

3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

3.0. REMARQUES PRÉLIMINAIRES

L'application aux murs de soutènement des principes de sécurité qui régissent le calcul aux états-limites se heurte à un certain nombre de difficultés. Ces principes conduisent en effet à tenir compte dans les calculs des différentes causes d'incertitude qui affectent les caractéristiques (poids volumique γ , angle de frottement interne φ , cohésion C , ...) du remblai et du terrain d'assise du mur. Ces caractéristiques, déduites d'essais géotechniques, peuvent présenter des écarts très sensibles par rapport à leur valeur moyenne. En outre, elles interviennent souvent combinées dans une même formule. Pour définir la combinaison d'action la plus défavorable, il serait peu réaliste d'envisager que chacune d'elles puisse indépendamment des autres, atteindre une valeur soit maximale, soit minimale.

Par exemple, pour vérifier la stabilité externe d'un mur de soutènement comportant un patin avant, on devrait théoriquement, en application de l'article A3.1,2.2 des Règles BAEL, considérer deux valeurs γ_{\min} ou γ_{\max} du poids volumique et deux valeurs indépendantes $k_{a \max}$ ou $k_{a \min}$ du coefficient de poussée – correspondant à deux valeurs φ_{\max} et φ_{\min} de l'angle de frottement interne – à combiner pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Il faudrait donc considérer :

- deux valeurs pour le poids du remblai :

l'une G_{\min} calculée avec la valeur γ_{\min} (et sans remblai sur le patin avant) : G_{\min} = fonction de γ_{\min} .

l'autre G_{\max} calculée avec la valeur γ_{\max} (et avec remblai éventuel sur le patin avant) :

G_{\max} = fonction de γ_{\max} .

- quatre valeurs P_{11} , P_{12} , P_{21} , P_{22} de la poussée due à l'action du remblai, ces valeurs étant obtenues en combinant de toutes les manières possibles $k_{a \min}$, $k_{a \max}$, γ_{\min} , γ_{\max} :

$$\left. \begin{array}{l} P_{11} = \text{fonction de } (k_{a \min} \gamma_{\min}) \\ P_{12} = \text{fonction de } (k_{a \max} \gamma_{\min}) \end{array} \right\} \text{ associées à } G_{\min}$$
$$\left. \begin{array}{l} P_{21} = \text{fonction de } (k_{a \min} \gamma_{\max}) \\ P_{22} = \text{fonction de } (k_{a \max} \gamma_{\max}) \end{array} \right\} \text{ associées à } G_{\max}$$

En appelant G_o le poids propre du mur, Q les charges variables sur le terre-plein et en remarquant que le poids volumique doit nécessairement intervenir avec la même valeur (minimale ou maximale) dans l'évaluation du poids du remblai et dans celle de sa poussée, la stricte application des Règles BAEL conduirait donc à considérer, rien que pour l'état-limite ultime et en l'absence d'actions d'accompagnement, la série de combinaisons suivante :

$$\begin{array}{l} G_o + G_{\min} + P_{11} \\ 1,35 (G_o + G_{\max}) + P_{21} \\ G_o + G_{\min} + P_{12} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \\ 1,35 (G_o + G_{\max}) + 1,35 P_{22} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \end{array}$$

Les pressions sur le sol correspondant à chaque combinaison, calculées à partir d'un diagramme conventionnel de répartition, devraient être comparées à une valeur limite, elle-même déduite, par application d'un coefficient de sécurité convenable, d'une contrainte de rupture q_u obtenue, par exemple, à partir d'essais de laboratoire, au moyen d'une formule du type :

$$q_u = g (C', \varphi', \gamma', \text{etc } \dots)$$

Comme on peut le constater, cette fonction, qui est aussi largement dépendante des hypothèses faites sur le comportement du sol de fondation, contient les paramètres aléatoires C' , φ' et γ' relatifs à ce dernier.

Là réside toute la difficulté d'une application correcte de la méthode des états-limites à l'étude de la stabilité des murs de soutènement, puisque des paramètres aléatoires de même nature interviennent simultanément dans la sollicitation agissante et dans la sollicitation résistante.

De plus, en cherchant à appliquer strictement les principes du calcul aux états-limites, on arrive à montrer que de nombreux murs actuellement en service, et dont le comportement est, et a toujours été satisfaisant, devraient être étayés ou démolis car ne présentant pas le coefficient de sécurité requis pour leur stabilité.

C'est pour éviter une telle absurdité qu'un projet ajourné de « Règles de calcul des soutènements » [5.5] préconisait pour les vérifications relatives à la stabilité externe (problème de sol) l'emploi des méthodes « traditionnelles », en prenant pour les paramètres aléatoires leurs valeurs « les plus probables »

En revanche, pour les vérifications relatives à la résistance interne, c'est-à-dire celle des différents éléments constitutifs (problème de béton armé), la méthode des états-limites - Règles BAEL – restait, bien entendu applicable.

Dans ce qui suit, nous avons adopté les deux modes de vérification, de la stabilité d'une part, et de la résistance interne d'autre part, que ce projet souhaitait préconiser. Toutefois, l'attention est appelée sur le fait que leur application doit rester strictement limitée aux murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique que des précautions convenables soient prises pour assurer un drainage efficace à l'arrière du mur (voir 6.2).

3.1. COMBINAISONS D' ACTIONS

Compte-tenu de ce qui précède, pour les vérifications relatives à la stabilité externe, les combinaisons d'actions à considérer sont de la forme symbolique :

$$G_0 + G_1 + G_2 + Q + P_G + P_Q$$

avec :

G_0 poids propre du mur lui-même, évalué à partir des volumes théoriques définis par le dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique de 25 kN/m^3 .

G_1 , G_2 , respectivement, poids des remblais amont et aval, évalués à partir de leurs volumes théoriques et du poids volumique le plus probable (le cas où le remblai aval serait retiré, soit $G_2 = 0$, doit être également envisagé).

Q charge d'exploitation sur le terre-plein, prise avec sa valeur nominale ou avec la valeur zéro.

P_G , P_Q poussées dues respectivement à l'action du remblai amont et à celle de la charge d'exploitation sur le remblai, si elle existe, évaluées en prenant en compte les valeurs les plus probables des caractéristiques des remblais (γ , φ , C ...; par sécurité, on prend toujours $C = 0$)

3.2. VÉRIFICATION DU NON-POINÇONNEMENT DU TERRAIN D'ASSISE

Les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces autour de l'arête aval A) correspondant aux combinaisons d'actions définies en 3.1 permettent la détermination des contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d'assise.

Celui-ci est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire. Selon l'intensité et la direction de la résultante R (de composantes R_H horizontalement et R_V verticalement) ce diagramme peut être soit un trapèze, soit un triangle.

a) Cas du diagramme trapézoïdal (fig. 5.38)

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

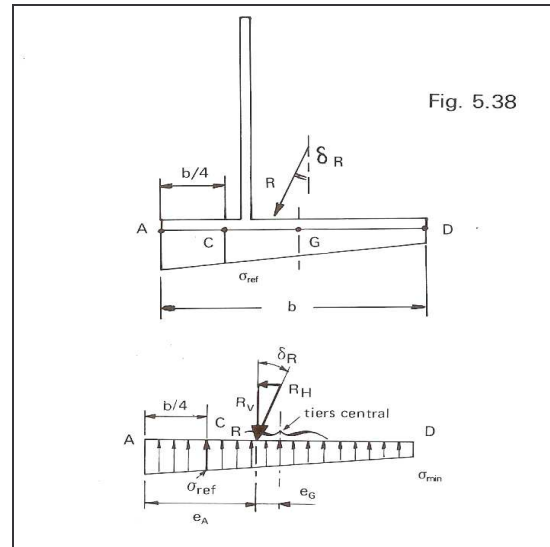
(G centre de gravité de la section de base de la semelle)

Le diagramme est trapézoïdal si

$$e_A > \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G < \frac{b}{6}$$

On a :

$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$$



b) Cas du diagramme triangulaire (fig. 5.39)

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

Le diagramme est triangulaire si

$$e_A \leq \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G \geq \frac{b}{6}$$

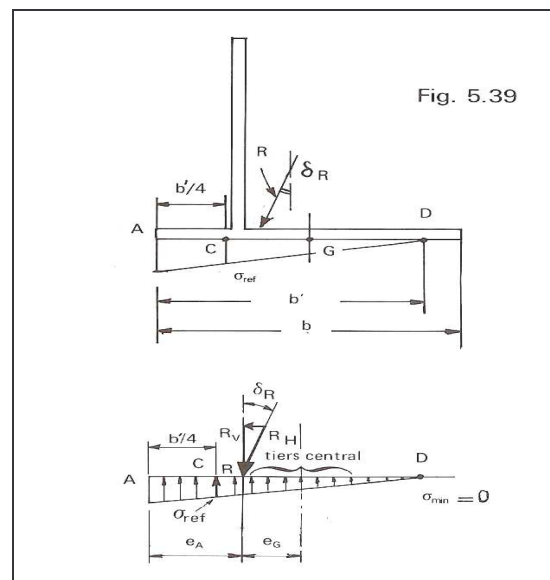
On a :

$$b' = 3e_A \quad \text{ou}$$

$$b' = \frac{3}{2} (b - 2e_G)$$

Remarque :

Bien qu'une répartition triangulaire de la contrainte soit admise, il est préférable, dans la mesure du possible, de dimensionner la semelle pour avoir une répartition trapézoïdale. Dans leur Traité de Mécanique des Sols [5.1], MM. CAQUOT et KÉRISEL préconisent même une répartition rectangulaire sous charges permanentes.



La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence σ_{ref} au quart de la largeur comprimée (b , fig. 5.38 ou b' , fig. 5.39) est au plus égale à la contrainte de calcul \bar{q}_{ser} , évaluée comme indiquée en annexe, et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δ_R sur la verticale de la résultante R des actions appliquées.

Les coefficients de réduction (i_c, i_q, i_γ) donnés en annexe, dus à Meyerhof, sont pessimistes. Le SETRA (dossier FOND 72, [5.3]) propose un coefficient de réduction de forme exponentielle qui conduit à une valeur limite :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} [e^{-(1-0,156C)\delta_R}] \quad \text{formule [5.10]}$$

C étant la cohésion. Lorsque celle-ci est considérée comme nulle :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} \cdot e^{-\delta_R} \quad \text{formule [5.11]}$$

(δ_R en radians)

Selon que le moment est évalué à l'arête aval A de la semelle ou au centre de gravité G de celle-ci, la contrainte de référence σ_{ref} s'évalue comme suit (unités Mpa, m, MN/m):

- pour le diagramme trapézoïdal :

$$\sigma_{ref} = \frac{5R_V}{2b} \left(1 - 1,2 \frac{e_A}{b}\right) \quad \text{formule [5.12]}$$

(e_A en valeur absolue)

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b} \left(1 + 3 \frac{e_G}{b}\right)]$$

- pour le diagramme triangulaire :

$$\sigma_{ref} = \frac{R_V}{2e_A} \quad \text{formule [5.13]}$$

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b - 2e_G}]$$

3.3. VÉRIFICATION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D'ASSISE

En l'absence d'une bêche d'ancrage, il convient de vérifier que la composante horizontale R_H correspondant à la plus défavorable des combinaisons d'actions définies au paragraphe 3.1 est au plus égale à la valeur R_H définie par :

$$\bar{R}_H = \frac{C'b' + R_V \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_m} \quad \text{formule [5.14]}$$

avec :

R_V composante verticale des actions de calcul correspondant à la combinaison pour laquelle R_H a été déterminée,

b' largeur de sol comprimée sous la semelle ($b' = b$ dans le cas d'un diagramme trapézoïdal des réactions du sol, voir fig. 5.38 et 5.39)

φ', C' angle de frottement interne et cohésion du terrain d'assise, déterminés à partir d'essais drainés

γ_m coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement

On prend habituellement $C' = 0$ et $\gamma_m = 1,50$. La condition de non-glissement s'écrit alors :

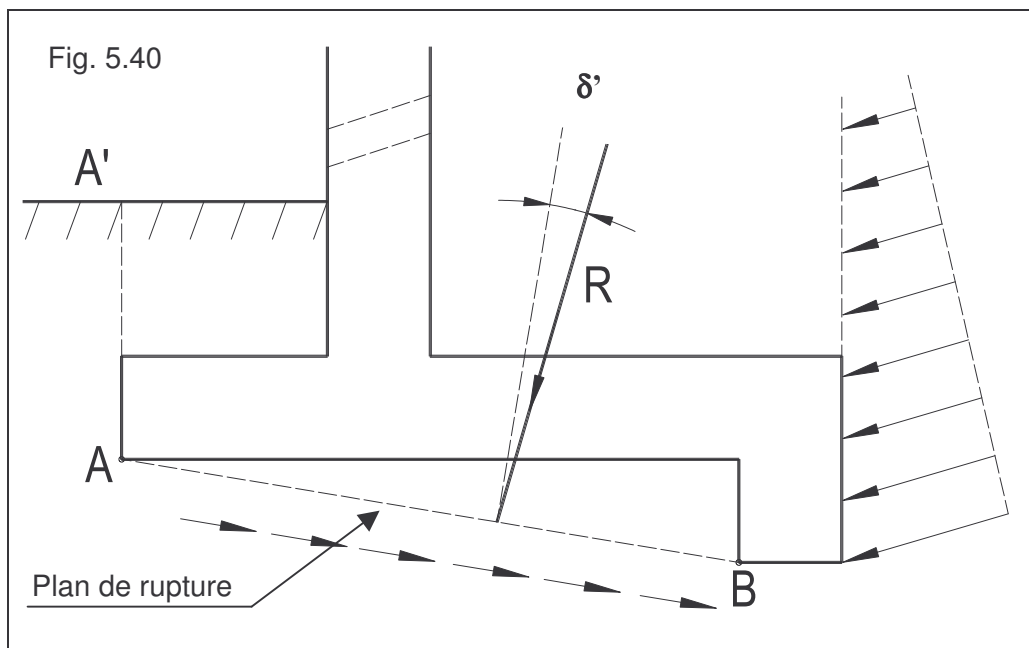
$$R_H \leq \bar{R}_H = \frac{R_V \operatorname{tg} \varphi'}{1,50} \quad \text{formule [5.15]}$$

Si $\varphi' \approx 30^\circ$ cette condition devient $\frac{R_H}{R_V} \leq 0,4$.

Remarques

1. Si la section de base de la semelle n'est pas horizontale, les valeurs de R_H et R_V entrant dans les formules 5.14 et 5.15 sont à remplacer respectivement par les composantes normale R_n et tangentielle R_t des actions de calcul de la combinaison considérée.

2. Il est rappelé (voir titre 1.2,1) que la stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. En ce cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche (fig. 5.40), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.



La résultante R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \operatorname{tg} \varphi' + C' \cdot \overline{AB}}{\gamma_m}$$

avec $\gamma_m = 1,5$ comme précédemment.

3.4. VÉRIFICATION DU NON-BASCULEMENT

Dans le cas d'un sol non rocheux, un mur de soutènement ne peut guère basculer sans poinçonner simultanément le sol d'assise. Il en résulte que, dans ce cas, la vérification du non-poinçonnement du sol d'assise tient lieu de vérification du non-basculément.

Dans le cas d'un sol rocheux et d'une semelle infiniment rigide, la justification du non-basculément du mur autour de son arête aval A consiste à montrer que le moment stabilisateur $M_{S/A}$ est très supérieur au moment de renversement $M_{R/A}$:

$$M_{S/A} \geq 1,5 M_{R/A}$$

formule [5.16]

ces deux moments étant évalués l'un et l'autre avec la valeur probable des actions.

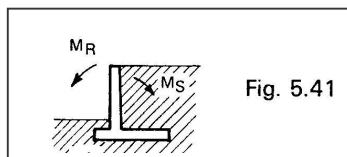


Fig. 5.41

3.5. TASSEMENTS

Le calcul des tassements est relativement exceptionnel et n'est généralement fait que dans le cas où les caractéristiques du terrain d'assise sont médiocres. Pour ce calcul, seules les actions permanentes sont prises en compte. Le plus souvent, on détermine la valeur du tassement à partir des essais pressiométriques (voir détails en annexe, titre A 3.2).

Les murs de soutènement sont surtout sensibles aux tassements différentiels :

- dans le sens longitudinal, lorsque l'ouvrage, assez long, traverse des zones de sols différents ;
- dans le sens transversal, essentiellement à cause de la variation linéaire des réactions du sol sur la largeur de la semelle. Ce tassement entraîne une rotation globale du mur.

- Calcul du tassement différentiel dans le sens longitudinal.

Pour déterminer le tassement différentiel entre deux sections, on calcule d'abord la contrainte appliquée au sol par la semelle en chacune des deux sections considérées, en supposant la distribution uniforme sur une largeur équivalente b_e égale à (fig. 5.42) :

$$b_e = 2e_A = b - 2e_G \tag{formule [5.17]}$$

(distribution de Meyerhof)

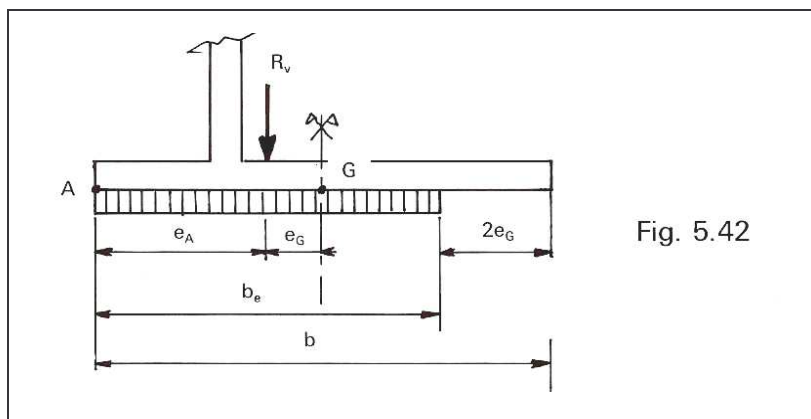


Fig. 5.42

Le tassement en chacune des deux sections considérées est calculé suivant la méthode exposée en annexe titre A 3.2. L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ouverture utile à donner aux joints entre plots. Il est prudent de multiplier le résultat trouvé par 2, ou même 3.

Dans tous les cas, il convient de prévoir des joints transversaux équidistants (voir titre 6.1). La semelle peut être coulée continue.

- Calcul du tassement différentiel dans le sens transversal

Pour ce calcul, on peut opérer comme suit : le tassement en un point est supposé proportionnel à la contrainte appliquée en ce point.

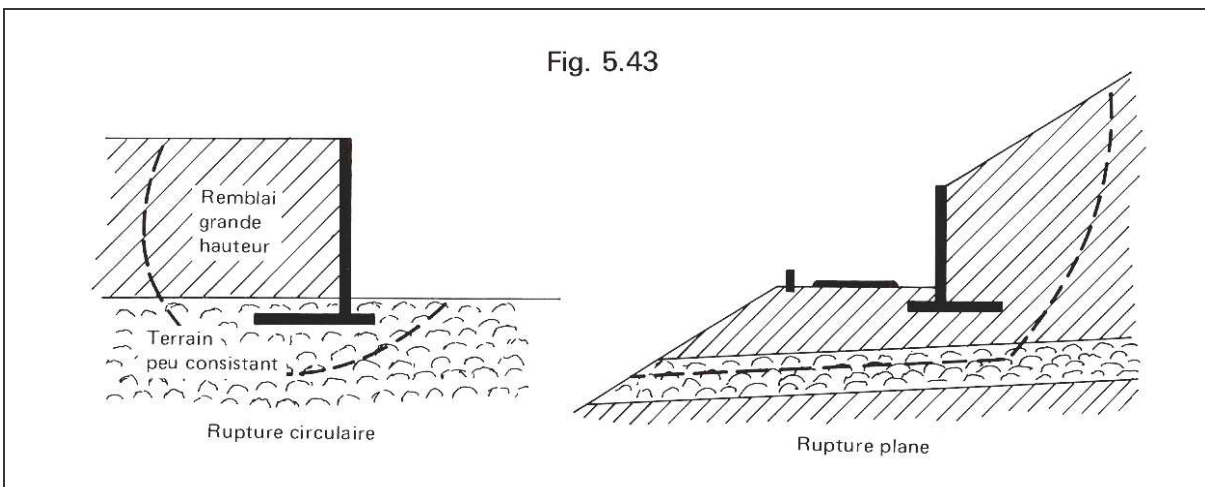
Connaissant la contrainte de référence σ_{ref} dans la section C (fig. 5.38 et 5.39) ainsi que la contrainte minimale σ_{min} à l'extrémité D du diagramme des réactions du sol ($\sigma_{min} = 0$ si le diagramme est triangulaire), on calcule les tassements s_C et s_D dans les sections C et D (méthode en annexe titre A.3.2), en fonction de la contrainte du sol en ces sections.

Le tassement différentiel Δs a pour valeur :

$$\Delta s = (s_C - s_D)$$

L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ordre de grandeur de la rotation globale du mur en cas de sol sensible aux tassements. Il est conseillé de donner un fruit au parement vu, de façon que, après tassement, le mur ne paraisse pas en surplomb et ne donne pas l'impression désagréable de « basculer »

3.6. GRAND GLISSEMENT



Un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas, il risque de se produire un glissement général de cet ensemble, en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite (fig. 5.43).

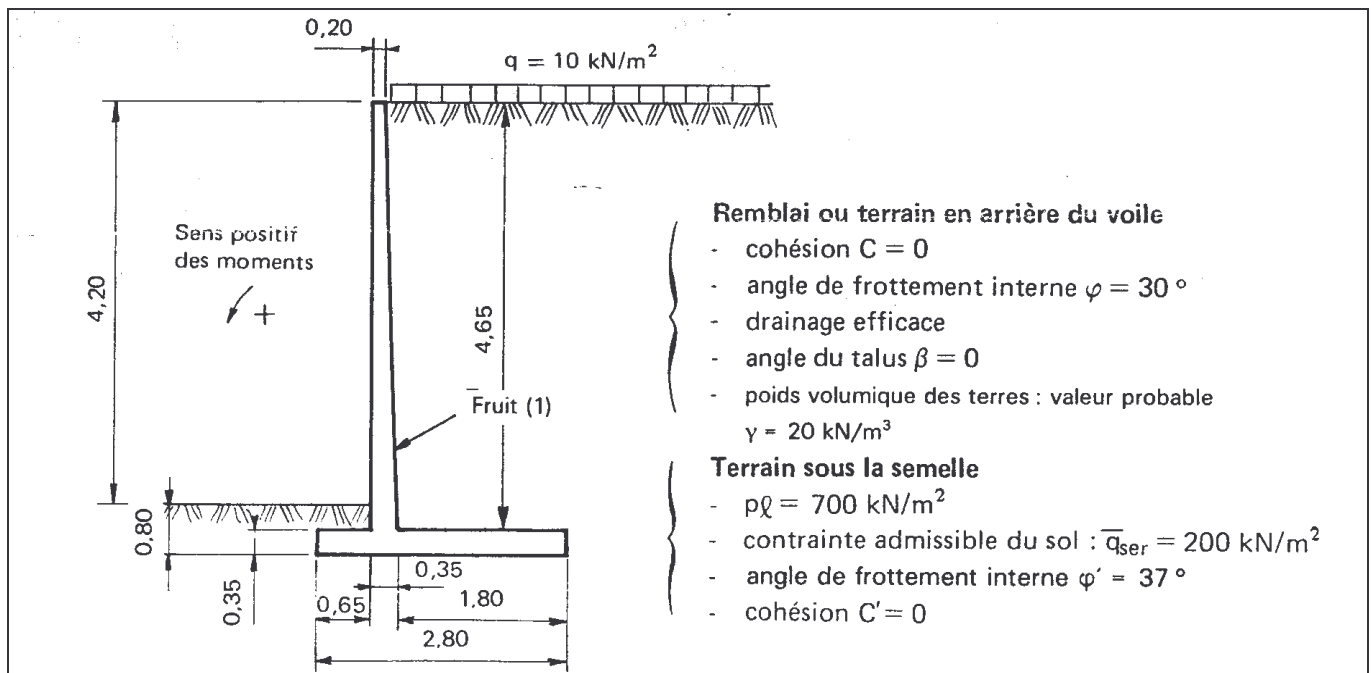
Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.

3.7. EXEMPLE DE CALCUL DE VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ

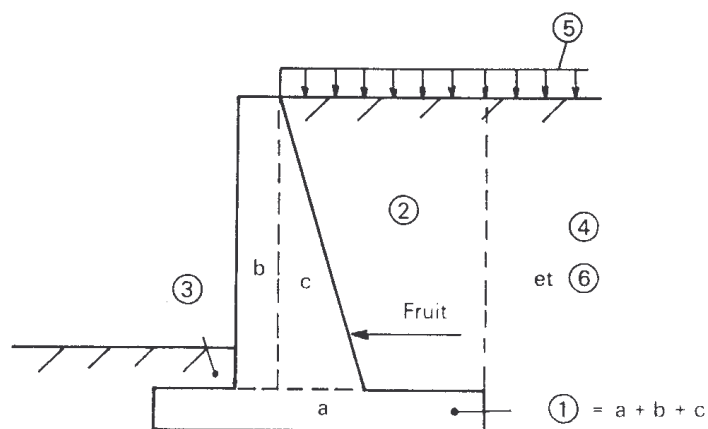
Reprenons l'étude des différentes vérifications en l'illustrant par un exemple de calcul.

Considérons un mur de soutènement, correspondant à une dénivelée de 4,20 m, limité en amont par un terre-plein horizontal infini recevant une charge d'exploitation de 10 kN/m² (à 1 m du bord du patin avant).

Le dimensionnement de ce mur a été fait selon les indications données plus loin au titre 5.



Choisissons un sens positif pour les moment et schématisons le mur en parties élémentaires (a, b, c)



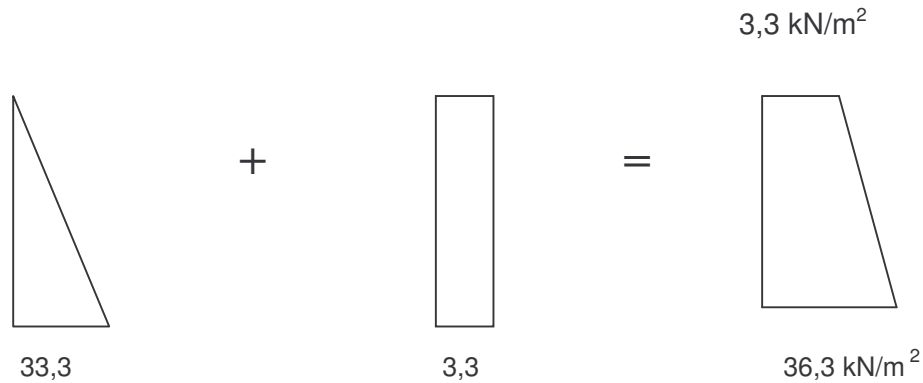
(1) En général, il est préférable de donner du fruit à la face avant (parement amont, vu) pour les raisons exposées à la fin du titre 3.5; dans cet exemple, le fruit est volontairement donné à la face en contact avec le remblai (parement aval) afin de montrer l'influence d'une inclinaison sur le calcul du coefficient de poussée (voir 4.6).

Les coefficients de poussée à prendre en compte le long de l'écran fictif on été déterminés au titre 2.3,1:

$$k_{aH} = 0,333$$

$$k_{aV} = 0$$

Le diagramme de poussée obtenu en considérant l'effet combiné de la poussée des terres et de la poussée due à la charge d'exploitation est, pour une hauteur de soutènement prise égale à 5,00 m le suivant :



$$k_{aH} [\gamma h + q] = 0,333 [20 \times 5 + 10] = 33,3 + 3,3 = 36,6 \text{ kN/m}^2$$

3.7,1. Vérification du non-poinçonnement du terrain d'assise

G charge permanentes horizontales (poussées) P_G ou verticales (poids) G

Q charges d'exploitation (poids Q ou poussée P_Q)

				Actions horizontales $R_H = P_G$ ou P_Q (kN/m)	Actions verticales(pesanteur) $R_V = G$ ou Q (kN/m)	M/A (kNm/m)	
G	Poids du mur et des terres	a	Semelle		$2,8 \times 0,35 \times 25 = 24,5$	$\times \frac{2,8}{2} = -34,3$	
		b	Voile		$4,65 \times 0,20 \times 25 = 23,25$	$\times 0,75 = -17,44$	
		c	Voile		$4,65 \times \frac{0,15}{2} \times 25 = 8,72$	$\times 0,9 = -7,85$	
	Poussée des terres	①	Mur (a+b+c)			56,47	- 59,59
		②	Terre amont		$4,65 \times 1,875 \times 20 = 174,38$		$\times 1,86 = -324,34$
		③	Terre aval		$0,65 \times 0,45 \times 20 = 5,85$		$\times 0,325 = -1,90$
		④		$0,333 \times 20 \times \frac{5^2}{2} = 83,33$		$\times \frac{5}{3} = +138,89$	
Q	Charge d'exploitation	⑤			$10 \times 1,8 = 18$	$\times 1,9 = -34,2$	
	Poussée due à la charge d'exploitation	⑥		$0,333 \times 10 \times 5 = 16,67$		$\times \frac{5}{2} = +41,67$	

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont :

C1 : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 : ① + ② + ④ + ⑤ + ⑥ (terre aval enlevée)

C3 : ① + ② + ④ (terre aval enlevée et Q = 0)

	Combinaison (C1)	Combinaison (C2)	Combinaison (C3)
Moment total $M_{/A}$ (kNm/m) R_V (kN/m) R_H (kN/m) } (résultante R)	- 239,47 254,7 100	- 237,57 248,85 100	- 245,04 230,85 83,33
Excentricité $e_A = \frac{M_{/A}}{R_V}$ Tiers central $\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \\ \frac{2b}{3} = 1,867 \end{array} \right.$	0,94 R passe dans le tiers central	0,955 R passe dans le tiers central	1,06 R passe dans le tiers central
Diagramme des contraintes du sol	trapézoïdal	trapézoïdal	trapézoïdal
$\sigma_{ref} = \frac{5 R_V}{2b} (1 - 1,2 \frac{e_A}{b})$ $\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$ δ_R (radian) $e^{-\delta_R}$ (C = 0)	135,8 kN/m ² (0,136 MPa) 0,393 0,374 0,688	131,3 kN/m ² (0,131 MPa) 0,402 0,382 0,682	112,4 kN/m ² (0,112 MPa) 0,361 0,346 0,707

Calcul de \bar{q}_{ser} :

Nous avons supposé que la contrainte admissible sur le sol \bar{q}_{ser} était de 200 kN/m² (0,2 MPa).

Admettons qu'elle ait été déterminée par des essais pressiométriques (voir annexe , titre A 2.2.3) qui ont donné :

$p_\ell = 700 \text{ kN/m}^2$ d'où (formule A.7) :

$$\bar{q}_{ser} = q_0 + \frac{k_p}{3} (p_\ell - p_0)$$

avec $q_0 = \gamma D_f$, D_f étant la différence de niveau en mètres entre le terrain naturel et la cote de la fondation: $q_0 = 20 \times 0,80 = 16 \text{ kN/m}^2$,

K_p facteur de portance, pris ici égal à 0,8 (voir annexe , titre A 2.2.2, formule A.3)

$p_0 \approx 0,5 q_0$ en l'absence d'eau, soit $p_0 = 8 \text{ kN/m}^2$

d'où finalement :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = 16 + \frac{0,8}{3} (700 - 8) = 200 \text{ kN/m}^2$$

Pour les trois combinaisons, la condition de non-poinçonnement du sol de fondation :

$$\sigma_{\text{ref}} \leq \bar{\sigma}_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \cdot e^{-\delta_R}$$

est vérifiée. En effet, on a :

- pour la combinaison C1 : $135,8 < 0,688 \times 200 = 137,6 \text{ kN/m}^2$
- pour la combinaison C2 : $131,3 < 0,682 \times 200 = 136,4 \text{ kN/m}^2$
- pour la combinaison C3 : $112,4 < 0,707 \times 200 = 141,4 \text{ kN/m}^2$

Toutes ces valeurs sont bien inférieures à 200 kN/m^2 .

3.7.2. Vérification du non-glissement sur le terrain d'assise

On utilise les mêmes combinaisons d'actions que pour la vérification du non-poinçonnement. Pour le terrain d'assise, d'après les données : $C' = 0$ et $\varphi' = 37^\circ$; la condition à satisfaire est donc :

$$R_H \leq R_V \frac{\text{tg } \varphi'}{1,5} = 0,5 R_V$$

ou encore

$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V} \leq 0,5$$

ce qui est bien le cas pour les combinaisons envisagées (voir tableau précédent).