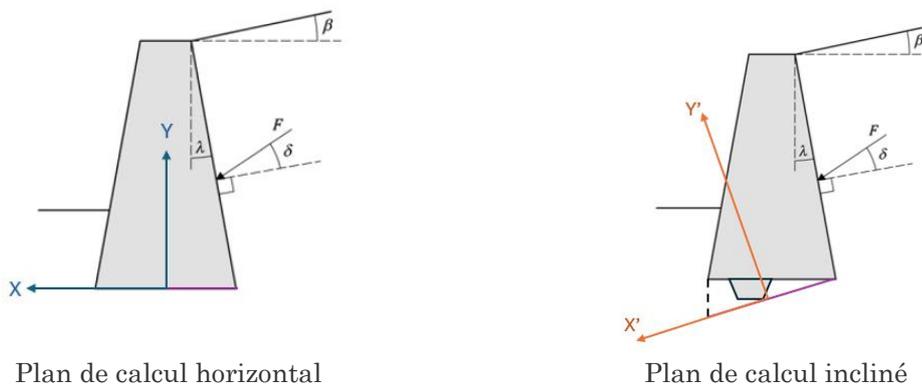


Figure 8 : Changement du repère de projection (plan de calcul horizontal/incliné)

- Dans le calcul de la hauteur d'intégration H_r , la largeur B correspond à la largeur du plan de calcul incliné à la base du mur.

- Dans le calcul des coefficients i_δ , i_β et du facteur de portance, la largeur B correspond à la largeur du plan de calcul horizontal (la base du mur).
- Dans le calcul de l'aire d'assise effective $A' = (B - 2e_p) \cdot (1m)$, l'excentrement e_B correspond à une valeur projetée sur le plan horizontal de l'excentrement calculé à l'origine dans le repère incliné $e_p = e_B \cdot \cos\alpha$

4.4.3. Estimation de q_{net} à partir du pénétromètre statique (CPT)

4.4.3.1. Expression générale

Dans le cadre d'un dimensionnement à partir de l'essai pénétrométrique (CPT), la contrainte de rupture du terrain q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\delta i_\beta i_\alpha$$

Où :

- q_{ce} Résistance du cône équivalente (voir §4.4.3.2) ;
- k_c Facteur de portance pénétrométrique (voir §4.4.3.3) ;
- i_δ Coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges (voir §4.4.3.4) ;
- i_β Coefficient réducteur lié à la proximité d'un talus (voir §4.4.3.5) ;
- i_α Coefficient réducteur lié à l'inclinaison de la base du mur (voir §4.4.2.5).

4.4.3.2. Résistance de cône équivalente q_{ce}

La résistance de cône équivalente est calculée comme la moyenne lissée des résistances de cône mesurées jusqu'à une profondeur H_r sous la base de la fondation :

$$q_{ce} = \frac{1}{H_r} \int_D^{D+H_r} q_{cc}(z) dz$$

Où $q_{cc}(z)$ désigne la résistance de cône q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$ (figure suivante) :

$$q_{cm} = \frac{1}{H_r} \int_D^{D+H_r} q_c(z) dz$$

Il est important de noter que dans Talren la donnée d'entrée est directement la résistance de cône q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$ soit la grandeur q_{cc} de chaque couche de sol.

La valeur de H_r dépend de la combinaison de chargement et est obtenue selon les modalités explicitées au paragraphe §4.4.2.2.

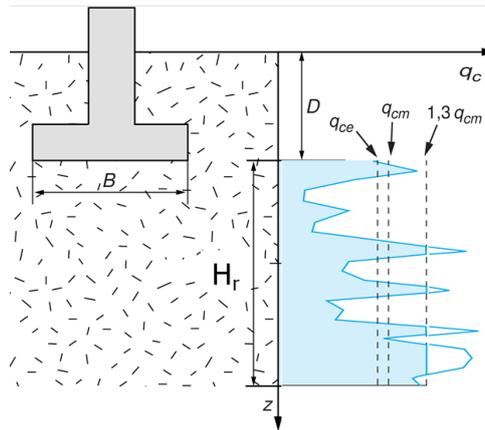


Figure 7 : Principe de calcul de la résistance de cône équivalente

4.4.3.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c

Le facteur de portance pénétrométrique s'exprime selon la formule (semelle filante $L \gg B$) :

$$k_c = k_{c0} + \left[a + b \frac{D_e}{B} \right] \cdot \left[1 - \exp \left(-c \frac{D_e}{B} \right) \right]$$

Les valeurs de k_{c0} , a , b et c sont précisées dans le tableau suivant. La valeur de k_c est plafonnée à partir de $D_e/B = 2,0$.

	a	b	c	k_{c0}
Argiles et limons	0.07	0.007	1.30	0.27
Sables et graves	0.04	0.006	2.00	0.09
Craies	0.04	0.030	3.00	0.11
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	0.04	0.030	3.00	0.11

Tableau 3. Paramètres pour le calcul du facteur de portance pénétrométrique

Le calcul du facteur de portance pénétrométrique k_c nécessite d'évaluer au préalable la profondeur d'encastrement équivalente de la fondation calculée à l'aide de la relation :

$$D_e = \text{Min} \left[D; \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{cc}(z) dz \right]$$

Avec q_{ce} calculée ici pour $H_r = 1,5 B$.

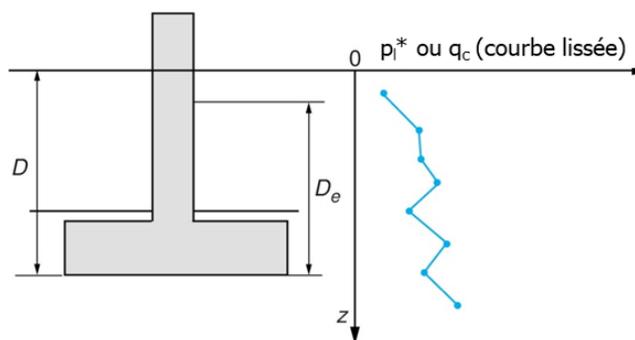


Figure 8 : Notion de profondeur d'encastrement équivalente

4.4.3.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_s

La prise en compte de l'inclinaison du chargement est traitée selon les modalités du §4.4.2.4.

4.4.3.5. Prise en compte de la proximité d'un talus i_β

La prise en compte de la proximité d'un talus est traitée selon les modalités du §4.4.2.5.

4.4.3.6. Prise en compte de l'inclinaison de la base du mur i_α

La prise en compte de l'inclinaison de la base du mur est traitée selon les modalités du §4.4.2.6.

4.4.4. Estimation de la contrainte de rupture à partir des propriétés de cisaillement du terrain

4.4.4.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales)

La contrainte de rupture d'un terrain de comportement non-drainé est estimée selon l'expression générale suivante :

$$q_{\text{net}} = (\pi + 2)s_c i_c c_u b_c$$

Où

- c_u cohésion non drainée (valeur moyenne caractéristique)
- s_c facteur correcteur dépendant de la forme de la fondation
- i_c coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges.
- b_c coefficient réducteur lié à l'inclinaison de la base du mur.

La norme NF P 94 261 propose de retenir les expressions suivantes :

$$s_c = 1 \text{ (semelle filante } L \gg B) \quad i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A'c_u}} \right) \text{ avec } H_d \leq A'c_u \quad b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

Avec H_d l'effort horizontal « résultant » :

$$H_d = H_{B,d}$$

4.4.4.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives)

Pour un terrain de comportement drainé, la contrainte de rupture (nette) q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{\text{net}} = c' N_c b_c s_c i_c + 0.5 \gamma' B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma + q'_0 (N_q b_q s_q i_q - 1)$$

Où :

- c' cohésion effective ;
- φ' angle de frottement effectif ;
- γ' poids volumique déjaugé ;
- N_q, N_c et N_γ facteurs de portance adimensionnels ;
- s_q, s_c et s_γ facteurs correcteurs liés à la forme de la fondation ;
- i_q, i_c et i_γ coefficients réducteurs liés à l'inclinaison du chargement.
- b_q, b_c et b_γ coefficients réducteurs liés à l'inclinaison de la base du mur

La norme NF P 94-261 propose de retenir les expressions suivantes :

- pour les facteurs de portance :

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi') \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

- pour les facteurs de forme (semelle filante $L \gg B$) :

$$s_q = 1 \quad s_\gamma = 1 \quad s_c = 1$$

- pour les coefficients réducteurs liés à l'inclinaison du chargement :

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'/\tan \varphi'} \right)^m \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'/\tan \varphi'} \right)^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

avec (semelle filante $L \gg B$) :

$$m = 2$$

- pour les coefficients réducteurs liés à l'inclinaison de la base du mur :

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

4.4.4.3. Prise en compte de la proximité d'un talus

La prise en compte de la proximité d'un talus est traitée selon les modalités du §4.4.2.5. La règle du « cumul » entre les effets d'inclinaison et de talus s'applique sur les trois coefficients réducteurs i_q, i_c et i_γ .

Il est important de noter que :

- Dans le cas d'un calcul en conditions non drainées (contraintes totales) on utilise systématiquement la formule d'un terrain cohérent ;
- Dans le cas d'un calcul en conditions drainées (contraintes effectives) on utilise systématiquement la formule d'un terrain de comportement intermédiaire avec $D_e = D$ (l'encastrement du mur).

4.5. Contrôle de l'excentrement

En plus de la vérification de capacité portante, la justification de la fondation d'un mur au sens de la norme NF P 94 281 doit assurer une compression du sol d'assise sur au moins :

- 75% de l'aire d'assise totale à l'ELS (quasi-permanent et caractéristique) ;
- 10% de l'aire d'assise totale à l'ELU (fondamental, accidentel et sismique).

Ces seuils peuvent être traduits mathématiquement en critères d'excentrement maximal selon les formules du tableau suivant (NF P 94 261 ou NF P 94 281) :

Combinaison d'actions	Aire comprimée / Aire d'assise	Fondation filante de largeur B
ELS Quasi-permanent Caractéristique	$\geq 75\%$	$(1-2e_B/B) \geq 1/2 \rightarrow e_B/B \leq 1/4$
ELU Fondamental Accidentel Sismique	$\geq 10\%$	$(1-2e_B/B) \geq 1/15 \rightarrow e_B/B \leq 7/15$

Tableau 4 : Critère de vérification de l'excentrement des charges

4.6. Stabilité au glissement

4.6.1. Formalisme de vérification

La stabilité au glissement de la fondation de mur est vérifiée selon le formalisme suivant :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d}$$

Avec :

- H_d Valeur de calcul de l'effort horizontal (parallèle à la base du mur) ;
- $R_{p,d}$ Valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation à l'effet H_d ;
- $R_{h,d}$ Valeur de calcul de l'effort résistant horizontal qui dépend des propriétés du contact « sol-fondation » (voir §4.6.2 et §4.6.3).

A noter que $R_{p,d}$ est habituellement négligé compte-tenu des l'incertitude liée à la pérennité de l'épaisseur des terrains situés devant le mur permettant de mobiliser une réaction frontale de butée. Néanmoins, la norme NF P 94-281 autorise à la considérer à partir de l'expression suivante :

$$R_{p,d} = \frac{R_{p,k}}{\gamma_{R,p}}$$

Avec :

- $R_{p,k}$ Valeur caractéristique de la résistance frontale de la fondation à l'effet H_d estimée à partir de tout modèle communément reconnu ;
- $\gamma_{R,p}$ Facteur partiel égale à 1.4 (réaction frontale) ou 1.1 (réaction tangentielle).

Il est important de noter que, pour le moment, le module Mur de Talren ne tient pas compte de $R_{p,k}$.

4.6.2. Cas d'un contact adhérent

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact adhérent s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \min\left(\frac{A'c_{u,k}}{\gamma_{R,h}\gamma_{R,d,h}}; 0.4V_d\right) \quad F_{s,h} = \gamma_{R,h}\gamma_{R,d,h}$$

Avec :

- V_d Valeur de calcul de l'effort vertical ;
- A' Aire d'assise effective de la fondation ;
- $c_{u,k}$ Cohésion non drainée (valeur caractéristique) à l'interface ;
- $F_{s,h}$ Facteur partiel combiné (voir §5.4) ;
- $\gamma_{R,h}$ Facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle ;
- $\gamma_{R,d,h}$ Coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement.

4.6.3. Cas d'un contact frottant

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact frottant s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \frac{\tan\delta_k V_d}{\gamma_{R,h}\gamma_{R,d,h}} \quad F_{s,h} = \gamma_{R,h}\gamma_{R,d,h}$$

Avec :

- V_d Valeur de calcul de l'effort vertical ;
- δ_k Angle de rugosité (valeur caractéristique) à l'interface ;
- $F_{s,h}$ Facteur partiel combiné (voir §5.4) ;
- $\gamma_{R,h}$ Facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle ;
- $\gamma_{R,d,h}$ Coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement.

Nota : dans la pratique, $\delta_k = \varphi_k$ pour une fondation en béton coulé en place et $\delta_k = 2/3\varphi_k$ pour une fondation en béton préfabriqué.

4.6.4. Facteur partiel combiné

Le facteur partiel combiné est déterminé par l'expression suivante : $F_{s,h} = \gamma_{R,h}\gamma_{R,d,h}$

La norme NF P 94-281 propose les valeurs suivantes pour les murs ne supportant pas des ouvrages :

	ELU FOND	ELU ACC	ELU SISM
$\gamma_{R,h}$	1.10	1.10	1.10
$\gamma_{R,d,h}$	0.90	0.90	0.90

Tableau 5 : Coefficients $\gamma_{R,h}$, $\gamma_{R,d,h}$ pour les murs ne supportant pas un ouvrage (NF P 94-281)

	ELU FOND	ELU ACC	ELU SISM
$\gamma_{R,h}$	1.10	1.00	1.14
$\gamma_{R,d,h}$	1.10	1.10	1.10

Tableau 6 : Coefficients $\gamma_{R,h}$, $\gamma_{R,d,h}$ pour les murs supportant un ouvrage (NF P 94-261)

5. Stabilité interne

La vérification de la stabilité interne vise à assurer que le matériau constitutif du mur est capable de reprendre les efforts internes qui sont générés par toutes les actions qui s'appliquent localement sur le mur.

De manière générale, les risques d'instabilité doivent être examinés selon le matériau avec l'Eurocode adéquat.

La version actuelle du module Mur de Talren ne permet de traiter que la stabilité interne des murs cellulaires. Il sera élargi à tous les types de murs proposés.

Ce chapitre sera développé dans la prochaine mise à jour.