

# MUR

Version 3.10

Novembre 2023

## Documentation Technique de l'utilisateur



**CEREMA-ITM**

## ***Elaboration du programme MUR :***

### ***Maîtrise d'ouvrage et composante métier :***

G. Bondonet

A. Brach (2016)

J. Saliba (2012)

### ***Composants logiciels***

Culmann : A.L. Millan (2012)

Eurocodes : B. Blasco (2012)

Séisme : S. Grainger(2016), S. Rigole (2016-2018)

C.Mestre (2023)

### ***Interface de saisie des données***

N. Vigneaud (2012), A. Hervy (2012-2018)

## Table des matières

<b>1. INTRODUCTION .....</b>	<b>5</b>
1.1 PRESENTATION .....	5
1.2 DOMAINE D'EMPLOI .....	5
1.3 BIBLIOGRAPHIE .....	7
<b>2. METHODE DE CALCUL .....</b>	<b>8</b>
2.1 PRINCIPE DU CALCUL DES MURS .....	8
2.1.1 <i>Stabilité externe</i> .....	8
2.1.2 <i>Optimisation</i> .....	9
2.1.3 <i>Résistance interne</i> .....	9
2.2 PRESENTATION DE LA METHODE DE CULMANN .....	10
2.3 DETERMINATION DE L'INCLINAISON DE LA POUSSEE .....	11
2.3.1 <i>Cas des murs en T renversé</i> .....	11
2.3.2 <i>Cas des murs poids</i> .....	12
2.4 ACTIONS PRISES EN COMPTE PAR LE PROGRAMME MUR .....	13
2.5 POIDS PROPRE .....	14
2.5.1 <i>Poids du mur</i> .....	14
2.5.2 <i>Poids des terres</i> .....	14
2.5.3 <i>Poids de l'eau</i> .....	14
2.6 CHARGES EXTERIEURES .....	14
2.6.1 <i>Charges de remblai amont</i> .....	14
2.6.2 <i>Charge de remblai aval</i> .....	15
2.7 POUSSEE AMONT DES TERRES CHARGEES .....	15
2.8 BUTEE DES TERRES CHARGEES AVAL .....	16
2.9 ACTION DE L'EAU .....	16
2.10 CHARGEMENT DIRECT EN TETE DE VOILE .....	17
2.11 MODELISATION DE LA REACTION DU SOL .....	18
2.12 COMBINAISONS EUROCODES APPLIQUEES AUX SOUTENEMENTS .....	19
2.12.1 <i>Application des charges combinées</i> .....	19
2.12.2 <i>Combinaisons à l'ELU</i> : .....	20
2.12.3 <i>Combinaisons à l'ELS</i> : .....	22
2.12.4 <i>Récapitulatif des combinaisons d'actions</i> : .....	22
2.12.5 <i>Prise en charge des combinaisons d'actions par le programme</i> .....	22
2.12.6 <i>Détermination du type permanent ou variable de chaque combinaison</i> .....	23
2.13 JUSTIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DE LA SEMELLE .....	24
2.13.1 <i>Principe des justifications</i> .....	24
2.13.2 <i>Sollicitations sur le sol de fondation</i> .....	24
2.13.3 <i>Modélisation de la fondation</i> .....	25
2.13.4 <i>États-limites ultime et de service de mobilisation de la capacité portante</i> .....	26
2.13.5 <i>État-limite ultime de glissement</i> .....	32
2.13.6 <i>État-limite ultime de renversement</i> .....	34
2.13.7 <i>État-limite de service de décompression du sol</i> .....	35
2.13.8 <i>Récapitulation des coefficients de sécurité</i> .....	36
2.14 RESISTANCE INTERNE D'UN MUR EN T RENVERSE EN BETON ARME .....	37
2.14.1 <i>Principes de justification</i> .....	37
2.14.2 <i>Efforts dans le voile</i> .....	37
2.14.3 <i>Efforts dans le patin</i> .....	37
2.14.4 <i>Efforts dans le talon</i> .....	38
2.14.5 <i>Ferraillage</i> .....	38
<b>3. PRISE EN COMPTE DU SEISME DANS MUR.....</b>	<b>40</b>
3.1 DEFINITION DU CHARGEMENT SISMIQUE.....	40
3.2 DONNEES D'ENTREE .....	41
3.2.1 <i>Coefficients sismiques <math>k_h</math> et <math>k_v</math></i> .....	41
3.2.2 <i>Coefficient partiel de modèle <math>\gamma_{Rd}</math></i> .....	41
3.2.3 <i>Résistance au cisaillement cyclique non drainé <math>\tau_{cy,u}</math></i> .....	41
3.2.4 <i>Poids volumique du sol de fondation <math>\gamma_{fond}</math></i> .....	41

3.2.5	Coefficient de perméabilité du sol de remblai $K$ .....	42
3.2.6	Paramètre de sol $S$ .....	42
3.2.7	Accélération de calcul $a_g$ .....	42
3.2.8	Capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée $N_{max}$ .....	42
3.2.9	Activation du paragraphe F.5 de l'Annexe F de l'EN1998-5 .....	42
3.3	FORCES SUPPLEMENTAIRES .....	43
3.3.1	Pressions hydrostatique et hydrodynamique .....	43
3.3.2	Forces d'inertie .....	43
3.3.3	Compléments sur la poussée des terres amont .....	45
3.4	COMBINAISON DES EFFETS DES ACTIONS SISMIQUES .....	46
3.4.1	Cas général .....	46
3.4.2	Cas d'un mur de soutènement .....	46
3.5	VERIFICATION DE RESISTANCE .....	47
3.5.1	Capacité portante (résistance au poinçonnement) .....	47
3.5.2	Etat limite ultime de glissement .....	49
3.5.3	Etat limite ultime de renversement .....	49
3.6	BIBLIOGRAPHIE – CALCUL AU SEISME .....	50
<b>4.</b>	<b>ANNEXE 1 – CALCUL DES COEFFICIENTS SISMIQUES .....</b>	<b>51</b>
4.1	DEFINITION DES COEFFICIENTS SISMIQUES .....	51
4.2	DONNEES NECESSAIRES AU CALCUL .....	51
4.2.1	Zone de sismicité .....	51
4.2.2	Catégorie d'importance .....	51
4.2.3	Classe de sol .....	51
4.2.4	Coefficient d'amplification topographique $S_T$ .....	52
4.3	DONNEES DEDUITES .....	53
4.3.1	Coefficient d'importance $\gamma_I$ .....	53
4.3.2	Accélération maximale de référence au rocher $a_{gr}$ .....	53
4.3.3	Accélération de calcul $a_g$ .....	53
4.3.4	Paramètre de sol $S$ .....	53
4.3.5	Coefficients sismiques $k_h$ et $k_v$ .....	54
<b>5.</b>	<b>ANNEXE 2 – PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS .....</b>	<b>55</b>
<b>6.</b>	<b>ANNEXE 3 – APPLICATION DE LA NF EN 1998-5, ANNEXE E, ET COMPARATIFS AVEC LES REGLES DE L'AFPS .....</b>	<b>56</b>
6.1	DIFFERENCIATION DU CALCUL SELON LA PERMEABILITE DU SOL : .....	56
6.2	PARAGRAPHE E6 – SOL SOUS NAPPE IMPERMEABLE (MILIEU SATURE FERME) .....	56
6.3	PARAGRAPHE E7 – SOL SOUS NAPPE (TRES) PERMEABLE (MILIEU SATURE OUVERT) .....	57
6.4	RESUME DES DIFFERENCES E6 – E7 AVEC LES REGLES AFPS .....	58
6.5	INCIDENCES SUR LE CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES AMONT .....	58
6.6	INCIDENCES SUR LE CALCUL DES EFFORTS GLOBAUX .....	59
6.7	INCIDENCES SUR LE CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES AVAL .....	59
6.8	MODIFICATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES .....	60

## 1. Introduction.

### 1.1 Présentation

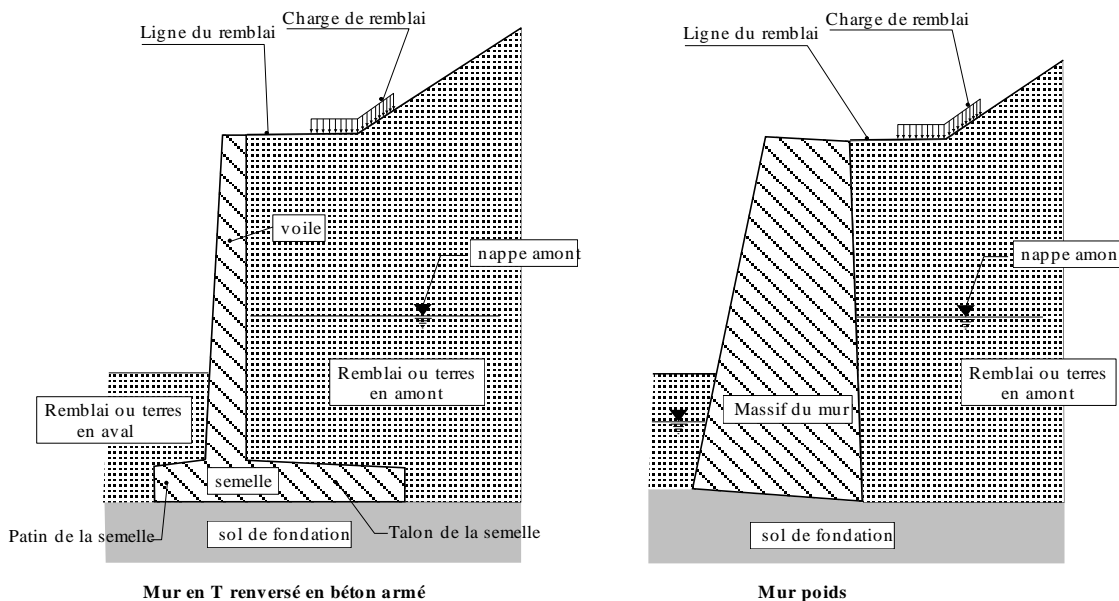
MUR est un logiciel traitant du calcul des murs de soutènement. Il permet en particulier de :

- vérifier leur stabilité externe,
- justifier les sections de béton,
- réaliser le calcul du ferrailage dans des sections (uniquement pour les murs en té)
- optimiser les dimensions du mur (patin, talon, semelle pour les murs en té - fruit avant, base pour les murs poids),
- justifications externes sous séismes.

### 1.2 Domaine d'emploi

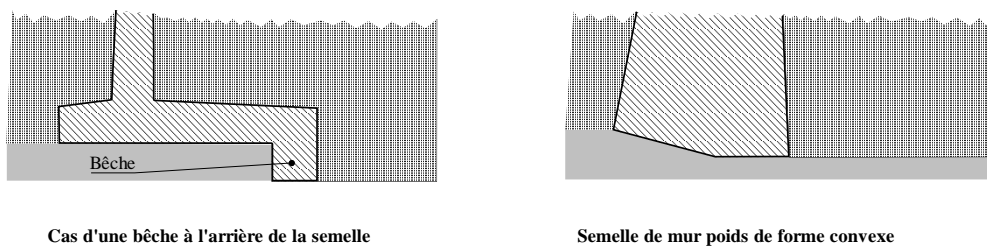
MUR permet de calculer les ouvrages suivants (**Figure 1**) :

- Mur en té renversé avec ou sans bêche,
- Mur poids.



**Figure 1** : Domaine d'emploi du programme MUR.

Les bèches des murs en té renversé sont placées à l'arrière de la semelle (**Figure 2**). Pour les murs poids, la face inférieure du mur peut être composée de deux facettes planes.

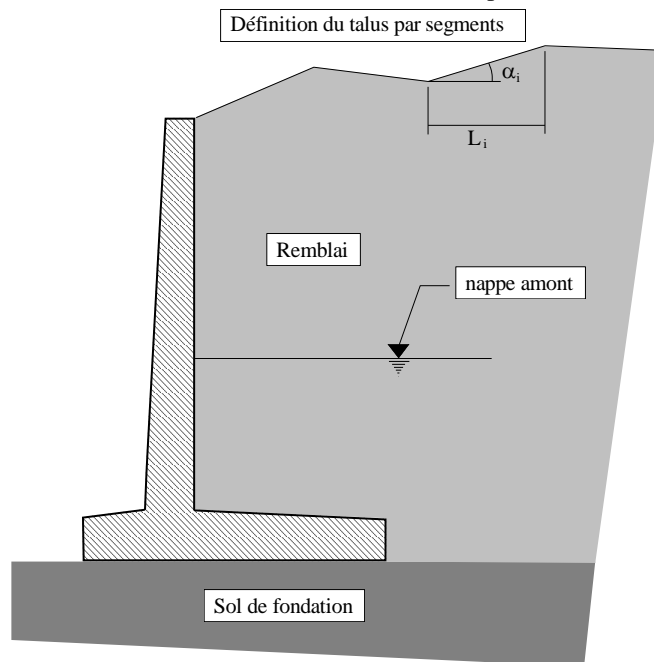


**Figure 2** : Cas particuliers de semelles

Le calcul est conduit quelle que soit la hauteur du mur, cependant les fonctionnalités du logiciel est limité sur les points suivants :

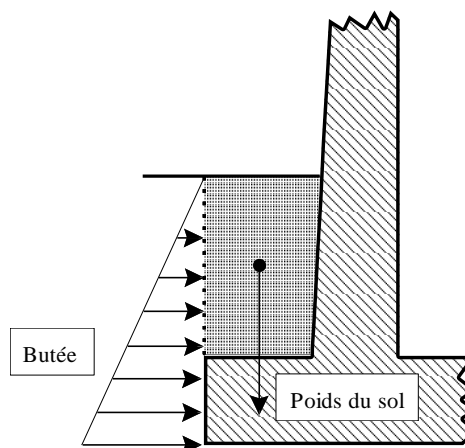
- Il ne prend pas en compte les effets de second ordre. On rappelle qu'au-delà d'une hauteur du mur de 9 m, ces effets doivent être considérés.
- Il prend en compte uniquement des coefficients sismiques constants. Or d'après le paragraphe 7.3.2.2 (4)P de la norme NF EN 1998-5, au-delà de 10 m, le coefficient sismique peut être pris variable.

La surface du remblai en amont du mur comporte, en coupe, dix segments au maximum (**Figure 3**). Le remblai est constitué d'un sol homogène, différent du sol de fondation. Ce remblai peut contenir une nappe phréatique.



**Figure 3** : Remblai amont et sol de fondation

Le sol en aval du mur peut être modélisé (**Figure 4**). Toutefois, pour des raisons de sécurité, il peut être négligé aussi bien en ce qui concerne les effets de son poids que ceux de sa butée. De plus, ce remblai peut également contenir une nappe phréatique.

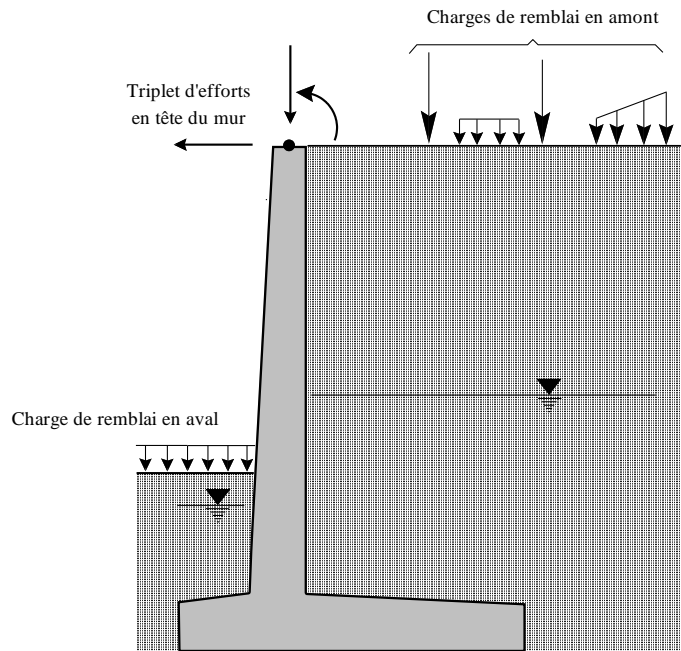


**Figure 4** : Actions du remblai en aval sur le mur

Trois types de charges peuvent être appliqués au remblai et combinées entre elles (**Figure 5**) :

- des bandes de charges uniformes ;
- des bandes de charges trapézoïdales ;
- des charges en lame de couteau.

Le remblai situé en aval du mur peut aussi recevoir une charge uniforme.



**Figure 5 :** Différents types de charges appliquées

Le calcul de la poussée des terres est fait à l'aide de la méthode de Culmann dont le principe est rappelé au paragraphe 2.2 de ce document.

### 1.3 Bibliographie

- 📖 [1] MUR 73 - Dossier pilote du SETRA sur la conception et le dimensionnement des ouvrages de soutènement.
  - 📖 [2] Les ouvrages de soutènement - Guide de conception générale (SETRA – 1998)
  - 📖 [3] EUROCODE NF EN 1990 – NF EN 1990/A1/NA (Annexe A2 – Base de calculs des structures)
  - 📖 [4] EUROCODE NF EN 1991-2 – NF EN 1991-2/NA (Actions sur les structures, actions sur les ponts dues au trafic)
  - 📖 [5] EUROCODE NF EN 1992-1-1 – NF EN 1992-2/NA (Calculs sur les structures en béton – Ponts en béton)
  - 📖 [6] FASCICULE 62 titre V section I
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- 📖 [7] EUROCODE NF EN 1997 (Calculs géotechniques)
  - 📖 [8] Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 : NF P 94-281 (Justifications des ouvrages géotechniques – Murs de soutènement)
  - 📖 [9] Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 : NF P 94- 261 (Fondations superficielles)

## 2. Méthode de calcul

### 2.1 Principe du calcul des murs

#### 2.1.1 Stabilité externe

L'étude de la stabilité externe est réalisée en isolant un système  $OABO'$  contenant l'ouvrage, délimité par les parements amont et aval (Figure 6). Dans le cas d'un mur en T renversé, ces parements sont des plans verticaux (dits « parements fictifs ») passant respectivement par l'arrière du talon et l'avant du patin de la semelle. Dans le cas d'un mur poids, le parement amont est confondu avec le parement arrière du mur, défini par l'utilisateur (ce peut être le parement lui-même ou, par exemple, un parement « de calcul » dans le cas d'un mur à redans).

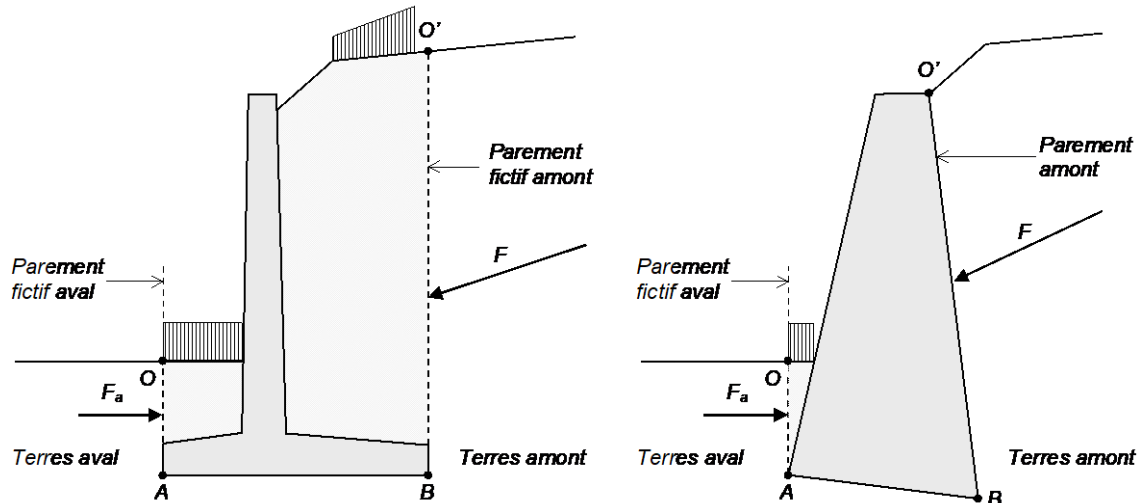


Figure 6 : Système pour l'étude la stabilité externe.

Ce système est soumis à son poids propre et à un ensemble de contraintes le long de la ligne brisée  $OABO'$ , que l'on sépare en pressions d'eau éventuelles et en contraintes effectives dans les sols (remblai et sol de fondation). Ces contraintes peuvent elles-mêmes être séparées en actions, dont le calcul est détaillé dans les paragraphes 2.4 à 2.9, et en réactions, constituées par les contraintes effectives sous la fondation. Parmi les actions, il est également possible d'introduire un chargement direct en tête de voile (§ 2.10).

Deux règlements pour la vérification de la stabilité externe sont possibles :

- le règlement français, basé sur l'ancien Fascicule 62, Titre V, du CCTG,
- le règlement Eurocodes, basé sur la norme NF P 94-281<sup>1</sup>, justification des ouvrages géotechniques – Murs de soutènement.

Pour le règlement français, la justification de la stabilité externe du mur consiste à vérifier, pour les différentes combinaisons d'actions, les 5 critères suivants :

- états-limites de mobilisation du sol (ultime et de service),
- état-limite ultime de renversement,
- état-limite ultime de glissement,
- état-limite de service de décompression du sol.

Pour la justification de la stabilité externe du mur selon l'Eurocode 7, les 5 critères de stabilité à vérifier sont les suivants :

- états-limites de mobilisation du sol (ultime et de service),
- état-limite ultime de renversement par limitation de l'excentrement,
- état-limite ultime de glissement,
- état-limite de service de décompression du sol par limitation de l'excentrement.

<sup>1</sup> Norme nationale d'application de l'Eurocode 7



### 2.1.2 **Optimisation**

Le programme MUR permet deux types d'utilisation :

- Vérification de la stabilité d'un mur de géométrie définie.
- Optimisation de la géométrie d'un mur :
  - optimisation de la largeur de la semelle d'un mur en T : optimisation de la largeur totale, ou de la largeur du patin avant (pour un talon donné), ou de la largeur du talon arrière (pour un patin donné) ;
  - optimisation du fruit avant ou de la largeur de la base pour un mur poids.

Lors de l'optimisation, le programme fait tous les calculs de justification pour différentes géométries et retient la largeur minimale qui satisfait aux critères de stabilité externe.

Pour un mur en T, la largeur maximale testée de la semelle est égale à la hauteur du voile. Si pour une géométrie donnée aucune largeur de semelle ne satisfait les critères de justification, le logiciel signalera un échec de l'optimisation.

Pour un mur poids, le fruit avant ne pourra pas dépasser 100% (soit un angle de 45°) : dans ce cas-là, si aucune géométrie ne convient, l'optimisation n'aboutira pas et le logiciel signalera une erreur.

### 2.1.3 **Résistance interne**

Pour les murs en T renversé, la justification de la résistance interne (§ 2.14) consiste à assurer que le règlement de béton armé (règles Eurocode 1992-2) est vérifié dans certaines sections prédéterminées (encastrement voile – semelle, encastrement du talon, encastrement du patin), ainsi que dans certaines sections du voile définies par l'utilisateur.

À cette fin, les efforts sont calculés avec un modèle différent de celui utilisé pour la stabilité externe, qui consiste à isoler le mur proprement dit et à calculer directement les efforts auxquels il est soumis.

Le programme MUR calcule les ferraillages « bruts » (c'est-à-dire hors ferraillages minimaux) nécessaires sur les deux faces de chaque section et édite un message lorsque la quantité d'aciers comprimés nécessaire dénote une insuffisance des épaisseurs de béton.

Pour les murs poids, le programme ne fournit pas de justification de la résistance interne.

## 2.2 Présentation de la méthode de Culmann

Dans le programme MUR, tous les calculs relatifs à la poussée du remblai sont effectués par la méthode de Culmann. Dérivée du coin de rupture de Coulomb, cette méthode, simple et générale, permet d'évaluer la poussée des terres sur un écran avec des hypothèses beaucoup moins restrictives que celles de la théorie de Rankine :

- géométrie de talus quelconque,
- présence possible d'une nappe hydrostatique,
- prise en compte de surcharges linéiques ou réparties (invariantes parallèlement au mur) sur le talus.

En outre, elle coïncide avec la théorie de Rankine pour un talus infini.

Elle repose principalement sur deux hypothèses (Figure 7) :

- les surfaces de glissement sont des plans ;
- l'angle  $\delta$  de la résultante de la poussée du sol par rapport à la normale à l'écran est supposé connu.

L'étude de l'équilibre de la fraction du coin de sol  $OMA$  se fait en tenant compte :

- du poids  $W$  du coin de sol,
- de l'inclinaison  $\delta$  de la poussée  $F$ ,
- de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol,
- de la cohésion éventuelle  $c$  du sol,
- des actions de surface.

L'étude de l'équilibre limite au glissement de la partie de sol comprise entre l'écran et le plan de glissement permet de calculer la réaction  $F$  de la paroi sur le coin de sol.

Le calcul se fait par balayage sur les valeurs de l'angle  $\omega$ . On retient le plan de glissement qui donne la poussée maximale et on en déduit la force  $F$ .

Une étude consécutive en deux points  $M$  et  $M'$  voisins, permet de connaître la contrainte due à la poussée au voisinage du point  $M$ .

Cette méthode peut s'étendre aux cas où (Figure 8) :

- le parement est constitué d'une ligne brisée,
- le sol contient une nappe hydrostatique.

A noter que la cohésion du remblai amont n'est pas prise en compte dans le logiciel, jugée trop favorable.

Dans le cadre du calcul au séisme, le paragraphe E.4 de l'Annexe E de la norme NF EN 1998-5 indique les coefficients de poussée des terres selon la formule de Mononobe et Okabe. Cependant, celle donnée pour  $\beta > \varphi'_d - \theta$  (avec  $\beta$  angle défini par le remblai,  $\varphi'_d$  valeur de calcul de l'angle de frottement interne,  $\theta$  angle de l'inclinaison des forces d'inertie sous séisme) n'est pas compatible avec la méthode de Culmann. C'est pourquoi le logiciel se limite aux cas  $\beta \leq \varphi'_d - \theta$ .

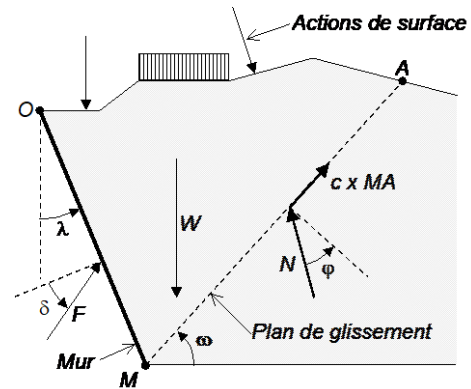


Figure 7 : Étude d'un plan de glissement par la méthode de Culmann

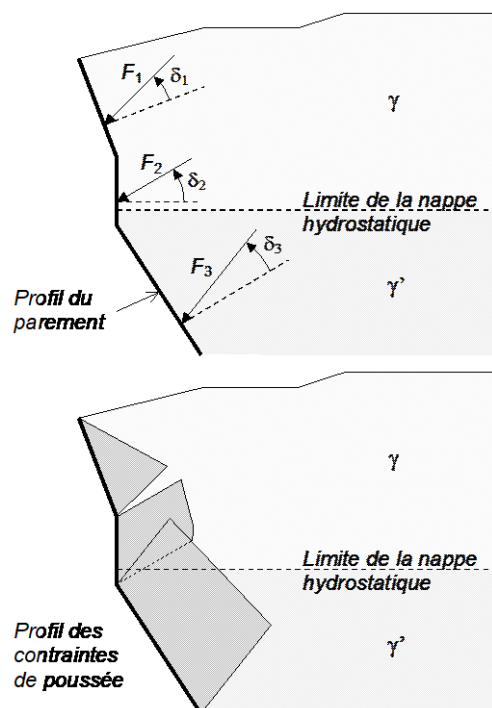


Figure 8 : Extension de la méthode de Culmann

## 2.3 Détermination de l'inclinaison de la poussée

### 2.3.1 Cas des murs en T renversé

Dans le programme MUR, le calcul de la stabilité externe d'un mur en T renversé se fait en considérant la poussée du sol sur un parement fictif vertical passant par l'arrière de la semelle. Toutefois, pour calculer cette poussée par la méthode de Culmann, il est nécessaire, comme cela a été vu en 2.2, de connaître son l'inclinaison  $\delta$  par rapport l'horizontale.

L'expérience montre que lors du déversement d'un mur en T renversé, un coin de sol reste solidaire du mur. Sur la **Figure 9**, ce coin est délimité par le plan de glissement  $BC$  qui passe par l'arête du talon. Ce plan peut recouper ou non le voile.

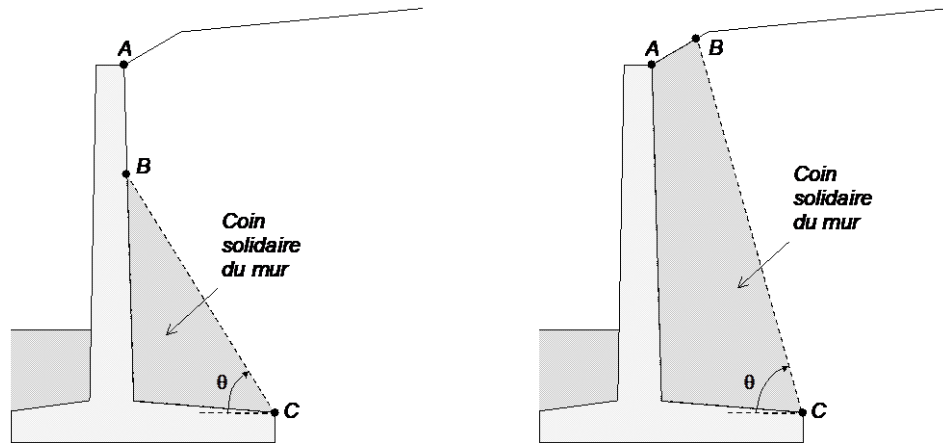


Figure 9 : Différentes formes de coins de sol

L'équilibre du sol coin de sol  $ABCE$  (**Figure 10**) se traduit par :

$$\vec{F} = \vec{F}_1 + \vec{F}_2 - \vec{W} + \vec{F}_3$$

avec :

- $\vec{F}_1$  : poussée du sol déterminée par la méthode de Culmann, sur le segment  $AB$ , avec une inclinaison  $\delta_0$ . Ce terme n'existe plus au-delà d'une certaine valeur de  $\theta$ .
- $\vec{F}_2$  : poussée du sol déterminée par la méthode de Culmann, sur le segment  $BC$ , avec une inclinaison  $\varphi$  (angle de frottement interne du sol).
- $\vec{W}$  : poids du coin de sol  $ABCE$ .
- $\vec{F}$  : poussée résultante sur le parement vertical  $CE$  d'inclinaison  $\delta$ .

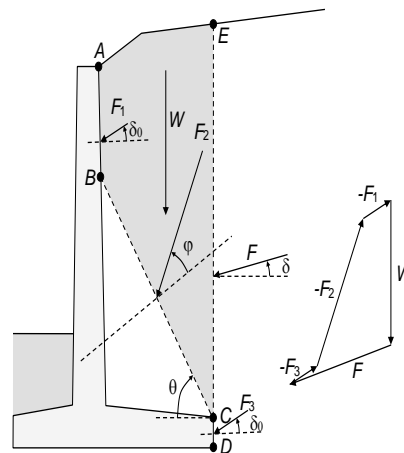


Figure 10 : Équilibre du sol situé entre le parement fictif vertical et le plan de glissement

$\delta_0$  étant supposé connu, à tout  $\theta$  il correspond une valeur de  $\delta$ . Le plan de glissement retenu est celui pour lequel l'inclinaison  $\delta$  est minimale (qui correspond à une valeur maximale de la poussée). Pour un talus infini et un plan de glissement ne rencontrant pas le mur, on retrouve notamment  $\delta = \beta$  de la théorie de Rankine.

L'étude est menée sans surcharges, même permanentes, sans aucune pondération, en faisant varier l'angle  $\theta$  depuis l'inclinaison du dessus du talon jusqu'à la verticale.

À l'issue de ce calcul, on retient définitivement cette valeur de  $\delta$  pour tous les calculs ultérieurs de poussée sur l'écran fictif vertical (on ne tient plus compte alors du plan de glissement incliné).

L'angle  $\delta_0$  est entré comme donnée dans l'écran « Caractéristiques du remblai ». D'après les usages actuels, il pourra être pris égal à la plus grande des deux valeurs  $2/3 \cdot \varphi$  et  $\beta$  (angle du talus amont, éventuellement suivant une ligne « moyenne » si le talus est une ligne brisée).

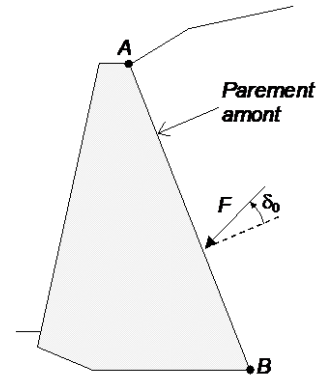
### 2.3.2 Cas des murs poids

Pour les murs poids, le parement fictif amont  $AB$  coïncide avec l'interface mur – sol. La poussée sur ce parement sera calculée avec une inclinaison  $\delta_0$  correspondant à un contact mur – sol (**Figure 11**).

Pour ces murs, le calcul est donc fait en une seule phase, sans calculer l'angle  $\delta$ .

Comme pour les murs en T renversé, l'angle  $\delta_0$  est entré dans l'écran « Caractéristiques du remblai ».

Sa valeur pourra être fixée en s'inspirant du document « Les ouvrages soutènement – Guide de conception générale » (SETRA 1999), p. 90.



**Figure 11** : Calcul de la poussée pour les murs poids

## 2.4 Actions prises en compte par le programme MUR

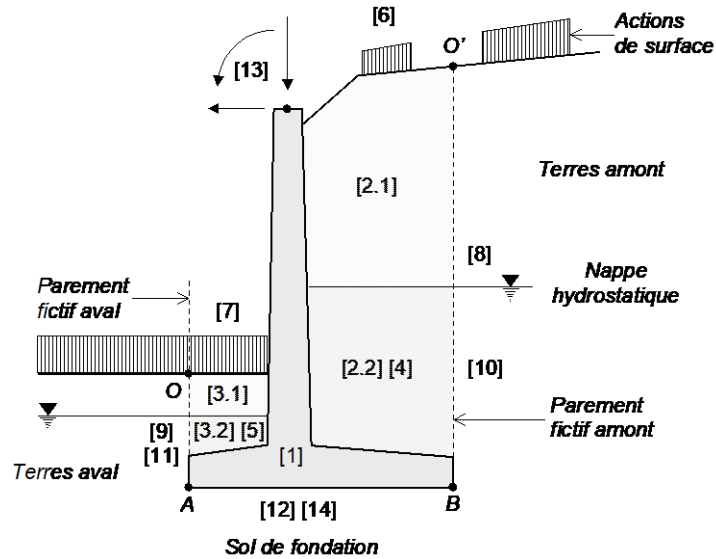


Figure 12 : Actions s'exerçant sur le système étudié.

Les actions qui s'appliquent sur le système  $OABO'$  sont les suivantes :

- $W_m$  : poids du mur [1],
- $W_s$  : poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif amont [2.1], [2.2],
- $W_{sa}$  : poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif aval [3.1], [3.2],
- $W_w$  : poids de l'eau entre le mur et le parement fictif amont [4],
- $W_{wa}$  : poids de l'eau entre le mur et le parement fictif aval [5],
- $q$  : action des charges de surface comprises entre le mur et le parement fictif amont [6],
- $q_a$  : action d'une charge de surface uniforme entre le mur et le parement fictif aval [7],
- $P$  : sollicitation de poussée des terres sur le parement fictif amont (action des charges de surface comprise) [8],
- $B$  : sollicitation de butée des terres sur le parement fictif aval (avec l'action de la charge de surface) [9],
- $P_w$  : pression de l'eau sur le parement fictif amont [10],
- $P_{wa}$  : pression de l'eau sur le parement fictif aval [11],
- $P_{Warchim}$  : pression de l'eau sous la fondation [12],
- $F_v$  : action du chargement direct en tête de mur [13],
- $R_{sol}$  : réaction du sol sous la fondation (contraintes effectives) [14].
- $Wq$  : sollicitations dues au poids des actions de charges de surfaces sur le remblai amont
- $W_{qa}$  : sollicitations dues au poids des actions de charges de surfaces sur le remblai aval

## 2.5 Poids propre

### 2.5.1 Poids du mur

Le poids propre du mur est obtenu en multipliant le volume du mur par le poids volumique du béton introduit dans l'écran « matériaux ». Conformément à l'article A.3.1,21 des règles BAEL, la valeur proposée par défaut est de 25 kN/m<sup>3</sup>. Cette valeur sera éventuellement à adapter pour les murs poids.

### 2.5.2 Poids des terres

Le poids des terres est calculé à partir du poids volumique des terres déjaugées et non déjaugées saisi dans l'écran « caractéristiques du remblai » (le poids volumique sec  $\gamma_d$  est également demandé mais il intervient seulement pour le calcul au séisme). L'Annexe 2 – Propriétés physiques des sols constitue un rappel sur la définition de ces poids volumiques. Ils sont identiques en amont et en aval du mur. Conformément à l'Eurocode 7 et ses normes d'applications nationales (dont la norme NF P 94-281), les valeurs proposées par défaut sont :

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,
- $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$ ,
- $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Les volumes des terres déjaugées et non déjaugées dépendent (Figure 13) :

- du type de mur (pas de terre isolée en amont dans le cas des murs poids),
- des niveaux des sols amont et aval,
- de la présence de zones noyées.

### 2.5.3 Poids de l'eau

Dans le cas où une zone hydrostatique a été définie en amont ou en aval, le poids de l'eau isolée est pris en compte en multipliant le volume de sol déjaugé par le poids volumique de l'eau (10 kN/m<sup>3</sup>). En amont, ce volume est nul pour les murs poids (pas de talon).

Au total, cela revient à attribuer aux zones noyées comprises entre les parements amont et aval un poids volumique  $\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + 10 \text{ kN/m}^3$ .

## 2.6 Charges extérieures

### 2.6.1 Charges de remblai amont

Le panneau « charges amonts » permet de saisir des chargements de remblai amont, composés chacun de une ou plusieurs charges élémentaires (Figure 14).

Chaque charge élémentaire est une charge surfacique uniforme définie par :

- ses abscisses de début et de fin (les charges peuvent se chevaucher),
- sa densité linéique suivant la pente du talus,
- son inclinaison par rapport à la verticale (sens trigonométrique direct).

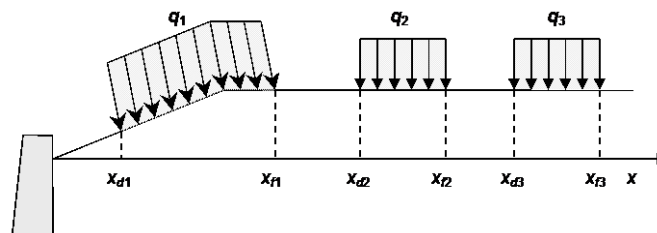


Figure 14 : Composition d'un chargement

Chaque chargement peut être défini comme permanent ou variable. Pour chaque combinaison, les charges élémentaires d'un chargement sont pondérées par un même coefficient propre au chargement. Les modalités

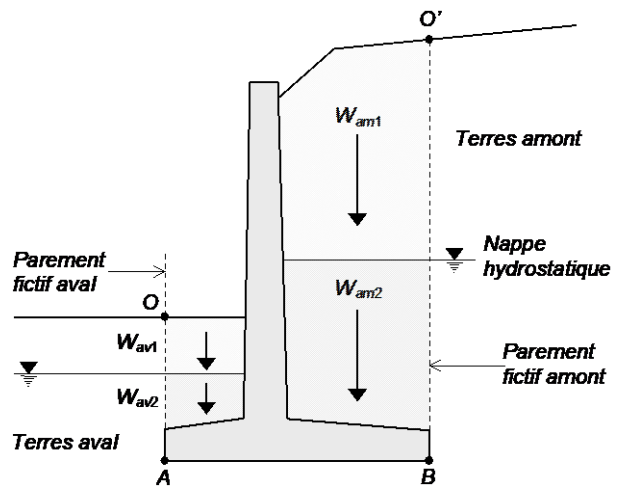
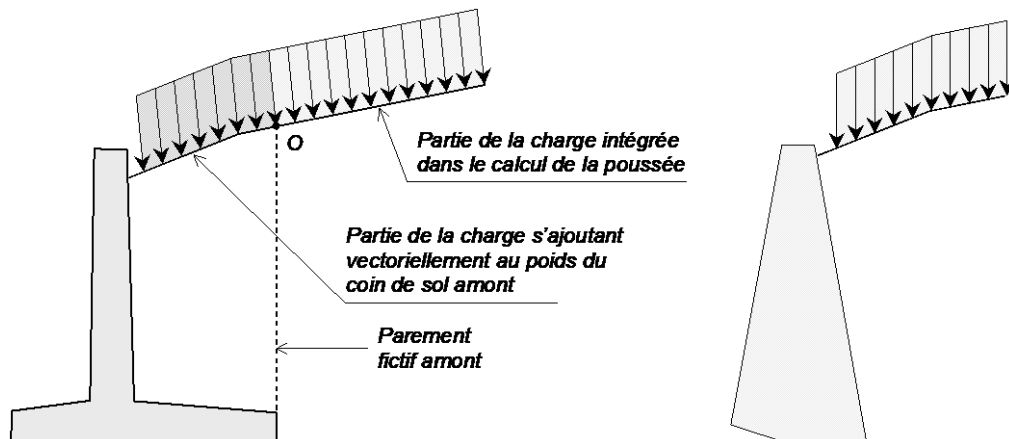


Figure 13 : Poids des différentes zones de remblai

de prise en compte des chargements dans les combinaisons d'actions sont détaillées au paragraphe 2.12 Combinaisons Eurocodes appliquées aux soutènements.

Dans l'étude de la stabilité externe d'un mur en T renversé, l'action d'une charge est fonction de sa position par rapport au parement fictif (**Figure 15**) : les parties de la charge se trouvant à l'arrière du parement sont prises en compte dans le calcul de la poussée (cf. § 2.7) et les parties situées entre le mur et le parement s'ajoutent au poids (avec une composante horizontale éventuelle). Pour les murs poids, l'ensemble de la charge est pris en compte dans le calcul de la poussée.

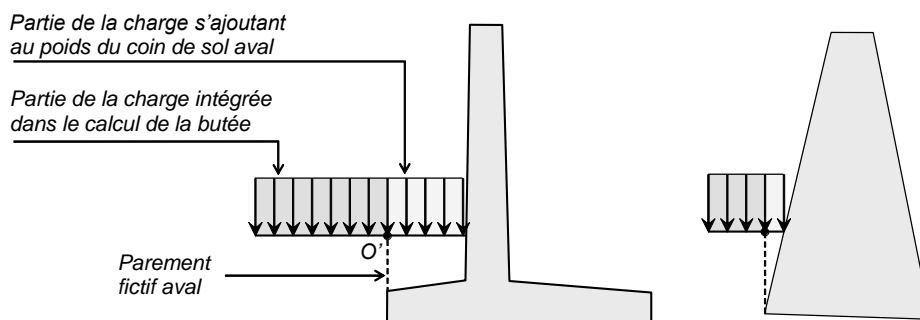
Si les charges et les remblais sont définis de telle sorte que le dernier point du remblai amont défini par l'utilisateur correspond au dernier point d'application d'une charge, le calcul de la poussée est effectué en considérant que la densité de cette charge est appliquée au-delà du dernier point défini pour le remblai (charge infinie).



**Figure 15** : Partage des charges de remblai

### 2.6.2 Charge de remblai aval

Une charge surfacique uniforme à action verticale peut être placée sur le sol aval. Celle-ci est considérée comme recouvrant intégralement le sol aval. La partie située à l'avant du parement fictif est prise en compte dans le calcul de la butée des terres aval chargées (**Figure 16**). L'autre partie à une action pesante sur le sol.



**Figure 16** : Chargement des terres en aval du mur

## 2.7 Poussée amont des terres chargées

Comme il a été vu au paragraphe 2.2, la méthode de Culmann permet de prendre en compte la poussée due au poids propre des terres et la poussée due aux charges de remblai (cf. § 2.6.1), avec la présence éventuelle d'une nappe hydrostatique. Toutefois, de par sa nature même, cette méthode ne permet pas de séparer les effets de chacun de ces facteurs. De ce fait, le calcul de la poussée amont est effectué indépendamment pour chaque combinaison d'actions.

En ce qui concerne l'inclinaison de la poussée sur le parement fictif, on distingue deux zones (**Figure 17**) :

- La partie située dans le remblai (qui n'est pas un plan de glissement), où l'inclinaison  $\delta$  de la poussée est calculée par la méthode exposée en 2.3.1. Cette zone n'existe que pour les murs en T renversé.
- La zone de contact mur – sol (qui est un plan de glissement), où l'inclinaison de la poussée est l'inclinaison  $\delta_0$  entrée en donnée dans l'écran « Caractéristiques du remblai ».

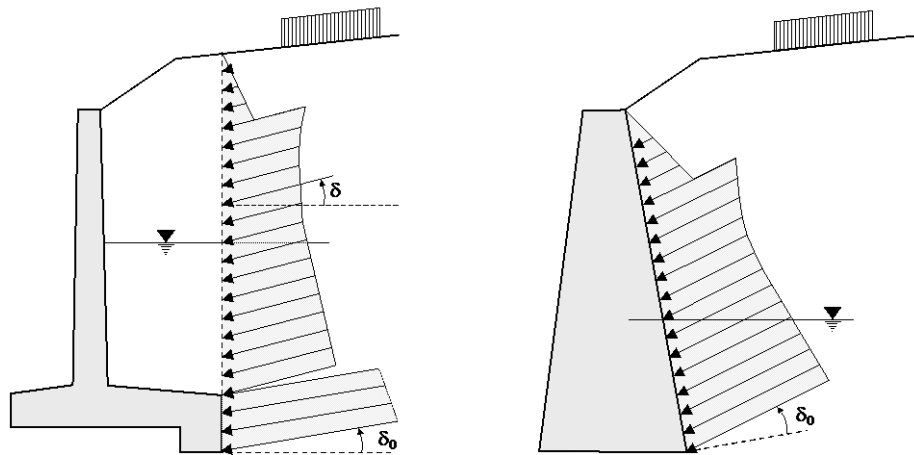
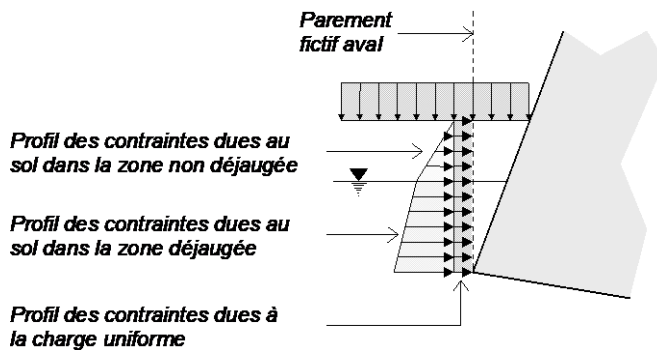


Figure 17 : Poussée des terres en amont du mur

## 2.8 Butée des terres chargées aval

Le calcul de la butée aval des terres chargées sur le parement fictif est fait, pour chaque combinaison, avec les différentes pondérations des poids volumiques des sols et de la densité de la charge aval.

Sa détermination s'effectue à partir de la théorie de Rankine pour une surface du sol horizontale et un parement vertical (Figure 18).



Profil des contraintes dues à la charge uniforme

Figure 18 : Action des terres situées en aval du mur

Dans ce cas, l'inclinaison des contraintes de butée sur la normale à l'écran est nulle et leur profil, triangulaire, est donné par :

$$\sigma = k_p \cdot \gamma \cdot y$$

avec :

- $k_p$  : coefficient de butée réduite,
- $\gamma$  : poids volumique du sol ( $\gamma'$  dans la zone déjaugée),
- $y$  : distance par rapport à la surface du sol.

L'action d'une charge uniformément répartie d'intensité  $q_a$ , placée sur le sol, produit une contrainte supplémentaire sur le parement fictif de la forme :

$$\sigma = k_p \cdot q_a$$

NOTA : Sauf cas particuliers, on néglige la butée aval des terres (chargées ou non) par sécurité, dans l'éventualité d'une diminution ou d'une suppression de cette butée à l'occasion d'une fouille devant le mur. Pour cette raison, la valeur proposée par défaut est  $k_p = 0$ .

## 2.9 Action de l'eau

Le programme permet d'introduire une zone noyée en amont et en aval. L'eau intervient de trois manières :

- par son poids propre dans les parties de sol isolées par le mur et les parements fictifs avant ou arrière (cf. § 2.5.3),
- par la pression hydrostatique de l'eau sur les parements fictifs amont et aval (parement réel amont pour les murs poids),
- par les sous-pressions sous la semelle.

Ces dernières sont calculées, quel que soit le type de mur, en admettant que la charge varie linéairement avec l'abscisse horizontale.



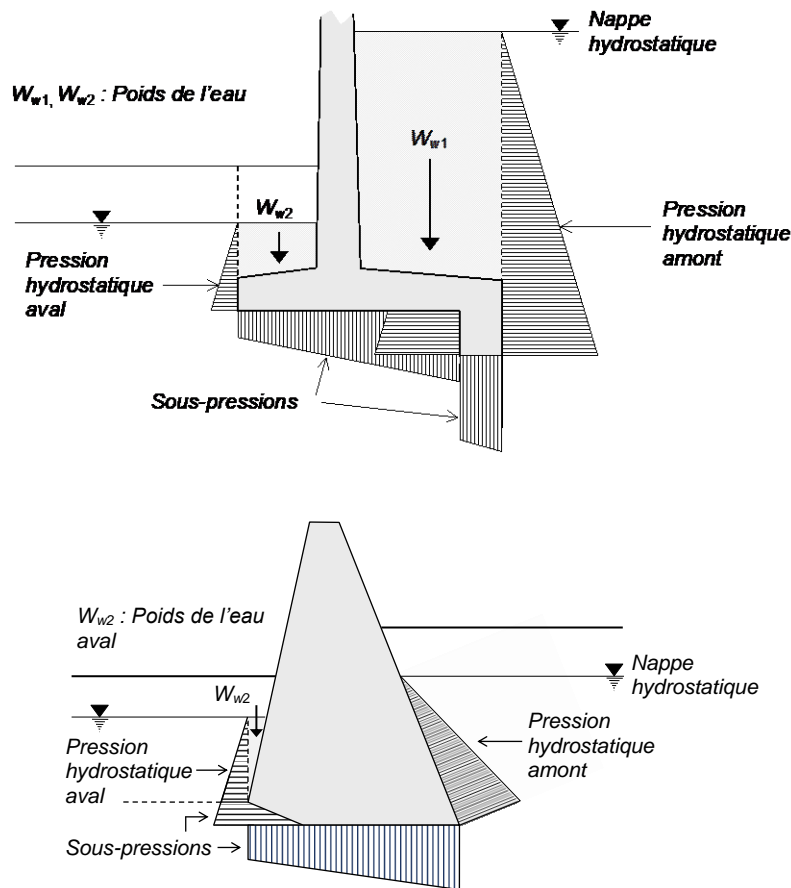


Figure 19 : Action de l'eau sur le système étudié

## 2.10 Chargement direct en tête de voile

Le haut du voile peut être chargé en son milieu par un chargement ponctuel à trois composantes :

- force horizontale ( $F$ ),
- force verticale ( $V$ ),
- moment d'axe parallèle à la crête du mur ( $M$ ).

Pour l'étude de la **stabilité externe** (cf. § 2.12.6) du mur, ce chargement ponctuel est réparti uniformément sur l'ensemble de la longueur du plot afin d'être combiné avec les autres actions.

Pour l'étude de la **résistance interne** (cf. § 2.14) du mur, les efforts dans le voile sont calculés en prenant en compte une diffusion de ces efforts concentrés, limitée par la longueur du plot. Cette diffusion est définie par la tangente de l'angle de diffusion par rapport à la verticale (Figure 20), fournie en donnée. Sa valeur par défaut est de 1, soit  $\beta = 45^\circ$ .

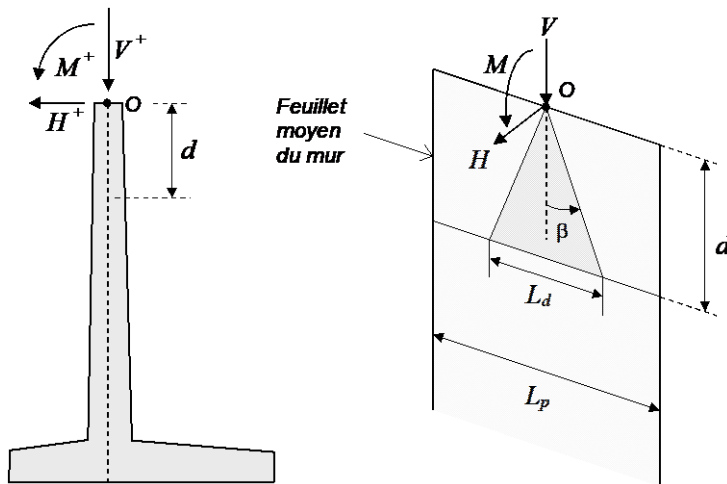


Figure 20 : Diffusion des efforts dans le voile du mur

Soit  $m$  le moment diffusé par unité de longueur à la profondeur  $d$  (Figure 20), on a :

$$m = \frac{M + H \cdot d}{L_d}$$

$$\text{avec : } L_d = 2d \cdot \tan(\beta)$$

Le ferrailage du plot sera calculé en considérant que  $m$  règne sur la totalité de la longueur  $L_p$  du plot (l'effort normal est négligé), soit pour un moment total :

$$M_d = m \cdot L_p = (M + H \cdot d) \cdot \frac{L_p}{L_d}$$

Ce qui revient à majorer en appliquant un coefficient  $\frac{L_p}{L_d}$  au moment ramené en  $d$  lorsque  $L_d < L_p$ .

Comme pour les charges de talus, ce chargement peut être défini comme permanent ou variable. Ses modalités de prise en compte dans les combinaisons d'actions sont détaillées au paragraphe 2.12 Combinaisons Eurocodes appliquées aux soutènements..

## 2.11 Modélisation de la réaction du sol

La réaction du sol est calculée de manière différente si l'on est aux ex Règles Françaises (F62 tit V modifié) et aux Eurocodes :

- Fascicule 62 titre V modifié : diagramme de pression trapézoïde ou triangulaire (la pression varie linéairement sur la partie de semelle comprimée)
- Eurocode : la pression est uniforme et constante sous la partie comprimée.

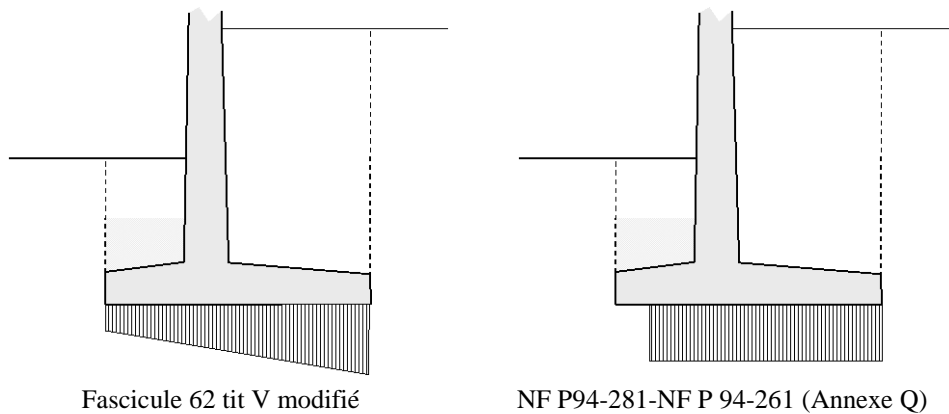


Figure 21 : Modélisation de la réaction du sol selon le règlement

## 2.12 Combinaisons Eurocodes appliquées aux soutènements

Les justifications de la stabilité du mur sont faites selon la méthode des états-limites. Les combinaisons étudiées sont formées à partir des actions qui sollicitent l'ouvrage, affectées de leurs coefficients de pondération. Dans le cas des murs, ces actions, présentées précédemment, sont principalement :

- les actions dues au sol (poussée, poids, butée),
- les actions dues aux charges d'exploitation transmises par le sol (poussée, poids, butée),
- les actions dues à l'eau,
- les actions à transmission directe (poids du mur, chargement direct en tête de voile).

### 2.12.1 Application des charges combinées

Les principales notations utilisées pour définir les coefficients des combinaisons d'actions sont données ci-après :

- $\gamma_{gm}$  : coefficient de pondération appliqué au poids propre du mur,
- $\gamma_{gs}$  : coefficient de pondération appliqué au poids volumique du remblai (amont et aval),
- $\gamma_p$  : coefficient de pondération appliqué à la poussée amont,
- $\gamma_b$  : coefficient de pondération appliqué à la butée aval,
- $\gamma_{gw}$  : coefficient de pondération appliqué aux effets de l'eau (pression, sous pression, poids),
- $\gamma_{qw}$  : coefficients de pondération appliqués aux effets des charges de remblai amont,
- $\gamma_{qwa}$  : coefficient de pondération appliqué aux effets des charges de remblai aval,
- $\gamma_{qv}$  : coefficient de pondération appliqué au chargement en tête du voile,
- $\gamma_{s3}$  : coefficient de méthode.

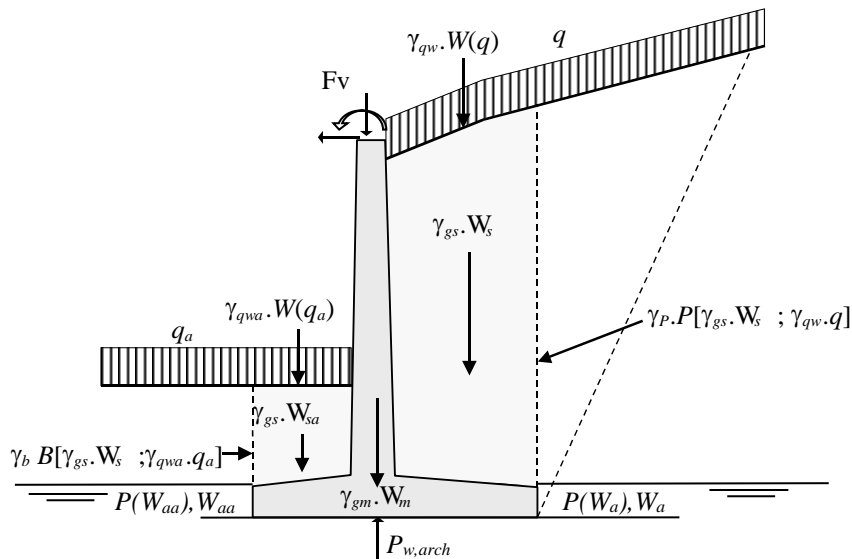


Figure 22 : Coefficients partiels appliqués au mur, au sol et aux charges

Avec ces notations, une sollicitation de calcul prend la forme générale suivante :

$$\gamma_{s3} \cdot S \left\{ \gamma_{gm} \cdot W_m + \gamma_{gs} \cdot W_s + \gamma_{gw} \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) + P_{warchim} \right) + \sum_i \gamma_{qwi} \cdot Wq_i + \gamma_p \cdot P \left( \gamma_{gs} \cdot W_s, \sum_i \gamma_{qwi} \cdot q_i \right) \right\}$$

On peut en plus prendre en compte si nécessaire les effets de la charge de remblai aval et du chargement direct en tête de voile et le cas échéant de la butée des terres :

$$+ \gamma_{s3} \cdot S \left\{ \gamma_{qwa} \cdot Wq_a + \gamma_b B(\gamma_{gs} \cdot W_s, \gamma_{qwa} \cdot q_a) + \gamma_{qv} \cdot F_v \right\}$$

Le coefficient  $\gamma_q$  affecte les 2 effets des charges de remblai: son effet pondéral, noté  $Wq$ , et l'augmentation de la poussée, notée  $P(q)$  ou de la butée  $B(q_a)$ .

De même, le coefficient  $\gamma_{gs}$  affecte les 2 effets des actions dues au sol : son effet pondéral et son effet de poussée (éventuellement de butée à l'aval). Il couvre, outre l'incertitude sur le poids volumique, l'incertitude sur les volumes.

Le coefficient  $\gamma_p$ , qui s'applique à la poussée, est lié à l'incertitude portant sur les facteurs autres que le poids (caractéristiques mécaniques du remblai, méthode de calcul), dont dépendent l'intensité et la distribution des forces de poussée.

NB : L'action de butée des terres est généralement négligée. Cette action est prise en compte uniquement dans le cas où l'on est sûr d'assurer les caractéristiques de butée, voir même uniquement celles de poussée (valeurs plus réalistes en petites déformations).

Les combinaisons ont été établies pour être cohérentes autant que possible avec la nouvelle réglementation des calculs des murs (norme française sur le calcul des murs et EN 1997-1 et EN 1990-Annexe A2).

Dans l'approche « 2 » de calcul retenue pour ces ouvrages, les facteurs partiels sont appliqués aux actions - ou à leurs effets - et aux résistances du terrain. Par ailleurs, les mêmes combinaisons d'actions sont utilisées pour justifier aux ELU aussi bien la résistance de la structure (STR) que celle du terrain de fondation (GEO). Ces combinaisons d'actions sont celles définies à l'article 6.4.3 de la norme EN1990 et complétées pour les ponts par les dispositions de la norme EN1990 A1/NA (Annexe A2).

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj,\text{sup}} \cdot G_{kj,\text{sup}} + \gamma_{Gj,\text{inf}} \cdot G_{kj,\text{inf}}) + \gamma_{Gw} \cdot G_w + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Avec les notations précédentes,  $\gamma_{s3} = 1$ , une sollicitation de calcul prend la forme générale suivante :

$$S \left\{ \gamma_{gm} \cdot W_m + \gamma_{gs} \cdot W_s + \gamma_{gw} \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + \sum_i \gamma_{qwi} \cdot Wq_i + \gamma_p \cdot P \left( \gamma_{gs} \cdot W_s ; \sum_i \gamma_{qwi} \cdot q_i \right) \right\}$$

### 2.12.2 Combinaisons à l'ELU :

On distingue deux types de combinaisons, désignées par les indices « max » et « min », selon que l'on considère que les actions ont un caractère défavorable ou favorable.

Par nature, la méthode de Culmann n'est pas linéaire vis-à-vis de la superposition de plusieurs charges, ce qui interdit de représenter les sollicitations sous une forme développée. Ainsi la poussée de 2 actions combinées est généralement moindre :

$$P(\alpha \cdot W_s ; \beta \cdot q_i) \leq \alpha \cdot P(W_s) + \beta \cdot P(q_i)$$

Il n'est pas possible ici d'affecter un coefficient dans le cas non linéaire à cause du couplage dans le calcul de la poussée entre les 2 actions effets des terres amont et des charges de trafic appliquées sur ces terres.

Les combinaisons suivantes sont déclinées pour les calculs non linéaires et linéaires comme décrit dans l'Eurocode :

**Dans les combinaisons « G<sub>max</sub> » et « Q<sub>max</sub> », on considère que le poids des terres présente un caractère défavorable.**

La combinaison G<sub>max</sub> est une combinaison fondamentale de type permanent qui s'écrit sous la forme :

$$G_{\text{max}} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0; 1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$G_{\text{max}} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0; 1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$G_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques

La combinaison Qmax est une combinaison fondamentale qui s'écrit sous la forme :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot W_{q1} + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s; 1,35 \cdot q_1) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot W_{q1} + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot q_1) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot W_{q1} + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot q_1) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

Le chargement  $q_1$  doit être défini de telle sorte que  $W_{q1}$  soit maximal, c'est-à-dire, pour les murs en T renversé, de telle sorte que les charges de talus soient placées le plus près possible du voile.

On rappelle que pour l'action de l'eau, la pondération est toujours la même pour le poids et la poussée.

**Dans les combinaisons « Gmin » et « Qmin », on considère que le poids des terres présente un caractère favorable vis-à-vis de la stabilité.**

La combinaison  $G_{\min}$  est une combinaison fondamentale de type permanent qui s'écrit sous la forme :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

L'annexe nationale de l'EC0-A2 a retenu le coefficient 1,35 pour les actions de poussée des charges permanentes et celles des charges d'exploitation pour les culées et les murs attenants les culées dans ce calcul contrairement à l'Eurocode qui stipule respectivement 1,35 et 1,5.

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

La combinaison fondamentale  $Q_{\min}$  peut s'écrire sous la forme :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s; 1,0 \cdot q_2) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot q_2) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot q_2) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques

(A noter ici qu'avec le coefficient de la norme 1,5 au lieu de 1,35 dans l'annexe nationale, les 2 équations seraient différentes)

Le chargement  $q_2$  doit être défini de telle sorte que  $W_{q_2}$  soit minimal, c'est-à-dire, pour les murs en T renversé, de telle sorte que les charges de talus soient placées au-delà de l'écran fictif vertical.

### 2.12.3 **Combinaisons à l'ELS :**

À l'ELS, les combinaisons  $G_{\max}$  et  $G_{\min}$  se confondent pour donner la combinaison représentative de l'état permanent de l'ouvrage (à utiliser, par exemple, pour les calculs de tassement) :

$$G_{\max} = G_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s) \right\}$$

$$Q_{\max} = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + W_{q_1} + P(W_s, q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s, q_2) \right\}$$

### 2.12.4 **Récapitulatif des combinaisons d'actions :**

#### ▪ **Combinaisons ELS**

$$G = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s) \right\}$$

$$Q_{\max} = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + W_{q_1} + P(W_s, q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s, q_2) \right\}$$

#### ▪ **Combinaisons ELU**

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot W_{q_1} + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s; 1,35 \cdot q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left( \sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s; 1,0 \cdot q_2) \right\}$$

### 2.12.5 **Prise en charge des combinaisons d'actions par le programme**

Dans le programme MUR, les combinaisons d'actions sont prises en charge par un tableau de coefficients accessible par l'onglet « Combinaisons ». Ce tableau, propose certaines combinaisons appelées « Combinaisons

standards », prévues pour la plupart des cas courants. Il est toutefois possible de les modifier en « Combinaisons personnalisées », afin de les adapter aux particularités de chaque projet.

Le tableau ci-dessous récapitule les coefficients des combinaisons d'actions aux états-limites de service (ELS) et aux états-limites ultimes (ELU) aux Eurocodes (les coefficients propres à des chargements variables ont été mis en italiques).

	Combinaison		Poids mur	Poids terres	Poussée terres	Eau	Charge aval	Charge amont	Charge Tête Voile
		$\gamma_s$	$\gamma_{gm}$	$\gamma_{gs}$	$\gamma_p$	$\gamma_w$	$\gamma_{qva}$	$\gamma_{qw}$	$\gamma_{qv}$
ELS	<b>G</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00/1,00	0,00/1,00
	<b>Q Cara</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00/1,00	1,00/1,00
	<b>Q Freq</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00/1,00	0,75*/1,00
ELU	<b>Gmax</b>	1,00	1,35	1,35	1,00	1,00/1,20	0,00	0,00/1,35	0,00/1,35
	<b>Gmin</b>	1,00	1,00	1,00	1,35	1,00/1,20	0,00	0,00/1,00	0,00/1,00
	<b>Qmax</b>	1,00	1,35	1,35	1,00	1,00/1,20	1,35	1,35/1,35	1,35/1,35
	<b>Qmin</b>	1,00	1,00	1,00	1,35	1,00/1,20	1,00	1,00/1,00	1,00/1,00

**Tableau 1 :** Coefficients de pondération des combinaisons d'action aux Eurocodes

Le tableau des combinaisons standards aux ex-règles françaises (F62 adapté) est de la forme suivante :

	Combinaison		Poids mur	Poids terres	Poussée terres	Eau	Charge aval	Charge amont	Charge Tête Voile
		$\gamma_s$	$\gamma_{gm}$	$\gamma_{gs}$	$\gamma_p$	$\gamma_w$	$\gamma_{qva}$	$\gamma_{qw}$	$\gamma_{qv}$
ELS	<b>G</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00/1,00	0,00/1,00
	<b>Q Rare</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00/1,00	1,00/1,00
	<b>Q Freq</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00/1,00	0,60*/1,00
ELU	<b>Gmax</b>	1,125	1,20	1,20	1,00	1,00/1,05	0,00	0,00/1,20	0,00/1,20
	<b>Gmin</b>	1,125	0,90	0,90	1,20	1,00/1,05	0,00	0,00/0,90	0,00/0,90
	<b>Qmax</b>	1,125	1,20	1,20	1,00	1,00/1,05	1,33	1,33/1,20	1,33/1,20
	<b>Qmin</b>	1,125	0,90	0,90	1,20	1,00/1,05	0,90	0,90/0,90	0,90/0,90

**Tableau 2 :** Adaptation des coefficients de pondération des combinaisons d'action au règlement français

\*La valeur de ce coefficient est donnée à titre indicatif car elle dépend en pratique du chargement.

### 2.12.6 Détermination du type permanent ou variable de chaque combinaison

Certaines justifications utilisent des critères qui nécessitent de connaître le type des sollicitations :

- l'état-limite de service de décompression du sol (cf. § 2.13.7), où l'on distingue les combinaisons rares et les combinaisons quasi permanentes,

Le programme MUR considère qu'une combinaison d'actions est permanente lorsque tous les chargements qui y figurent sont permanents, ce principe s'appliquant aussi bien aux combinaisons standards qu'aux combinaisons personnalisées.

Pour le chargement direct en tête de voile et les chargements du talus, le caractère permanent ou variable est déclaré par l'utilisateur lors de la définition du chargement.

La charge de remblai aval est quant à elle toujours considérée comme variable.

## 2.13 Justification de la stabilité externe de la semelle

### 2.13.1 Principe des justifications

#### 2.13.1.1 Selon l'Eurocode 7

La justification de la stabilité externe du mur consiste à vérifier, pour les différentes combinaisons d'actions, les 5 critères définis par la norme d'application nationale sur la justification des murs de soutènement (NF P 94-281) :

- Aux états-limites ultimes (ELU) :
  - état-limite de mobilisation de la capacité portante;
  - état-limite de glissement;
  - état-limite de renversement par limitation de l'excentrement.
- Aux états-limites de service (ELS) :
  - état-limite de mobilisation de la capacité portante;
  - état-limite de décompression du sol par limitation de l'excentrement.

#### 2.13.1.2 Selon l'ex règlement Français (F62 modifié)

La justification de la stabilité externe du mur consiste à vérifier, pour les différentes combinaisons d'actions, les 5 critères définis par l'ancien Fascicule 62, Titre V, du CCTG :

- Aux états-limites ultimes (ELU) :
  - état-limite de mobilisation de la capacité portante;
  - état-limite de glissement;
  - état-limite de renversement.
- Aux états-limites de service (ELS) :
  - état-limite de mobilisation de la capacité portante;
  - état-limite de décompression du sol.

### 2.13.2 Sollicitations sur le sol de fondation

Pour chaque combinaison d'actions, les efforts exercés par la fondation sur le sol (contraintes effectives) sont calculés dans un repère direct  $XAY$  ayant pour origine l'arête avant du mur.

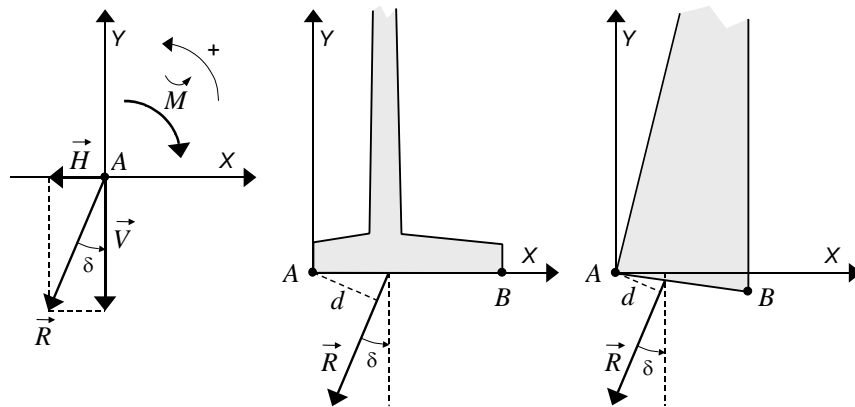


Figure 23 : Conventions de signe pour les efforts sur le sol

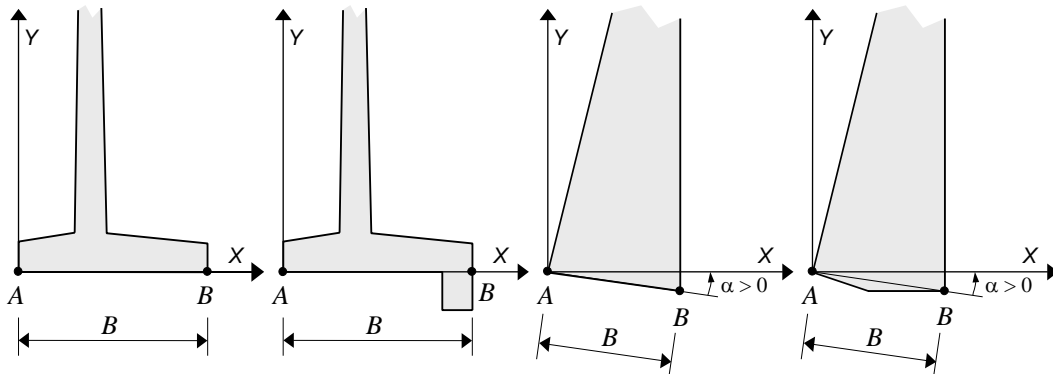
On obtient ainsi un torseur  $H \leq 0$ ,  $V < 0$ ,  $M < 0$ , qui peut être ramené à sa résultante  $\vec{R}$  et son « bras de levier »  $d$ , tels que :

$$R = |\vec{R}| = \sqrt{V^2 + H^2} = |V| \cdot \cos(\delta) + |H| \cdot \sin(\delta), \quad \delta = \arctan\left(\left|\frac{H}{V}\right|\right), \quad d = \frac{|M|}{R}$$



### 2.13.3 Modélisation de la fondation

Pour toutes les justifications, excepté l'état-limite ultime de glissement, la fondation du mur est modélisée (**Figure 24**) par un segment  $AB$  de largeur  $B$  et d'inclinaison  $\alpha$  (le sens de l'angle  $\alpha$  est choisi de sorte qu'il soit positif dans les cas courants).

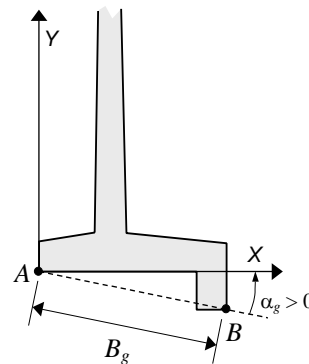


**Figure 24** : Direction de la semelle en fonction du type de mur.

- Pour les murs en T renversé, avec ou sans bêche, le point  $A$  est l'arête avant de la semelle et le segment  $AB$  est horizontal.
- Pour les murs poids, le segment  $AB$  relie l'arête avant à l'arête arrière.

Pour la justification vis-à-vis de l'état-limite ultime de glissement, la fondation du mur est modélisée par un segment  $AB$  de largeur  $B_g$  et d'inclinaison  $\alpha_g$ .

- Pour les murs en T renversé avec bêche, le point  $A$  est l'arête avant de la semelle et le point  $B$  est l'arête arrière de la bêche (Figure 25).
- Dans les autres cas,  $B_g = B$  et  $\alpha_g = \alpha$ .



**Figure 25** : Direction de la semelle pour les justifications vis-à-vis du glissement.

### 2.13.4 États-limites ultime et de service de mobilisation de la capacité portante

Ces deux critères concernant la mobilisation de la capacité portante ont été regroupés dans le même paragraphe car leur vérification est formellement identique.

- L'état limite ultime est destiné à éviter le poinçonnement du sol de fondation.
- L'état limite de service est destiné à éviter l'application au sol de fondation de contraintes proches de sa contrainte de fluage. **Il ne dispense en aucune manière de vérifier si besoin que les tassements attendus sont compatibles avec la destination de l'ouvrage.**

#### 2.13.4.1 Règlement Eurocodes

Pour justifier le mur de soutènement aux états limites de mobilisation de la capacité portante selon les Eurocodes, il faut vérifier le critère de limitation de la charge transmise au terrain suivant les relations suivantes :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad (\text{Eq 9.2.1.1 NF P94-281})$$

où :

- $V_d$  est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain (notée  $V$  dans les conventions de la **Figure 23**),
- $R_0$  est la valeur du poids de volume du sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après les travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux, soit :

$$R_0 = L_{\text{plot}} B q_0,$$

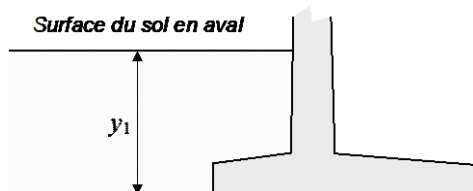
Avec  $L_{\text{plot}}$  longueur du plot considéré,  $B$  largeur de la semelle et  $q_0$  la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base du mur en l'absence de celui-ci, calculée par la programme.

- $R_{v;d}$  est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur.

#### 2.13.4.1.1 Expression de la contrainte totale verticale $q_0$

Le programme MUR calcule  $q_0$  de la façon suivante :

Cas 1 : absence de zone noyée en aval (**Figure 26**).



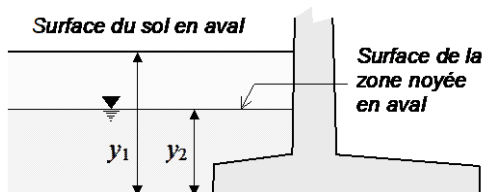
**Figure 26** : Définition de  $y_1$  dans le cas d'une zone sèche en aval

$$q_0 = \gamma \cdot y_1$$

avec :

- $\gamma$  : Poids volumique des terres non déjaugées.
- $y_1$  : Distance entre la surface libre des terres aval et la base de la semelle.

Cas 2 : présence d'une zone noyée en aval ( $0 < y_2 \leq y_1$ ) (**Figure 27**).



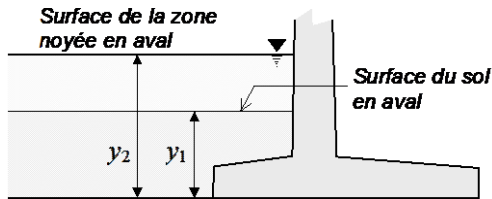
**Figure 27** : Définition de  $y_1$  et de  $y_2$  dans le cas d'une zone noyée en aval

$$q_0 = \gamma \cdot y_1$$

avec :

- $\gamma$  : Poids volumique des terres non déjaugées.
- $y_1$  : Distance entre la surface libre des terres aval et la base de la semelle.
- $y_2$  : Distance entre la limite de la zone noyée et la base de la semelle.

Cas 3 : présence d'une zone noyée en aval ( $0 \leq y_1 \leq y_2$ ) (**Figure 28**).



**Figure 28** : Définition de  $y_1$  et de  $y_2$  dans le cas d'une zone noyée en aval

$$q_0 = \gamma \cdot y_1 + (\gamma - \gamma') \cdot (y_2 - y_1)$$

avec :

$\gamma$  : Poids volumique des terres non déjaugées.

$\gamma'$  : Poids volumique des terres déjaugées.

$y_1$  : Distance entre la surface libre des terres aval et la base de la semelle.

$y_2$  : Distance entre la limite de la zone noyée et la base de la semelle.

#### 2.13.4.1.2 Evaluation de la résistance nette du terrain sous le mur

$R_{v;d}$  est déterminée à partir des relations suivantes :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} \quad (\text{Eq 9.2.1.3 NF P94-281})$$

$$\text{et } R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d;v}} \quad (\text{Eq 9.2.1.4 NF P94-281})$$

où :

- $R_{v;k}$  est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous le mur
- $\gamma_{R;v}$  est la valeur du facteur partiel sur la portance suivant la situation de calcul et l'état limite considéré, sa valeur est donnée dans le Tableau 3,
- $A'$  est la valeur de la surface effective de la semelle

$$A' = L_{plor} \cdot B_{eff}$$

L'Annexe Q de la norme NF P 94-261 – Fondations superficielles, traite uniquement le cas d'un diagramme de pression rectangulaire:  $B_{eff} = B_{comp}$

$$B_{comp} = B \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \quad \text{et } q'_{\max, \min} = \frac{N}{B \cdot L_p} \left(1 - \frac{2|e|}{B}\right)$$

$$\text{Si } \frac{|e|}{B} = \frac{1}{6}, B_{eff} = B_{comp} = \frac{2}{3} \cdot B$$

Dans le cas d'un diagramme de pression trapézoïdal (non implémenté dans MUR), on a :

$$B_{eff} = \frac{2}{3} \cdot B_{comp}$$

- Si  $\frac{|e|}{B} \leq \frac{1}{6}$  (résultante dans le tiers central), la semelle est entièrement comprimée.

$$B_{comp} = B \quad \text{et } q'_{\max, \min} = \frac{N}{B \cdot L_p} \left(1 \pm \frac{6|e|}{B}\right), B_{eff} = \frac{2}{3} \cdot B_{comp} = \frac{2}{3} \cdot B$$

- Si  $\frac{|e|}{B} > \frac{1}{6}$ , la semelle est partiellement décomprimée.

$$B_{comp} = \frac{3}{2} (B - 2|e|) \quad \text{et } q'_{\max} = \frac{4}{3} \frac{N}{(B - 2|e|) \cdot L_p}, q'_{\min} = 0, B_{eff} = \frac{2}{3} \cdot B_{comp} = B \cdot \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

Avec "e" l'excentrement de la résultante déterminé comme dans le paragraphe 2.13.4.2.5,

- $q_{\text{net}}$  est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement calculée par le programme MUR à partir de la donnée d'entrée "contrainte de rupture du sol de fondation (kPa ou t/m<sup>2</sup>)"  $q'_u$  par la relation :  $q_{\text{net}} = q'_u \cdot i_\delta$ . La valeur de  $q'_u$  entrée dans les données par l'utilisateur peut provenir uniquement d'une estimation par méthode pressiométrique ou pénétrométrique<sup>2</sup>. On a donc, d'après les annexes de la norme NF P 94-261 (Justification des fondations superficielles) :

- pour la méthode pressiométrique :  $q_{\text{net}} = q'_u \cdot i_\delta = (k_p \cdot p_{le} \cdot i_\beta) \cdot i_\delta$
- pour la méthode pénétrométrique :  $q_{\text{net}} = q'_u \cdot i_\delta = (k_c \cdot q_{ce} \cdot i_\beta) \cdot i_\delta$

L'utilisateur doit donc entrer la valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sans le coefficient de réduction de la portance  $i_\delta$ .

Le coefficient  $i_\delta$  est calculé de la manière suivante (NF P 94-261 – annexe D) :

- Dans le cas d'un comportement purement cohérent :

$$i_{\delta;c;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad (\text{Eq D.2.4.1 NF P94-261})$$

- Dans le cas d'un comportement purement frottant :

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2\delta}{\pi}\right) e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta < \frac{\pi}{4} \quad (\text{Eq D.2.4.2 NF P94-261})$$

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta \geq \frac{\pi}{4} \quad (\text{Eq D.2.4.3 NF P94-261})$$

- Dans le cas d'un comportement à la fois frottant et cohérent :

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + \left(i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}\right) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}}\right) \quad (\text{Eq D.2.4.4 NF P94-261})$$

où  $\alpha$  est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

- $\gamma_{R;d,v}$  est le coefficient de modèle associé à la méthode de calcul de la portance, il vaut :
  - 1,0 lorsque la portance est estimée à partir des données pressiométriques ou pénétrométriques<sup>2</sup>.
- $\gamma_{R,v}$  est la valeur du facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU pour les situations durables et transitoires, donnée par le tableau suivant :

	$\gamma_{R,v}$
ELU Fondamental	1,4
ELU Accidentel	1,2
ELS Quasi-permanent	2,3
ELS Caractéristique	2,3

**Tableau 3 :** Valeur du facteur partiel de portance  $\gamma_{R,v}$

<sup>2</sup> Les autres méthodes d'estimation de la contrainte du terrain sous une fondation à partir des propriétés de cisaillement du sol ne sont pas implémentées dans cette version du programme MUR.

### 2.13.4.2 Ex Règlement français (Fascicule 62 modifié)

Dans les deux cas de vérification de l'état limite de mobilisation de la capacité portante, il faut vérifier que la contrainte appliquée, dite « contrainte de référence », reste inférieure à une contrainte limite dépendant des caractéristiques du sol de fondation :

$$q'_{ref} \leq \frac{(q'_u - q'_0) \cdot i_\delta}{\gamma_q} + q'_0$$

où :

- $q'_u$  est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée.
- $q'_0$  est la pression verticale effective du sol à l'aval de la semelle.
- $i_\delta$  est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison  $\delta$  sur la verticale de la résultante des charges sollicitant la fondation.
- $\gamma_q$  est le coefficient partiel de sécurité.

Pour les justifications vis-à-vis de ces deux états-limites, la semelle est caractérisée par sa largeur  $B$  et son inclinaison  $\alpha$ , conformément à la modélisation décrite en 2.13.3.

#### 2.13.4.2.1 Évaluation de la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée (ex règlement français)

$q'_u$  peut être évalué suivant l'annexe B.1 du Fascicule 62, Titre V, du CCTG, à partir des essais pressiométriques :

$$q'_u - q'_0 = k_p \cdot p_{ie}^*$$

ou suivant l'annexe B.2, à partir des essais de pénétration statique :

$$q'_u - q'_0 = k_c \cdot q_{ce}$$

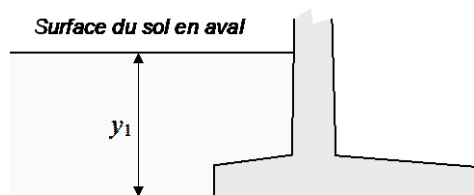
Cette valeur est entrée en donnée dans le panneau « Caractéristiques de sol ».

A noter que  $q'_u$  dépend en principe de la largeur  $B$  de la semelle. Lorsque le programme MUR dimensionne cette largeur  $B$ , la contrainte  $q'_u$  ne suit pas les variations de  $B$ . Ces variations sont faibles, mais il est conseillé à l'issue d'un calcul d'optimisation de la semelle ayant fortement modifié la largeur de celle-ci de recalculer  $q'_u$  et de vérifier à nouveau la stabilité du mur optimisé.

#### 2.13.4.2.2 Expression de la pression verticale effective du sol à l'aval de la semelle (ex règlement français F62)

Le programme MUR calcule  $q'_0$  de la façon suivante :

Cas 1 : absence de zone noyée en aval (**Figure 29**).



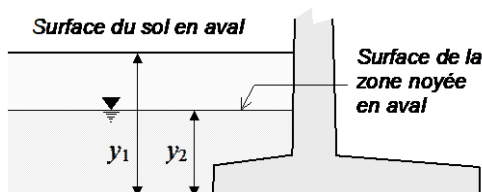
**Figure 29** : Définition de  $y_1$  dans le cas d'une zone sèche en aval

$$q'_0 = \gamma \cdot y_1$$

avec :

- $\gamma$  : Poids volumique des terres non déjaugées.
- $y_1$  : Distance entre la surface libre des terres aval et la base de la semelle.

Cas 2 : présence d'une zone noyée en aval ( $0 < y_2 \leq y_1$ ) (**Figure 30**).



**Figure 30** : Définition de  $y_1$  et de  $y_2$  dans le cas d'une zone noyée en aval

$$q'_0 = \gamma \cdot (y_1 - y_2) + \gamma' \cdot y_2$$

- $\gamma$  : Poids volumique des terres non déjaugées.
- $y_1$  : Distance entre la surface libre des terres aval et la base de la semelle.
- $\gamma'$  : Poids volumique des terres déjaugées.
- $y_2$  : Distance entre la limite de la zone noyée et la base de la semelle.

## 2.13.4.2.3 Expression du coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison (ex règlement français F62)

L'expression de  $i_\delta$  varie suivant la nature du sol de fondation et l'inclinaison  $\delta$  de la résultante des efforts. Le programme MUR calcule  $i_\delta$  selon la méthode du Fascicule 62, Titre V, annexe F.1 :

$$\begin{aligned} \text{- sol frottant : } i_\delta &= \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}} \\ \text{- sol cohérent : } i_\delta &= \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \end{aligned}$$

où :

- l'inclinaison  $\delta$  est exprimée en degrés,
- $D_e$  désigne la hauteur d'encastrement équivalente, prise égale à  $y_1$ , défini en 2.13.4.2.2 ci-dessus.
- $B$  désigne la largeur de la semelle.

Dans le cas de murs poids à base inclinée le programme MUR calcule en fait  $i_\delta$ , avec  $\delta' = \delta - \alpha$  (cf. § 2.13.3), en considérant que l'on peut assimiler la face inférieure de la semelle à l'horizontale.

NOTA : La hauteur de sol aval  $y_1$  intervient favorablement à deux titres dans les justifications vis-à-vis de la mobilisation de la capacité portante :

- dans l'expression de  $q'_0$ ,
- dans l'expression de  $i_\delta$ . (pour les sols frottants).

Il y est conseillé d'adopter une valeur réaliste, sous peine de sur-dimensionner indûment la fondation.

## 2.13.4.2.4 Expression du coefficient partiel de sécurité (ex règlement français F62)

En principe, le Fascicule 62, Titre V, fixe les valeurs de  $\gamma_q$  à :

- 2 vis-à-vis des ELU (art. B.3.1.1),
- 3 vis-à-vis des ELS (art. B.3.1.2).

Toutefois, si ces valeurs sont tout à fait acceptables dans le cas des fondations « traditionnelles », elles s'avèrent très contraignantes dans le cas des murs de soutènement, pour lesquels la forte inclinaison de la résultante sous la base entraîne une diminution considérable de la contrainte admissible par le biais du coefficient  $i_\delta$ . C'est notamment pour cette raison que ledit fascicule exclut les soutènements de son champ d'application (art. A.1.1).

Sachant que les valeurs de  $i_\delta$  sont assez bien confirmées par les études théoriques et expérimentales, la démarche adoptée dans le programme MUR, conforme au « Guide de conception générale des soutènements » (SETRA 1999 – F9849), consiste à accepter une valeur du coefficient de sécurité d'autant plus faible que la résultante est inclinée. Elle s'inspire en cela des pratiques adoptées pour les fondations sur versant, où l'on sait qu'on ne peut obtenir un coefficient de sécurité au grand glissement supérieur à celui du versant naturel.

Des études paramétriques ont montré que l'on peut adopter pour  $\gamma_q$  une expression de la forme :

$$\gamma_q = \gamma_{qV} \cdot i_\delta^2 + \gamma_{qH} \cdot (1 - i_\delta^2)$$

où :

- $\gamma_{qV}$  est le coefficient de sécurité pour une charge verticale ( $i_\delta = 1$ ), pris égal aux valeurs de  $\gamma_q$  définies par le Fascicule 62 titre V.
- $\gamma_{qH}$  est le coefficient de sécurité « asymptotique » que l'on est prêt à « consentir » lorsque  $i_\delta \rightarrow 0$ .

Les valeurs mises par défaut dans le programme MUR de  $\gamma_{qV}$  et  $\gamma_{qH}$  sont les suivantes :

	ELU	ELS
$\gamma_{qV}$	2,00	3,00
$\gamma_{qH}$	1,50	2,00

**Tableau 4 :** Coefficients de sécurité  $\gamma_{qV}$  et  $\gamma_{qH}$

## 2.13.4.2.5 Expression de la contrainte de référence (ex règlement français F62)

La contrainte  $q'_{ref}$  est définie dans l'hypothèse d'une variation linéaire des contraintes normales effectives sous la base de la semelle. Elle vaut :

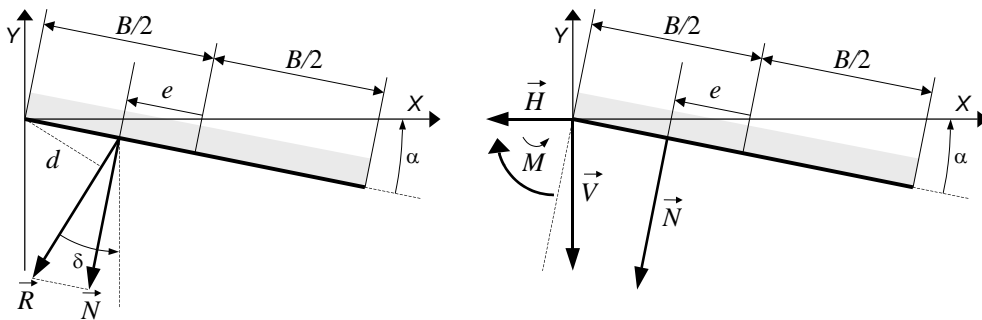
$$q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4}$$

Elle est peu différente de la contrainte moyenne de Meyerhof, basée sur l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes sur une partie de la semelle.

$q'_{max}$  et  $q'_{min}$  sont déduites de la résultante  $R$  des sollicitations sur le sol de fondation et de son excentricité  $e$  par rapport au centre de la semelle.

Partant des résultats du paragraphe 2.13.2, on trouve immédiatement (**Figure 31**) :

$$\left| \begin{array}{l} N = R \cdot \cos(\delta - \alpha) \\ e = \frac{B}{2} - \frac{R \cdot d}{N} = \frac{B}{2} - \frac{d}{\cos(\delta - \alpha)} \end{array} \right., \text{ ou : } \left| \begin{array}{l} N = |V| \cdot \cos(\alpha) + |H| \cdot \sin(\alpha) \\ e = \frac{B}{2} - \frac{|M|}{N} \end{array} \right.$$



**Figure 31** : Résultante des contraintes normales sur le sol.

Les points A et B jouant un rôle symétrique par rapport à  $e$  (**Figure 32**), on ne s'intéressera qu'à la valeur absolue de  $e$ , sachant que pour  $e > 0$  la contrainte maximale sera en A et pour  $e < 0$  en B.

En notant :

- $B'$  la largeur comprimée de la semelle,
- $L_p$  la longueur du plot,

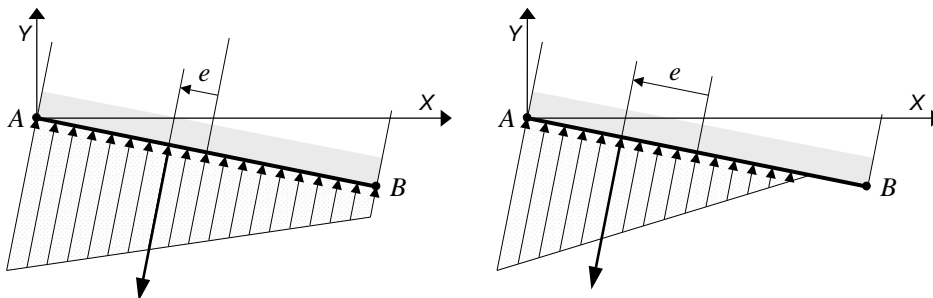
on obtient :

- Si  $\frac{|e|}{B} \leq \frac{1}{6}$  (résultante dans le tiers central), la semelle est entièrement comprimée.

$$B' = B, \quad q'_{max, min} = \frac{N}{B \cdot L_p} \left( 1 \pm \frac{6|e|}{B} \right), \quad q'_{ref} = \frac{N}{B \cdot L_p} \left( 1 + \frac{3|e|}{B} \right)$$

- Si  $\frac{|e|}{B} > \frac{1}{6}$ , la semelle est partiellement décomprimée.

$$B' = \frac{3}{2}(B - 2|e|), \quad q'_{max} = \frac{4}{3} \frac{N}{(B - 2|e|) \cdot L_p}, \quad q'_{min} = 0, \quad q'_{ref} = \frac{N}{(B - 2|e|) \cdot L_p}$$



**Figure 32** : Répartition des contraintes normales sur le sol

## 2.13.5 État-limite ultime de glissement

### 2.13.5.1 Règlement Eurocode

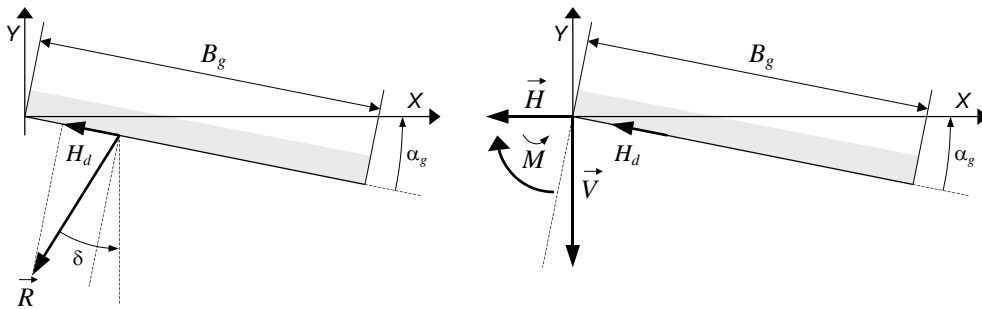
Le critère de justification au non glissement consiste à vérifier que la composante  $H_d$  suivant la direction de glissement de la résultante  $R$  des sollicitations sur le sol de fondation est inférieure à la résistance due au frottement du sol de fondation sur la semelle et à la cohésion.

L'inégalité à vérifier est la suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \text{ (Eq 9.3.1.1 NF P94-281)}$$

où :

- $H_d$  est la valeur de calcul de la charge tangentielle à la base de la fondation définie de la manière suivante :  $H_d = R \cdot \sin(\delta - \alpha_g) = |H| \cdot \cos(\alpha_g) - |V| \cdot \sin(\alpha_g)$  avec les conventions de la **Figure 33**.



**Figure 33** : Résultante de la force active de glissement.

- $R_{p;d}$  est la valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de  $H_d$ . Ici  $R_{p;d}$  n'est pas pris en compte, étant donné l'incertitude liée à la pérennité de l'épaisseur de terrain permettant que les déplacements nécessaires à la mobilisation de cette résistance soient compatibles avec ceux de la structure portée. Cette hypothèse est défavorable.
- $R_{h;d}$  est la valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain. Cette résistance se détermine à partir des relations suivantes :

- En conditions non drainées :

$$R_{h;d} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}} (A' c_{u;k}); 0,4V_d \right\} \text{ (Eq 9.3.1.3 NF P94-281)}$$

avec :

- $\gamma_{R;h}$  est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la base. Il vaut 1,1 pour les combinaisons fondamentales et 1 pour les combinaisons accidentelles.
- $\gamma_{R;d;h}$  est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement. Il vaut 0,9.
- $A'$  est la valeur de la surface effective de la semelle déterminée selon l'Annexe Q de la norme NF P 94-261 – Fondations superficielles, méthode décrite au paragraphe 2.13.4.1.2.
- $c_{u;k}$  est la valeur caractéristique de la cohésion non drainée de terrain d'assise de la base du mur.
- $V_d$  est la valeur de calcul de la charge totale verticale transmise par le mur au terrain (notée  $V$  sur la **Figure 23**).



- En conditions drainées :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}} \quad (\text{Eq 9.3.1.4 NF P94-281})$$

avec :

- $\gamma_{R;h}$  est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la base. Il vaut 1,1 pour les combinaisons fondamentales et 1 pour les combinaisons accidentelles.
- $V_d$  est la valeur de calcul de la charge totale verticale transmise par le mur au terrain (notée  $V$  sur la **Figure 23**).
- $\gamma_{R;d;h}$  est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement. Il vaut 0,9.
- $\delta_{a;k}$  est la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base du mur de soutènement et le terrain. La valeur de  $\delta_{a;k}$  est entrée dans les données.

Pour les fondations coulées en place  $\delta_{a;k}$  peut être pris égal à  $\varphi_{\text{crit}}$  et pour les fondations préfabriquées lisses à  $2/3\varphi_{\text{crit}}$ , avec  $\varphi_{\text{crit}}$  l'angle de frottement interne du sol de fondation.

### 2.13.5.2 Ex Règlement Français (F62 modifié)

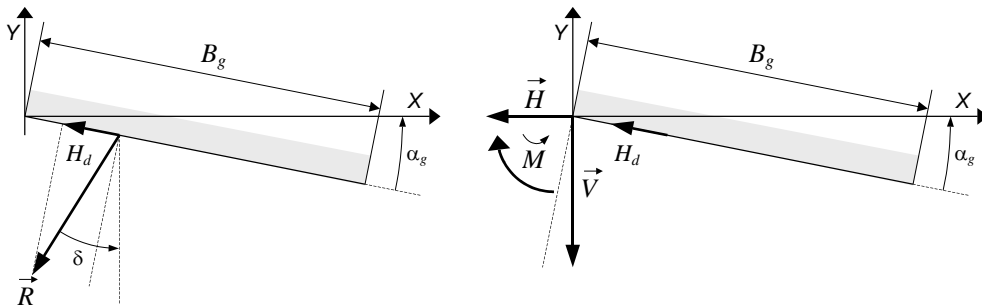
Le critère de justification au non glissement consiste à vérifier que la composante  $H_g$  suivant la direction de glissement de la résultante  $R$  des sollicitations sur le sol de fondation est inférieure à la force résistante limite  $H_{\text{lim}}$  due au frottement du sol de fondation sur la semelle et à la cohésion.

Pour les justifications vis-à-vis de cet état-limite, la semelle est caractérisée par sa largeur  $B_g$  et son inclinaison  $\alpha_g$ , conformément à la modélisation décrite en 2.13.3.

#### 2.13.5.2.1 Expression de la force active de glissement

Partant des résultats du paragraphe 2.13.2, on trouve (**Figure 34**) :

$$H_g = R \cdot \sin(\delta - \alpha_g) = |H| \cdot \cos(\alpha_g) - |V| \cdot \sin(\alpha_g)$$



**Figure 34** : Résultante de la force active de glissement.

#### 2.13.5.2.2 Expression de la force résistante limite de glissement

La force résistante limite de glissement comporte un terme de frottement proportionnel à résultante normale suivant la direction de glissement ( $N_g$ ) et un terme de cohésion proportionnel à la surface comprimée de la fondation. Elle s'exprime par :

$$H_{\text{lim}} = \frac{N_g \cdot \tan(\varphi)}{\gamma_{g1}} + \frac{c \cdot L_p \cdot B'_g}{\gamma_{g2}}$$

où :

- $N_g$  est la résultante des contraintes normales sous la semelle suivant la direction de glissement.

- $\varphi$  et  $c$  désignent respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du sol de fondation, entrés en données dans l'écran « Sol de fondation »,
- $L_p$  est la longueur du plot,
- $B'_g$  est la largeur comprimée de la semelle suivant la direction de glissement.
- $\gamma_{g1}$  est le coefficient de sécurité sur l'angle de frottement interne du sol de fondation (on admet que l'angle de frottement sol – semelle est égal à  $\varphi$ ),
- $\gamma_{g2}$  est le coefficient de sécurité sur la cohésion du sol de fondation.

Le calcul de  $N_g$  et  $B'_g$  est effectué de façon identique à celui de  $N$  et  $B'$  (cf. § 2.13.4.2.5 Expression de la contrainte de référence (ex règlement français F62)), en utilisant  $\alpha_g$  au lieu de  $\alpha$ .

Les valeurs par défaut de  $\gamma_{g1}$  et  $\gamma_{g2}$  sont conformes au Fascicule 62, Titre V, du CCTG (art. B.3.4) :

- $\gamma_{g1} = 1,2$ ,
- $\gamma_{g2} = 1,5$ .

## 2.13.6 **État-limite ultime de renversement**

### 2.13.6.1 **Règlement Eurocodes : limitation de l'excentrement**

Pour les justifications vis-à-vis de cet état limite, la semelle est caractérisée par sa largeur  $B$  et l'excentrement "e" de la résultante des charges.

Le critère de justification vis-à-vis de l'état limite ultime (situation durables, transitoires et accidentelles) de limitation de l'excentrement consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{\gamma_{exc}} \text{ avec } \gamma_{exc} \text{ vaut } 15. \text{ (Eq 9.2.2 NF P94-281)}$$

### 2.13.6.2 **Ex Règlement Français (F62 modifié)**

Pour les justifications vis-à-vis de cet état-limite, la semelle est caractérisée par sa largeur  $B$  et son inclinaison  $\alpha$ , conformément à la modélisation décrite en 2.13.3.

Le critère de justification vis-à-vis de l'état limite ultime de renversement consiste à vérifier que la surface de sol comprimé sous la fondation est au moins égale à une certaine fraction de la surface totale de celle-ci.

Si  $B'$  désigne la largeur comprimée de la semelle (cf. § 2.13.4.2.5), on doit avoir :

$$B' \geq \rho_u \cdot B$$

avec  $\rho_u = 0,10$ , valeur par défaut conforme au Fascicule 62, Titre V, du CCTG (art. B.3.2).

## 2.13.7 État-limite de service de décompression du sol

### 2.13.7.1 Règlement Eurocodes : limitation de l'excentrement

Pour les justifications vis-à-vis de cet état limite, la semelle est caractérisée par sa largeur  $B$  et l'excentrement  $e$  de la résultante des charges.

Le critère de justification vis-à-vis de l'état limite de service (quasi-permanent et caractéristique) de limitation de l'excentrement consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{\gamma_{exc}} \text{ avec } \gamma_{exc} \text{ vaut } 2. \text{ (Eq 12.3.1 NF P94-281)}$$

### 2.13.7.2 Ex Règlement Français (F62 modifié)

Cet état-limite est semblable à l'état-limite ultime de renversement décrit ci-dessus. On doit avoir sous sollicitations de service :

$$B' \geq \rho_s \cdot B$$

Le coefficient  $\rho_s$  dépend du type de la combinaison. Les valeurs proposées par défaut dans le programme MUR sont :

- $\rho_{sr} = 0,75$  pour les combinaisons rares (combinaisons comportant au moins une charge variable),
- $\rho_{sp} = 0,75$  pour les combinaisons quasi permanentes.

La valeur proposée par défaut pour  $\rho_{sr}$  est conforme au Fascicule 62, Titre V, du CCTG (art. B.3.3). Par contre, la valeur préconisée pour  $\rho_{sp}$  est inférieure (0,75 au lieu de 1,00).

L'explication est en partie identique à celle développée en 2.13.4.2.4 à propos du coefficient  $\gamma_q$  : pour les fondations « traditionnelles », il est de bonne construction d'éviter des compressions et décompressions alternées fréquentes, source de dégradation des caractéristiques du sol, notamment en présence d'une nappe, de plus, il n'est généralement pas très contraignant de concevoir des fondations travaillant de façon pratiquement centrée sous charges permanentes. Dans le cas des ouvrages de soutènement, ce dernier critère est au contraire difficile à obtenir et peut entraîner des surdimensionnements abusifs. En outre, le rapport entre les sollicitations dues aux charges d'exploitation et celles dues aux charges permanentes est généralement faible, d'où il résulte qu'une décompression sous combinaisons permanentes restera pratiquement inchangée sous combinaisons rares.

En revanche, pour les murs poids constitués par des empilements de blocs, soit monolithiques, soit partiellement remplis de sol, il est recommandé de respecter la non décompression sous combinaisons fréquentes, et ce à chaque interface entre blocs (calcul non effectué par le programme).

## 2.13.8 Récapitulation des coefficients de sécurité

### 2.13.8.1 Règlement Eurocodes

Le présent paragraphe récapitule les différents coefficients de sécurité intervenant dans les justifications des paragraphes 2.13.4 à 2.13.7 pour le règlement Eurocodes.

Type d'état limite	Coefficient	Cas général	Cas particuliers
ELU de mobilisation de la capacité portante.	$\gamma_{R:v}$ $\gamma_{R:d}$	1,4 1,0 <sup>4</sup>	1,2 <sup>3</sup>
ELS de mobilisation de la capacité portante	$\gamma_{R:v}$ $\gamma_{R:d}$	2,3 1,0 <sup>4</sup>	
ELU de glissement.	$\gamma_{R:h}$ $\gamma_{R:d}$	1,1 0,9	1.0 <sup>3</sup>
ELU de limitation de l'excentrement	$\gamma_{exc}$	15	
ELS de limitation de l'excentrement	$\gamma_{exc}$	2	4 <sup>5</sup>

**Tableau 5 :** Coefficients de sécurité intervenant dans les justifications à l'Eurocode

Les valeurs de la colonne « Cas général » sont les valeurs définies par défaut par le programme. Elles peuvent toutes être redéfinies pour chaque projet particulier dans le panneau « Critères de justification fondations ».

### 2.13.8.2 Ex-Règlement français (F62 modifié)

Le présent paragraphe récapitule les différents coefficients de sécurité intervenant dans les justifications des paragraphes 2.13.4 à 2.13.7 pour le règlement français.

Type d'état limite	Coefficient	Cas général	Cas particuliers (*)
ELU de mobilisation de la capacité portante.	$\gamma_{qV}$ $\gamma_{qH}$	2,00 1,50	
ELS de mobilisation de la capacité portante.	$\gamma_{qV}$ $\gamma_{qH}$	3,00 2,00	
ELU de glissement.	$\gamma_{g1}$ $\gamma_{g2}$	1,20 1,50	1,10
ELU de renversement	$\rho_u$	0,10	
ELS rares de décompression.	$\rho_{sr}$	0,75	0,50
ELS quasi permanents de décompression (**).	$\rho_{sp}$	0,75	

**Tableau 6 :** Coefficients de sécurité intervenant dans les justifications pour le règlement français

Les valeurs de la colonne « Cas général » sont les valeurs définies par défaut par le programme. Elles peuvent toutes être redéfinies pour chaque projet particulier dans le panneau « Critères de justifications fondations ».

<sup>3</sup> Pour les situations de projet accidentelles

<sup>4</sup> Pour une portance estimée à partir des méthodes pressiométriques ou pénétrométrique

<sup>5</sup> Pour les chocs aux ELS Caractéristiques

(\*) dans le cas de certaines actions particulières telles que les chocs en tête de mur, notamment pour les murs en T renversé, on peut admettre de définir un critère particulier pour tenir compte du caractère instantané de ces actions :

- ELU de glissement : 1,10

- ELS de décompression : 0,50.

(\*\*) Il est rappelé (cf. § 2.13.7) que, pour les murs poids constitués par des empilements de blocs, soit monolithiques, soit partiellement remplis de sol, il est conseillé de respecter la non décompression sous combinaisons fréquentes à chaque interface entre blocs.

## 2.14 Résistance interne d'un mur en T renversé en béton armé

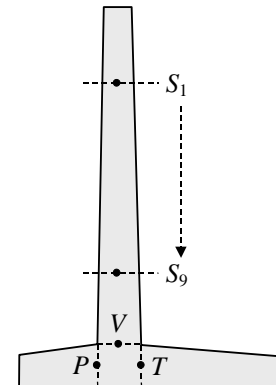
### 2.14.1 Principes de justification

Lorsque la stabilité externe d'un mur en béton armé est vérifiée, il y a lieu de calculer les efforts qui s'exercent sur la structure afin d'en déterminer le ferrailage (justification de la résistance interne).

Le programme MUR ne permet la justification de la résistance interne que pour les murs en T renversé. Dans ce cas, le calcul des efforts est effectué dans les sections suivantes (**Figure 35**) :

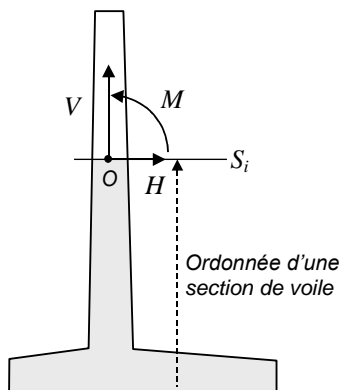
- encastrement voile – semelle : section V ;
- encastrement patin : section P ;
- encastrement talon : section T ;
- 0 à 9 sections réparties sur la hauteur du voile, définies par l'utilisateur dans l'écran « Sections de calcul ».

Pour les murs Poids, seuls les calculs des efforts internes sont effectués.



**Figure 35** : Sections de calcul

### 2.14.2 Efforts dans le voile



**Figure 36** : Conventions de signe des efforts en O

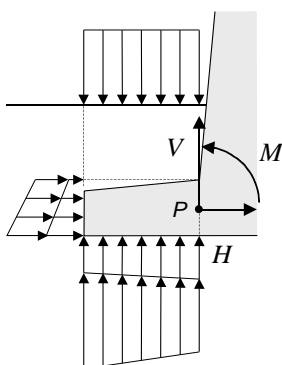
Pour chaque combinaison, les efforts dans le voile sont calculés dans les sections définies par l'utilisateur dans l'écran « Sections de calcul » et à l'encastrement voile – semelle, en prenant en compte les actions suivantes :

- poids du tronçon supérieur du voile en béton,
- poussée des terres amont chargées recalculée par la méthode de Culmann le long du parement formé par l'interface sol – voile,
- pression hydrostatique de l'eau sur le parement,
- action du chargement en tête de voile.

À noter que l'effet du sol aval (avec sa zone hydrostatique) n'est pas pris en compte.

Le bilan des efforts dans une section du voile est déterminé au centre O de la section (**Figure 36**).

### 2.14.3 Efforts dans le patin



**Figure 37** : Efforts sur le patin calculés en P

Pour chaque combinaison, les efforts dans la section d'encastrement du patin sont calculés en prenant en compte les actions suivantes :

- poids du patin en béton,
- poids du sol aval situé au-dessus du patin,
- poids de l'eau aval située au-dessus du patin,
- butée des terres aval chargées situées au niveau du patin,
- pression hydrostatique de l'eau en aval, au niveau du patin,
- surcharge en aval au-dessus du patin,
- pression de l'eau sous le patin,
- réaction normale du sol de fondation sous le patin,
- réaction du cisaillement du sol de fondation sous le patin.

Le bilan des efforts dans la section d'encastrement du patin est déterminé au centre P de celle-ci (**Figure 37**).

### 2.14.4 Efforts dans le talon

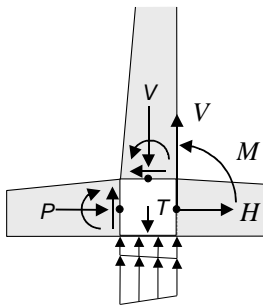


Figure 38 : Efforts sur le talon calculés en T.

Pour chaque combinaison, les efforts dans la section d'encastrement du talon sont calculés en effectuant un bilan d'efforts sur la partie centrale de la semelle. Ce bilan prend en compte les actions suivantes :

- poids de la partie centrale de la semelle en béton,
- efforts dans la section d'encastrement du voile en son centre V (corrigés par la prise en compte des effets de butée du sol aval chargé et de la pression hydrostatique de l'eau),
- efforts dans la section d'encastrement du patin en P,
- pression de l'eau sous la partie centrale de la semelle,
- réaction normale du sol de fondation sous la partie centrale de la semelle,
- réaction du cisaillement du sol de fondation sous la partie centrale de la semelle.

Le bilan des efforts dans la section d'encastrement du talon est déterminé au centre T de celle-ci (Figure 38).

### 2.14.5 Ferrailage

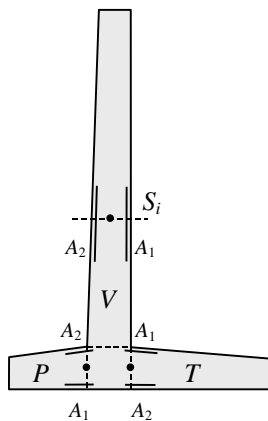


Figure 39 : Définition des différentes sections d'armatures

Le calcul des différentes sections d'acier se fait en tenant compte (Figure 39) :

- de la résistance caractéristique en compression du béton  $f_{ck}$ ,
- de la limite élastique des aciers  $f_{yk}$ ,
- de la limite admissible à l'ELS caractéristique des aciers  $f_{st}$ ,
- de l'ouverture de fissure à l'ELS fréquent  $w$  en mm
- de l'enrobage "c" des aciers par rapport aux fibres extrêmes
- du diamètre "φ" des aciers (on suppose qu'il n'y a qu'une nappe)

Ces caractéristiques sont entrées en données dans l'écran « Matériaux ».

Les valeurs proposées par défaut sont :

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  (35.000 kPa),
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  (500.000 kPa),
- enrobage des aciers au parement : 0,030 m.
- diamètre des aciers (0.03m)

Les lois du béton et de l'acier sont celles décrites dans la norme NF EN 1992-1-1.

Dans une section d'étude, le programme détermine pour chaque combinaison d'actions, les sections d'acier nécessaires (aciers tendus et, éventuellement, comprimés) en tenant compte du type de la combinaison (ELU et ELS) avec prise en compte de :

- l'ouverture de fissure à l'ELS fréquent (la limite admissible dans les aciers à l'ELS fréquent est alors  $f_{st\_frq} = 1000 * w$ ) selon 92.2 AN §7.3.3 (101) Note
- la limite admissible dans les aciers à l'ELS caractéristique (300MPa à l'ELS caractéristique)
- le critère de fatigue simplifié NF EN1992-2 (NA) (300MPa à l'ELS caractéristique) paramètre modifiable dans les paramètres avancés
- les aciers de peau (3cm<sup>2</sup>/ml par défaut), paramètre modifiable dans les paramètres avancés
- la quantité minimale d'armatures longitudinales :
  - $A_{s,min\_plancher} = \frac{0,10NEd}{f_{yd}}$  ou  $0,002A_c$  (Eq 9.12N NF EN1992-1-1)
- les règles d'espacement minimales donnent les quantités sont obtenus selon 2 critères :
  - 92.1.1§9.6.2 : espacement  $s < \min(3.e_{voile} ; 400 \text{ mm})$
  - 92.2 AN §7.3.3 (101) Note : espacement  $s < 5(c + \phi / 2)$

Attention ce critère est dimensionnant si l'on choisit des diamètres d'aciers non adapté : soit il faut modifier les diamètres des aciers, soit il faut remplacer ce critère par le calcul complet d'ouverture de fissures définis dans l'EN1992-1-1.

Le ferrailage de fragilité est à vérifier.

Par défaut, les calculs sont faits en flexion simple et les aciers comprimés sont non pris en compte. (Modifiable dans les paramètres avancés).

Les quantités finales sont arrondies à l'acier supérieur au ml, pas le tableau avec les détails par justification.

Le décalage des moments n'est pas fait. Ni le calcul à l'effort tranchant

### 3. Prise en compte du séisme dans MUR

#### 3.1 Définition du chargement sismique

D'après la norme française NF EN 1998-5 :2004 pour une analyse pseudo-statique, l'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par un coefficient sismique [7.3.2.2]. On définit ainsi deux coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$  s'appliquant au mur et au coin de sol solide du mur, et intervenant dans le calcul de la poussée de terres par la méthode de Culmann. L'action sismique verticale doit être considérée comme agissant vers le haut ou vers le bas, de manière à produire l'effet le plus défavorable.

La Figure 40 représente l'étude d'un plan de glissement par la méthode de Culmann sous séisme, avec notamment les forces d'inertie supplémentaires définies par le produit du poids volumique du coin de sol par les coefficients sismiques horizontal et vertical.

Deux combinaisons sont à étudier :

- La première correspondant au séisme pesant (accélération vers le haut provoquant un effort inertiel vers le bas), où l'angle  $\Omega$  est égal (dans le cas d'un sol sans nappe) à :

$$\Omega = \arctan\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

- La deuxième correspondant au séisme allégeant (accélération vers le bas provoquant un effort inertiel vers le haut), où l'angle  $\Omega$  est égal (dans le cas d'un sol sans nappe) à :

$$\Omega = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

Il convient de tenir compte des actions suivantes, supposées agir en phase, pour le dimensionnement sismique :

- de la poussée des terres incluant les effets sismiques (encore appelés incrément dynamique de poussée active) déterminés conformément à l'article 7 de l'EN 1998-5 ;
- des forces d'inertie agissant sur la masse du mur et sur la masse du remblai reposant sur sa fondation (uniquement pour les justifications de stabilité externe, ainsi que le cas échéant sur la masse d'eau entraînée dans le cas de sols saturés fermés,
- de la poussée hydrodynamique sur la face extérieure du mur (dans le cas de sols très perméables).

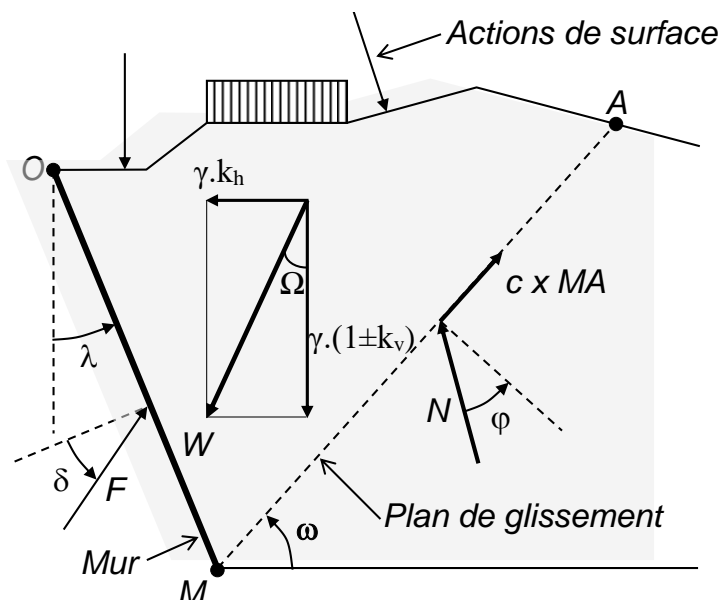


Figure 40 – Etude d'un plan de glissement par la méthode de Culmann sous séisme



### 3.2 Données d'entrée

Les données qui seront fournies par l'utilisateur pour mener les calculs supplémentaires liés à la prise en compte du séisme sont indiquées ci-dessous :

- les coefficients sismiques horizontal  $k_h$  et vertical  $k_v$  ;
- le coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$  ;
- la résistance au cisaillement cyclique non drainé  $\tau_{cy,u}$  ;
- le poids volumique du sol de fondation  $\gamma_{fond}$  ;
- la perméabilité  $K$  du sol de remblai ;
- le paramètre de sol  $S$  ;
- l'accélération de calcul  $a_g$  ;
- le poids volumique apparent sec  $\gamma_d$  ;
- la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée  $N_{max}$ .
- Activation ou non de du paragraphe F.5 de l'Annexe F de l'EN 1998-5

A noter que la cohésion du sol de fondation  $c$  n'est jamais prise en compte dans les justifications au séisme à l'Eurocode. Elles se basent néanmoins soit sur la résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation ( $\tau_{cy,u}$  (capacité portante) et glissement) soit sur la résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol de fondation ( $\tau_{cy,u}$  (capacité portante)).

#### 3.2.1 Coefficients sismiques $k_h$ et $k_v$

La valeur du coefficient sismique horizontal  $k_h$  doit être prise égale à :

$$k_h = \frac{a_g \cdot S \cdot T}{g \cdot r} \text{ (Eq 7.1 – NF EN 1998-5)}$$

La valeur du coefficient sismique vertical  $k_v$  doit être prise égale à :

$$k_v = \pm 0,5 k_h \text{ (Eq 7.2 – NF EN 1998-5)}$$

On considèrera les coefficients sismiques constants pour des murs de soutènement de hauteur inférieure à 10 mètres. Le calcul des coefficients sismiques est détaillé dans l'Annexe 1 – Calcul des coefficients sismiques.

#### 3.2.2 Coefficient partiel de modèle $\gamma_{Rd}$

Le coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$  est utilisé dans le critère de vérification de la capacité portante d'un ouvrage de soutènement sous séisme (NF EN 1998-5 – Annexe F). Les valeurs que peut prendre ce coefficient sont indiquées dans le tableau F.2 du §F.6 du document, et dépendent du type de sol.

	Sable moyennement dense à dense	Sable lâche sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
$\gamma_{Rd}$	1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Tableau 7 - Valeurs du coefficient partiel de modèle

#### 3.2.3 Résistance au cisaillement cyclique non drainé $\tau_{cy,u}$

La résistance au cisaillement cyclique non drainée  $\tau_{cy,u}$  intervient dans le critère de vérification de la capacité portante (NF EN 1998-5), dans le cas de sols de fondation sans cohésion saturés. On l'obtient à l'aide d'essais dans une presse triaxiale cyclique.

#### 3.2.4 Poids volumique du sol de fondation $\gamma_{fond}$

Le poids volumique du sol de fondation  $\gamma_{fond}$  intervient dans le critère de vérification de la capacité portante (NF EN 1998-5), dans le cas de sols de fondation sans cohésion saturés.

### 3.2.5 Coefficient de perméabilité du sol de remblai K

Le coefficient de perméabilité du sol de remblai K correspond à sa capacité à transmettre l'air et l'eau. Elle s'exprime en m/s.

### 3.2.6 Paramètre de sol S

Le tableau suivant donne les valeurs du paramètre de sol S en fonction de la classe de sol et de la zone de sismicité (arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » - Art. 4) :

Classes de sol	S (pour les zones de sismicité 2 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 8 - Valeurs du paramètre de sol S

### 3.2.7 Accélération de calcul $a_g$

On définit dans l'Eurocode 8-1 l'accélération horizontale de calcul  $a_g$  par le produit entre l'accélération maximale de référence au rocher  $a_{gr}$  et le coefficient d'importance  $\gamma_I$  :

$$a_g = \gamma_I a_{gr}$$

Avec :

$\gamma_I$  le coefficient d'importance

$a_{gr}$  l'accélération maximale de référence au rocher

l'Annexe 1 – Calcul des coefficients sismiques contient plus d'informations concernant le paramètre de sol S et l'accélération de calcul  $a_g$ .

### 3.2.8 Capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée $N_{max}$

L'utilisateur a la possibilité de rentrer directement la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée  $N_{max}$ , utilisée dans la vérification au poinçonnement au séisme. Elle s'exprime en kN. Si aucune valeur n'est rentrée, le logiciel calculera automatiquement la valeur de  $N_{max}$  selon l'annexe F de l'Eurocode 1998-5 (équations F.3 et F.6).

### 3.2.9 Activation du paragraphe F.5 de l'Annexe F de l'EN1998-5

L'utilisateur a la possibilité d'activer le paragraphe F.5 de l'Annexe F de l'EN1998-5. Ce paragraphe stipule que dans les situations les plus courantes, la force d'inertie du sol  $\bar{F}$  peut être pris égal à 0 pour les sols cohérents. Pour les sol sans cohésion,  $\bar{F}$  peut être négligé si  $a_g \cdot S < 0.1g$ .

### 3.3 Forces supplémentaires

Un rappel sur les différents poids volumiques intervenant dans les calculs est donné dans le paragraphe 5. Annexe 2 – Propriétés physiques des sols.

#### 3.3.1 Pressions hydrostatique et hydrodynamique

D'après le §7.3.2.4 de l'Eurocode 8-5, la variation maximale (positive ou négative) par rapport à la pression hydrostatique existante, due à l'oscillation de l'eau sur la face exposée du mur, doit être prise en compte ou non, selon la perméabilité du remblai.

On distingue deux cas :

- Celui des sols saturés ouverts ou sol perméable, pour lesquels on admet que les réponses du sol et de l'eau sont découplées. Un sol peut être considéré comme ouvert si sa perméabilité  $K$  est supérieure à  $5.10^{-4}$  m/s. Dans ce cas, l'équilibre de la masse d'eau n'est pas étudié en tant que tel. Seule est prise en compte une surpression pseudo-dynamique conventionnelle qui s'exerce directement sur l'écran.

Cette pression peut être évaluée comme suit :

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{Eq E.18 NF EN 1998-5})$$

Où :

$k_h$  est le coefficient sismique horizontal ;

$h$  est la hauteur de l'eau libre ;

$z$  est la coordonnée verticale descendante dont l'origine est à la surface de l'eau.

En intégrant sur la hauteur  $H'$  de la nappe par rapport à la base du mur, on obtient :

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad (\text{Eq E.17 NF EN 1998-5})$$

Pour les murs poids, la pression amont s'exerce directement sur le parement du mur. Si celui présente une inclinaison, une composante verticale est également calculée :

$$N_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H' \cdot \Delta x$$

Où  $\Delta x$  est la variation d'abscisse entre le point extrême de la base du mur et le point d'intersection entre la nappe et le parement amont du mur.

Le point d'application de la force est situé à 60% de la hauteur de la couche saturée à partir de la face supérieure de cette couche.

- Celui des sols saturés fermés ou sol imperméable, pour lesquels on admet que l'eau subit les mêmes accélérations que le sol, sans surpression pseudo-dynamique. Un sol peut être considéré comme fermé si sa perméabilité  $K$  est inférieure à  $5.10^{-4}$  m/s. Dans ce dernier cas, les forces correspondantes interviennent directement dans l'équilibre de Culmann. L'Eurocode reste néanmoins très vague sur la modification de la pression hydrostatique alors que l'eau subit la même accélération que le sol. D'après le paragraphe 7.3.2.3(9P) de la NF-EN 1998-5 : « Pour les conditions dynamiques d'imperméabilité, toutes les dispositions antérieures s'appliquent, à condition que le poids volumique du sol et le coefficient sismique horizontal soient modifiés de façon appropriée. ». Il a été choisi d'appliquer un coefficient  $c = 1 + k_h^2$  aux pressions hydrostatiques calculées qui prennent en compte l'effet du séisme, voir le paragraphe 6. Annexe 3 – Application de la NF EN 1998-5, Annexe E, et comparatifs avec les règles de l'AFPS.

#### 3.3.2 Forces d'inertie

Les forces d'inertie agissent sur les éléments de structure (mur et semelle de fondation) ainsi que, vis-à-vis des vérifications de stabilité externe, sur le remblai reposant sur l'arrière de la fondation (délimité par le parement fictif passant par le point extrême aval de la semelle) et le remblai reposant sur le talon pour les murs en Te (délimité par le parement passant le point extrême amont de la semelle). Elles s'appliquent à la fois verticalement et horizontalement. Comme vu dans le §3.3.1, dans le cas de sols saturés fermés (perméabilité  $K < 5.10^{-4}$  m/s) avec une nappe d'eau, l'eau comprise dans le remblai subit également des forces d'inertie.

De l'interprétation des coefficients des poussées de terres de l'annexe E de la NF EN 1998-5 vont découler les forces d'inerties à prendre en compte pour le poids et la poussée des terres déjàugées et non déjàugées. Les coefficients sont résumés par la tableau ci-dessous :

Nappe en-dessous du mur	Sol sous nappe imperméable (ou Sol Saturé Fermé)	Sol sous nappe très perméable (ou Sol Saturé Ouvert)
$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$	$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$	$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

**Tableau 9 :** Coefficients de poussée des terres - Annexe E NF-EN 1998-5

En compléments des paragraphes suivants, le chapitre 6. Annexe 3 – Application de la NF EN 1998-5, Annexe E, et comparatifs avec les règles de l'AFPS présente plus en détail le calcul effectué dans le programme.

### 3.3.2.1 Sollicitations dues au séisme sur les éléments de structures

Les forces d'inertie par unité de volume qui s'exerce horizontalement et verticalement sur un élément de structure (mur et semelle de fondation) de poids volumique  $\gamma$  s'exprime de la façon suivante :

$$f_{ix} = \pm \gamma k_h$$

$$f_{iy} = \pm \gamma k_v$$

Avec  $k_h$  et  $k_v$  les coefficients sismiques horizontal et vertical définis précédemment. A propos des signes, le séisme provenant de l'amont, on aura un signe négatif devant  $k_h$ . Le signe pour  $k_v$  dépendra du caractère ascendant ou descendant du séisme.

### 3.3.2.2 Sollicitations dues au séisme pour les remblais - Poussée des terres Amont

Les forces à prendre en compte pour le calcul de la poussée des terres sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

	Sol	Eau	Total
Terres Non Déjaugées	$\pm k_h \gamma$	0	$\pm k_h \gamma$
Sol sous nappe imperméable	$\pm k_h \gamma'$	$\pm k_h \gamma_w$	$\pm k_h \gamma_{sat}$
Sol sous nappe perméable	$\pm k_h \gamma_d$	0	$\pm k_h \gamma_d$

**Tableau 10 :** Poussée des terres amont au séisme : Forces d'inertie horizontales prises en compte

	Sol	Eau	Total
Terres Non Déjaugées	$(-1 \pm k_v) \gamma$	0	$(-1 \pm k_v) \gamma$
Sol sous nappe imperméable	$(-1 \pm k_v) \gamma'$	0	$(-1 \pm k_v) (\gamma_{sat} - \gamma_w)$
Sol sous nappe perméable	$(-1 \pm k_v) \gamma'$	0	$(-1 \pm k_v) (\gamma_{sat} - \gamma_w)$

**Tableau 11 :** Poussée des terres amont au séisme : Forces d'inertie verticales prises en compte

On rappelle que le programme MUR se limite aux cas où  $\beta \leq \varphi'_d - \theta$  (cf § 2.2 Présentation de la méthode de Culmann) avec :

- $\beta$  angle défini par le remblai amont
- $\varphi'_d$  valeur de calcul de l'angle de frottement interne
- $\theta$  angle de l'inclinaison des forces d'inertie sous séisme

### 3.3.2.3 Sollicitations dues au séisme pour les remblais – Butée

Pour le calcul de la butée aval des terres, le profil triangulaire de la distribution de la contrainte est maintenant donné par :

$$\sigma = k_p \cdot \gamma \cdot (1 \mp k_v) \cdot y$$

Avec :

- $k_p$  : coefficient de butée réduite,
- $\gamma$  : poids volumique du sol ( $\gamma'$  dans la zone déjaugée),
- $y$  : distance par rapport à la surface du sol,

De plus, afin de prendre en compte l'effet du séisme, on ajoute une composante horizontale réductrice de la butée à la force totale calculée (avec pondération). Cette force est égale à :

$$-k_h \cdot \gamma_{gs} \cdot (\gamma_{nd} \cdot V_1 + \gamma_{milieu} \cdot V_2)$$

Avec :

- $\gamma_{gs}$  : coefficient de pondération appliqué au poids volumique du remblai aval
- $\gamma_{nd}$  : poids volumique du sol non déjaugé toujours noté  $\gamma$  dans ce document
- $\gamma_{milieu}$  : poids volumique du sol déjaugé pris en compte ( $\gamma'$  pour les milieux imperméables et  $\gamma_d$  sinon)
- $V_1$  : volume du sol non déjaugé
- $V_2$  : volume du sol déjaugé

Le coefficient  $k_p$  n'est pas appliquée à cette force. L'effort total obtenu ainsi est minoré par 0.

NOTA : On rappelle que sauf cas particuliers, on néglige la butée aval des terres (chargées ou non) par sécurité, dans l'éventualité d'une diminution ou d'une suppression de cette butée à l'occasion d'une fouille devant le mur. Pour cette raison, la valeur proposée par défaut est  $k_p = 0$ .

### 3.3.2.4 Sollicitations dues au séisme pour les remblais – Calcul des efforts globaux

Les forces à prendre en compte pour le calcul des efforts globaux (vérification de la stabilité externe de la structure) sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

	Sol	Eau	Total
Terres Non Déjaugées	$\pm k_h \gamma$	0	$\pm k_h \gamma$
Sol sous nappe imperméable	$\pm k_h \gamma'$	$\pm k_h \gamma_w$	$\pm k_h \gamma_{sat}$
Sol sous nappe perméable	$\pm k_h \gamma_d$	0	$\pm k_h \gamma_d$

**Tableau 12** : Forces d'inertie horizontales dues aux remblais prises en compte au séisme

	Sol	Eau	Total
Terres Non Déjaugées	$(-1 \pm k_v) \gamma$	0	$(-1 \pm k_v) \gamma$
Sol sous nappe imperméable	$(-1 \pm k_v) \gamma'$	$-\gamma_w$	$(-1 \pm k_v) \gamma_{sat} \mp \gamma_w k_v$
Sol sous nappe perméable	$(-1 \pm k_v) \gamma'$	$-\gamma_w$	$(-1 \pm k_v) \gamma_{sat} \mp \gamma_w k_v$

**Tableau 13** : Forces d'inertie verticales dues aux remblais prises en compte au séisme

### 3.3.3 Compléments sur la poussée des terres amont

Conformément au paragraphe 7.3.2.3 (4)P NF EN 1998-5, la poussée des terres est calculée de façon à séparer la part statique de l'effort de poussée de l'incrément dynamique. Pour cela, le programme effectue à la fois un calcul de la poussée statique et un calcul de la poussée dynamique (avec prise en compte des forces d'inertie vu en paragraphe 3.3.2 pour ce deuxième calcul). Les deux calculs sont effectués avec les mêmes inclinaisons de poussée (voir guide du CEREMA Eurocode 7 Application aux murs (NFP94-281) chapitre 3 §3.2.3), déterminées par un calcul de poussée dynamique. Par différence, on détermine un incrément dynamique sous la forme d'un profil de pression rectangulaire s'exerçant sur les parements. On en déduit la poussée finale, comme étant la somme de la poussée statique (profil triangulaire) et de l'incrément de poussée dynamique (profil rectangulaire).

### 3.4 Combinaison des effets des actions sismiques

#### 3.4.1 Cas général

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques et diffèrent des règles usuelles pour l'état limite ultime :

$$E_d = G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} + Q_2$$

Avec :

« + » : signifie « combiné à »

$E_d$  : effets des actions en situation sismique de calcul

$G_k$  : actions permanentes avec les valeurs caractéristiques

$P_k$  : valeur caractéristique de précontrainte toutes pertes déduites

$A_{Ed}$  : action sismique de calcul

$Q_{1k}$  : valeur nominale de la charge due au trafic

$\Psi_{21}$  : coefficient de combinaison correspondant aux valeurs quasi-permanentes des charges dues au trafic supposées concomitantes à l'action sismique de calcul (nul dans la plupart des cas, à l'exception des ouvrages supportant un trafic lourd :  $\Psi_{21} = 0,2$  pour les ouvrages routiers urbains à trafic intense)

$Q_2$  : valeur quasi-permanente des actions de longue durée (poussée des terres, poussée hydrostatique, poussée hydrodynamique...)

#### 3.4.2 Cas d'un mur de soutènement

La vérification de la résistance du mur s'effectue sous combinaison sismique [Formule 7.2.2.3 NF P 94-261] :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2;i} Q_{k;i} \right\}$$

Avec :

$E_d$  : effets des actions en situation sismique de calcul ;

$\oplus$  : signifie « l'effet combiné de » ;

$G_{sup}$  : action permanente défavorable ;

$G_{inf}$  : action permanente favorable ;

$A_{Ed}$  : action sismique (forces d'inertie et poussée dynamique des terres) ;

$Q_{k;i}$  : action variable des charges d'exploitation ;

$\Psi_{2;i}$  : coefficient de combinaison.

Les valeurs conseillées du coefficient de combinaison  $\Psi_{21}$  sont données dans l'EN 1990/A1/NA A2.3.2 :

- 0 pour un trafic normal (ouvrage de classe 2)
- 0,2 pour un trafic intense (ouvrage de classe 1)

Pour un chargement amont variable, la valeur rentrée par défaut dans le logiciel est 0,2. Pour un chargement en tête de voile variable, la valeur rentrée par défaut est 0. Il est toutefois possible de modifier ces valeurs grâce au mode expert (comme le reste des coefficients de combinaisons). En résumé :

	Combinaison		Poids mur	Poids terres	Poussée terres	Eau	Charge aval	Charge amont	Charge Voile
		$\gamma_s$	$\gamma_{gm}$	$\gamma_{gs}$	$\gamma_p$	$\gamma_w$	$\gamma_{qva}$	$\gamma_{qv}$	$\gamma_{qv}$
ELU	<b>G</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00/1,00	0,00/1,00
	<b>Q</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,20	0,20/1,00	0,00/1,00

**Tableau 14** : Valeur des coefficients des pondérations par défaut au séisme

### 3.5 Vérification de résistance

En situation sismique, les états limites suivants sont à considérer [NF EN 1998-5 5.4.1.1] :

- vérification de la capacité portante ;
- vérification du non renversement ;
- vérification du non glissement ;
- vérification des éventuelles pertes de résistances liées à l'action dynamique (liquéfaction dans les sables saturés, dégradation des propriétés de cisaillement des argiles sensibles) [non traité par MUR].

#### 3.5.1 Capacité portante (résistance au poinçonnement)

La norme NF EN 1998-5 (Annexe F) pour les justifications de portance en situation de projet sismique décrit le critère de capacité portante à vérifier :

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1-m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1-f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1-m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (\text{Eq F.1 NF EN 1998-5 - Annexe F})$$

Où :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max}}$$

$N_{max}$  est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée ;

$B$  est la largeur de la fondation ;

$\bar{F}$  est la force d'inertie du sol, sans dimension ;

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient partiel de modèle ;

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$  sont des paramètres numériques dépendant du type de sol, définis dans le Tableau 15 ci-dessous (Tableau F.1 NF EN 1998-5 - Annexe F).

- **Cas des sols purement cohérents ou sols sans cohésion saturés avec accumulation de pression interstitielle significative**

Pour les sols purement cohérents ou les sols sans cohésion saturés, la capacité portante ultime sous charge verticale centrée  $N_{max}$  est donnée par :

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (\text{Eq F.3 NF EN 1998-5 - Annexe F})$$

Où :

$\bar{c}$  est la résistance au cisaillement non drainée du sol  $c_u$  pour les sols cohérents, ou la résistance au cisaillement cyclique non drainée  $\tau_{cy,u}$  pour les sols sans cohésion ;

$\gamma_M$  est le coefficient partiel du matériau (= 1,4 pour un sol cohérent ; 1,25 pour un sol frottant).

La force d'inertie du sol sans dimension est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (\text{Eq F.4 NF EN 1998-5 - Annexe F})$$

$\rho$  est la masse volumique du sol de fondation.  $a_g$  est l'accélération horizontale de calcul ( $\gamma_I a_{gr}$ ).

- **Cas des sols purement frottants ou sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative**

Pour les sols secs purement frottants ou pour les sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative, la capacité portante ultime sous charge verticale centrée  $N_{max}$  est donnée par :

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 + \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (\text{Eq F.6 NF EN 1998-5 - Annexe F})$$

Où :

$g$  est l'accélération de la pesanteur, prise à  $9,81 \text{ m/s}^2$  ;

$a_v$  est l'accélération verticale du sol prise égale à  $0.5.S. a_g$  ;

$N_\gamma$  est le coefficient de capacité portante, qui est fonction de la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol  $\Phi'_d$  (qui inclut le coefficient partiel de matériau  $\gamma_M$ ).

L'annexe D, §D.4 de l'EN 1997-1 donne la valeur du coefficient de capacité portante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \Phi'_d$$

$$\text{Avec } N_q = e^{\pi \tan \Phi'_d} \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi'_d}{2} \right)$$

La force d'inertie du sol est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \Phi'_d} \text{ (Eq F.7 NF EN 1998-5 - Annexe F)}$$

- **Tableau des coefficients pour utilisation de l'équation F.1 :**

	<b>Sol purement cohérent</b>	<b>Sol purement frottant</b>
<b>a</b>	<b>0,70</b>	<b>0,92</b>
<b>b</b>	<b>1,29</b>	<b>1,25</b>
<b>c</b>	<b>2,14</b>	<b>0,92</b>
<b>d</b>	<b>1,81</b>	<b>1,25</b>
<b>e</b>	<b>0,21</b>	<b>0,41</b>
<b>f</b>	<b>0,44</b>	<b>0,32</b>
<b>m</b>	<b>0,21</b>	<b>0,96</b>
<b>k</b>	<b>1,22</b>	<b>1,00</b>
<b>k'</b>	<b>1,00</b>	<b>0,39</b>
<b>c<sub>T</sub></b>	<b>2,00</b>	<b>1,14</b>
<b>c<sub>M</sub></b>	<b>2,00</b>	<b>1,01</b>
<b>c'<sub>M</sub></b>	<b>1,00</b>	<b>1,01</b>
<b>β</b>	<b>2,57</b>	<b>2,90</b>
<b>γ</b>	<b>1,85</b>	<b>2,80</b>

**Tableau 15** - Paramètres numériques utilisés dans le critère de capacité portante sismique

- **Tableau récapitulatif des formules de l'Annexe F prises en compte par le programme selon le type et la situation du sol considérés :**

	<b>Sol Cohérent</b>	<b>Sol frottant</b>
<b>Sol Drainé</b>	Equations F.3/F.4/F.5	Equations F.6/F.7/F.8
<b>Sol Non Drainé</b>	Equations F.3/F.4/F.5	Equations F.3/F.4/F.5

**Tableau 16** : Equations pour le calcul de  $N_{max}$ ,  $\bar{F}$  et de la vérification du renversement selon les caractéristiques du sol



### 3.5.2 *Etat limite ultime de glissement*

Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, les semelles doivent être vérifiées afin d'éviter la rupture par glissement, comme indiqué au paragraphe §5.4.1.1 NF EN 1998-5.

Dans le cas où la semelle est située au-dessus de la nappe phréatique, la force de frottement de calcul  $F_{Rd}$  est calculée par l'expression suivante :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta_k}{\gamma_M} \quad (\text{Eq 5.1 NF EN 1998-5})$$

Où :

$N_{Ed}$  est la valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale,

$\delta_k$  est la valeur caractéristique de l'angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle,

$\gamma_M$  est le coefficient partiel de matériau.

Pour les fondations coulées en place  $\delta_k$  peut être pris égal à  $\varphi_{crit}$  et pour les fondations préfabriquées lisses à  $2/3\varphi_{crit}$ , avec  $\varphi_{crit}$  l'angle de frottement interne du sol de fondation.

Dans le cas où la semelle est située en-dessous de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement est évaluée sur la base de la résistance non drainée, de manière identique au cas statique (§5.4.1.1(4)P NF EN 1998-5 et Eq 9.3.1.1 NF P94-281).

### 3.5.3 *Etat limite ultime de renversement*

L'état limite ultime de renversement au séisme est défini par les expressions F.5 et F.8 de l'annexe F de la NF EN 1998-5.

- **Cas des sols purement cohérents ou sols sans cohésion saturés avec accumulation de pression interstitielle significative**

Les contraintes suivantes doivent être respectées vis-à-vis du renversement :

$$0 < \bar{N} \leq 1 \quad , \quad \bar{V} \leq 1 \quad (\text{Eq F.5 NF EN 1998-5 – Annexe F})$$

- **Cas des sols purement frottants ou sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative**

La contrainte suivante doit être respectée vis-à-vis du renversement :

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad (\text{Eq F.8 NF EN 1998-5 – Annexe F})$$

avec les mêmes notations que pour le critère de capacité portante (§3.5.1).

### 3.6 Bibliographie – Calcul au Séisme

- 📖 [1] Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique
- 📖 [2] Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français
- 📖 [3] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal »
- 📖 [4] NF EN1998-5 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
- 📖 [5] Guide Cerema « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8 »
- 📖 [6] Recommandations AFPS 90 pour la rédaction de règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes
- 📖 [7] Guide méthodologique Cerema « Eurocode 7 – Application aux murs (NF P94-281) »

## 4. Annexe 1 – Calcul des coefficients sismiques

### 4.1 Définition des coefficients sismiques

L'impact d'un séisme sur un ouvrage supposé indéformable (murs de soutènement, pont cadre, portique...) se définit généralement à partir d'une analyse pseudo-statique faisant intervenir deux coefficients sismiques, respectivement horizontal et vertical, notés  $k_h$  et  $k_v$  (EN 1998-5). Le produit des forces gravitaires par ces coefficients conduit à un ensemble de forces statiques équivalentes aux actions inertielles horizontales et verticales, s'appliquant, dans le cas d'un mur de soutènement, au mur et au coin de sol solidaire du mur. Ces forces d'inerties horizontales et verticales s'ajoutent aux forces statiques s'appliquant à l'ouvrage.

### 4.2 Données nécessaires au calcul

Le calcul des coefficients sismiques horizontal  $k_h$  et vertical  $k_v$  nécessite la connaissance des données suivantes :

- La zone de sismicité
- La catégorie d'importance de l'ouvrage
- La classe de sol au niveau des fondations de l'ouvrage
- Le coefficient d'amplification topographique du site  $S_T$

#### 4.2.1 Zone de sismicité

L'ensemble du territoire français est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies par le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français. Ces zones sont notées de 1 à 5 et correspondent respectivement aux niveaux d'aléa très faible, faible, modéré, moyen et fort.

#### 4.2.2 Catégorie d'importance

Les ouvrages sont rangés dans deux classes, dites « à risque normal » et « à risque spécial ». La classe dite « à risque normal » comprend les bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. L'ensemble des ouvrages d'art, hormis les ponts-canaux, relève du risque normal.

Les ouvrages de la classe dite « à risque normal » sont répartis entre les catégories d'importance suivantes, telles que définies par le Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique :

- Catégorie d'importance I : ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique
- Catégorie d'importance II : ceux dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes
- Catégorie d'importance III : ceux dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique
- Catégorie d'importance IV : ceux dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public

L'Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » précise, en la déclinant au cas des ponts, la définition de ces quatre catégories d'importance. Faisant principalement référence aux infrastructures routières dans lesquels ils s'insèrent, ces définitions peuvent également être étendues au cas des ouvrages de soutènement.

#### 4.2.3 Classe de sol

Cinq types de classes de sol sont définis par l'Eurocode 8-1 (§3.1.2) selon la nature et l'épaisseur des couches de sol sous-jacentes, de A à E. Le tableau suivant donne la description qualitative des différentes classes de sol au sens de l'Eurocode 8-1.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur.
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.

Tableau 17 - Classes de sol selon l'Eurocode 8-1 §3.1.2

#### 4.2.4 Coefficient d'amplification topographique $S_T$

Une majoration de l'action sismique de calcul doit être introduite par le biais d'un coefficient d'amplification topographique  $S_T$  dans le cas des ouvrages implantés sur des sites au relief particulièrement marqué.

D'après l'annexe A de l'Eurocode NF EN 1998-5, pour des inclinaisons moyennes des terrains en pente, inférieures à environ  $15^\circ$ , les effets topographiques peuvent être négligés (dans ce cas  $S_T = 1$ ), alors qu'une étude spécifique est recommandée dans le cas d'une topographie locale fortement irrégulière. Pour les ouvrages situés sur ou à proximité de pentes (buttes et versants longs), de hauteur supérieure à 30 m et d'inclinaison supérieure à  $15^\circ$ , des valeurs de  $S_T$  comprises entre 1,2 et 1,4 sont généralement applicables.

### 4.3 Données déduites

On déduit des données fournies par l'utilisateur les données suivantes :

- le coefficient d'importance  $\gamma_I$  associé à la catégorie d'importance de l'ouvrage ;
- l'accélération maximale de référence au rocher  $a_{gr}$  associée à la zone de sismicité ;
- l'accélération de calcul  $a_g$  ;
- le paramètre de sol  $S$  ;
- les coefficients sismiques horizontal  $k_h$  et vertical  $k_v$ .

#### 4.3.1 Coefficient d'importance $\gamma_I$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient d'importance  $\gamma_I$  en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage (arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » - Art. 4) :

Catégorie d'importance de l'ouvrage	Coefficient d'importance $\gamma_I$
II	1
III	1,2
IV	1,4

**Tableau 18 :** Coefficient d'importance  $\gamma_I$  selon la catégorie d'importance de l'ouvrage

Nota : Les ponts (et par extension les murs) de catégorie d'importance I ne sont pas soumis à l'application des règles parasismiques.

#### 4.3.2 Accélération maximale de référence au rocher $a_{gr}$

Le tableau suivant donne les valeurs des accélérations  $a_{gr}$  en fonction de la zone de sismicité (arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » - Art. 4) :

Zone de sismicité	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (Forte)	3

**Tableau 19 :** Accélération maximale de référence au rocher  $a_{gr}$  selon la zone de sismicité

Nota : Les ponts (et par extension les murs) en zone de sismicité très faible (zone 1) ne sont pas soumis à l'application des règles parasismiques.

#### 4.3.3 Accélération de calcul $a_g$

On définit dans l'Eurocode 8-1 l'accélération horizontale de calcul  $a_g$  par le produit entre l'accélération maximale de référence au rocher  $a_{gr}$  et le coefficient d'importance  $\gamma_I$  :

$$a_g = \gamma_I a_{gr}$$

#### 4.3.4 Paramètre de sol $S$

Le tableau suivant donne les valeurs du paramètre de sol  $S$  en fonction de la classe de sol et de la zone de sismicité (arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dites « à risque normal » - Art. 4) :

Classes de sol	S (pour les zones de sismicité 2 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

**Tableau 20** - Paramètre de sol en fonction de la classe de sol et de la zone de sismicité

Nota : La zone de sismicité 5 concerne exclusivement les Antilles.

#### 4.3.5 Coefficients sismiques $k_h$ et $k_v$

La valeur du coefficient sismique horizontal  $k_h$  doit être prise égale à :

$$k_h = \frac{a_g S_T}{g r} \text{ (Eq 7.1 – NF EN 1998-5)}$$

avec  $r$  un coefficient dépendant du type d'ouvrage de soutènement.

Remarque concernant le coefficient  $r$  (provenant du guide méthodologique Cerema « Eurocode 7 – Application aux murs (NF P94-281) ») : La norme NF EN 1998-5 parle de murs-poids ce qui correspond à l'ensemble des murs retenant des terrains grâce au poids de ce dernier tels que les murs en Té, les murs poids, en gabions, ... Cette dénomination des Eurocodes 7 et 8 inclut donc l'ensemble des murs du domaine d'application de la norme NF P94-281.

Le tableau 7.1 de la norme NF EN 1998-5 est donc adapté de la manière suivante :

Type d'ouvrage de soutènement	$r$
Murs libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 300 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_T$ (mm)	2
Murs libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 200 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_T$ (mm)	1,5
Autres murs que les murs libres (murs ancrés, encastrés, non déplaçables...)	1

**Tableau 21** : Valeurs du facteur  $r$  pour le calcul du coefficient sismique horizontal

En présence de sols granulaires sous nappe, on limitera  $r$  à 1 à condition que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction soit supérieur à 2.

La valeur du coefficient sismique vertical  $k_v$  doit être prise égale à :

$$k_v = \pm 0,5k_h \text{ (Eq 7.2 – NF EN 1998-5)}$$

Le logiciel se limite à des coefficients sismiques constants sur toute la hauteur du mur. Au-delà d'une hauteur de 10 mètres (limite indiquée dans le paragraphe 7.3.2.2 (4)P de la norme NF EN 1998-5), la variabilité des coefficients n'est pas pris en compte.

## 5. Annexe 2 – Propriétés physiques des sols

Un sol peut être défini comme un ensemble formé de grains séparés par des interstices où se mêlent liquide et gaz. Trois phases sont considérées :

- Une phase solide constituée par les grains
- Une phase liquide constituée par de l'eau
- Une phase gazeuse constituée par de l'air

Les notations pour définir les différentes grandeurs suivantes sont indiquées dans le schéma suivant :

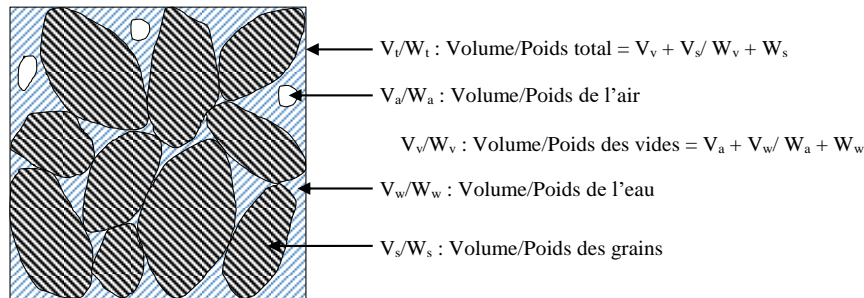


Figure 41 : Constituants du sol

Appellation	Symbole	Formules
Teneur en eau (%)	w	$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\gamma_w \cdot V_w}{W_s} = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma}$
Teneur en eau de saturation (%)	w <sub>s</sub>	$w_s = \frac{\gamma_w \cdot (V_w + V_a)}{W_s} = \frac{(1 + w)\gamma_w}{\gamma} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \gamma_w \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
Porosité ou Pourcentage des vides	n	$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_w + V_a}{V_w + V_a + V_s} = \frac{e}{1 + e} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$
Indice de vides	e	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_w + V_a}{V_s} = \frac{n}{1 - n} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$
Degré de saturation (%)	S <sub>r</sub>	$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\gamma_w \cdot V_w / W_s}{\gamma_w \cdot V_w / W_s} = \frac{w}{w_s}$
Poids spécifique des particules solides (kg/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub>	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$
Poids spécifique apparent humide (kg/m <sup>3</sup> )	γ	$\gamma = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_s + W_w}{V_g + V_w + V_a} = (1 - n)(1 + w)\gamma_s$
Poids spécifique apparent sec (kg/m <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub>	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = (1 - n)\gamma_s = \frac{\gamma}{1 + w}$
Poids spécifique de l'eau (kg/m <sup>3</sup> )	γ <sub>w</sub>	$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$
Poids volumique saturé (kg/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub>	$\gamma_{sat} = (1 + w_s)\gamma_d = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V_t} = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) + \gamma_w = \gamma' + \gamma_w$
Poids volumique immergé (kg/m <sup>3</sup> )	γ'	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$ Approximativement 0.62*γ <sub>d</sub>

Tableau 22 : Grandeurs définissant les propriétés du sol

## 6. Annexe 3 – Application de la NF EN 1998-5, Annexe E, et comparatifs avec les règles de l'AFPS

### 6.1 Différenciation du calcul selon la perméabilité du sol :

Les règles AFPS distinguaient :

- Les sols « fermés », où les molécules d'eau n'avaient pas le temps de se déplacer par rapport aux grains de sol, et où les pressions hydrostatiques restaient constantes. Ce qui signifiait en première approximation que, dans le complexe sol-eau, c'étaient les grains de sol qui reprenaient les contraintes dynamiques et que l'eau se comportait comme une masse inerte.
- Les sols « ouverts », où l'eau se comporte comme de l'eau libre, et pour laquelle divers diagrammes, de surpression sismique, vaguement paraboliques, étaient proposés. En revanche, ces diagrammes sont définis dans des cas particuliers, et impossibles à généraliser à des géométries complexes.

Le cas des sols « fermés » est facile à traiter, sachant que :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \Rightarrow \gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$$

Il suffit d'appliquer l'accélération sismique au volume de sol supposé déjaugé et au même volume supposé entièrement rempli d'eau selon l'AFPS.

Le cas des sols « ouverts » est plus compliqué.

Par ailleurs, l'annexe E de la NF EN 1998-5 a une philosophie similaire avec une autre terminologie pour la distinction des sols : sol sous nappe (très) perméable pour les sols ouverts et sol sous nappe imperméable pour les sols fermés, avec des indications supplémentaires par rapport aux règles AFPS.

Des formules indiquées dans le paragraphe 5. Annexe 2 – Propriétés physiques des sols, on en déduit en général (généralement  $\gamma_w < \gamma_s$ ) l'inégalité suivante :

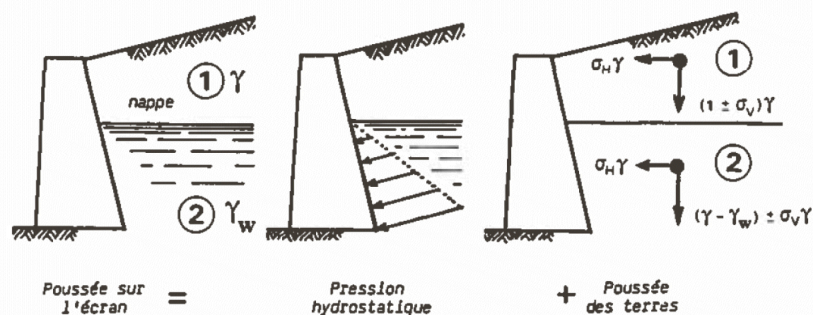
$$\gamma_{sat} > \gamma > \gamma_d > \gamma'$$

### 6.2 Paragraphe E6 – Sol sous nappe imperméable (milieu saturé fermé)

On fait dans ce cas, deux hypothèses de base :

- Les molécules d'eau n'ont pas le temps de se déplacer par rapport aux grains de sol, ce qui veut dire que, le complexe sol-eau se comporte comme une masse inerte vis-à-vis du séisme (hypothèse simple et qui paraît réaliste).
- Les grains de sol reprennent intégralement les contraintes dynamiques, ce qui signifie que la pression de l'eau ne varie pas (i.e. il n'y a pas de surpression hydrodynamique). Cette deuxième hypothèse est plus discutable, mais elle a le mérite de la simplicité.

Les règles AFPS (16.441) décrivent bien les forces volumiques à considérer :



**Figure 42 :** Représentation des forces volumiques sismiques selon l'AFPS (sol saturé fermé)

- $\gamma_{sat} - \gamma_w \pm k_v \gamma_{sat}$  Verticalement.
- $k_h \gamma_{sat}$  Horizontalement.



Il est à noter que, le dessin devrait faire figurer  $\gamma_{\text{sat}}$  et non  $\gamma$  dans la partie immergée.

Si l'on raisonne en termes d'angle  $\theta$ , on obtient : 
$$\tan \theta = \frac{k_h \gamma_{\text{sat}}}{(1 \pm k_v) \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}$$

Il y a donc divergence avec l'EC 8, qui propose : 
$$\tan \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Ce qui revient à :

- $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$  Verticalement.
- $k_h \gamma_{\text{sat}}$  Horizontalement.

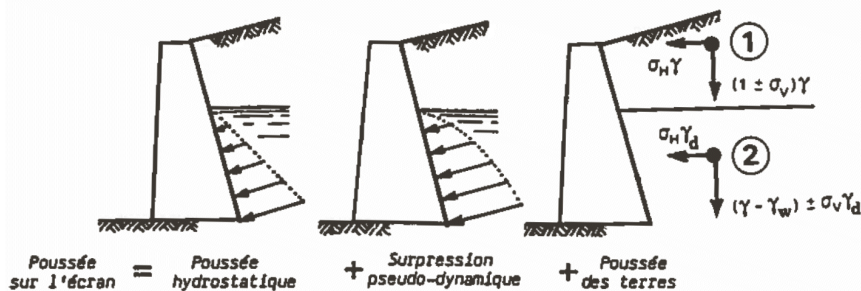
L'EC 8 applique donc  $\pm k_v (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$  à l'accélération verticale due au séisme au lieu de  $\pm k_v \gamma_{\text{sat}}$ , ce qui est beaucoup plus favorable. Ce faisant, on n'oublie pas seulement le poids de l'eau (qui est faible), mais une grande partie du poids des grains. Par exemple, pour un sol « standard »  $e = 0,40$ , de masse volumique  $20 \text{ kN/m}^3$  pour une saturation de 0,5 contient  $18,57 \text{ kN/m}^3$  de poids des grains et seulement  $2,86 \text{ kN/m}^3$  de poids d'eau à saturation. Donc :

- $\gamma_{\text{sat}} = 21,43$
- $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 11,43$

On constate donc que la démarche AFPS est plus pénalisante, mais elle a le mérite de s'expliquer clairement, ce qui n'est pas le cas de l'EC 8, où aucune explication n'est fournie.

### 6.3 Paragraphe E7 – Sol sous nappe (très) perméable (milieu saturé ouvert)

L'hypothèse de base est d'admettre que les réponses de l'eau et du sol sont découplées.



**Figure 43 :** Représentation des forces volumiques sismiques selon l'AFPS (sol saturé ouvert)

- $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v \gamma_d$  verticalement,
- $k_h \gamma_d$  horizontalement.

Il est à noter que, le dessin devrait faire figurer  $\gamma_{\text{sat}}$  et non  $\gamma$  dans la partie immergée.

Si l'on raisonne en termes d'angle  $\theta$ , on obtient : 
$$\tan \theta = \frac{k_h \gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v \gamma_d}$$

L'EC 8 propose : 
$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Ce qui revient à :

- $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$  verticalement (identique au milieu fermé).
- $k_h \gamma_d$  horizontalement.

Ce qui revient à prendre horizontalement  $\pm k_v (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$  au lieu de  $\pm k_v \gamma_d$ . En prenant le même sol « standard » que précédemment, on obtient :

- $\gamma_d = 18,57$ .

$$-\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 11,43.$$

Comme pour le « Sol sous nappe imperméable », la méthode AFPS est plus pénalisante, mais beaucoup plus compréhensible que l'EC 8.

La surpression hydrodynamique sur le parement est également différente, mais ne sera pas discutée ici.

#### 6.4 Résumé des différences E6 – E7 avec les règles AFPS

Pour les milieux fermés ou ouverts, l'EC8 considère que le poids volumique soumis à l'accélération verticale  $\pm k_v$  est toujours :

$$-\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Les règles AFPS considèrent quant à elles :

$$-\gamma_{\text{sat}} \quad \text{pour les milieux fermés.}$$

$$-\gamma_d \quad \text{pour les milieux ouverts.}$$

Il en découle que les angles  $\theta$  à considérer sont beaucoup moins élevés avec l'EC 8 qu'avec les règles AFPS. La méthode est donc moins pénalisante, bien que beaucoup moins compréhensible.

#### 6.5 Incidences sur le calcul de la poussée des terres amont

A partir des définitions de  $\tan \theta = Fh / Fv$  précédentes, on en déduit les forces volumiques  $Fv$  verticale et  $Fh$  horizontales à faire intervenir sont les suivantes en fonction des cas de figure :

- 1) Sol au-dessus de la nappe.

		Sol	Eau	Total
AFPS et EC8	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma$	0	$(1 \pm k_v) \gamma$
	Fh	$k_h \gamma$	0	$k_h \gamma$

- 2) Sol sous nappe en milieu fermé.

		Sol	Eau	Total
AFPS	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	$\pm k_v \gamma_w$	$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v \gamma_{\text{sat}}$
	Fh	$k_h \gamma'$	$k_h \gamma_w$	$k_h \gamma_{\text{sat}}$
EC 8	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	0	$(1 \pm k_v) (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$
	Fh	$k_h \gamma'$	$k_h \gamma_w$	$k_h \gamma_{\text{sat}}$

- 3) Sol sous nappe en milieu ouvert.

		Sol	Eau (*)	Total
AFPS	Fv	$\gamma' \pm k_v \gamma_d$	$\pm k_v \gamma_w$	$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \pm k_v \gamma_d$
	Fh	$k_h \gamma_d$	0	$k_h \gamma_d$
EC 8	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	0	$(1 \pm k_v) (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$
	Fh	$k_h \gamma_d$	0	$k_h \gamma_d$

(\*) Les pressions hydrodynamiques n'interviennent pas dans Culmann.

**Tableau 23** : Incidences sur le calcul de la poussée des terres amont

## 6.6 Incidences sur le calcul des efforts globaux

Les forces volumiques intervenant dans l'équilibre de la partie amont du mur sont strictement les mêmes que dans l'équilibre d'un coin de rupture de Culmann, à l'exception du poids volumique statique  $\gamma_w$  de l'eau. En effet, dans Culmann, le « poids » de l'eau  $\gamma_w V$  (rappelons qu'il s'agit d'un artifice de calcul, puisque le volume est surtout occupé par les grains de sol) est équilibré par les pressions triangulaires d'eau sur le parement et sur la ligne de rupture, ce qui n'est pas le cas lorsque l'on étudie l'équilibre global du mur.

On doit donc ajouter  $\gamma_w$  comme composante verticale de l'eau à tous les tableaux du §6.5 ci-dessus. Pour faciliter la lecture, les tableaux ainsi transformés sont donnés ci-dessous.

- 1) Sol au-dessus de la nappe.

		Sol	Eau	Total
AFPS	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma$	0	$(1 \pm k_v) \gamma$
EC8	Fh	$k_h \gamma$	0	$k_h \gamma$

- 2) Sol sous nappe en milieu fermé.

		Sol	Eau	Total
AFPS	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	$(1 \pm k_v) \gamma_w$	$(1 \pm k_v) \gamma_{\text{sat}}$
	Fh	$k_h \gamma'$	$k_h \gamma_w$	$k_h \gamma_{\text{sat}}$
EC 8	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	$\gamma_w$	$(1 \pm k_v) \gamma_{\text{sat}} \mp \gamma_w k_v$
	Fh	$k_h \gamma'$	$k_h \gamma_w$	$k_h \gamma_{\text{sat}}$

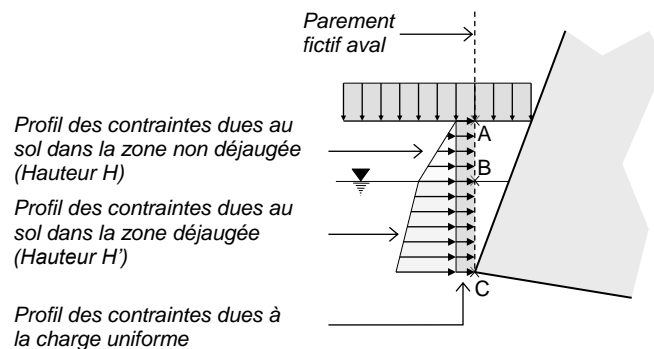
- 3) Sol sous nappe en milieu ouvert.

		Sol	Eau (*)	Total
AFPS	Fv	$\gamma' \pm k_v \gamma_d$	$(1 \pm k_v) \gamma_w$	$\gamma_{\text{sat}} \pm k_v \gamma_d$
	Fh	$k_h \gamma_d$	0	$k_h \gamma_d$
EC 8	Fv	$(1 \pm k_v) \gamma'$	$\gamma_w$	$(1 \pm k_v) \gamma_{\text{sat}} \mp k_v \gamma_w$
	Fh	$k_h \gamma_d$	0	$k_h \gamma_d$

(\*) Il y a lieu d'ajouter le diagramme des pressions hydrodynamiques directement sur le parement.

**Tableau 24 :** Incidences sur le calcul des efforts globaux

## 6.7 Incidences sur le calcul de la poussée des terres aval



**Figure 44 :** Action des terres situées en aval du mur

Implémenté pour tous les types de sols (application de  $(1 \pm k_v)$  à la composante verticale du poids par rapport au calcul simplifié du cas statique) :

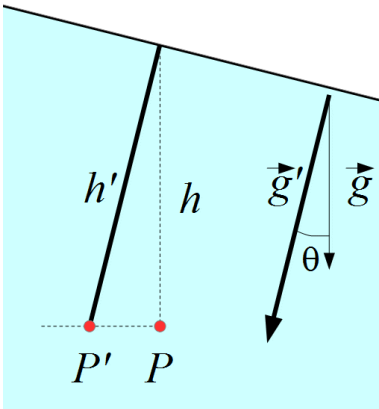
- $p_A = k_p \cdot \gamma_{qwa} \cdot q_{aval}$
- $p_B = k_p \cdot (\gamma_{qwa} \cdot q_{aval} + (1 \pm k_v) \cdot \gamma_{gs} \cdot \gamma \cdot H)$
- $p_C = k_p \cdot (\gamma_{qwa} \cdot q_{aval} + (1 \pm k_v) \cdot (\gamma_{gs} \cdot \gamma \cdot H + \gamma_{gs} \cdot \gamma' \cdot H'))$

Il faut en plus prendre en compte la composante d'accélération horizontale qui réduit la poussée des terres aval. Pour cela, on ajoute à la résultante des forces de poussée la force horizontale. Il s'agit d'une composante uniforme sur les parements AB puis BC dont la résultante vaut  $-k_h \cdot \gamma_{gs} \cdot (\gamma \cdot V_1 + \gamma_{sat} \cdot V_2)$  pour les milieux imperméables et  $-k_h \cdot \gamma_{gs} \cdot (\gamma \cdot V_1 + \gamma_d \cdot V_2)$  pour les milieux perméables, en notant  $V_1$  et  $V_2$  les volumes des terres non déjàugées et déjàugées, sans coefficient  $k_p$ . La résultante totale ne peut pas être négative, elle est donc minorée par 0.

## 6.8 Modification des pressions hydrostatiques

Une pression hydrodynamique est ajoutée pour le cas des sols sous nappe perméables. Pour les sols sous nappe imperméables, l'EN NF 1998-5 reste très vague sur le sujet, on peut simplement citer le §7.3.2.3(9P) : « Pour les conditions dynamiques d'imperméabilité, toutes les dispositions antérieures s'appliquent, à condition que le poids volumique du sol et le coefficient sismique horizontal soient modifiés de façon appropriée. ».

Il a été choisi d'appliquer un coefficient  $c$  aux pressions hydrostatiques afin de prendre en compte l'effet du séisme. Il a été calculé, simplement en remplaçant  $\vec{g}$  par  $\vec{g}'$  et en recalculant la pression au même point :



Pression sous  $\vec{g}$  :

$$P = \rho_w \cdot g \cdot h$$

Pression sous  $\vec{g}'$  :

$$P' = \rho_w \cdot g' \cdot h'$$

Avec :

$$g' = \delta \cdot g$$

$$h' = \frac{h}{\cos \theta}$$

Donc :

$$P' = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot \frac{\delta}{\cos \theta}$$

Avec :

$$\delta = \sqrt{(1+k_v)^2 + k_h^2}$$

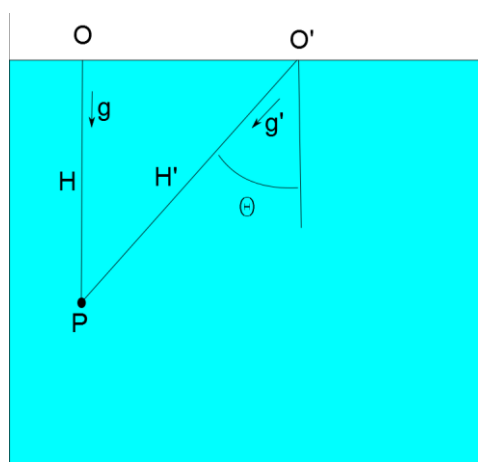
$$\cos \theta = \frac{1+k_v}{\delta}$$

Donc :

$$c = \frac{\delta}{\cos \theta} = \frac{k_h^2 + (1+k_v)^2}{1+k_v}$$

**Figure 45 :** Calcul de la pression sous séisme

On pourrait interpréter la pression sur l'eau s'exerce selon la direction de  $g'$  et non plus de  $g$ . Tout se passe comme si la gravité se faisait selon l'angle  $\theta$  et donc selon la profondeur  $H'$  et non  $H$ . Comme vu précédemment, on ne prend pas en compte une accélération verticale due aux effets sismiques. Il faut donc prendre  $k_v = 0$  dans la formule ci-dessus.



**Figure 46 :** Direction de  $g'$