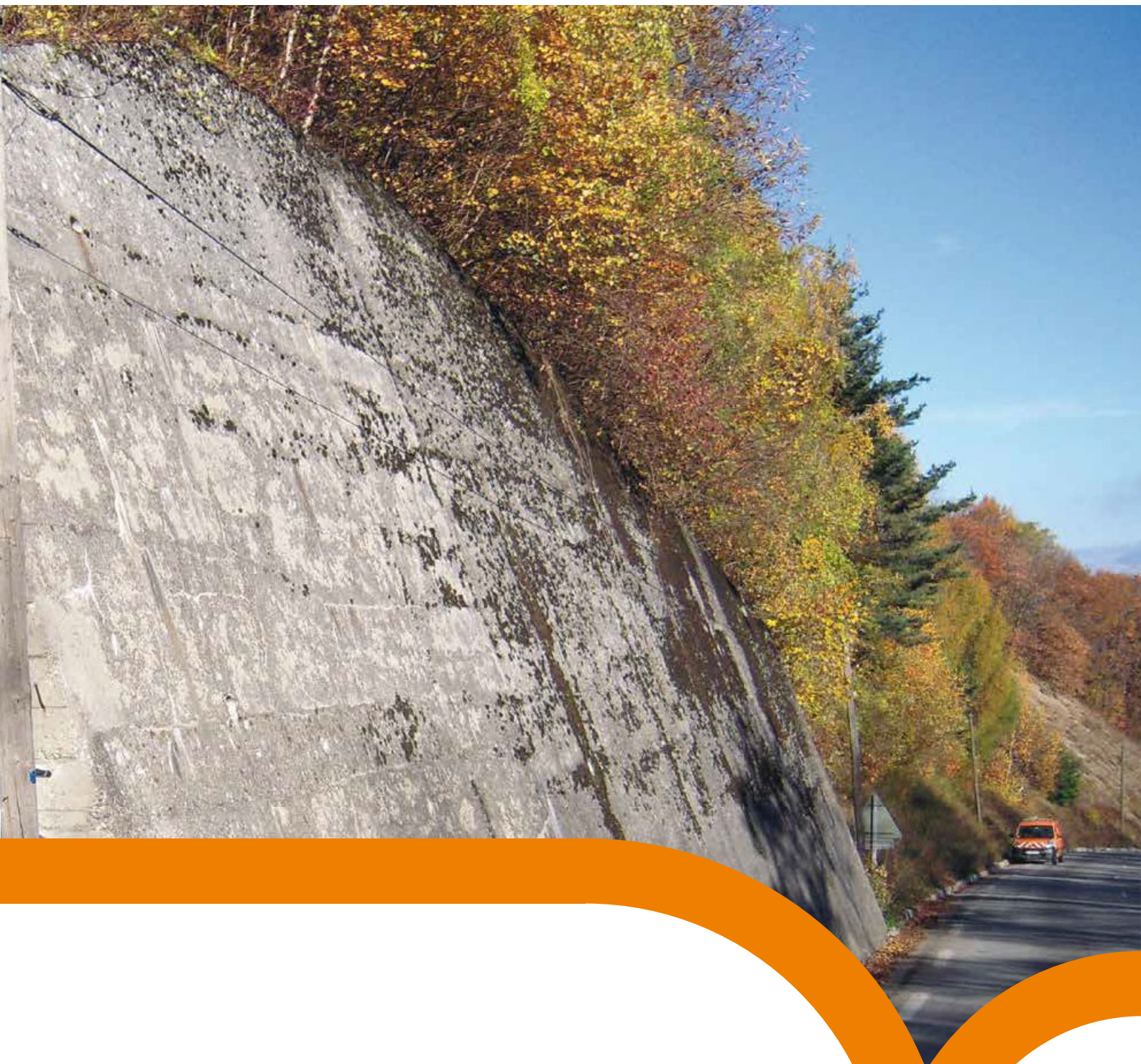


Eurocode 7

Application aux murs (NF P94-281)



Guide méthodologique

Eurocode 7

Application aux murs (NF P94-281)



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de rédaction :

- Aurore BRACH (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Sibylle DE MONTIGNY (Cerema Ile-de-France)
- Agnès JOSEPH (Cerema Centre-Est)
- Philippe LAHEURTE (Cerema Sud-Ouest)
- Cyril LOTTERIE (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Cécile MAUREL (Cerema Ile-de-France)
- Sabrina PERLO (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)

Groupe de relecture :

- Arnold BALLIERE (Cerema Méditerranée)
- Jean-Pierre BRETON (Cerema Sud-Ouest)
- Vivien DARRAS (SNCF Réseau)
- Grégory GENEUREUX (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Julien HABERT (Cerema Nord-Picardie)
- Philippe JANDIN (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Sophie LEGRAND (Cerema Nord-Picardie)
- Amandine LEMAIRE (Cerema Centre-Est)
- Thomas MARY (Cerema Méditerranée)
- Nicolas ROUXEL (Cerema Ouest)
- Richard VARVIER (Cerema Centre-Est)

Remerciements :

- Sébastien BURLON (Ifsttar)
- Laurent CHAT (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Fernando DIAS (DIR Ile-de-France)
- Samuel HEUMEZ (Cerema Ile-de-France)
- Laurent LLOP (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Julien PETIT (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Jérôme SALIBA (Cerema Méditerranée)

Coordination :

- Aurore BRACH (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)





Sommaire

Avant-propos	5
Chapitre 1 - Généralités	7
1 - Contexte de la norme	7
2 - Domaine d'application et définitions	7
3 - États limites et approches de calcul	8
4 - Organisation des justifications	11
5 - Murs en enrochements	12
6 - Stabilité générale	12
Chapitre 2 - Actions et sollicitations	13
1 - Actions	13
2 - Poussée et butée des terrains	16
3 - Charge transmise par le terrain	22
4 - Prise en compte des chocs routiers	25
5 - Combinaisons d'actions	28
Chapitre 3 - Sismique	31
1 - Textes de référence	31
2 - Principe des justifications	33
3 - Méthode simplifiée de Mononobe-Okabe	34
Chapitre 4 - Capacité portante	43
1 - Vérification de l'excentrement	43
2 - Calcul de la résistance nette du terrain	44
3 - Vérification de la capacité portante	54
Chapitre 5 - Glissement	56
1 - Généralités	56
2 - Vérification du non glissement	56
Chapitre 6 - Tassement	59
1 - Estimation des tassements à partir des modules pressiométriques de Ménard	59
2 - Estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique	64
Chapitre 7 - Répartition des efforts sous la semelle	66
1 - Principes et méthodes	66
2 - Méthode de Meyerhof	67
3 - Méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale	67
Chapitre 8 - Résistance interne	69
1 - Murs en Béton Armé	69
2 - Murs cellulaires et murs en gabions	74



Chapitre 9 - Exemples détaillés	83
1 - Présentation des exemples	83
2 - Exemple 1 : mur en T _é et écran fictif incliné	84
3 - Exemple 2 : mur en T _é avec un talus amont incliné	94
4 - Exemple 3 : mur poids avec choc et charge routière	109
5 - Exemple 4 : mur poids avec nappe d'eau	117
6 - Exemple 5 : mur en L avec charge localisée	124
7 - Exemple 6 : mur poids en gabions	132
Annexes	141
Annexe A - Logigrammes	141
Annexe B - Abaques de détermination de i_{δ}	150
Annexe C - Abaques de détermination de i_{β}	157
Notations et symboles utilisés	164
Bibliographie	167



Avant-propos

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

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

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

Pour aider à la familiarisation, l'apprentissage et l'appropriation de ces nouvelles normes, le Cerema Infrastructure de transport et matériaux a décidé de publier une série de guides méthodologiques pour mieux les appréhender. Des guides relatifs à la justification des fondations profondes [4] selon la norme NF P94-262, des fondations superficielles [5] selon la norme NF P94-261 et des écrans [6] selon la norme NF P94-282 ont déjà été publiés depuis 2014.

Ce guide traite donc des murs de soutènement, et s'appuie sur la norme d'application française NF P94-281. Il accompagne ainsi la prise en main des méthodes de justifications de l'Eurocode 7. Le guide est aussi un moyen de lever des doutes sur l'utilisation au quotidien de la norme NF P94-281.

Ce guide ne dispense pas de se référer à la norme NF P94-281 et à la norme NF EN 1997-1, traitant des murs, ainsi qu'à l'ensemble des autres Eurocodes le cas échéant.

Ce guide se veut être un lien entre les ingénieurs de calcul de structures et les géotechniciens afin de mettre en place une meilleure synergie entre ces deux domaines techniques et de co-concevoir les murs de soutènements. Le vocabulaire commun défini par l'Eurocode 7 et la norme NF P94-281 y est présenté et détaillé afin d'améliorer les échanges lors des phases de conception.

Le guide présente et décrit les méthodes de calcul nécessaires à la justification du dimensionnement des murs de soutènement, méthodes assez proches de celles permettant de justifier les fondations superficielles. Il contient aussi des exemples détaillés de justifications qui complètent le corps du guide, afin d'aider le lecteur à se familiariser avec ces nouvelles méthodes. Des logigrammes de synthèse viennent s'ajouter à l'ensemble, pour permettre de suivre les différentes étapes du calcul des résistances du terrain et des autres éléments nécessaires à la justification des murs.

Dans le corps du guide, les points particuliers sont identifiés par des encadrés colorés ; ils permettent d'apporter des explications sur la norme et son application. Les renvois aux normes sont indiqués en *[grisé et italique]*, et sans précision, il s'agit de la norme NF P94-281 objet de ce guide. Ces nombreux renvois permettent de conserver un lien fort vers la norme de référence.





Chapitre 1

Généralités

1 - Contexte de la norme

La norme française NF P94-281 « Justification des ouvrages géotechniques – Murs » est une norme d'application nationale de l'Eurocode 7 « Calcul géotechnique », norme NF EN 1997-1. Contrairement aux autres Eurocodes, pour les justifications géotechniques, chaque pays précise dans son corpus normatif les méthodes de calcul permettant d'appliquer l'Eurocode 7.

Cette norme a pour objectif le calcul géotechnique des murs de soutènement et donne la description des méthodes de justification des murs valables en France pour des ouvrages de catégorie géotechnique⁽¹⁾ 2 (en rosé et définie par le Tableau 1). Cette norme regroupe les méthodes courantes utilisées en France pour le calcul des murs ainsi que celles recommandées dans la norme NF EN 1997-1. Avant cette norme, contrairement aux autres types d'ouvrages géotechniques, il n'existait pas de normes nationales ou de règlements fixant les méthodes de calcul. Certaines méthodes avaient toutefois été explicitées dans les documents du Sétro Mur 73 [9] et dans le guide « Ouvrages de soutènement - Guide de conception générale » [10].

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique ^(a)	Base des justifications
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissances géotechniques qualitatives admises
	Complexes	2	Reconnaissances géotechniques et calculs nécessaires
CC2	Simple		
	Complexes	3	Reconnaissances géotechniques et calculs approfondis
CC3	Simple ou complexes		

^(a) Il n'y a pas de règles établies pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, on considère qu'un ouvrage courant relève au moins de la catégorie 2, et on classe en catégorie géotechnique 3 les cas particuliers des ouvrages établis dans un site instable, ou dans des conditions de risques sismiques importants, ou dans des sols évolutifs ou sensibles, les ouvrages nucléaires, de stockage GNL, etc.

Tableau 1 : Catégories géotechniques en fonction des classes de conséquence et des conditions de site [Tableau H.1]

Ces méthodes de justification sont basées sur l'Eurocode 7 et sont donc des méthodes de type semi-probabiliste avec une sécurité prise en compte au travers de coefficients partiels.

2 - Domaine d'application et définitions

La norme s'applique aux ouvrages fondés superficiellement dont le poids (y compris du coin de sol stabilisateur le cas échéant) joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu. Les ouvrages visés par la norme sont principalement les murs poids, en L ou T renversé, cellulaires, en béton, armé ou non, en maçonnerie, en éléments empilés en béton ou en gabions soutenant des sols⁽²⁾.

(1) Ce sont des ouvrages classiques qui ne présentent pas de risque exceptionnel, ni des conditions de terrain ou de chargements difficiles [2.1 (17) NF EN 1997-1]. Les principes de la norme peuvent être appliqués pour d'autres ouvrages plus complexes en y ajoutant les vérifications complémentaires nécessaires pour prendre en compte la complexité de l'ouvrage et/ou du site.

(2) Pour le dimensionnement des fondations au rocher, le lecteur pourra éventuellement se référer à l'annexe G de la norme NF EN 1997-1 ainsi qu'au guide Fondations au rocher - Reconnaissance des massifs rocheux, conception et dimensionnement des fondations. Guide technique. Sétro, octobre 2009, 108 p.



Pour les murs en gabions, la norme s'applique principalement aux gabions double torsion. Les gabions électro-soudés répondent aux mêmes exigences de dimensionnement, mais l'on doit tenir compte de leur comportement semi-rigide. Leur conception doit donc être adaptée pour prendre en compte l'influence éventuelle du contexte géotechnique et prendre des dispositions pour adapter la rigidité des fondations ou le parement (inclinaison, redans).

Cette norme s'applique aussi aux fondations superficielles des ouvrages qui ne sont soumis qu'à la pression des terres y compris celle créée par des charges sur le remblai. Pour des murs fondés sur pieux, il convient d'estimer la pression des terres d'après la norme NF P94-281 et d'utiliser la norme NF P94-262 sur les fondations profondes pour la justification du comportement des pieux. Les ouvrages en remblai ou sol renforcé relèvent de la norme NF P94-270.

La norme ne s'applique pas aux justifications de résistance des matériaux constitutifs des murs, justifications qui relèvent des Eurocodes appropriés. Un exemple de justification interne est toutefois présenté en Annexes D et E de la norme NF P94-281 pour des blocs de béton et des gabions.

3 - États limites et approches de calcul

La norme NF P94-281 ne s'applique pleinement qu'aux murs soumis à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs. Ce guide présente néanmoins les exigences de la norme au sujet des vérifications des états limites sismiques ainsi que les textes de référence dans le chapitre 3. Ce chapitre décrit aussi le principe de la méthode de Mononobe-Okabe pour estimer la pression des terres sous sollicitations sismiques selon l'Eurocode 8.

3.1 - États limites

Les vérifications des états limites ultimes (ELU) portent sur :

- le poinçonnement du sol support incluant le défaut de capacité portante et l'excès d'excentricité du chargement ;
- le glissement de la semelle ;
- la résistance structurale des éléments du mur ;
- la stabilité vis-à-vis des déplacements et des rotations ;
- le cas échéant, la résistance de la structure au soulèvement hydraulique⁽³⁾ ;
- la stabilité générale.

Les vérifications des états limites de service (ELS) portent sur :

- la stabilité vis-à-vis des déplacements et des rotations⁽⁴⁾, y compris sous les actions liées au gel ou au gonflement des sols⁽⁵⁾ ;
- les charges de fluage incluant une vérification de la capacité portante et des critères d'excentricité du chargement appliqué à la semelle ;
- le fonctionnement et la durabilité des éléments du mur.

Pour les murs cellulaires ou en gabions, la vérification du non renversement s'apparente à un état limite de type EQU [8.2.1 (1) NOTE 3]. Il en est de même pour les murs ayant un sol de fondation très raide i.e. fondés « au rocher ». Dans ces deux cas seulement, il convient de réaliser cette justification vis-à-vis d'un état limite de type EQU en s'assurant d'avoir au niveau de la base du mur au point le plus à l'aval, un moment stabilisateur plus important que le moment déstabilisateur. Cette justification est équivalente à la justification du non-renversement qui est décrite dans le guide [10] pour de plus amples informations sur la vérification du non renversement.

Le Tableau 2 synthétise les états limites et les situations de projets à prendre en compte pour la justification des murs.

(3) Ces justifications sont décrites dans l'Eurocode 7 et les facteurs partiels à utiliser sont rappelés dans l'annexe A de la norme NF P94-281 et dans l'annexe A de la norme NF EN 1997-1.

(4) L'annexe L de la norme NF P94-261 donne des éléments sur les déformations et les mouvements acceptables pour les structures portées.

(5) Pour la prise en compte des effets de l'eau sur le comportement de la semelle, y compris le gel ou le gonflement des sols, le lecteur est invité, en plus de ce guide, à consulter l'annexe O de la norme NF P94-261.



3.2 - Approches de calcul

En France, pour les justifications géotechniques des états limites ultimes en situations durables et transitoires, deux approches de prise en compte de la sécurité sont possibles⁽⁶⁾ [2.4.7.3.4.1 (1) NF EN 1997-1/NA] :

- approche 2 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les résistances du terrain par des facteurs partiels de sécurité [2.4.7.3.4.3 (1) NOTE 1 NF EN 1997-1] ;
- approche 3 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les paramètres de résistance du terrain par des facteurs partiels de sécurité [2.4.7.3.4.4 (1) NOTE 1 NF EN 1997-1].

En France, le choix a été fait de recommander de manière générale l'approche de calcul 2 pour les justifications des états limites STR et GEO⁽⁷⁾ (dès lors que l'on a des actions géotechniques⁽⁸⁾) [2.4.7.3.4.1 (1) NF EN 1997-1/NA].

L'approche de calcul 3 peut être utilisée en France pour les vérifications de la stabilité générale d'un site, la stabilité d'ensemble des écrans, des ouvrages en remblais renforcés ou des massifs en sols cloués, etc. [2.4.7.3.4.1 (1) NF EN 1997-1/NA]

(6) Seules les approches 2 et 3 sont utilisées en France. L'approche 1 est décrite dans l'article 2.4.7.3.4.2 de la norme NF EN 1997-1.

(7) Plus de précisions sont disponibles dans les Eurocodes 0 et 7 [normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1].

(8) Certaines exceptions sont possibles et sont décrites dans l'Eurocode 0, ses annexes et ses annexes nationales. [A1.3.1 NF EN 1990/NA pour les bâtiments et A2.3.1 (5) NF EN 1990/A1/NA pour les ponts et passerelles].



Situations de projet	États limites	Types d'état limite
Situations durables - phase d'exploitation définitive (l'ouvrage est construit et supporte les charges d'exploitation définitives) - phase d'exploitation provisoire (l'ouvrage est construit, mais il supporte des charges d'exploitation provisoires, ex charges de chantier de l'itinéraire)	ELS Caractéristiques	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation de la charge transmise au terrain (géotechnique)
		Type structurel
	ELS Quasi-permanents	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation de la charge transmise au terrain (géotechnique)
		Tassements ^(a) et déplacements ^(b) (géotechnique)
		Type structurel
	ELS Fréquents ^(c)	Type structurel
	ELU Fondamentaux	GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
		GEO stabilité générale
		STR
Situations transitoires - phase de construction	ELS Caractéristiques	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation de la charge transmise au terrain (géotechnique)
		Type structurel
	ELU Fondamentaux	GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
Situations accidentelles	ELU Accidentels	GEO stabilité générale
		STR
		GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
Situations sismiques	ELU Sismiques	STR
		GEO stabilité générale
		GEO glissement
		GEO capacité portante

^(a) Tassements absolus et différentiels.
^(b) Déplacements et rotations.
^(c) Utilisée pour les justifications de type structurel (vérification de la fissuration du béton armé pour les ouvrages d'art).

Tableau 2 : Situations de calcul à vérifier aux états limites pour un mur



4 - Organisation des justifications

L'ensemble des méthodes de calcul présentées nécessite la définition d'un modèle géologique et géotechnique qui doit être établi selon des approches et des méthodes spécifiques et adaptées à chaque projet. Cette étape préalable aux calculs est primordiale afin de réduire les incertitudes inhérentes à l'étude de sol et celles liées au calcul.

Pour les murs, bien que ces ouvrages soient souvent considérés comme « simples », les seules bases de l'expérience et de reconnaissances qualitatives ne sont pas suffisantes. Il est nécessaire de réaliser des reconnaissances quantitatives notamment sur les propriétés mécaniques des terrains [6.2 (1) NOTE 1].

Les méthodes de justification des murs peuvent être classées en deux grandes catégories :

- basées sur des essais *in situ* des propriétés mécaniques des sols : pressiomètre, pénétromètre... ;
- basées sur des essais de laboratoire permettant de déterminer les propriétés mécaniques des sols : essais œdométriques, essais de cisaillement (boîte de Casagrande, triaxial...), etc.

Le Tableau 2 a présenté les différentes vérifications à mener. Une fois le modèle géologique et géotechnique défini, la Figure 1 décrit le déroulement des vérifications et les chapitres du guide traitant de ces étapes.

Les vérifications en déplacements du mur ne dispensent pas de limiter ces derniers par des conditions d'exécution soignées (protection, purge du fond de fouille) ou des dispositions constructives adaptées (encastrement de la semelle hors gel...).

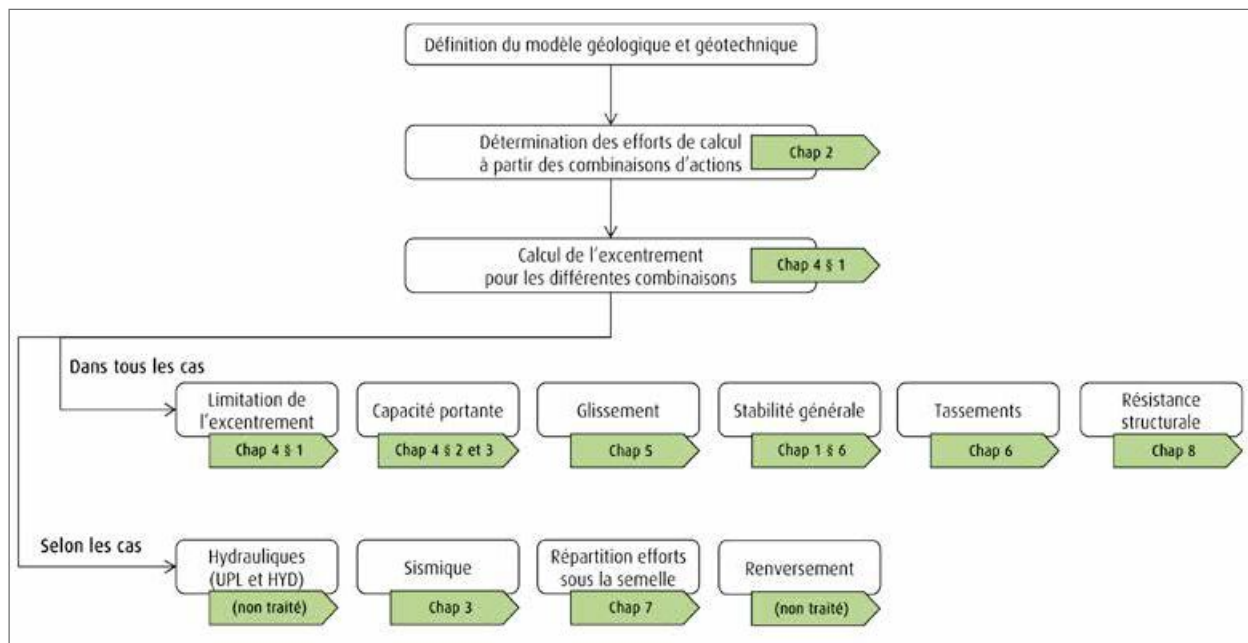


Figure 1 : Organisation des vérifications pour un mur



5 - Murs en enrochements

Les murs en enrochement ne font a priori pas partie du domaine d'application de la norme NF P94-281. Le lecteur est invité à se reporter au guide⁽⁹⁾ « Rock Manual ». Celui-ci s'appuie pour certaines justifications (portance notamment) sur l'Eurocode 7 et ses normes d'application françaises.

Toutefois, les murs en enrochements liés peuvent relever des règles de calculs d'un mur poids classique, pour lequel les règles de la norme NF P94-281 sont applicables. Dans ce cas, il sera nécessaire de vérifier la résistance des matériaux composant le mur. Ces considérations font appel aux critères de qualité des matériaux d'enrochement, décrites dans le chapitre 3 Matériaux, du Guide Rock Manual⁽⁹⁾.

6 - Stabilité générale

Le domaine d'application de la norme NF P94-281 ne concerne que les ouvrages de catégorie géotechnique 2. Le site doit donc être stable avant la réalisation du mur pour que la norme s'applique pleinement.

La vérification de la stabilité générale doit être vérifiée tant pour les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé. Elle peut être effectuée selon les approches 2 et 3 de l'Eurocode. Ce choix est influencé par la méthode de calcul utilisée, comme par exemple l'emploi de l'approche 3 lors de la mise en œuvre des méthodes de type Bishop ou des perturbations.

Selon l'approche de calcul retenue, le facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$ est le suivant [11.5] :

- pour l'approche 2 pour une méthode des tranches dans le cas d'une rupture circulaire, $\gamma_{R;d} = 1,0$;
- pour l'approche 3 pour une méthode des tranches dans le cas d'une rupture circulaire, $\gamma_{R;d} = 1,2$.

Si l'ouvrage est peu sensible aux déformations, $\gamma_{R;d}$ peut être plus faible.

⁽⁹⁾ Guide Enrochement – L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques – Version française du Rock Manual – CIRIA ; CUR ; CETMEF – 2009 – Cetmef Compiègne – 1304 p.





Chapitre 2

Actions et sollicitations

1 - Actions

1.1 - Généralités

L'article 4.1.1 de la norme NF EN 1990 classe les actions selon les trois familles suivantes : les actions permanentes (*G*), les actions variables (*Q*) et les actions accidentelles (*A*) [5.1.1 (1)].

1.1.1 - Les actions permanentes (*G*)

Elles sont « de longue durée » d'application et regroupent les actions ayant un caractère permanent (actions dues à la pesanteur : poids propre des structures et équipements) mais également les tassements différentiels, l'action de la précontrainte et les actions de retrait et de fluage.

La norme NF P94-281 précise que les actions dues au sol sont également à considérer comme permanentes :

- actions d'origine pondérale : poids du mur, du coin de sol... [5.1.2.1 (1)] ;
- actions de poussée ou de butée du sol [5.1.2.2 (2)] ;
- actions dues à l'eau dont l'effet peut être assimilé à celui de pressions statiques [5.1.4.1 (1)].

1.1.2 - Les actions variables (*Q*)

Les actions variables ont un caractère non permanent.

Elles regroupent :

- les actions variables climatiques : vent, neige, température ;
- les actions variables d'exploitation :
 - les charges de trafic routier, piétonnier ou ferroviaire et leurs effets dynamiques (freinage / accélération),
 - les charges d'exploitation des bâtiments,
 - les actions dues à des mouvements de fluides (vidange de réservoirs, actions des vagues, actions dans des silos,...),
 - les actions hydrodynamiques dues à l'eau,
 - les vibrations.

1.1.3 - Les actions accidentelles (*A*)

Elles proviennent de phénomènes se produisant exceptionnellement. On distingue :

- les actions accidentelles « provoquées » : chocs, explosions ;
- les actions accidentelles naturelles : actions dynamiques de l'eau (embâcles, marées exceptionnelles...) [5.1.4.3 (1)], actions gravitationnelles (glissement de terrain, chutes de pierre...).

1.1.4 - Points particuliers

À ces trois familles d'actions s'ajoutent les actions en cours d'exécution (charge des engins, préchargement, compactage...) pouvant influencer sur le dimensionnement et la justification des murs. Certaines sont spécifiées dans la norme NF EN 1991-1-6.



Cas particulier des actions sismiques

Il faut aussi prendre en compte les actions liées aux séismes qui sont traitées par l'Eurocode 8 [NF EN 1998]. Le lecteur est invité à se reporter au chapitre 3 du présent guide.

Cas particulier des actions transmises par le sol

Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau et dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol, sont traitées comme des actions variables ou permanentes selon leur durée d'application. Par exemple, l'effet des pressions sur un mur dues à une charge d'exploitation est à considérer comme une action variable. Si l'effet des pressions résulte d'une charge permanente (stockage quelconque), cet effet est à considérer comme une action permanente [5.1.3].

Cas particulier des actions dues à l'eau

Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont à considérer comme permanentes. Il s'agit de l'effet de l'eau contenue dans le terrain, en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (effet négligeable des gradients hydrauliques et actions dues à l'eau représentées sous forme de pressions statiques ou d'effets hydrodynamiques), s'apparentant à une action à transmission directe (poussée d'Archimède par exemple). Le caractère variable est pris en compte par différents niveaux statiques selon les situations de projet (voir paragraphe 1.3.1 du présent chapitre).

Dans le cas où les gradients hydrauliques ne sont pas négligeables, il convient de vérifier les états limites ultimes hydrauliques de type HYD.

Les actions hydrodynamiques (autres que l'action du courant) sont, selon leur nature et leur intensité, à classer parmi les actions variables ou accidentelles. Il s'agit principalement d'actions dues à la houle, au courant de marée, au batillage ou celles engendrées par un séisme [5.1.4.3 (1)].

1.2 - Actions dues au sol et d'origine pondérale

1.2.1 - Actions du poids du sol

Les actions du poids du sol sont évaluées à partir des volumes mis en jeu et des poids volumiques de celui-ci.

Les volumes mis en jeu doivent tenir compte du modèle de fonctionnement de l'ouvrage adopté⁽¹⁰⁾.

Le volume retenu dans les calculs doit également intégrer une éventuelle modification défavorable de la géométrie lorsqu'elle est prévisible (rechargement d'un remblai de couverture ou d'un remblai situé à l'arrière d'un soutènement par exemple).

S'agissant des poids volumiques, ceux-ci sont déterminés de la façon suivante :

- pour les sols en place, ils peuvent être évalués à l'aide de différentes mesures *in situ* ou en laboratoire (après prélèvements) ;
- pour les sols rapportés, il convient de distinguer trois scénarii [F.3] :
 - dans les cas courants, sauf indication particulière du marché, il est admis de prendre en compte un poids volumique égal à 20 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 22 kN/m³ pour les sols saturés (*i.e.* sous la nappe),
 - si le poids volumique des matériaux rapportés est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison donnée, on peut retenir pour cette combinaison un poids volumique égal à 18 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 20 kN/m³ pour les sols saturés,
 - si l'on utilise un matériau rapporté d'origine particulière, les modalités de détermination ou la valeur de son poids volumique peuvent être fixées au marché.

Dans tous les cas, les valeurs précédentes (proposées par l'Annexe F de la norme NF P94-281) sont à utiliser avec discernement en fonction de chaque projet.

1.2.2 - Actions de poussée ou de butée

D'une manière générale la norme NF P94-281 renvoie partiellement vers l'article 9.5 de la norme NF EN 1997-1 pour la détermination des actions de pression du sol en plus des éléments qu'elle contient. Le lecteur est invité à consulter le paragraphe 2 du présent chapitre.

(10) Pour les fonctions de soutènement, par exemple, il faut adapter ces volumes au modèle de calcul adopté pour la mobilisation de la poussée (définition du bloc de sol solidaire du mur par exemple).



1.3 - Actions dues à l'eau : pressions statiques

1.3.1 - Niveaux de référence

L'intensité et la répartition des pressions doivent être évaluées à partir de niveaux de référence en adéquation avec les situations de projet considérées. Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain (eaux libres fluviales ou autres) et des eaux souterraines (libres ou captives) doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

Pour autant, ce choix doit rester une estimation prudente du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré. Du fait de la prise en compte des contraintes effectives, les niveaux peuvent aussi évoluer au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

Les annexes nationales A1.3.1 NF EN 1990/NA et A2.2.6 (1) NOTE 3 NF EN 1990/A1/NA fixent trois niveaux de référence à déterminer pour les situations durables et transitoires :

- niveau EB, eaux basses (quasi-permanent), susceptible d'être dépassé pendant 50 % du temps de référence ;
- niveau EF, eaux fréquentes, susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence ;
- niveau EH, eaux hautes (caractéristique), présentant généralement une période de retour de 50 ans (probabilité de dépassement de 2 % par an pour les ponts). Cette période de retour doit être adaptée suivant la durée de vie des ouvrages ou les phases considérées (pour les phases travaux, on peut retenir une période de retour de 10 ans par exemple). Pour les combinaisons ELU en situations durables et transitoires, il faut donc utiliser ce niveau d'eau.

Pour les situations accidentelles, un niveau EE (exceptionnel) est à considérer. Il correspond au niveau le plus élevé ou le plus bas qui ne peut pas être physiquement dépassé. Il est donc indispensable de vérifier que les pondérations à l'ELU fondamental n'induisent pas des niveaux et des actions supérieurs à ce que le niveau EE engendre.

Le lecteur peut s'appuyer sur la note informative rédigée par la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques « Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7 »⁽¹¹⁾.

En géotechnique, les niveaux les plus défavorables vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage peuvent être bas ou haut. Il convient donc de déterminer suivant les états limites considérés, les niveaux bas Eb, Ef, Eh et Ee respectivement, et de distinguer les niveaux amonts et avals si besoin. Par exemple, pour la vérification en portance, il conviendra d'utiliser un niveau « eaux hautes bas » Eh pour les ELU en situations durables et transitoires. À l'inverse, pour le glissement, il conviendra d'utiliser un niveau « eaux hautes haut » EH.

Pour les combinaisons ELU en situations durables et transitoires (fondamentaux), il faut considérer le niveau caractéristique eaux hautes EH et/ou Eh.

Pour les combinaisons ELU accidentelles, il faut considérer le niveau exceptionnel EE et/ou Ee.

Pour les combinaisons ELS caractéristiques, il faut considérer le niveau caractéristique EH et/ou Eh.

Pour les combinaisons ELS fréquentes, il faut considérer le niveau fréquent EF et/ou Ef.

Pour les combinaisons ELS quasi-permanentes, il faut considérer le niveau eaux basses EB et/ou Eb ou fréquent EF et/ou Ef suivant les conditions de fissuration de la structure.

Les données piézométriques n'étant pas systématiquement abondantes pour les projets considérés, les niveaux peuvent être estimés de manière sécuritaire.

Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement estimé à partir d'un niveau de fond de lit mineur en tenant compte de son évolution prévisible (résultats d'études géotechniques et hydrauliques).

Ces différents niveaux sont fixés au cours des études de projet et doivent être mentionnés dans les marchés. Un calcul en fourchette peut, le cas échéant, être proposé pour un état-limité visé, en fonction du caractère favorable ou défavorable de l'action considérée.

(11) [20] *Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7. Note de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques. CNJOG, Février 2014, 5 p.*



1.3.2 - Actions résultantes

Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau est pris égal à 10 kN/m^3 [AN4.1 NF EN 1997-1/NA]. Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont alors définies à l'aide des différents niveaux de référence mentionnés ci-avant.

Il est rappelé que ces actions sont considérées comme permanentes pour former les combinaisons d'actions même si elles ne sont pas, en toute rigueur, des actions permanentes au sens de la norme NF EN 1990. Leur caractère variable est alors pris en compte par l'intermédiaire des différents niveaux considérés pour les différentes situations.

1.4 - Actions à transmission directe

Au sens de la norme NF P94-281, les actions à transmission directe regroupent les actions appliquées au mur, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol et qui ne sont pas transmises par celui-ci [5.1.5 (1) NOTE 1]. Ce sont par exemple les effets d'un choc sur un dispositif de retenue en tête, de la circulation en aval du mur au-dessus du patin... Elles regroupent donc des actions émanant des trois familles permanentes, variables ou accidentelles et habituellement déterminées dans les calculs de structures ou de descentes de charges.

La valeur caractéristique de ces actions (indice « k ») est souvent la principale valeur représentative. Cette valeur est à calculer conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1991 et leurs annexes et annexes nationales [NF EN 1997-1 2.4.5.1 (1)], et qui peuvent être complétées par des clauses techniques du marché. Le mode de détermination de ces valeurs caractéristiques n'est pas rappelé ici, mais le lecteur est invité à se reporter aux différentes parties de la norme NF EN 1991 ainsi qu'au guide [1] « Eurocodes 0 et 1 – Application aux ponts routes et passerelles » pour le cas des ouvrages de génie civil.

Le traitement complet d'une structure peut nécessiter également de se référer à d'autres Eurocodes ou parties d'Eurocodes. Par exemple, les effets dus au retrait et au fluage du béton sont à rechercher dans l'Eurocode 2. Il est précisé également que l'intensité d'une action à transmission directe peut dépendre de l'interaction sol-structure. C'est le cas du freinage sur un tablier de pont qui se répercute sur chacun des appuis (piles et culées) en fonction de la raideur globale de ces derniers.

Cas spécifiques des actions accidentelles :

La valeur de calcul A_d d'une action accidentelle doit être spécifiée pour le projet individuel en lien avec la norme NF EN 1991-1-7 « Actions accidentelles ». Cette valeur intervient directement dans les combinaisons d'actions i.e. le coefficient pondérateur de l'action vaut 1.

2 - Poussée et butée des terrains

2.1 - Pression des terres au repos

La pression latérale au repos exercée par un massif de sol est supposée être caractérisée par le coefficient K_0 , rapport entre la contrainte effective horizontale σ_h' et la contrainte effective verticale σ_v' : $K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$. Ce coefficient varie suivant la nature du sol et son histoire et en particulier son état de compacité.

Dans le cas d'un massif homogène, semi-infini à surface horizontale et à déformation latérale nulle, l'utilisation de l'élasticité linéaire isotrope conduit à l'expression⁽¹²⁾ :

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

Avec :

ν : coefficient de Poisson du sol.

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



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

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

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

Pour les sols surconsolidés, on trouve comme expression⁽¹³⁾ :

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

Avec :

R_{OC} : rapport de surconsolidation $R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$ [5.1.3.3 (2) NF P94-282] ;

σ'_p : contrainte de préconsolidation ;

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

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

$$K_{0,\beta} = K_0 \times (1 + \sin \beta) \text{ [Formule 5.1.3.2 NF P94-282]}$$

2.2 - Déplacements nécessaires pour mobiliser la poussée

A partir d'un état d'équilibre qui correspond à la pression des terres au repos, quand le mur se déplace et que le sol se trouve dans :

- un état de traction, le sol est dans un état de poussée ;
- un état de compression, le sol est dans un état de butée.

Afin de mobiliser la poussée, des déplacements du mur et du sol sont nécessaires. L'Annexe C de la norme NF EN 1997-1 donne des éléments permettant de déterminer les déplacements nécessaires⁽¹⁴⁾. Ils dépendent du type de mouvement du mur et de la densité du sol.

(13) [3] *Ko-OCR Relationships in Soil*. MAYNE, P.W. et KULHAWY, F.H. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1982, Vol 108, GT6, p 851-872.

(14) Les déplacements nécessaires pour mobiliser la butée sont décrits dans le Tableau C.2 de la norme NF EN 1997-1 mais ne sont pas repris dans le présent guide.



Type de mouvement du mur	v_a sol lâche	v_a sol dense
	$h/250$ à $h/200$	$h/1000$ à $h/500$
	$h/500$	$h/2000$ à $h/1000$
	$h/125$ à $h/100$	$h/500$ à $h/200$
	$h/250$ à $h/200$	$h/1000$ à $h/500$

Tableau 3 : Rapport du mouvement v_a du mur nécessaire pour mobiliser la poussée des terres par rapport à la hauteur du mur h [Tableau C.1 NF EN 1997-1]

Ces valeurs montrent que pour des murs de soutènement, l'état de poussée limite est généralement atteint. L'exemple 1 présenté au chapitre 9 du présent guide présente un ordre de grandeur des déplacements nécessaires pour mobiliser la poussée.



2.3 - Détermination de la valeur limite de la pression des terres

Plusieurs théories de détermination de la poussée limite des terres peuvent être utilisées [8.5.1] :

- la théorie de Rankine, pour les géométries simples (massif horizontal et écran vertical sans frottement), qui est basé sur la théorie de rupture de Mohr-Coulomb et qui suppose que tout le massif de sol est en équilibre plastique ;
- la théorie de Boussinesq dont dérivent les tables de Caquot, Kérisel et Absi, basée sur la résolution des équations différentielles d'équilibre du coin de sol pour des géométries simples mais autorisant des inclinaisons du parement et du massif amont ;
- la théorie de Coulomb, basée sur l'équilibre statique d'un coin de sol avec une surface de rupture plane. De cette théorie découle la méthode de Culmann permettant de traiter n'importe quelle forme de massif amont.

Pour la détermination des contraintes de poussée du terrain à l'arrière d'un écran fictif, la théorie de Caquot-Kérisel (dérivant de celle de Boussinesq) est généralement utilisée [8.5.1 (4)].

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

La norme NF P94-281 propose de déterminer les valeurs de la poussée et de la butée des terres sous l'effet du poids volumique, d'une surcharge uniforme q et de la cohésion, à partir des coefficients proposés par Kérisel et Absi tirés des tables qu'ils proposent ou par d'autres méthodes [5.1.2.2 (3)].

Les coefficients de poussée et de butée d'un sol pesant et frottant, $k_{a\gamma}$, k_{aq} , $k_{p\gamma}$ et k_{pq} sont donnés dans les Tables de Poussée et de Butée des Terres [8] en fonction de l'angle de frottement φ' pour différentes valeurs de λ , de β / φ' et de δ / φ' (Figure 2).

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

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

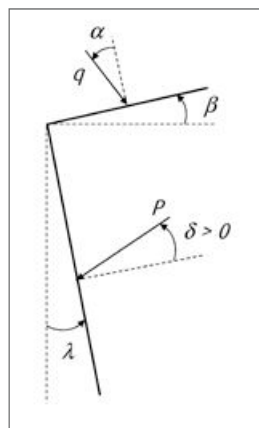


Figure 2 : Conventions et notations selon Kérisel et Absi [Figure 3.3.1]

Dans les cas courants, pour déterminer la poussée limite des terres liée au terrain pesant et frottant (sans cohésion) pour un sol homogène, l'expression suivante peut être utilisée :

$$F_{a\gamma} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres qui peut être déterminé à partir des tables de Caquot Kérisel et Absi ;

γ : poids volumique du terrain ;

H : hauteur d'application de la poussée des terres.



2.4 - Modèle de comportement et inclinaison de la poussée

En général, la modélisation d'un mur de soutènement considère un bloc monolithique constitué du mur et du volume de sol considéré comme solidaire de ce dernier (Figure 3). Pour ce faire, on définit un écran fictif à l'arrière du mur qui constitue la délimitation du coin de sol. Pour les murs en T_e ou à redans, le plan est généralement considéré vertical ; pour les murs poids et les murs cellulaires, ce plan est généralement incliné.

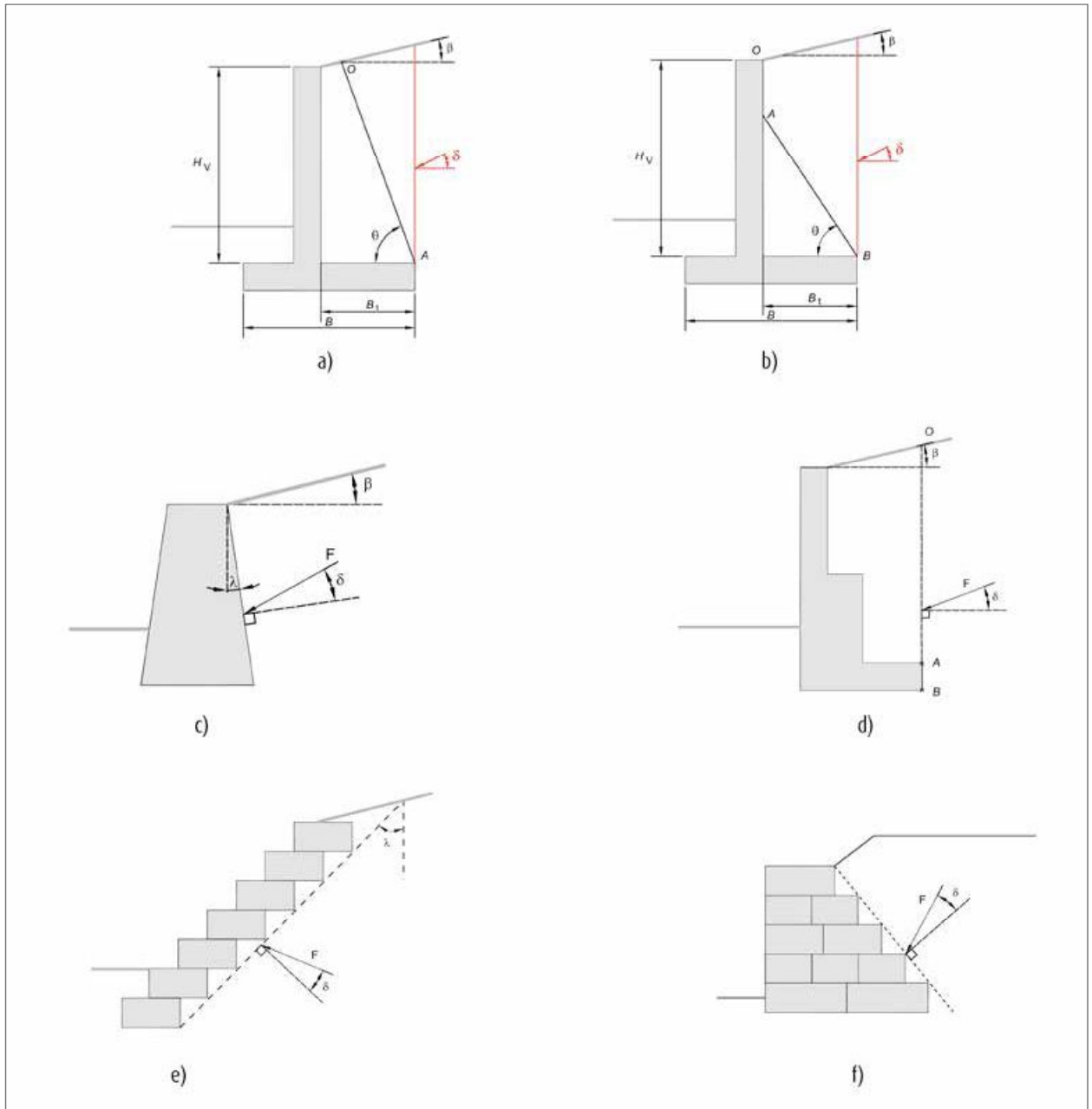


Figure 3 : Modélisation du bloc monolithique et écrans fictifs généralement adoptés [Figure 8.5.1.1 et 8.5.1.2]

Une fois le type d'écran fictif fixé, il est nécessaire de déterminer l'inclinaison de la poussée δ . Le Tableau 4 donne les éléments permettant le calcul de δ à prendre en compte soit pour la poussée liée au sol pesant soit pour celle due à une surcharge située à l'amont de l'écran fictif (une surcharge située à l'aval de cet écran fictif doit être prise en compte directement dans la combinaison des actions s'appliquant au bloc monolithique⁽¹⁵⁾).

(15) L'exemple 5 du chapitre 9 illustre ce cas de figure.



Type de mur et d'écran fictif		Commentaires	δ	
			δ_p (poids)	δ_q (surcharge)
Mur en L ou en T \acute{e} renvers \acute{e} $\grave{\text{a}}$ $\acute{\text{e}}$ cran fictif vertical (en rouge) (Figure 3 a et b)	$H_v \leq B_t \cdot \tan \theta$ (Figure 3 a)	Dans ce cas, il est n \acute{e} cessaire de calculer θ pour d $\acute{\text{e}}$ terminer δ	β	$\sup\left(\beta; \frac{1}{3}\varphi'\right)$
	$H_v > B_t \cdot \tan \theta$ (Figure 3 b)		$\beta + (\delta_0 - \beta)\left(1 - \frac{B_t \cdot \tan \theta}{H_v}\right)^2$ Avec $\delta_0 = \sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\beta + (\delta_0 - \beta)\left(1 - \frac{B_t \cdot \tan \theta}{H_v}\right)^2$ Avec $\delta_0 = \sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
Mur en L ou en T \acute{e} renvers \acute{e} $\grave{\text{a}}$ $\acute{\text{e}}$ cran fictif inclin \acute{e}	$H_v \leq B_t \cdot \tan \theta$ (Figure 3 a)	Dans ce cas, θ est la valeur de l'inclinaison de l' $\acute{\text{e}}$ cran fictif	φ'	φ'
	$H_v > B_t \cdot \tan \theta$ (Figure 3 b)		$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$ sur la portion ^(a) OA φ' sur la portion AB	$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$ sur la portion ^(a) OA φ' sur la portion AB
Mur poids (Figure 3 c)			$\sup\left(\delta'; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\delta'; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
Mur $\grave{\text{a}}$ redans et $\acute{\text{e}}$ cran fictif vertical (Figure 3 d)	Portion OA		$\sup\left(\beta; \frac{1}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
	Portion AB		$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
Mur cellulaire et $\acute{\text{e}}$ cran fictif inclin \acute{e} (Figure 3 e)			$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
Mur en gabions et $\acute{\text{e}}$ cran fictif inclin \acute{e} (Figure 3 f)			$(1 - G)\varphi'$	$(1 - G)\varphi'$

^(a) Cette valeur est modifi \acute{e} e par rapport $\grave{\text{a}}$ celle du tableau de la norme NF P94-281 afin de tenir compte de l'inclinaison du talus comme pour les autres cas.

Tableau 4 : Inclinaison des actions de pouss \acute{e} e sur le plan de calcul fictif [Tableau 8.5.1]

Avec :

$$y = \arcsin\left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi'}\right) \quad \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} + \frac{y - \beta}{2} \quad \tan \delta' = \frac{\sin \varphi' \cdot \sin(2\lambda + y - \beta)}{1 - \sin \varphi' \cdot \cos(2\lambda + y - \beta)}$$

G : r \acute{e} duction de frottement li \acute{e} aux conditions de contact entre le sol soutenu et les gabions de part et d'autre du g \acute{e} otextile. En l'absence d'essais document \acute{e} s, la valeur de G ne doit pas induire que la valeur de δ soit inf \acute{e} rieure $\grave{\text{a}}$ $\sup\left(\beta; \frac{2}{3}\varphi'\right)$.

L'exemple 1 du chapitre 9 pr \acute{e} sente les deux cas de calcul avec un $\acute{\text{e}}$ cran fictif vertical et un $\acute{\text{e}}$ cran fictif inclin \acute{e} et met en avant le fait que le calcul avec un $\acute{\text{e}}$ cran fictif vertical est s \acute{e} cureitaire par rapport au calcul avec un $\acute{\text{e}}$ cran fictif inclin \acute{e} (poids du coin de sol diff \acute{e} rent).



3 - Charge transmise par le terrain

Ce paragraphe décrit les modèles de diffusion des actions linéiques ou surfaciques transmises par le terrain au mur ou à l'écran fictif le cas échéant. Il est basé sur l'Annexe B de la norme NF P94-281 objet du présent guide.

L'Annexe B ne présente que les modèles de diffusion des actions transmises par le terrain basés sur la théorie de la plasticité. Cette théorie est applicable car les terrains sont le plus souvent dans un état de poussée et ont donc un comportement de type plastique. Dans les rares cas où le comportement serait de type élastique (comportement souple du mur comme celui d'un écran), le lecteur est invité à se reporter à l'Annexe D de la norme NF P94-282 sur les écrans.

Dans le cas d'une surface finie d'application de la surcharge, le principe de ces modèles de diffusion est de déterminer d'abord la valeur de l'action résultante et de la transformer ensuite en un diagramme des contraintes équivalent par construction géométrique.

Les modèles s'appuient sur le coefficient de poussée normale pour une surcharge uniforme K_{aq} de Caquot Kérisel et Absi [8]. Ces derniers diffèrent selon la forme de la surcharge appliquée au terrain par rapport au mur ou à l'écran fictif.

On distingue le cas des efforts liés à la présence d'un talus (paragraphe 3.2 et Figure 14) et de ceux liés à une surcharge (paragraphe 3.1) :

- une pression uniforme semi-infinie appliquée contre l'écran (Figure 5) ;
- une pression uniforme semi-infinie appliquée à une distance d de l'écran (Figure 6) ;
- une pression uniforme appliquée sur une bande de largeur de terrain limitée B et contre l'écran (Figure 7) ;
- une pression uniforme appliquée sur une bande de largeur de terrain limitée B et à une distance d de l'écran (Figure 8 à Figure 11) ;
- charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal infinie⁽¹⁶⁾ (Figure 12) ;
- une pression uniforme appliquée sur une aire de la surface du terrain (Figure 13).

L'ensemble des modèles de l'Annexe B de la norme NF P94-281 est synthétisé dans le Logigramme 1 en Annexe A du présent guide.

3.1 - Cas des pressions uniformes et de la charge linéique

Dans ce cas, il est nécessaire de cumuler les effets du poids du sol et de la surcharge décrits dans le présent paragraphe. On détermine donc dans un premier temps la poussée du sol à laquelle on ajoute le diagramme obtenu ci-après selon les cas considérés.

La Figure 4 présente le principe du calcul : le cône d'angle φ' représente le cône d'éboulement et le cône d'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$ représente le cône de rupture en poussée du sol.

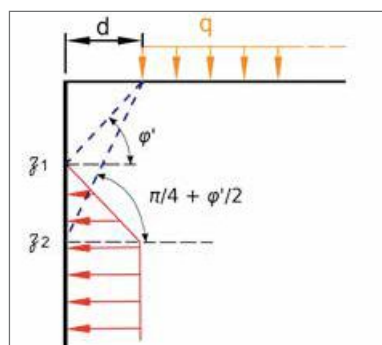
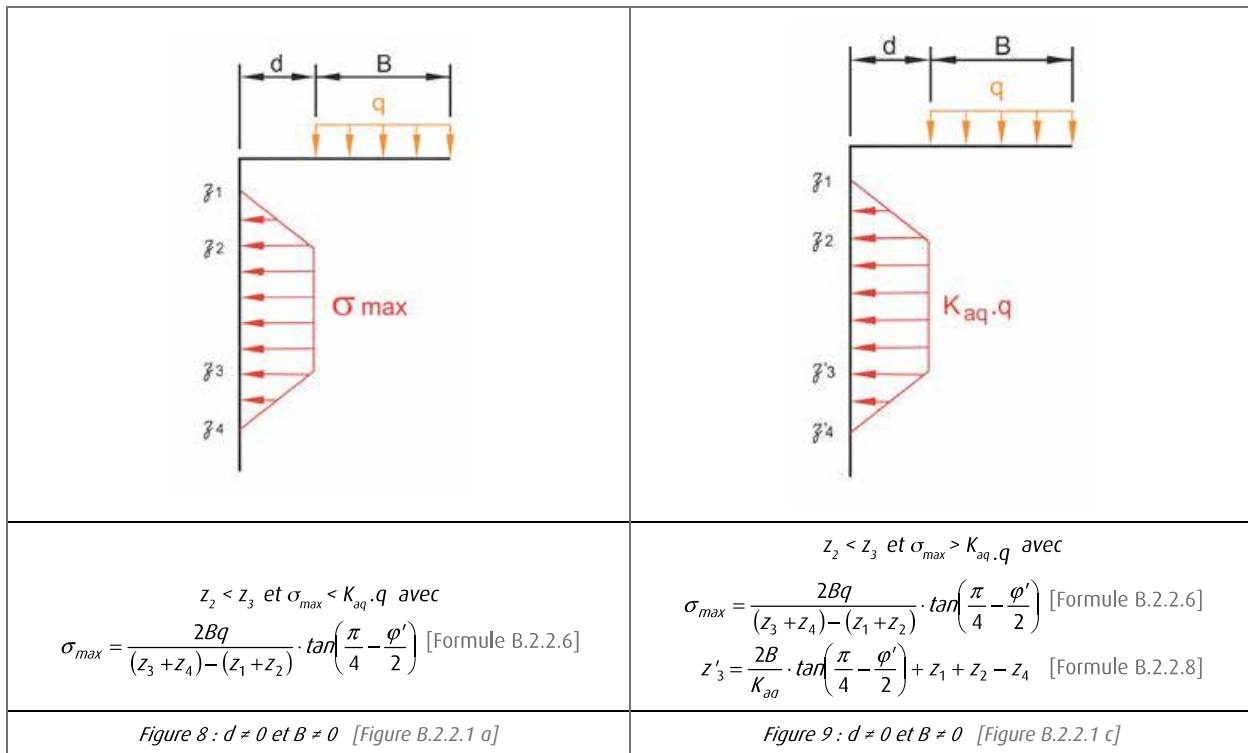
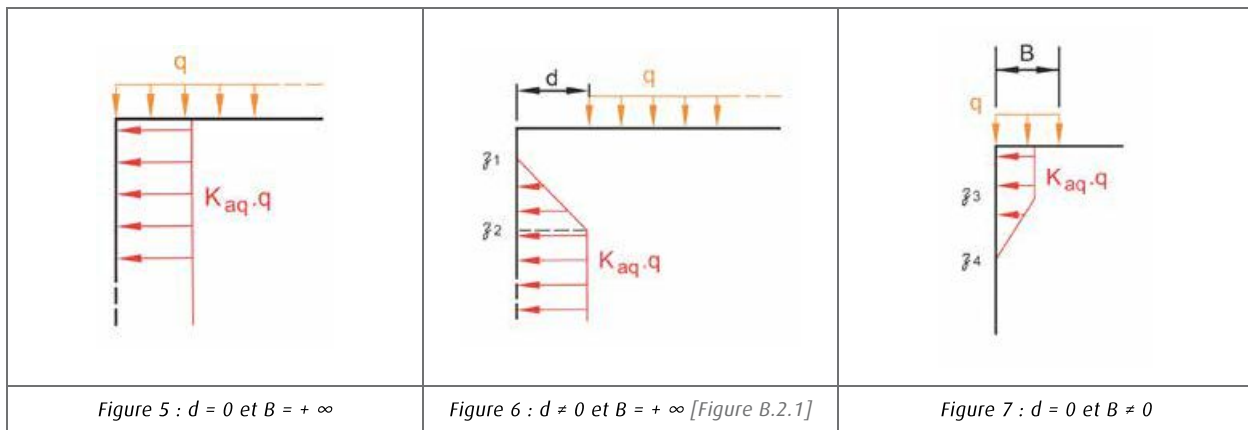


Figure 4 : Cônes d'éboulement et de rupture en poussée du sol

Dans chacun des cas décrits dans les Figure 5 à Figure 13, B est la largeur de la bande de terrain où la surcharge s'applique et d est la distance de cette bande de terrain du mur.

(16) Le cas d'une charge linéique non infinie n'est pas décrit dans la norme NF P94-281.





<p>$z_2 > z_3$ et $\sigma_{max} < K_{aq} \cdot q$ avec $\sigma_{max} = \frac{2Bq}{z_4 - z_1} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$ [Formule B.2.2.7]</p>	<p>$z_2 > z_3$ et $\sigma_{max} > K_{aq} \cdot q$ avec $\sigma_{max} = \frac{2Bq}{z_4 - z_1} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$ [Formule B.2.2.7] $z'_3 = \frac{2B}{K_{aq}} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) + z_1 + z_3 - z_4$ [Formule B.2.2.9]</p>
<p>Figure 10 : $d \neq 0$ et $B \neq 0$ [Figure B.2.2.1 b]</p>	<p>Figure 11 : $d \neq 0$ et $B \neq 0$ [Figure B.2.2.1 d]</p>

<p>$\sigma_{aq,max} = \frac{2Q}{z_2 - z_1} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$ [Formule B.2.4.1]</p>	<p>$P = A \cdot q \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$</p> <p>(Vue du dessus ou vue en plan)</p>
<p>Figure 12 : Charge linéique</p>	<p>Figure 13 : Charge sur une aire délimitée</p>



3.2 - Cas d'un talus

Pour le cas d'un talus, le modèle de répartition de la poussée apportée par le terrain est basé sur la méthode de Houy⁽¹⁷⁾. Le diagramme proposé ici, contrairement aux cas précédents, cumule la poussée du sol horizontal et l'effet du talus.

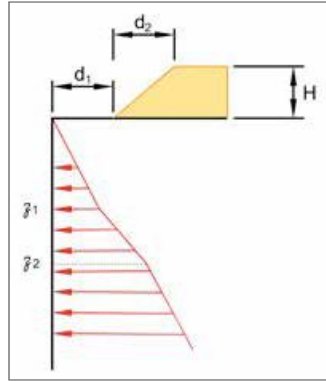


Figure 14 : Modélisation des contraintes totales (poussée du sol et effet du talus) le long de l'écran [Figure B.2.5.1]

Il s'agit de déterminer les hauteurs le long de l'écran $z_1 = d_1 \cdot \tan \varphi'$ et $z_2 = d_2 \cdot \tan \varphi' + d_1 \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$. Les valeurs pour le diagramme des contraintes sont à interpoler linéairement avec ces formules :

$$\sigma_a(z_1) = K_a \gamma z_1 \quad \text{et} \quad \sigma_a(z_2) = K_a (\gamma z_2 + \gamma_{\text{remblai}} H)$$

Par rapport au diagramme sous le remblai, la méthode proposée ici revient à ajouter au-delà de z_1 la surcharge apportée par le talus qui est triangulaire entre z_1 et z_2 puis rectangulaire au-delà de z_2 avec une amplitude de $K_a \gamma_{\text{remblai}} H$ (cf. Figure 6).

4 - Prise en compte des chocs routiers

Ce chapitre ne concerne que la prise en compte des chocs routiers sur des dispositifs de retenue au niveau du mur de soutènement. Pour les autres chocs, le lecteur peut se reporter à l'article 9.4 de la norme NF P94-281.

4.1 - Type de conception

Les dispositifs de retenue routiers, considérés comme des produits de construction et couverts par la norme harmonisée (NF EN 1317-5+A2:2012), doivent désormais posséder un marquage CE pour être commercialisés et mis en œuvre. Ce marquage CE ne concerne pas les dispositifs de retenue en béton (BN1, BN2, MVL, etc.).

Le guide Cerema [11] « Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art » de décembre 2014 donne les éléments permettant de choisir les niveaux de performance en fonction de la réglementation en vigueur. Les niveaux de performance à considérer sont :

- le niveau de retenue ;
- le niveau de la largeur de fonctionnement ;
- la classe de sévérité de choc.

La méthode des indices de danger, décrite dans le guide Sétra de février 2002 [12] « Choix d'un dispositif de retenue en bord libre d'un pont en fonction du site » peut être utilisée par le maître d'ouvrage pour déterminer le niveau de retenue, en respectant néanmoins les niveaux minimaux fixés par la réglementation⁽¹⁸⁾.

Dans le cas d'un dispositif de retenue non marqué CE, le lecteur peut, tout en respectant la réglementation en vigueur, se référer au guide Sétra [13] « Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds (Barrières de niveau H2 ou H3) - Collection du guide technique GC » de Septembre 1999, et s'inspirer des principes exposés dans le guide Cerema [11] « Dispositifs de retenue routiers marqués CE ».

(17) Une autre méthode de détermination de la poussée du sol et de l'effet d'un talus par l'approche de la méthode cinématique du calcul à la rupture. Apport de la méthode cinématique du calcul à la rupture pour la conception des soutènements. F. Cuira et B. Simon. JNGG Nancy 2016.

(18) Arrêté RNER du 2 mars 2003 modifié par les arrêtés du 28 août 2014 et du 3 décembre 2014.



Le dispositif de retenue routier peut être généralement ancré de plusieurs manières (Figure 15) :

- sur une longrine (dans ce cas, les efforts du choc sont à prendre en compte pour la justification du mur de soutènement selon les règles définies dans le paragraphe 4.3 du présent chapitre) ;
- sur une dalle de frottement (à dimensionner indépendamment du mur de soutènement en prenant en compte un frottement dalle béton sur le sol à l'arrière du mur mais dont le calcul ne fait pas l'objet de ce guide).

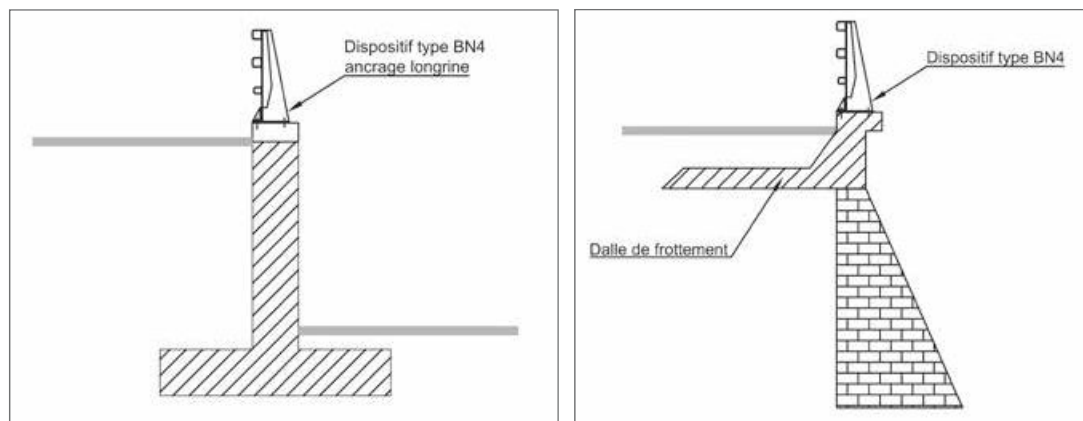


Figure 15 : Illustration d'ancrages de dispositifs de retenue routiers sur un mur de soutènement

Le dispositif de retenue peut aussi être posé sur la structure comme les murets MVL ou les GBA.

4.2 - Prise en compte dans les combinaisons d'actions

4.2.1 - États limites à prendre en compte

Les efforts liés aux chocs sont a priori des efforts pseudo-statiques équivalents. Dans le cas de l'utilisation d'une autre méthode, il est nécessaire de justifier de manière adéquate la pertinence et la robustesse de cette méthode [9.4 (3)].

Dans les cas généraux, les actions dues aux chocs doivent être prises en compte dans les situations d'ELU accidentels [9.4 (1)]. Pour les déterminer, le lecteur est invité à consulter la norme NF EN 1991-1-7 qui traite des actions accidentelles.

Dans le cas des infrastructures routières très circulées, la pérennité de l'ouvrage est prioritaire par rapport à celui du dispositif de retenue. Il s'agit donc de considérer les actions liées aux chocs comme des actions variables [9.4 (2)]. Il convient donc de prendre en compte le choc dans les vérifications de type GEO de la stabilité externe du mur (portance, excentrement, glissement) pour les combinaisons d'actions d'ELU accidentels et ELS Caractéristiques. Pour les vérifications de type STR, il convient de prendre en compte le choc uniquement pour les combinaisons d'actions à l'ELU Accidentel.

4.2.2 - Facteurs partiels et coefficients de sécurité à prendre en compte

Pour les justifications de type GEO pour la stabilité externe, les différentes actions pour les chocs routiers sont à prendre en compte dans les combinaisons d'actions à l'ELS Caractéristique avec une pondération de 1 ainsi qu'aux ELU Accidentels avec une pondération de 1,25 (appliquée directement sur les valeurs données dans le paragraphe 4.3 suivant).

Pour les justifications de type STR, selon le paragraphe 4.7.3.3 de la norme NF EN 1991-2, la structure doit résister à l'effet d'une charge accidentelle correspondant à au moins 1,25 fois la valeur caractéristique de la résistance locale de la barrière (résistance de la fixation de la barrière à la structure par exemple).

En contrepartie, la justification se fait à l'ELU accidentel, et il est donc possible de faire travailler l'acier à $\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ avec γ_s valant 1 conformément à la norme NF EN 1992-2.

Cette valeur de 1,25 permet de considérer que sous l'effet d'un choc sur le dispositif de retenue la structure n'est pas endommagée et conserve ses conditions d'exploitation ou de durabilité. En effet, cette approche équivaut à considérer que la structure est justifiée à l'état limite de service sous l'effet de la charge caractéristique non pondérée.



L'effort défini pour chaque classe correspond à la limite de la résistance locale de la barrière. L'approche « ELU accidentel » majore de 25 % les efforts, mais elle majore également de 25 % le taux de travail des aciers par rapport à une approche « ELS » avec des aciers travaillant à $0,8 f_{yk}$ (hors considération de maîtrise de fissuration), ce qui est globalement équivalent.

4.2.3 - Synthèse

Le Tableau 5 synthétise les états limites et les facteurs partiels à utiliser pour prendre en compte les actions de choc dans la justification du mur.

	Justification de type GEO (stabilité externe)		Justification de type STR
États limites	ELU Accidentel	ELS Caractéristique	ELU Accidentels
Coefficient partiel sur les actions de chocs routiers	1,25	1	1,25

Tableau 5 : États limites et facteurs partiels à considérer pour prendre en compte les chocs routiers dans la justification du mur

4.3 - Valeurs caractéristiques

4.3.1 - Valeurs caractéristiques des sols

Les efforts de chocs étant très brefs, il peut s'avérer nécessaire, afin de ne pas pénaliser les projets, d'utiliser des paramètres non drainés des terrains.

4.3.2 - Valeurs caractéristiques des efforts

Ce paragraphe donne des éléments de dimensionnement des chocs routiers dans le cas de dispositifs de retenue ancrés de type BN4 sur une longrine en tête du mur de soutènement. Dans tous les cas, la valeur des efforts transmis par les ancrages du dispositif de retenue à la structure du mur doit être fournie par le titulaire des travaux car c'est au fabricant, dans le cadre du marquage CE, de produire cette valeur.

Le cas échéant, les valeurs du Tableau 6 peuvent être utilisées pour les dispositifs de retenue ancrés sur une longrine et dans l'attente des valeurs du fabricant. Le guide « Eurocodes 0 et 1 – Application aux ponts routes et passerelles » [1] donne également dans le chapitre 5 au paragraphe 4 sur les chocs sur dispositifs de retenue des valeurs qui peuvent être utilisées en attendant les valeurs du fabricant.

Niveau de protection visé (défini par le maître d'ouvrage ^(a))	Efforts à prendre en compte à chaque support avec un ancrage de type BN4
H2 / H3 / H4	$F_{transversale} = 300 \text{ kN}$ $M_{axe longitudinal} = 200 \text{ kN.m}$
H1 / N1 / N2	$M_{axe longitudinal} = 15 \text{ kN.m}$ $M_{axe transversal} = 20 \text{ kN.m}$

^(a) Le lecteur peut se reporter au guide [11] Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art pour définir ce niveau.

Tableau 6 : Efforts transmis par le dispositif de retenue marqué CE à la structure du mur en cas de choc

Pour les dispositifs en béton (non marqués CE) les valeurs [11] du Tableau 7 peuvent être utilisées.

Type de dispositif de retenue	Efforts à prendre en compte
BN1 –BN2	À l'encastrement barrière-structure $F_{transversale} = 100 \text{ kN/ml}$ (500 kN sur 5 m) $M_{axe longitudinal} = 50 \text{ kN.m/ml}$ (250 kN.m sur 5 m)
Muret MVL	À l'interface avec la structure $F_{transversale} = 50 \text{ kN/ml}$ (300 kN sur 6 m) $M_{axe longitudinal} = 93 \text{ kN.m/ml}$ (280 kN.m sur 3 m)

Tableau 7 : Efforts transmis par le dispositif de retenue en béton à la structure du mur en cas de choc



5 - Combinaisons d'actions

5.1 - Généralités

5.1.1 - Valeurs représentatives des actions variables

Les différentes parties de l'Eurocode 1 permettent de déterminer la valeur caractéristique des actions variables (Q_k de manière générique). Outre cette valeur, les Eurocodes définissent d'autres valeurs représentatives de ces actions variables, liées à l'occurrence d'apparition. Ces valeurs sont ainsi définies par rapport à une « période de retour ». Elles sont à calculer à partir de la valeur caractéristique Q_k et de coefficients ψ multiplicatifs.

L'Eurocode 0 définit ainsi :

- $\psi_0 Q_k$: valeur de combinaison d'une action d'accompagnement :
 - elle est associée à l'emploi de combinaisons d'actions. Elle permet de tenir compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions indépendantes ;
- $\psi_1 Q_k$: valeur fréquente d'une action de base :
 - pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 1 % de la durée de référence,
 - pour le trafic routier sur les ponts, elle correspond à une période de retour d'une semaine ;
- $\psi_2 Q_k$: valeur quasi-permanente d'une action :
 - pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 50 % de la durée de référence,
 - pour le trafic routier sur les ponts, elle est généralement nulle.

Pour chacune des actions variables élémentaires (ou parfois groupe d'actions), ces coefficients sont consignés :

- pour les bâtiments, dans le tableau A1.1 de l'Annexe A1 de la norme NF EN 1990 ainsi que dans les commentaires de l'annexe nationale NF EN 1990/NA ;
- pour les passerelles, dans le tableau A2.2 de la norme NF EN 1990/A1 ;
- pour les ponts routiers et les ponts ferroviaires, respectivement dans les tableaux A2.1 (NA) et A2.3 (NA) de l'annexe nationale NF EN 1990/A1/NA.

5.1.2 - Concomitance des actions variables

Les Annexes A1 (bâtiments) et A2 (ponts) de la norme NF EN 1990 spécifient qu'il convient de ne pas prendre en compte dans les combinaisons les effets d'actions qui, pour des raisons physiques et fonctionnelles, ne peuvent exister simultanément [A1.2.1 (1) NF EN 1990 et A2.2.1 (1) NF EN 1990/A1].

Pour un bâtiment, selon son usage, sa forme et son emplacement, les combinaisons d'actions peuvent être fondées sur deux actions variables au plus. La prise en compte de plus de deux actions variables est à préciser, lorsqu'il y a lieu, pour le projet individuel [NF EN 1990/NA].

Pour les ouvrages d'art (ponts routiers, ferroviaires et passerelles), les règles de combinaisons (i.e. de concomitance d'actions) sont définies dans les articles A2.2 de l'Annexe A2 de l'Eurocode 0 [NF EN 1990/A1] ainsi que dans son annexe nationale. Ces différentes règles ne sont pas rappelées ici en raison de leur multiplicité mais le lecteur est invité à se reporter aux normes et aux guides techniques appropriés⁽¹⁹⁾.

5.2 - Principes de combinaison

5.2.1 - Expressions de base

L'Eurocode 0 ainsi que la norme NF P94-281 ne fournissent pas de manière directe les combinaisons d'actions à appliquer pour un projet individuel. Seules les expressions générales des combinaisons sont présentées, et ce, pour les différents états limites et situations de projet donnés.

Les expressions applicables au calcul des murs et figurant dans la norme NF P94-281 [7.2] sont peu différentes de celles de la norme NF EN 1990, l'Eurocode 0 détaillant les actions pour l'ensemble des autres Eurocodes.

(19) [1] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220 p.



Ces expressions littérales sont données dans le paragraphe 7.2 de la norme NF P94-281.

Les combinaisons à l'ELU permettent d'éviter les cas de rupture catastrophiques.

Les combinaisons à l'ELS permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage ou du bâtiment :

- les combinaisons ELS quasi-permanents prennent en compte les actions réellement subies pendant la grande majorité de la durée de vie de l'ouvrage. Elles permettent notamment l'étude des déplacements à long terme de la fondation ;
- les combinaisons ELS fréquents sont essentiellement utilisées pour la justification de la maîtrise de la fissuration du mur ;
- les combinaisons ELS caractéristiques prennent en compte les actions que l'ouvrage aura probablement à subir une fois au cours de sa durée de vie.

5.2.2 - Coefficients partiels

Les coefficients partiels pour les combinaisons à l'ELU en situations durables et transitoires sont liés à l'approche de calcul choisie. L'Eurocode 0 et l'Eurocode 7 définissent trois approches de calcul : approche 1, 2 ou 3. Comme mentionné en introduction de ce guide dans le chapitre 1, l'approche 2 est l'approche de calcul des ouvrages géotechniques retenue en France, de manière générale. L'approche 3 est uniquement utilisée lorsqu'il s'agit d'une étude de stabilité générale de site (paragraphe 6 - du chapitre 1 du présent guide).

Les justifications aux ELU STR et GEO, dans les situations de projet durables et transitoires, doivent être menées avec l'approche de calcul 2 pour les murs de soutènement. Pour les états limites ultimes, les coefficients partiels sur les actions sont en général les suivants (cf. encadré pour les points particuliers) [Tableau A.2.1] :

- γ_G pour les actions permanentes, vaut 1,35 pour les actions défavorables et 1,0 pour les actions favorables ;
- γ_Q pour les actions variables, vaut 1,5 pour les actions défavorables et 0 pour les actions favorables.

Pour un pont et par prolongation les ouvrages adjacents, le coefficient partiel γ_Q pour une charge d'exploitation variable bornée telle que les charges de trafic routier est généralement de 1,35. Les tableaux reproduits dans l'Annexe A de la norme NF P94-281 ne sont donc pas totalement conformes aux annexes nationales de l'Eurocode 0 qui doivent rester la référence pour réaliser les combinaisons d'actions.

5.3 - Combinaisons d'actions selon les types d'états limites

Dans une combinaison donnée, il n'est pas possible de partager une action entre deux termes d'une même combinaison. Par exemple, dans le cas où la poussée des terres est à prendre en compte pour une vérification de non glissement aux ELU, il n'est pas possible de considérer la composante verticale comme stabilisante et la composante horizontale comme déstabilisante dans la même combinaison d'actions [7.2.1 (3) NOTE].

Les combinaisons d'actions à considérer selon les différents états limites sont synthétisées dans le Tableau 8.

Il faut bien entendu différencier les actions favorables ou stabilisantes des actions défavorables ou déstabilisantes selon les cas de chargement et les états limites considérés, notamment dans les combinaisons ELU fondamentales pour lesquelles les coefficients partiels sont différents. Le Tableau 9 illustre un exemple pour les ELU fondamentaux de portance et de glissement. Le Tableau 9 ne présente donc pas l'ensemble des états limites à vérifier.



Combinaison	Expression E_d et commentaires éventuels
ELS Caractéristiques	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus Q_{k;1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 7.2.3.1]
ELS Fréquents	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus \psi_{1,1} Q_{k;1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 7.2.3.2]
ELS Quasi-permanents	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 7.2.3.3]
ELU Fondamentaux	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj;sup} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj;inf} G_{kj;inf} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k;1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 7.2.2.1]
ELU Accidentels	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ou} \psi_{2,1}) Q_{k;1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 7.2.2.2]
ELU Sismiques	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k;i} \right\}$ [Formule 6.12b NF EN 1990] Sauf spécifications contraires (documents du marché, Eurocode 8...)

Tableau 8 : Combinaisons d'actions à retenir selon les états limites considérés

L'ensemble de ces combinaisons d'actions permet de définir pour chaque situation et chaque état limite, un couple de résultantes ($V_d; H_d$) respectivement verticale et horizontale ainsi que le(s) moment(s) M_d appliqué(s) à la semelle du mur. Ces résultantes incluent l'ensemble des charges transmises par le mur au terrain, c'est-à-dire :

- l'ensemble des charges s'appliquant au mur ;
- le poids du mur ;
- le poids des sols éventuellement situés entre la semelle du mur et le terrain après travaux.

Cas considéré	État limite considéré	Actions défavorables	Actions favorables
	Portance	<ul style="list-style-type: none"> • Charge à transmission directe de composantes V et H • Charge de stockage sur le remblai q • Poids propre du mur et des coins de sol W • Poussée des terres F_a (car induit un moment, donc un excentrement défavorable en portance) 	
	Glissement	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée des terres F_a • Charge à transmission directe de composantes V et H (à étudier) 	<ul style="list-style-type: none"> • Charge à transmission directe de composantes V et H (à étudier) • Charge de stockage sur le remblai q • Poids propre du mur et des coins de sol W

Tableau 9 : Exemple de classements des actions favorables ou défavorables





Chapitre 3

Sismique

Comme indiqué au chapitre 2 (paragraphe 1.1.4), la prise en compte des actions liées à un séisme est particulière. En effet, un séisme a plutôt tendance à être amorti par la distance (dissipation de l'énergie) mais peut être localement amplifié (par la géométrie du terrain ou par la structure).

Il existe deux familles de méthodes d'analyse pour prendre en compte les actions sismiques : les méthodes dynamiques et les méthodes pseudo-statiques. Généralement, pour la justification d'un mur de soutènement, on réalise des calculs pseudo-statiques dont le principe est que les actions sismiques induisent d'une part des majorations des descentes de charge en provenance de la structure et d'autre part une modification de l'accélération verticale (rotation et augmentation de l'accélération de la pesanteur).

Il est donc possible d'appliquer des méthodes de justifications simplifiées n'introduisant pas de vérifications dynamiques de l'ouvrage. Seule la méthode pseudo-statique simplifiée de Mononobe-Okabe est présentée au paragraphe 3 du présent chapitre.

1 - Textes de référence

Le Tableau 10 présente l'organisation des textes réglementaires en lien avec les justifications sismiques. Elles sont composées d'articles du Code de l'Environnement et du Code de la Construction et de l'Habitat, d'arrêtés et de décrets ministériels ainsi que de règles de construction normatives essentiellement.

L'Eurocode 8 donne les règles générales de calcul. Le zonage est décrit dans un décret et les coefficients dépendant de l'importance de l'ouvrage sont définis dans les arrêtés [15] et [16].

Dans la suite du texte, afin de simplifier la lecture, nous utiliserons les abréviations suivantes pour les références aux arrêtés ou règles de construction :

- « Arrêté Bâtiments », l'arrêté du 26 octobre 2011 (modifié le 15 septembre 2014) relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la catégorie dites « à risque normal » [15] ;
- « Arrêté Ponts », l'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 » [16].



Code	L 563-1 Code de l'Environnement L 112-18 Code de la Construction et de l'Habitat	
Décrets	Décret n°2010-1255 : Zonage sismique	Délimitation des zones de sismicité du territoire français
	Décret n°2010 - 1254 : Prévention du risque	Distinction risque normal et risque spécial Catégorie d'Importance des structures
Arrêtés	Arrêtés spécifiques relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique	
	Ouvrages à risque normal ^(a)	Arrêté bâtiment Du 22 octobre 2010 Modifié le 15 septembre 2014
		Arrêté Pont ^(b) Du 26 octobre 2011
		Équipements et installations (A paraître)
	Ouvrages à risque spécial	Arrêté ICPE ^(c) Du 24 janvier 2011 Modifié le 19 mai 2015
		Barrages et Dignes (A paraître)
Équipements et installations (A paraître)		
Règles de calcul des structures Bâtiments	Règles générales Pour tous les bâtiments	Règles Eurocode 8 NF EN 1998-1 septembre 2005, NF EN 1998-3 décembre 2005 NF EN 1998-5 septembre 2005 et annexes nationales associées
	Règles simplifiées Pour certaines maisons individuelles	Règles PS-MI NF P 06-014, mars 1995 modifié par NF P 06-014/A1, février 2001 et NF P 06-014/A2, janvier 2011 Guide CP-MI Antilles Recommandations AFPS, édition 2004
Règles de calcul des structures Ponts	Règles générales Pour tous les ponts	Règles Eurocode 8 NF EN 1998-2 décembre 2006 et annexe nationale associée
	Règles générales pour les équipements et installations	Règles Eurocode 8 NF EN 1998-4 mars 2007 et annexe nationale associée NF EN 1998-6 décembre 2005 et annexe nationale associée
^(a) Pour lesquels les conséquences d'un séisme sont limitées à la structure même du bâtiment et à ses occupants. ^(b) À noter parmi tous ces textes que l'arrêté Ponts [16] concerne les ponts nouveaux définitifs, incluant les passerelles, publics ou privés ainsi que les murs de soutènement qui en sont solidaires. ^(c) Installations classées pour la protection de l'environnement.		

Tableau 10 : Organisation des textes réglementaires permettant la justification sismique des ouvrages

Il faut donc retenir :

- que les ouvrages à risque spécial ne sont pas traités ici car ils ne sont pas couverts par l'Eurocode 8 et donc pas par la norme NF P94-281 ;
- que pour les catégories d'importance faibles et les zones d'aléa faible, la justification au séisme n'est pas nécessaire :
 - pour les ponts ou les bâtiments en zone 1 (très faible) ou pour ceux de catégorie d'importance I ;
 - pour les bâtiments en zone 1 (très faible) et pour lesquels la catégorie d'importance est de I ou II et si on est en zone 2 (faible) et plus et que le coefficient d'importance est de I ;
- que la liquéfaction n'est à vérifier que pour des accélérations importantes (en zone 3 (modérée) ou plus (cf. arrêtés [15] et [16]) et lorsque $\alpha S > 0,15$ (α et S définis page 37) et pour des sables peu denses sous eau [4.1.4 NF EN 1998-5]).



2 - Principe des justifications

2.1 - Prescriptions, choix et considérations de conception

Les articles 7.1 et 7.2 de la norme NF EN 1998-5 indiquent que « les ouvrages de soutènement doivent être conçus et dimensionnés de manière à remplir leur fonction pendant et après un séisme, sans subir de dommages structuraux significatifs ». Il en découle que :

- des déplacements permanents (combinaison de glissement et de basculement) peuvent être admissibles sauf dans les cas où des conditions limites de déplacement sont imposés (voie portée ferroviaire par exemple). Pour les murs libres pouvant accepter un déplacement sous sollicitation sismique, l'action sismique peut être réduite d'un facteur r (cf. Tableau 12) ;
- le matériau de remblai doit présenter une granulométrie choisie avec soin et être correctement compacté, afin d'obtenir la plus grande continuité possible avec la masse existante de sol. On cherchera à améliorer la qualité mécanique du remblai pour diminuer les effets de la poussée du sol sous sollicitation sismique horizontale (Figures 17 et 18) ;
- les systèmes de drainage doivent conserver leur fonctionnalité. Dans le cas de sols sans cohésion contenant de l'eau, le drainage doit être efficace bien au-delà de la profondeur de la surface de rupture potentielle derrière la structure ;
- il faut prendre une marge de sécurité accrue vis-à-vis de la liquéfaction avec un facteur de sécurité supérieur à 2 [7.3.2.2 (5) b NF EN 1998-5].

2.2 - Vérifications de la stabilité et de la résistance

En situation sismique, les états limites à considérer sont [7.4 NF EN 1998-5] :

- la vérification de la stabilité du sol de fondation qui inclut :
 - la stabilité globale [4.1.3 NF EN 1998-5],
 - la rupture locale du sol [5.4.1.1 NF EN 1998-5] en vérifiant le non glissement ainsi que le non poinçonnement ou l'absence de rupture par perte de capacité portante du terrain,
 - la vérification des éventuelles pertes de résistances liées à l'action dynamique (non traité dans ce document), comme la liquéfaction dans les sables saturés [4.1.4 NF EN 1998-5] ou la dégradation des propriétés de cisaillement des argiles sensibles [5.4.1.1(9) NF EN 1998-5] ;
- la vérification de la résistance de la structure du mur considéré [7.4.3 NF EN 1998-5] ;
- la vérification des systèmes d'ancrage le cas échéant [7.4.2 NF EN 1998-5].

2.3 - Actions sismiques à considérer

Pour dimensionner un mur de soutènement sous sollicitation sismique, l'action sismique totale est la combinaison des actions suivantes :

- les pressions dynamiques des terres E_d [7.3.2.3 et Annexe E NF EN 1998-5] ;
- les pressions hydrostatique (notée E_{ws}) et hydrodynamique (notée E_{wd}) dans le remblai et éventuellement sur la face extérieure du mur [7.3.2.4 et Annexe E.8 NF EN 1998-5] ;
- les forces d'inertie du mur F_v et F_H [7.3.2.2 (1)P NF EN 1998-5].

La combinaison générale d'actions à considérer est présentée dans le Tableau 8 du présent guide.



3 - Méthode simplifiée de Mononobe-Okabe

3.1 - Présentation de la méthode

La méthode dite de « Mononobe-Okabe » est une méthode simplifiée qui prend en compte les efforts de poussée et de butée sous séisme sous la forme d'un chargement pseudo-statique.

Cette méthode se base sur un modèle issu de la théorie de Coulomb (mécanisme de bloc rigide) supposant un état d'équilibre limite [7.3.2 NF EN 1998-5] :

- actif⁽²⁰⁾ pour :
 - le mur et sa fondation,
 - le coin de sol avec une surface de rupture plane le cas échéant,
 - éventuellement la surcharge appliquée au coin de sol ;
- passif pour la masse de sol éventuellement présente à la base du mur.

La Figure 16 représente le modèle de base utilisé.

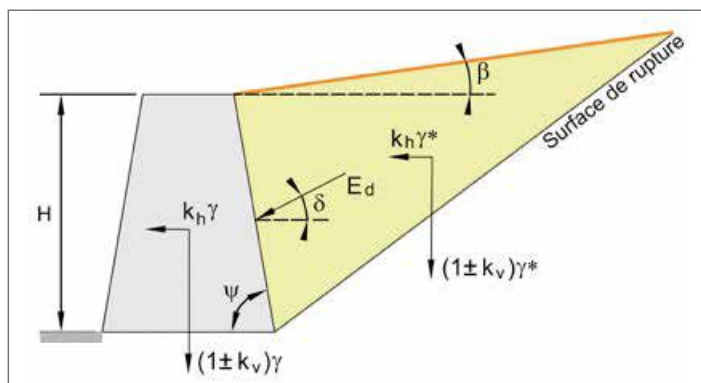


Figure 16 : Représentation du modèle de base selon la théorie de Coulomb utilisé dans la méthode simplifiée pseudo-statique Mononobe-Okabe

Les efforts de poussée dynamique de Mononobe-Okabe sont issus d'une équivalence entre le cas illustré Figure 16 (bloc de sol à l'arrière du mur soumis à des efforts sismiques d'inertie) et le cas modélisé par la méthode de Mononobe-Okabe utilisant un coefficient de poussée dynamique.

Pour appliquer cette méthode simplifiée il est nécessaire que les hypothèses suivantes soient vérifiées :

- la topographie de surface et la stratigraphie du sol ne présentent pas d'irrégularités très prononcées [4.1.3.3 (3) NF EN 1998-5] ;
- le mur présente une hauteur⁽²¹⁾ inférieure à 10 m ;
- les sols ne doivent ni être capables de développer des pressions interstitielles importantes ni des dégradations significatives de leur rigidité sous chargement cyclique [4.1.3.3 (8)P NF EN 1998-5].

Dans tous les cas, la méthode de Mononobe-Okabe ne tient pas compte de l'éventuelle cohésion des sols, même si des développements sont possibles pour la prendre en compte. Par ailleurs, la méthode de Culmann permet de prendre en compte la cohésion (méthode non développée dans ce guide).

3.2 - Détermination des actions sismiques

Dans la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe, on doit tenir compte :

- des efforts sismiques d'inertie F_H et F_V qui s'ajoutent aux charges s'appliquant au mur dans le cas statique ;
- des efforts de poussée dynamique E_d qui remplacent les efforts de poussée statique F_s et de pression d'eau statique.

(20) Dans les cas où l'état de poussée (actif) ne pourrait pas se produire (déplacements insuffisant pour mobiliser la poussée du terrain, terrain rocheux...), le lecteur est invité à se reporter à l'article E.9 de la norme NF EN 1998-5.

(21) Pour des ouvrages de soutènement de hauteur supérieure à 10 m, une analyse monodimensionnelle de propagation verticale des ondes en champ libre permet d'obtenir une estimation plus fine de l'accélération du sol [7.3.2.2 (6) NF EN 1998-5].



3.2.1 - Détermination de la poussée dynamique globale

Formule générale

La poussée dynamique globale E_d , de calcul agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté du terrain, est définie par :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* \times (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad [\text{Formule E.1 NF EN 1998-5}]$$

Avec :

- γ^* : poids volumique du sol défini dans le Tableau 11 ;
- k_v : coefficient sismique vertical décrit ci-après ;
- K : coefficient de poussée des terres statique et dynamique défini ci-dessous ;
- H : hauteur du mur ;
- E_{ws} : poussée statique de l'eau qui vaut $E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w \times H^2$;
- E_{wd} : pression hydrodynamique définie dans le Tableau 11.

	Nappe en-dessous du mur	Sous nappe dans des conditions dynamiques ^(a)	
		Sol (très) perméable	Sol imperméable ^(b)
Poids volumique à considérer γ^* Avec : γ poids volumique (total) du sol saturé γ_w poids volumique de l'eau	$\gamma^* = \gamma$ [Formule E.5 NF EN 1998-5]	$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$ [Formules E.12 et E.15 NF EN 1998-5]	
Pression hydrodynamique^(c) E_{wd} Avec : H' niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur	$E_{wd} = 0$ [Formule E.7 NF EN 1998-5]	$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$ [Formule E.17 NF EN 1998-5]	$E_{wd} = 0$ [Formule E.14 NF EN 1998-5]
Angle θ Avec : k_h coefficient sismique horizontal γ_d poids volumique sol sec	$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ [Formule E.6 NF EN 1998-5]	$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ [Formule E.16 NF EN 1998-5]	$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ [Formule E.13 NF EN 1998-5]
^(a) La perméabilité est à regarder par rapport à des conditions dynamiques, correspondant en cas d'imperméabilité à l'impossibilité de drainage [7.3.2.3 (7)P NF EN 1998-5]. ^(b) Perméabilité $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s [7.3.2.3 (8) NF EN 1998-5]. ^(c) Les effets des actions sismiques du sol et de l'eau sont découplés. Le point d'application de la poussée hydrodynamique est située à 0,6 H' depuis la surface de la nappe. [7.3.2.3 (11)P et (12) NF EN 1998-5].			

Tableau 11 : Paramètres intervenant dans le calcul de la poussée dynamique globale E_d

La formule de E_d permettant de déterminer la poussée dynamique globale consiste à :

- pour la poussée du sol, remplacer le coefficient de poussée statique K_a par $(1 \pm k_v) \cdot K$;
- pour la poussée de l'eau, augmenter la pression hydrostatique d'un facteur $\left(1 + \frac{7}{6} k_h\right)$.

Inclinaison

Afin de tenir compte du fait que le frottement à l'interface mur / sol est plus faible en dynamique, l'inclinaison de E_d par rapport à la normale au mur vaut [7.3.2.3 (6)P NF EN 1998-5] :

- $\delta_a < \frac{2}{3} \phi'$ pour la poussée active ; dans la pratique, δ_a est souvent nul ;
- $\delta_p = 0$ pour la poussée passive.



Calcul du coefficient de poussée K

Le coefficient de poussée des terres K est à calculer pour les états actifs (poussée) :

- si $\beta \leq (\phi'_d - \theta)$ alors $K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$ [Formule E.2 NF EN 1998-5];
- si $\beta > (\phi'_d - \theta)$ alors $K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$ [Formule E.3 NF EN 1998-5].

Avec :

ϕ'_d : valeur de calcul de l'angle de frottement du sol ϕ' : $\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} avec $\gamma_{\phi'}$ le facteur partiel sur l'angle de frottement valant 1,25 ;$

θ : angle défini dans le Tableau 11 ci-dessus selon la position de la nappe et du type de perméabilité du sol ;

δ_d : valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et le mur : $\delta_d = \arctan\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} ;$

ψ, β : angles défini sur la Figure 16.

Les Figure 17 et Figure 18 présentent deux abaques donnant le coefficient de poussée K en fonction de la valeur de k_h pour les séismes ascendant ($-k_v$) et descendant ($+k_v$).

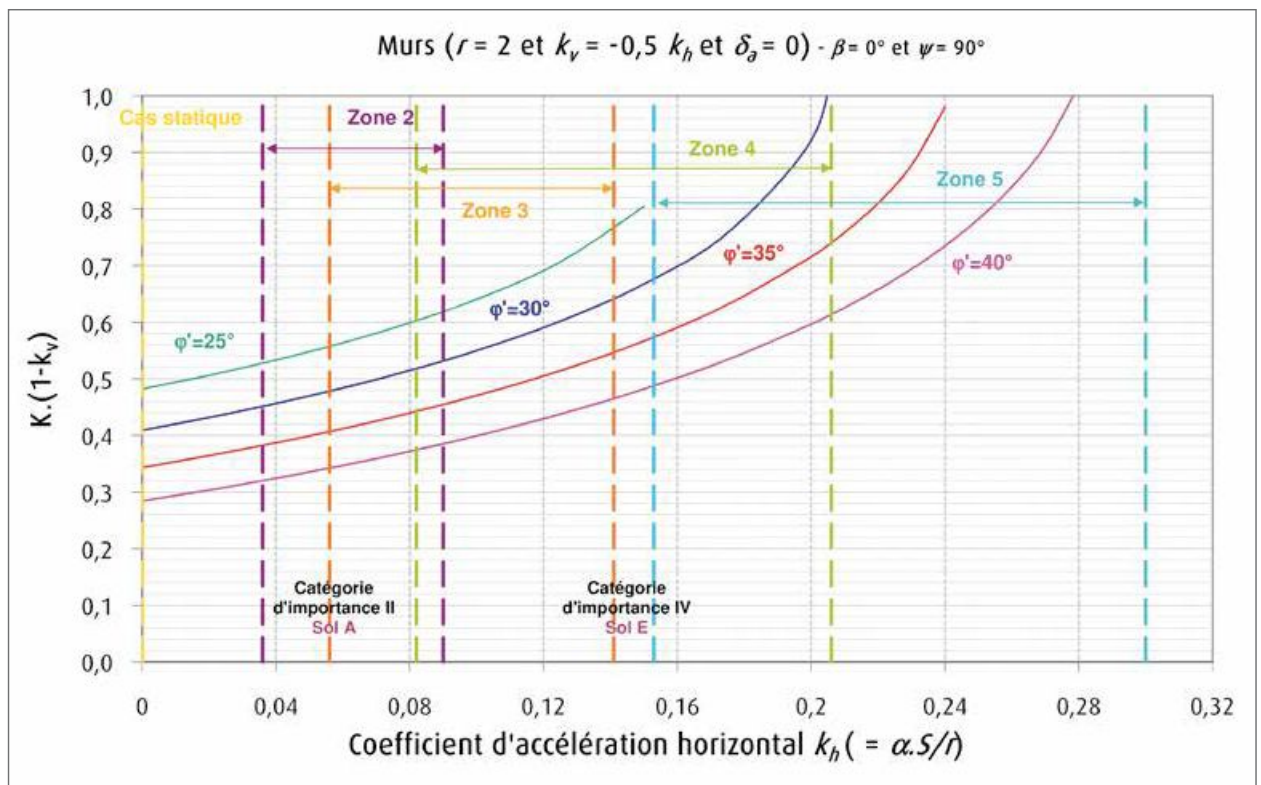


Figure 17 : Coefficient de poussée K en fonction de k_h pour le séisme ascendant avec un poids volumique total du sol saturé de 20 kN/m³ pour des sols imperméables

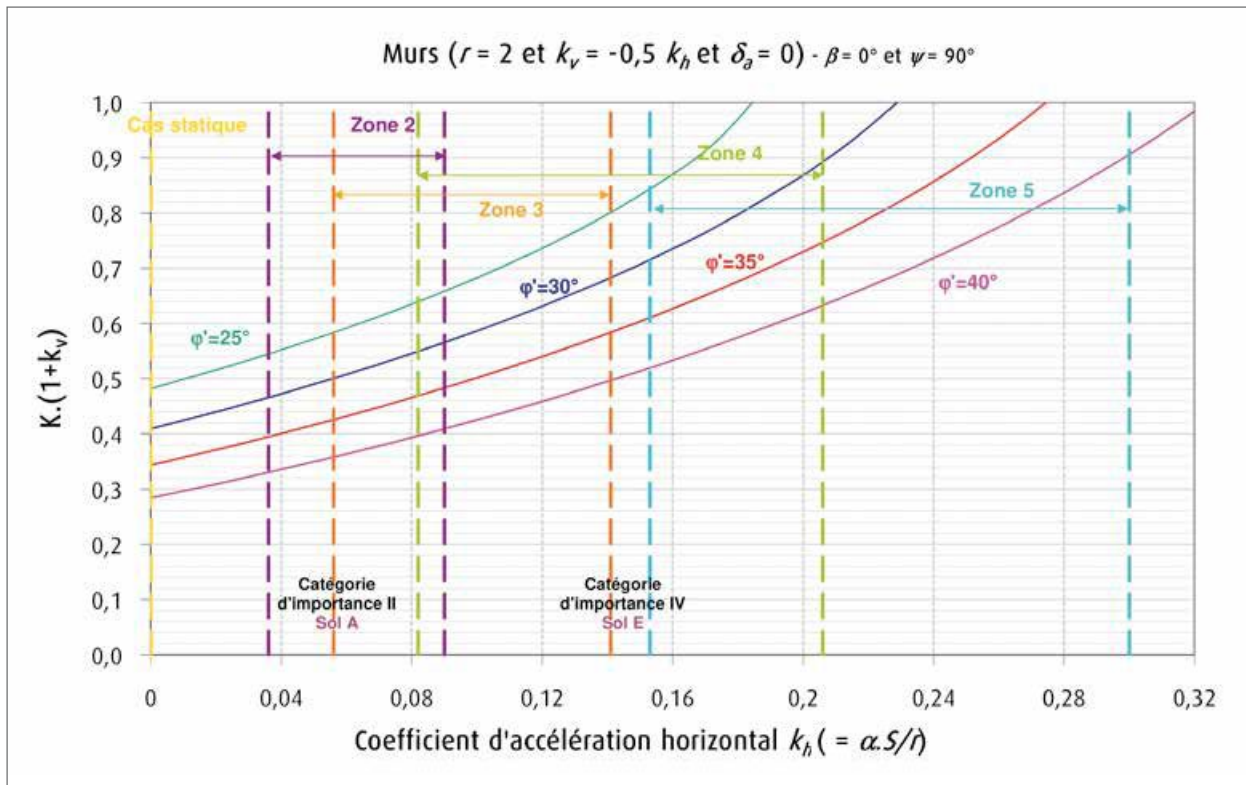


Figure 18 : Coefficient de poussée K en fonction de k_h pour le séisme descendant avec un poids volumique total du sol saturé de 20 kN/m^3 pour des sols imperméables

Calcul des coefficients sismiques horizontaux et verticaux

En l'absence d'études spécifiques, le coefficient sismique horizontal est déterminé par :

$$k_h = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{S_T \cdot S}{r} = \alpha \cdot \frac{S_T \cdot S}{r} \text{ avec } \alpha = \frac{a_g}{g} \text{ [Formule 7.1 NF EN 1998-5]}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ;

S : paramètre caractéristique de la classe de sol défini à l'article 3.2.2.2 de la norme NF EN 1998-1 et imposé par les arrêtés Ponts [16] et Bâtiments [15] ; il s'agit d'un coefficient d'amplification lié à la lithologie du site et varie de 1 à 1,8 ;

S_T : coefficient d'amplification topographique qui vaut généralement 1 sauf⁽²²⁾ sur ou à proximité de pentes (buttes et versants longs) de hauteur supérieure à 30 m et d'inclinaison supérieure à 15° ;

r : facteur prenant les valeurs du Tableau 12 ;

a_g : valeur d'accélération du sol pour un sol de classe⁽²³⁾ A défini par :

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

Avec :

γ_I : coefficient d'importance⁽²⁴⁾ dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage et imposé par les arrêtés Ponts [16] et Bâtiments [15] . Il varie de 0,8 à 1,4 ;

a_{gr} : accélération de référence du sol de classe A (ou accélération au rocher) dépendant du niveau de sismicité de la zone et imposé par les arrêtés Ponts [16] et Bâtiments [15] ; il varie de 0,7 à 3 m/s^2 .

(22) Dans les cas où S_T est n'est pas pris égal à 1, le lecteur est invité à consulter l'Annexe A de la norme NF EN 1998-5 pour déterminer sa valeur.

(23) Pour la définition des classes de sol, le lecteur est invité à se reporter à la norme NF EN 1998-1 ou à consulter le guide [7] Ponts en zone sismique.

(24) Il tient compte de l'enjeu, c'est-à-dire la sécurité des personnes, la sécurité publique, le risque socio-économique, le coût de la protection de l'ouvrage, l'importance de le conserver en état... Pour les bâtiments constitués de diverses parties relevant de catégories d'importance différentes, c'est le classement le plus contraignant qui s'applique à leur ensemble.



Remarque : La norme NF EN 1998-5 parle de mur-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.

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

^(a) Attention cependant au fait qu'en présence de sols saturés sans cohésion, susceptibles de développer une forte pression interstitielle, r ne doit pas être supérieur à 1 [7.3.2.2 (5) NF EN 1998-5].

Tableau 12 : Valeurs du facteur r selon le type de mur considéré [Tableau 7.1 NF EN 1998-5]

Le coefficient sismique vertical est défini par :

- $k_V = \pm 0,5 \cdot k_H$ si $\frac{a_{vg}}{a_g} > 0,6$ [Formule 7.2 NF EN 1998-5] ;
- $k_V = \pm 0,33 \cdot k_H$ dans tous les autres cas [Formule 7.3 NF EN 1998-5].

Avec :

a_{vg} : valeur de calcul de l'accélération du sol dans la direction verticale. Le rapport $\frac{a_{vg}}{a_g}$ est imposé par les arrêtés Ponts [16] et Bâtiments [15].

A la date de publication du présent guide, les arrêtés Ponts et Bâtiments définissent $\frac{a_{vg}}{a_g}$ valant 0,8 respectivement. On a donc toujours $k_V = \pm 0,5 \cdot k_H$.

3.2.2 - Détermination des efforts d'inertie sismique du mur et/ou du sol

La valeur de la force sismique d'inertie horizontale F_H agissant sur la masse du mur et/ou du sol est estimée selon la formule :

$$F_H = k_H \cdot W = \left(\frac{a_g}{g} \right) \cdot \frac{S \cdot S_T}{r} \cdot W = \alpha \cdot \frac{S \cdot S_T}{r} \cdot W \quad [7.3.2.2 (1) NF EN 1998-5]$$

Avec :

a_g , S , S_T , r et g définis au paragraphe 3.2.1 du présent chapitre ;
 W : poids de la masse en mouvement.

La valeur de la force sismique d'inertie verticale F_V agissant sur la masse du sol et/ou du mur est estimée par :

- $F_V = \pm 0,5 \cdot F_H$ si $\frac{a_{vg}}{a_g} > 0,6$ [Formule 4.2 NF EN 1998-5] ;
- $F_V = \pm 0,33 \cdot F_H$ dans tous les autres cas [Formule 4.3 NF EN 1998-5].

A la date de publication du présent guide, les arrêtés Ponts et Bâtiments définissent $\frac{a_{vg}}{a_g}$ valant 0,8 respectivement. On a donc toujours $k_V = \pm 0,5 \cdot k_H$.

Avec :

a_{vg} : défini au paragraphe 3.2.1 du présent chapitre.



3.2.3 - Combinaisons d'actions

Une fois la valeur de la poussée dynamique globale E_d calculée, il convient de séparer la part statique de l'effort de poussée $F_{a;stat}$ de l'incrément dynamique $F_{a;dyn}$. Pour ce faire, un calcul de la poussée statique avec les mêmes valeurs des inclinaisons (minorées par le facteur partiel sur les matériaux γ_M) doit être réalisé. Il est ensuite nécessaire de soustraire cette part statique de la valeur de poussée dynamique globale pour obtenir l'incrément dynamique. Ces deux parts de la poussée n'ont en effet pas le même point d'application pour la détermination des efforts au centre géométrique de la semelle du mur.

Au final, on a :

$$E_d = F_{a;stat} + F_{a;dyn}$$

Avec :

$F_{a;stat}$: part de la poussée statique s'appliquant au tiers de la hauteur de l'écran ;

$F_{a;dyn}$: part de la poussée dynamique s'appliquant à la moitié de la hauteur de l'écran
[7.3.2.3 (4)P NF EN 1998-5].

A cette action de poussée, il convient d'ajouter le poids du mur et du coin de sol éventuellement pris en compte, les forces d'inertie sismique du mur et éventuellement du sol solidaire, les surcharges éventuelles. Le torseur des efforts est à calculer pour les vérifications géotechniques au centre géométrique de la semelle du mur de soutènement.

3.3 - Vérifications à mener

Le cheminement des étapes de vérification est décrit en Annexe A dans le Logigramme 2.

L'attention du lecteur est attirée sur le fait que les notations de la norme NF EN 1998-5 sont différentes de celles utilisées pour les autres justifications d'un mur. Pour les vérifications sismiques, $N_{Ed} \equiv V_d$, $V_{Ed} \equiv H_d$ et $M_{Ed} \equiv M_d$. Les notations retenues sur la Figure 19 sont utilisées pour les vérifications sismiques à mener.

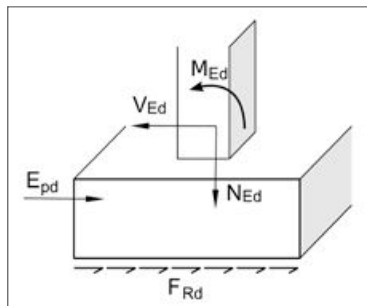


Figure 19 : Représentation des composantes des effets sismiques de calcul

Avec :

N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} : composantes des effets des actions sismiques de calcul, respectivement normale (verticale généralement), tranchant (horizontale généralement) et le moment résultant au milieu géométrique de la sous-face de la semelle. Ces efforts intègrent la poussée dynamique et statique, les forces d'inertie du sol et/ou du mur ;

E_{pd} : valeur de calcul de la butée mobilisable devant le mur (résistance frontale) ;

F_{Rd} : force de frottement de calcul pour les semelles situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique.



3.3.1 - Vérification de la capacité portante du sol

Détermination de N_{max} capacité portante ultime du mur sous charge verticale centrée

N_{max} peut s'obtenir de deux manières différentes pour les murs de soutènement :

- à l'aide des paramètres de cisaillement du sol en place (méthode non décrite dans ce guide mais le lecteur est invité à se reporter à l'Annexe F de la norme NF EN 1998-5) ;
- à l'aide des données de type pressiométriques ou pénétrométriques.

Dans ce dernier cas, il convient de déterminer N_{max} comme étant la résistance d'un mur non encastré sous charge verticale centrée⁽²⁵⁾ :

$$N_{max} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}} \quad [9.8 \text{ NF P94-261}]$$

Avec :

A' et q_{net} : aire effective et contrainte nette du terrain définis dans le chapitre 4 du présent guide en considérant $D = D_e = 0 \text{ m}$, $\delta_d = 0$, $\beta = 0$ et $e_d = 0$;

$\gamma_{R,v}$: coefficient partiel de résistance valant 1,2 pour les méthodes pressiométriques et pénétrométriques ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient partiel de modèle valant 1,0 pour les méthodes pressiométriques et pénétrométriques (méthode conseillée pour rester dans la continuité de la pratique en statique).

Justification

Afin de justifier la capacité portante du sol pour les ELU sismiques, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot N_{Ed}}{N_{max}} \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot V_{Ed}}{N_{max}} \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Ed}}{B \cdot N_{max}} \quad [\text{Formules F.2 NF EN 1998-5}]$$

N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} : composantes des effets des actions sismiques de calcul, respectivement normale (verticale généralement), tranchant (horizontale généralement) et le moment résultant au milieu géométrique de la sous-face de la semelle. Ces efforts intègrent la poussée dynamique et statique, les forces d'inertie du sol et/ou du mur ;

N_{max} : capacité portante ultime du mur sous charge verticale centrée définie ci-dessus ;

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_v, c_{M'}, c'_{M'}, \beta, \gamma$: paramètres numériques dépendant du type de sol définis dans le Tableau 13 ;

γ_{Rd} : coefficient partiel de modèle fourni dans le Tableau 14 ;

\bar{F} : force d'inertie du sol, sans dimension, définie par les expressions suivantes⁽²⁶⁾ [F.4 et F.7 NF EN 1998-5] :

- $\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S_T \cdot S \cdot B}{\bar{c}}$ pour les sols purement cohérents ou des sols sans cohésion mais saturés où ρ est la masse volumique du sol et \bar{c} est soit la résistance au cisaillement non drainé, c_v , pour les sols cohérents, soit la résistance au cisaillement cyclique non drainée $\tau_{cy,u}$ pour les sols sans cohésion,
- $\bar{F} = \frac{a_g}{g \cdot \tan \phi'_d}$ pour les sols secs purement frottants ou des sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative.

(25) L'inclinaison et l'excentrement des forces d'inertie sont déjà prises en compte dans l'expression et les critères de vérification de la capacité portante du sol sous sollicitation sismique [5.4.1.1 (8)P NF EN 1998-5]. Justification de la portance des semelles avec les Eurocodes 7 et 8 en France. Burlon S. et Criado D. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 - Beauvais 8-10 juillet 2014, 12 p.

(26) Dans les situations les plus courantes, \bar{F} peut être pris égal à 0 pour les sols cohérents. Pour les sols sans cohésion, \bar{F} peut être négligé si $a_g < 0,1 \text{ g}$ [F.5 NF EN 1998-5].



	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_f	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Tableau 13 : Valeurs des paramètres numériques pour la vérification de la capacité portante [Tableau F.1 NF EN 1998-5]

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

Tableau 14 : Valeurs du coefficient de modèle selon le type de sol [Tableau F.2 NF EN 1998-5]

Il convient aussi de vérifier, selon les types de sols considérés les inégalités suivantes :

- pour les sols purement cohérents ou des sols sans cohésion mais saturés :

$$0 < \bar{N} \leq 1 \text{ et } |\bar{V}| \leq 1$$
- pour les sols secs purement frottant ou des sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative :

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^k$$

Ces deux vérifications sur les efforts incluent les vérifications du non renversement et de la limitation de l'excentrement.

3.3.2 - Vérification du non glissement du mur

Pour la vérification du non glissement du mur sous sollicitation sismique, on utilise l'approche de calcul 3 en pondérant les paramètres de résistance des terrains (par γ_M) et les actions ou les effets des actions.

Pour prévenir toute rupture par glissement sur une base horizontale, l'expression suivante doit être satisfaite :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad [\text{Formule 5.2 NF EN 1998-5}]$$

Avec :

F_{Rd} : force de frottement de calcul pour les semelles situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique⁽²⁷⁾ :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \cdot \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad [\text{Formule 5.1 NF EN 1998-5}]$$

(27) Dans le cas des fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit-être évaluée sur la base de la résistance non drainée [5.4.1.1 (4) NF EN 1998-5].



Avec :

N_{Ed} : valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale ;

δ : angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle. Il peut être pris égal à :
 pour les fondations coulées en place, la valeur de calcul de l'angle de frottement à l'état critique φ'_{crit} ;
 pour les fondations préfabriquées lisses, $\frac{2}{3} \varphi'_{crit}$;

γ_M : coefficient partiel de matériau, égal à γ_ϕ qui vaut 1,25.

E_{pd} : valeur de calcul de la butée mobilisable devant le mur⁽²⁸⁾ (résistance frontale) :

$$E_{pd} = \min\left(0,3 \cdot \frac{1}{2} \gamma^* \times (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 ; \frac{1}{2} \gamma^* \cdot h^2\right)$$

Avec :

h : encastrement de la semelle soumise à la butée mobilisable ;

K : coefficient de poussée des terres K pour les états passifs (pas de force de frottement entre le sol et le mur - butée) :

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sin \phi'_d \cdot \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)} \right]} \quad [\text{Formule E.4 NF EN 1998-5}]$$

(28) En l'absence d'études particulières et dans le cas où la butée des terres sous l'action sismique est prise en compte (non recommandé généralement pour les murs poids et en Tê), la valeur est limitée à 30 %. En effet, la formule de Mononobe-Okabe, basée sur la théorie de Coulomb, surestime les efforts de butée (le lecteur peut se reporter au paragraphe 5.7 du Chapitre 4 du guide [7] pour plus d'informations).



Chapitre 4

Capacité portante

La vérification de la capacité portante du sol de fondation se traduit par deux vérifications :

- la limitation de l'excentrement ;
- le non poinçonnement du sol support du mur.

1 - Vérification de l'excentrement

Le Logigramme 3 en Annexe A résume les démarches de vérification de l'excentrement.

1.1 - Calcul de l'excentrement

Le torseur des efforts (M_d , V_d , H_d) doit être calculé au centre géométrique de la semelle du mur et au niveau de la base de la semelle. Lorsque le mur est soumis à un moment, la charge résultante n'est pas centrée, on parle d'excentrement du chargement. La valeur de cet excentrement est fonction de la combinaison d'actions considérée. Ainsi, il est nécessaire de la calculer pour chaque combinaison d'actions donnée. Dans le cas d'un mur de soutènement, la semelle est considérée de type filante pour le calcul de l'excentrement. La Figure 20 illustre le torseur des efforts à prendre en compte.

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

Avec :

M_d : valeur de calcul du moment autour de l'axe perpendiculaire à B ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale des efforts ;

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale des efforts.

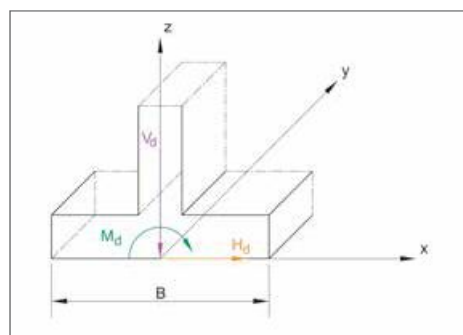


Figure 20 : Torseur des efforts à prendre en compte



1.2 - Vérifications aux États limites

Pour les combinaisons d'actions à l'ELU, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15} \quad [\text{Formule 9.2.2}]$$

Pour les combinaisons d'actions aux ELS quasi-permanents, fréquents ou caractéristiques, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2} \quad [\text{Formule 12.3.1}]$$

2 - Calcul de la résistance nette du terrain

2.1 - Présentation des différentes méthodes de calcul

La résistance nette du terrain est déduite de q_{net} la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous un mur. Pour la calculer, plusieurs méthodes sont envisageables :

- des méthodes basées sur des essais *in situ* :
 - la méthode pressiométrique basée sur l'essai pressiométrique (paragraphe 2.1.1),
 - la méthode pénétrométrique basée sur le pénétromètre statique au cône (paragraphe 2.1.2),
 - d'autres méthodes basées sur des résultats d'essais *in situ* suivant certaines conditions (paragraphe 2.1.3) ;
- des méthodes basées sur les propriétés de cisaillement du sol (paragraphe 2.1.3).

Les méthodes présentées ici ne s'appliquent pleinement qu'à des semelles de mur dont la base est horizontale. Dans le cas contraire, le lecteur est invité à consulter les articles D.2.1(2) et E.2.1(2) ainsi que l'Annexe F de la norme NF P94-261.

Les Logigrammes 3, 4, 5 et 6 en Annexe A résument respectivement la détermination des paramètres liés à la semelle du mur, les démarches de vérification de la portance, de détermination de q_{net} et des coefficients de réduction de la portance liés à l'inclinaison de la charge et à la présence d'un talus.

2.1.1 - Méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique utilise la pression limite pressiométrique Ménard. Dans ce cas, la contrainte q_{net} s'exprime ainsi :

$$q_{net} = k_p \rho_{le}^* i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule D.2.1 NF P94-261}]$$

Avec :

- k_p : facteur de portance pressiométrique dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.2.4 du présent chapitre ;
- ρ_{le}^* : pression limite nette équivalente dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.2.2 du présent chapitre ;
- i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.2 du présent chapitre ;
- i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.3 du présent chapitre.

2.1.2 - Méthode pénétrométrique

La méthode pénétrométrique utilise les valeurs de résistance de pointe q_c déduites d'essais de pénétration statique au cône. Dans ce cas, la contrainte q_{net} s'exprime ainsi :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule E.2.1.1 NF P94-261}]$$



Avec :

- k_c : facteur de portance pénétrométrique dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3.4 du présent chapitre ;
- q_{ce} : résistance de pointe équivalente dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3.2 du présent chapitre ;
- i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.2 du présent chapitre ;
- i_p : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.3 du présent chapitre.

2.1.3 - Autres méthodes

On peut citer la méthode de calcul analytique de q_{net} à partir des propriétés de résistance au cisaillement du sol (c' et φ' ou c_u) mesurées en laboratoire sur des échantillons de terrain non remanié. Pour ce type de calcul, il faut se référer à l'Annexe F de la norme NF P94-261. Cette méthode empirique n'est pas présentée ici puisqu'elle est peu utilisée en France.

Il est possible d'utiliser des modèles numériques basés sur les propriétés de résistance au cisaillement du sol. Pour cela, le lecteur est invité à consulter la clause 8.4.2 (2) et ses NOTE 1 et NOTE 2.

2.2 - Méthode pressiométrique

2.2.1 - Calcul préalable de l'épaisseur h_r

Pour le calcul de la pression limite nette, il convient de calculer en premier lieu l'épaisseur conventionnelle h_r selon la méthode décrite dans le Tableau 15.

	ELU	ELS Quasi-permanent ELS caractéristique
Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) < \frac{1}{2}$	$h_r = 1,5B$	$h_r = 1,5B$
Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) > \frac{1}{2}$	$h_r = 3B - 6e$	

Tableau 15 : Détermination de l'épaisseur h_r [D.2.2 (2) NF P94-261]

2.2.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente

À partir des résultats pressiométriques, la pression limite nette équivalente se calcule selon la formule suivante :

$$p_{le}^* = q \sqrt{\prod_{i=1}^n p_{l,k,i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2 NF P94-261}]$$

Avec :

$p_{l,k,i}^*$: valeur caractéristique ou représentative de la pression limite nette dans la couche comprise dans la tranche de terrain située entre D et $D + h_r$ (Figure 21).

D est la profondeur de la base de la semelle par rapport à la cote du terrain naturel après la réalisation des travaux.

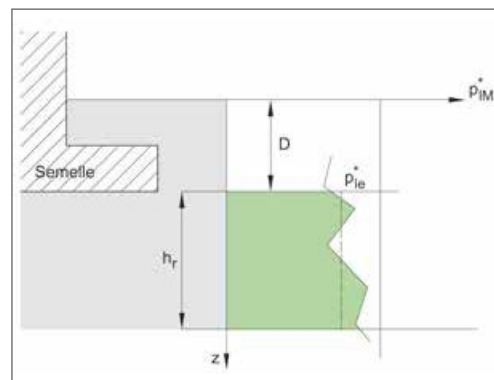


Figure 21 : Détermination de la pression limite nette équivalente p_{le}^*



Ce calcul doit tenir compte de l'hétérogénéité éventuelle des types de sol et/ou des pressions limites nettes sous la fondation (entre D et $D + h_f$). Dans le cas de sols de même type et de pressions limites comparables, une relation entre p_i^* et la profondeur peut être utilisée. Dans le cas contraire, il est nécessaire de tenir compte du profil pressiométrique réel des sols en éliminant si nécessaire les valeurs singulières [D.2.2 (4) NF P94-261]. Enfin, dans le cas d'un substratum rocheux séparé de la semelle par des terrains plus déformables et moins résistants, alors h_f est réduite jusqu'à la limite supérieure du substratum rocheux [D.2.2 (5) NF P94-261].

Remarque : Pour des valeurs de p_{le}^* faibles (inférieures à 0,2 MPa pour les argiles et les limons et à 0,3 MPa pour les sables), il est nécessaire de vérifier par une étude particulière que la portance du sol sous le mur est pérenne [D.2.3 (2) NF P94-261].

2.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

Afin de calculer le facteur de portance pressiométrique k_p , il reste à évaluer la hauteur d'encastrement équivalente D_e (Figure 22) qui se détermine comme suit :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_i^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1 NF P94-261}]$$

Avec :

- p_i^* : valeur de la pression limite nette ;
- p_{le}^* : valeur de la pression limite nette équivalente calculée pour les combinaisons d'actions à l'ELS quasi-permanent [C.2 (2) NF P94-261].

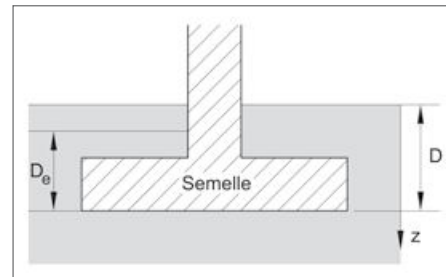


Figure 22 : Détermination de l'encastrement équivalent D_e

De façon générale, $d = 0$ sauf si les propriétés du sol en surface sont très médiocres⁽²⁹⁾. Dans ce cas-là, il est possible de négliger, de manière sécuritaire, l'épaisseur de sol concernée. Il est possible dans certains cas particuliers d'avoir $D_e > D$, par exemple lorsque la valeur de p_i^* au-dessus de la semelle est plus grande que celle sous la semelle.

2.2.4 - Calcul du facteur de portance pressiométrique k_p

La valeur de k_p dépend de la forme de la semelle et de son encastrement. Les formules qui suivent peuvent être appliquées seulement dans le cas⁽³⁰⁾ où $\frac{D_e}{B} \leq 2$, au-delà $k_p = k_{pmax}$.

$$k_p = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1 NF P94-261}]$$

Le Tableau 16 donne les valeurs des paramètres a , b , c et k_{p0} permettant de calculer k_p . La Figure 23 permet aussi de le déterminer de manière graphique.

Catégorie de sol ^(a)	Courbe de variation du facteur de portance	Expression de k_p				
		a	b	c	k_{p0} ($D_e/B = 0$)	k_{pmax}
Argiles et limons	Q1	0,2	0,02	1,3	0,8	1,022
Sables et graves	Q3	0,3	0,05	2	1	1,393
Craies	Q5	0,28	0,22	2,8	0,8	1,517
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Q7	0,2	0,2	3	0,8	1,399

^(a) Le choix de la catégorie des sols est à faire conformément à l'Annexe A de la norme NF P94-261. Les sols intermédiaires seront rattachés soit aux argiles et limons (argiles limoneuses, limons argileux et sables argileuses) soit aux sables et graves (sables argileux, sables limoneux et limons sableux) [Tableau D.2.3 NOTE1 NF P94-261].

Tableau 16 : Détermination du facteur de portance pressiométrique [Tableau D.2.3 NF P94-261]

(29) Le calcul de D_e s'effectue avec les valeurs des pressions limites entre d et D du terrain en place sauf dans le rare cas où le terrain remblayé dépasse latéralement de façon importante (par rapport à la taille du mur et de l'emprise de la semelle, de l'ordre de plusieurs B). Dans ce cas particulier, il est possible alors d'utiliser les pressions limites du terrain remblayé.

(30) Par contre, les cas où $1,5 B < D_e$ sont en dehors du domaine d'emploi du présent guide puisqu'il s'agirait d'une fondation semi-profonde.



La valeur de k_{pmax} est une valeur maximale de k_p à ne pas dépasser.

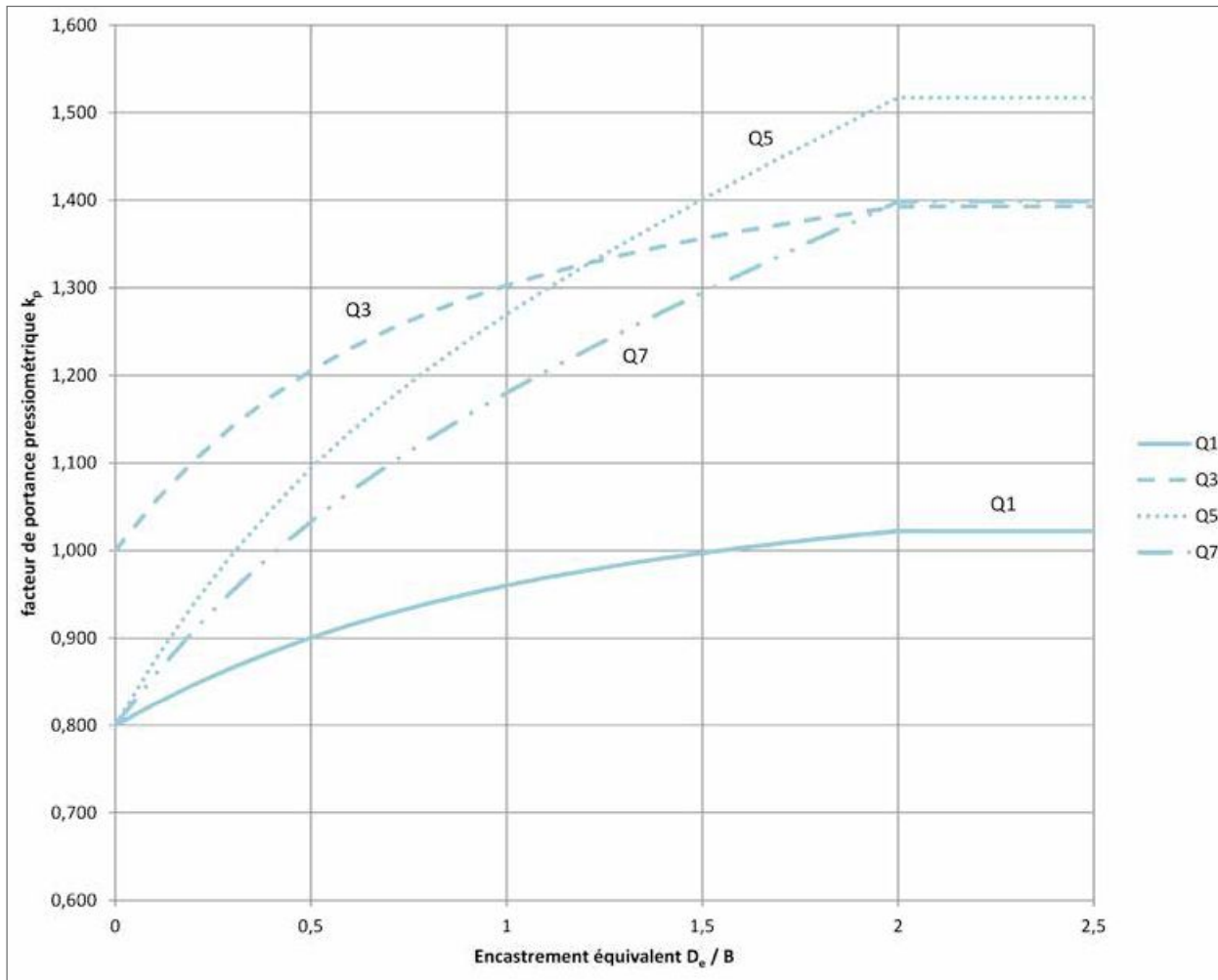


Figure 23 : Valeurs du facteur de portance k_p en fonction de l'encastrement relatif D_e / B [Figure D.2.3 NF P94-261]

2.3 - Méthode pénétrométrique

2.3.1 - Calcul préalable de l'épaisseur h_r

Pour le calcul de l'épaisseur h_r , la démarche est identique à celle de la méthode pressiométrique. Il convient de se référer au paragraphe 2.2.1 du présent chapitre.



2.3.2 - Calcul de la résistance de pointe équivalente

La résistance de pointe équivalente se calcule selon la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r} \int_D^{D+h_r} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule E.2.2.1 NF P94-261}]$$

Avec : $q_{cc}(z)$: résistance de pointe corrigée, obtenue :

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée entre les profondeurs D et $D + h_r$;
- en écrêtant préalablement, s'il y a lieu, le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$.

D est la profondeur de la base de la semelle par rapport à la cote du terrain naturel après la réalisation des travaux (Figure 24).

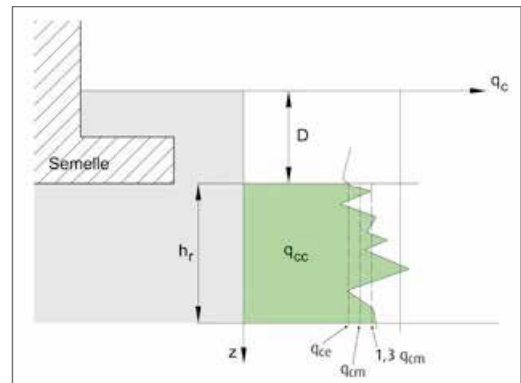


Figure 24 : Détermination de résistance de pointe équivalente q_{ce}

L'épaisseur h_r est déterminée selon la méthode décrite au paragraphe 2.2.1 du présent chapitre.

Remarque : Pour des valeurs de q_{ce} faibles (inférieures à 1 MPa pour les argiles et les limons et à 1,5 MPa pour les sables), il est nécessaire de vérifier par une étude particulière que la portance du sol sous la fondation est pérenne [E.2.3 (2) NF P94-261].

2.3.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

Afin de calculer le coefficient de portance pénétrométrique k_c , il reste à évaluer la hauteur d'encastrement équivalent D_e (Figure 25) qui se détermine comme suit :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule C.2.2 NF P94-261}]$$

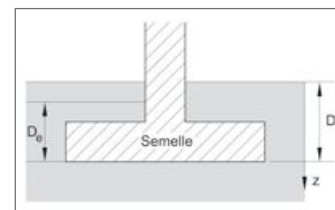


Figure 25 : Détermination de l'encastrement équivalent D_e

De façon générale, $d = 0$ sauf si les propriétés mécaniques du sol en surface sont très médiocres⁽³¹⁾. Dans ce cas-là, il est possible de négliger, de manière sécuritaire, l'épaisseur de sol concernée. Il est possible dans certains cas particuliers d'avoir $D_e > D$, par exemple lorsque la valeur de q_{cc} au-dessus de la semelle est plus grande que celle sous la semelle.

Avec :

q_{cc} : valeur de la résistance de pointe corrigée ;

q_{ce} : valeur de la résistance de pointe pénétrométrique équivalente calculée pour les combinaisons d'actions à l'ELS quasi-permanent [C.2 (2) NF P94-261].

2.3.4 - Calcul du facteur de portance pénétrométrique k_c

La valeur de k_c dépend de la forme de la semelle et de son encastrement. Les formules qui suivent peuvent être appliquées seulement dans le cas⁽³²⁾ où $\frac{D_e}{B} \leq 2$, au-delà $k_c = k_{cmax}$.

$$k_c = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule E.2.3.1 NF P94-261}]$$

(31) Le calcul de D_e s'effectue avec les valeurs des résistances de pointe entre d et D du terrain en place sauf dans le rare cas où le terrain remblayé dépasse latéralement de façon importante (par rapport à la taille du mur et de l'emprise de la semelle, de l'ordre de plusieurs B). Dans ce cas particulier, il faut alors utiliser les résistances pointes du terrain remblayé.

(32) Par contre, les cas où $1,5 B < D_e$ sont en dehors du domaine d'emploi du présent guide puisqu'il s'agirait d'une fondation semi-profonde.



Le Tableau 17 donne les valeurs des paramètres a , b , c et k_{c0} , permettant de calculer k_c . La Figure 26 permet aussi de le déterminer de manière graphique.

Catégorie de sol ^(a)	Courbe de variation du facteur de portance	Expression de k_c				
		a	b	c	$k_{c0} (D_e / B = 0)$	$k_{cmax} (2 \leq D_e / B)$
Argiles et limons	Q1	0,07	0,007	1,3	0,27	0,348
Sables et graves	Q3	0,04	0,006	2	0,09	0,141
Craies	Q5	0,04	0,03	3	0,11	0,210
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Q5	0,04	0,03	3	0,11	0,210

^(a) Le choix de la catégorie des sols est à faire conformément à l'Annexe A de la norme NF P94-261. Les sols intermédiaires seront rattachés soit aux argiles et limons (argiles limoneuses, limons argileux et sables argileux) soit aux sables et graves (sables argileux, sables limoneux et limons sableux) [Tableau E.2.3 NOTE 1 NF P94-261].

Tableau 17 : Détermination du facteur de portance pénétrométrique [Tableau E.2.3 NF P94-261]

La valeur de k_{cmax} est une valeur maximale de k_c à ne pas dépasser.

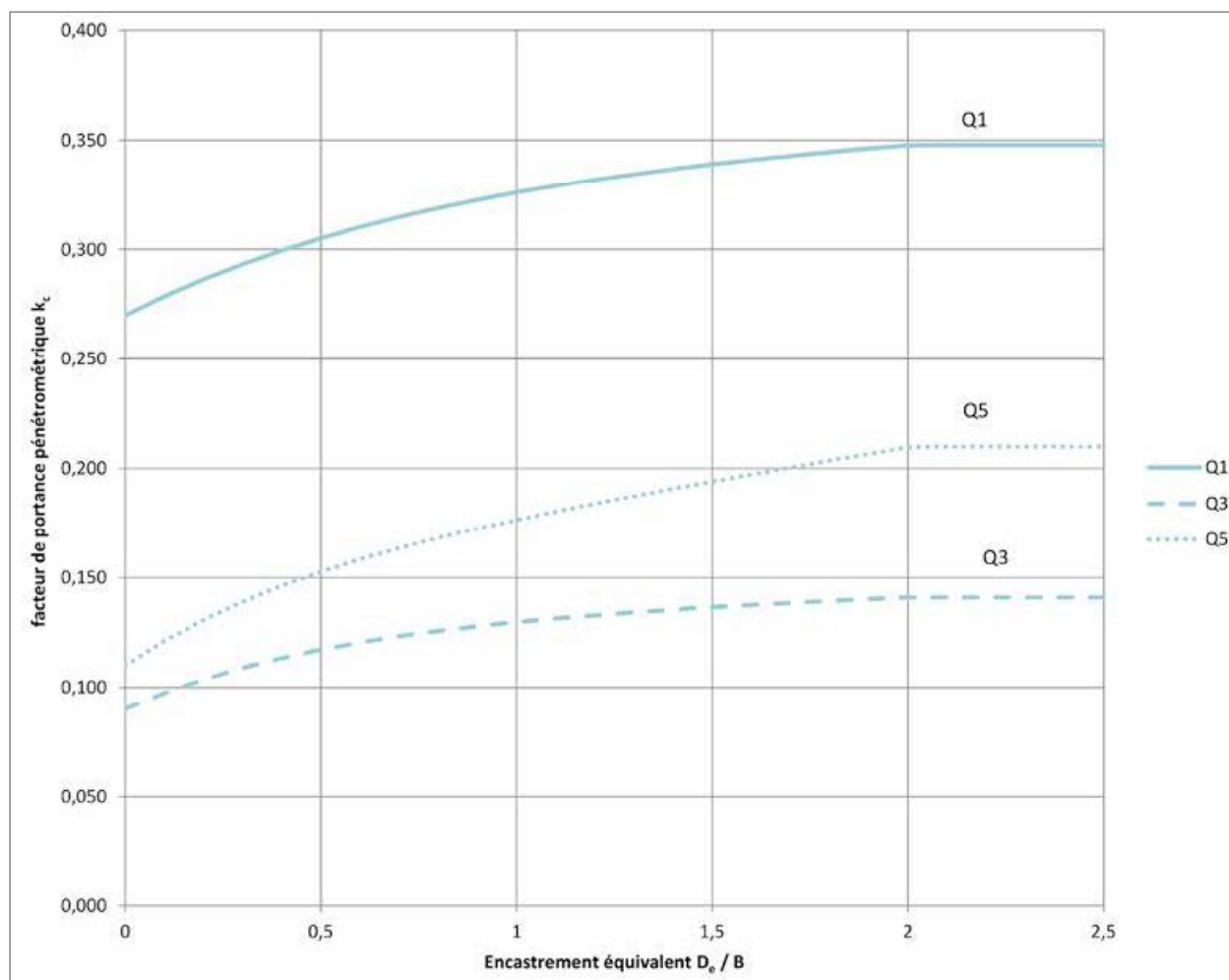


Figure 26 : Valeurs du facteur de portance k_c en fonction de l'encastrement relatif D_e / B [Figure E.2.3 NF P94-261]



2.4 - Calcul du coefficient de réduction de portance lié à l'excentrement du chargement

La présence d'un excentrement peut entraîner un soulèvement ou une décompression de la semelle induisant une réduction de la surface effective de transmission des efforts, d'où l'introduction d'un coefficient de réduction i_e sur la surface de la semelle.

Le calcul de l'excentrement est décrit au paragraphe 1.1 du présent chapitre.

Le coefficient de réduction se calcule en fonction de la forme de la semelle, à l'aide des formules suivantes :

$$i_e = 1 - \frac{2e}{B} \text{ avec } A = LB \text{ [Annexe Q NF P94-261]}$$

La surface effective de la semelle A' , utilisée pour les vérifications en portance de la fondation, est donnée par la formule suivante :

$$A' = A \cdot i_e$$

2.5 - Calcul des coefficients i_δ et i_β

2.5.1 - Préambule au calcul des coefficients de réduction de la portance

Le calcul des coefficients i_δ et i_β est indépendant des essais *in situ* utilisés (méthode pressiométrique ou pénétrométrique) pour déterminer q_{net} . Le coefficient i_δ traduit la prise en compte d'une éventuelle inclinaison du chargement considéré tandis que le coefficient i_β permet de prendre en compte l'effet d'un éventuel talus à proximité de la semelle du mur. En l'absence d'inclinaison ou de talus (ou pour un talus situé à une distance supérieure à $d = 8B$ - cf. Figure 27), on a respectivement $i_\delta = 1$ ou $i_\beta = 1$.

Le Tableau 20 résume les différents cas possibles et donne les expressions de q_{net} correspondantes.

2.5.2 - Calcul du coefficient i_δ

La valeur de calcul de l'inclinaison du chargement par rapport à la verticale se calcule ainsi :

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \text{ [D.2.4 (1) NF P94-261]}$$

Avec :

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale des efforts ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale des efforts.

Sol cohérent^(a) ($\varphi' = 0$ et $c > 0$)		$i_{\delta,c} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$ [Formule D.2.4.1 NF P94-261]
Sol frottant ($\varphi' > 0$ et $c' = 0$)	pour $\delta_d < \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\frac{D_e}{B}}$ [Formule D.2.4.2 NF P94-261]
	pour $\delta_d \geq \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-\frac{D_e}{B}}$ [Formule D.2.4.3 NF P94-261]
Sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0$ et $c' > 0$)		$i_{\delta,cf} = i_{\delta,f} + (i_{\delta,c} - i_{\delta,f}) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}}\right)$ avec $\alpha = 0,6$ [Formule D.2.4.4 NF P94-261]
Soit après développement	pour $\delta_d < \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,cf} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\left(\frac{D_e}{B} + \frac{\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}\right)}$
	pour $\delta_d \geq \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,cf} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-\left(\frac{D_e}{B} + \frac{\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}\right)}$

^(a) Cette relation suppose que la cohésion du sol est pérenne. Cette formule sera donc principalement utilisée pour la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires. [D.2.4 (2) NOTE 1 NF P94-261]

Tableau 18 : Évaluation du coefficient de portance i_δ lié à l'inclinaison de la charge selon la nature frottante ou cohérente du sol sous la semelle



i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement. Il vaut 1,0 si la charge est verticale ($H_d = 0$), sinon, il se calcule selon la nature du sol sous la fondation de la manière décrite dans le Tableau 18. Les abaques de l'Annexe B du présent guide permettent aussi de déterminer i_δ à partir des différents paramètres de sol et de la fondation.

Les paramètres γ' (poids volumique effectif du sol) en présence d'eau ou γ (poids volumique du sol) sinon, φ' (angle de frottement effectif) et c' (cohésion effective), sont déterminés en calculant la moyenne des valeurs des différents sols présents sur la profondeur h_f à partir de la base de la semelle.

L'angle δ_d est toujours positif (en valeur absolue), ce qui signifie que les charges verticales et horizontales doivent toujours être comptées positivement.

Les angles δ_d et φ' sont exprimés en radians dans les formules.

De manière générale, la valeur du coefficient réducteur i_δ est assez similaire pour les sols purement frottants et les sols frottants et cohérents : le caractère frottant du sol a donc une plus grande influence sur le phénomène de réduction de la portance liée à l'inclinaison du chargement que le caractère cohérent. Enfin, les tendances suivantes sont observées sur la valeur de i_δ pour les sols frottants et cohérents :

- l'influence du poids volumique du sol est faible ; toutefois, si γ' ou γ augmentent, la valeur de i_δ diminue ;
- si l'angle de frottement interne du sol φ' augmente, la valeur de i_δ se rapproche de la valeur pour les sols purement frottants (l'influence de la cohésion diminue) ;
- si la valeur de la cohésion effective c' augmente, la valeur de i_δ augmente pour les sols cohérents et frottants tout en restant plus proche de la valeur pour des sols purement frottants que de celle des sols purement cohérents ;
- si la valeur de l'encastrement équivalent D_e augmente, la valeur de i_δ pour les sols frottants et cohérents augmente.

Dans le cas où les effets de l'excentrement et de l'inclinaison sont antagonistes⁽³³⁾ (cf. Tableau 20), la prise en compte du terme i_δ est trop pessimiste. Il convient de procéder à une étude spécifique (possible avec un logiciel de calcul numérique par exemple) pour ne pas sur-dimensionner l'ouvrage [D.2.1 (1) NOTE 1 NF P94-261].

2.5.3 - Calcul du coefficient i_β

i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β , il vaut 1 si la semelle du mur est suffisamment éloignée du talus ($d > 8 B$).

- d : distance horizontale de l'angle inférieur de la semelle au talus ;
 β : inclinaison du talus (Figure 27).

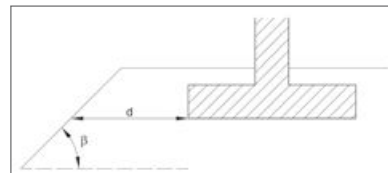


Figure 27 : Paramètres géométriques pour le calcul de i_β lié à la présence d'un talus

Le coefficient i_β se calcule de la manière décrite dans le Tableau 19 (seulement pour un angle du talus d'inclinaison inférieur⁽³⁴⁾ à 45°). Les abaques de l'Annexe C du présent guide permettent aussi de déterminer i_β à partir des différents paramètres de sol et du mur.

(33) Dans ce cas, l'inclinaison et l'excentrement ont respectivement un effet favorable ou défavorable sur les efforts transmis à la base de la semelle.

(34) Les essais menés en centrifugeuse permettant de déterminer les valeurs du coefficient de réduction de la portance liée à la présence d'un talus ont en effet été menés pour des angles de talus inférieurs à 45° .



Sol cohérent^(a) ($\varphi' = 0$ et $c_u > 0$)	pour $d < 8B$ et $\beta < \frac{\pi}{4}$	$i_{\beta,c} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$ [Formule D.2.5.1 NF P94-261]
Sol frottant ($\varphi' > 0$ et $c' = 0$)	Pour ^(b) $d + \frac{D_e}{\tan\beta} < 8B$ et $\beta < \frac{\pi}{4}$	$i_{\beta,f} = 1 - 0,9(\tan\beta)(2 - \tan\beta) \left(1 - \frac{d + D_e/\tan\beta}{8B}\right)^2$ [Formule D.2.5.2 NF P94-261]
Sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0$ et $c' > 0$)		$i_{\beta,cf} = i_{\beta,f} + (i_{\beta,c} - i_{\beta,f}) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c'}{\gamma B \tan(\varphi')}}\right)$ avec $\alpha = 0,6$ [Formule D.2.5.3 NF P94-261]
<p>^(a) Cette relation suppose que la cohésion du sol est pérenne. Cette formule sera donc principalement utilisée pour la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires. [D.2.5 (3) NOTE 1 NF P94-261]</p> <p>^(b) Pour les cas où $d + \frac{D_e}{\tan\beta} > 8B$ alors i_{β} vaut 1 pour les sols frottants.</p>		

Tableau 19 : Évaluation du coefficient de portance i_{β} lié à la présence d'un talus

Les paramètres γ' (poids volumique effectif du sol) en présence d'eau ou γ (poids volumique du sol) sinon, φ' (angle de frottement effectif) et c' (cohésion effective), sont déterminés en calculant la moyenne sur la profondeur h_i (donc à partir de la base de la semelle).

Les angles β et φ' sont exprimés en radians dans les formules.

De manière générale, la valeur du coefficient réducteur i_{β} est assez similaire pour les sols purement frottants et les sols frottants et cohérents : le caractère frottant du sol a donc une plus grande influence sur le phénomène de réduction de la portance liée à la proximité d'un talus que le caractère cohérent. Enfin, les tendances suivantes sont observées sur la valeur de i_{β} pour les sols frottants et cohérents :

- l'influence du poids volumique du sol est faible ; toutefois, si γ augmente, la valeur de i_{β} diminue ;
- si l'angle de frottement interne du sol φ' augmente, la valeur de i_{β} se rapproche de la valeur pour les sols purement frottants (l'influence de la cohésion diminue) ;
- si la valeur de la cohésion effective c' augmente, la valeur de i_{β} augmente pour les sols cohérents et frottants tout en restant plus proche de la valeur pour des sols purement frottants que de celle des sols purement cohérents ;
- si la valeur de l'encastrement équivalent D_e augmente, la valeur de i_{β} pour les sols frottants et cohérents augmente.

2.5.4 - Cumul des coefficients i_{β} et i_{δ}

Dans le cas de la prise en compte simultanée d'une inclinaison de la charge et de la présence d'un talus, deux cas sont possibles :

- l'inclinaison du chargement est dirigée vers l'extérieur du talus :

$$q_{net} = k_p \rho_{le}^* i_{\beta} i_{\delta} \quad \text{OU} \quad q_{net} = k_c q_{ce} i_{\beta} i_{\delta} ;$$

- l'inclinaison du chargement est dirigée vers l'intérieur du talus⁽³⁵⁾ et l'expression simplifiée suivante peut être utilisée :

$$q_{net} = k_p \rho_{le}^* i_{\delta\beta} \quad \text{OU} \quad q_{net} = k_c q_{ce} i_{\delta\beta} \quad \text{avec} \quad i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_{\beta}}{i_{\delta}}; i_{\delta}\right) \quad [\text{Formule D.2.6.1 NF P94-261}]$$

On rappelle que dans le cas où les effets de l'excentrement et de l'inclinaison sont antagonistes, la prise en compte de i_{β} est trop pessimiste car l'influence de l'inclinaison devient vite négligeable par rapport à celle liée à l'excentrement. Il convient de procéder à une étude spécifique pour déterminer le coefficient de réduction global⁽³⁶⁾ afin d'optimiser le dimensionnement de l'ouvrage. Dans le cas de petits ouvrages, cette étude n'est pas indispensable, il faut juste garder en mémoire qu'ils ne seront pas optimisés sur ce point.

(35) Les effets du talus et de l'inclinaison sont antagonistes. Il convient alors de remplacer le produit $i_{\beta} \times i_{\delta}$ par le coefficient $i_{\beta\delta}$.

(36) Ces études spécifiques peuvent être constituées de calculs numériques basés sur des méthodes aux éléments finis, différences finies ou assimilées.

Le Tableau 20 récapitule, pour chacune des situations possibles, les formules de q_{net} à utiliser dans le cas de la méthode pressiométrique (pour la méthode pénétrométrique, la démarche est similaire en remplaçant dans les paramètres k_p par k_c et p_{le} par q_{ce}).

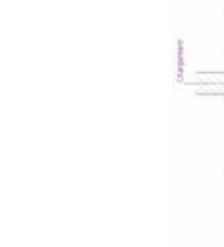
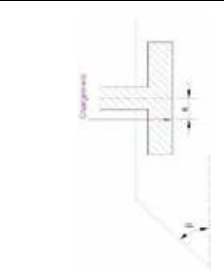
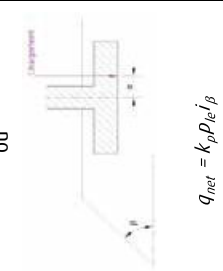
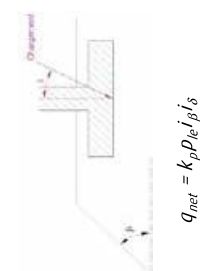
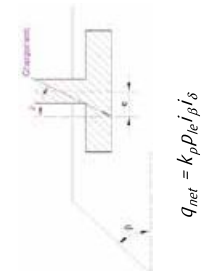
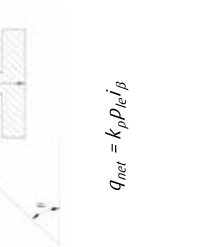
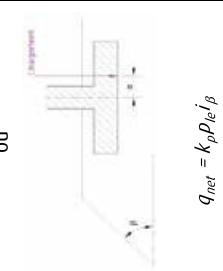
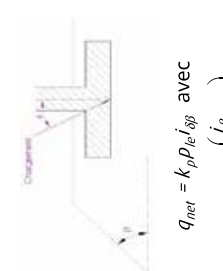
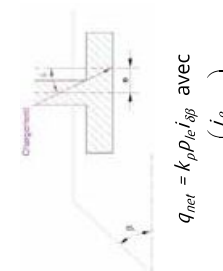
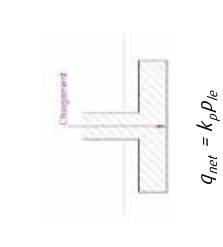
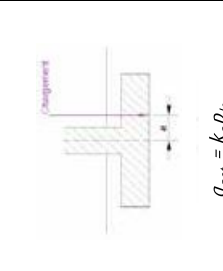
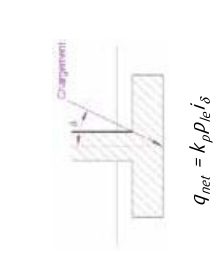
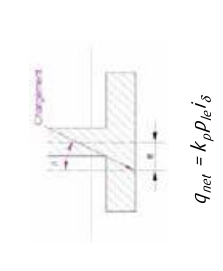
		Charge verticale		Charge inclinée	
		Centrée	Excentrée	Centrée	Excentrée
	Inclinaison du chargement				
Talus (à $d < 8 B$ et/ou $d + D_e / \tan \beta < 8 B$)	Vers l'extérieur du talus	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta$ OU  $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta$
	Vers l'intérieur du talus	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta$ avec $i_\beta = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}, i_\delta\right)$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta$ avec $i_\beta = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}, i_\delta\right)$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta$
Sans talus ou avec talus à $d > 8 B$ et/ou $d + D_e / \tan \beta > 8 B$		 $q_{net} = k_p p_{le}$	 $q_{net} = k_p p_{le}$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\delta$	 $q_{net} = k_p p_{le} i_\delta$

Tableau 20 : Expression de q_{net}



3 - Vérification de la capacité portante

Une fois la contrainte q_{net} calculée, il est possible de procéder aux vérifications de capacité portante du sol.

Il faut vérifier pour tous les cas de charges et de combinaisons d'actions, l'inégalité suivante :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad [\text{Formules 9.2.1.1 et 12.2.1}]$$

Avec :

V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain en ne tenant pas compte de la poussée d'Archimède⁽³⁷⁾ ;

$R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain sous le mur ;

R_0 : valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la semelle située sous le niveau du terrain après travaux et des sols compris entre ce mur et le niveau du terrain après travaux :

$$R_0 = A \cdot q_0 \quad [\text{Formule 9.2.1.2}]$$

Avec :

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin de travaux à la base aval du mur en l'absence de celui-ci (Figure 28).

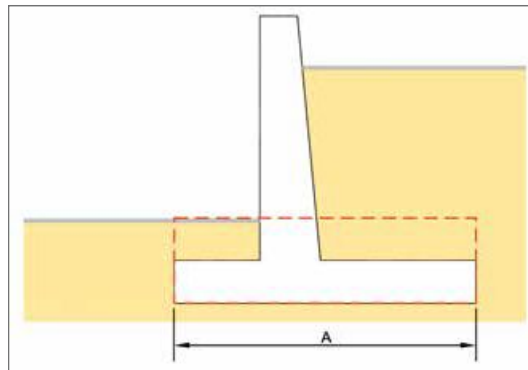


Figure 28 : Représentation possible du poids du volume de sol R_0 avec un terrain naturel horizontal après travaux [Figure 9.2.1]

La résistance ultime du terrain se calcule ainsi :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}} = \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}} \quad [\text{Formules 9.2.1.3, 9.2.1.4, 12.2.2 et 12.2.3}]$$

Avec :

$R_{v;k}$: valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous le mur ;

$\gamma_{R;v}$: facteur partiel de résistance à la portance spécifié dans le Tableau 21 ;

$\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée, commun aux différents états limites ;

A' : surface effective de la semelle [Annexe Q NF P94-261] ;

i_e : coefficient de réduction de la portance lié à l'excentrement du chargement (cf. paragraphe 2.4 du présent chapitre) ;

A : surface de la semelle.

En conclusion, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq A q_0 + \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v}}$$

(37) La poussée d'Archimède n'est pas prise en compte, ce qui explique la présence de q'_0 dans les calculs du Fascicule 62 Titre V auparavant.



Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d,v}$ a pour valeur 1,0 lorsque l'on utilise les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique ou lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées. $\gamma_{R;d,v}$ a pour valeur 1,7 lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées [9.2.1 (5)].

Remarque : En comparaison, pour des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d,v}$ a pour valeur 1,2 lorsque l'on utilise les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique [D.1 (2) et E.1 (2) NF P94-261] ou lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées. $\gamma_{R;d,v}$ a pour valeur 2,0 lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées.

Les valeurs du facteur partiel sur les résistances pour l'état limite de portance $\gamma_{R,v}$ sont données dans le Tableau 21.

	ELS quasi-permanents [12.2 (1)]	ELS caractéristiques [12.2 (1)]	ELU durables et transitoires [9.2.1 (4)]	ELU accidentels [9.2.3 (2)]
	2,3	2,3	1,4	1,2

Tableau 21 : Valeur du facteur partiel de résistance à la portance en fonction des états limites



Chapitre 5

Glissement

1 - Généralités

Afin de s'assurer de la résistance au glissement d'une semelle subissant des efforts horizontaux, il convient de vérifier le non glissement pour les ELU fondamentaux, accidentels et sismiques. Ce chapitre ne concerne cependant que les ELU fondamentaux et accidentels ; les vérifications sismiques sont à mener selon l'Eurocode 8 (cf. chapitre 3 du présent guide).

Le Logigramme 7 en Annexe A résume les démarches de vérification de la résistance au glissement.

2 - Vérification du non glissement

À l'ELU, pour les situations durables et transitoires et pour les situations accidentelles⁽³⁸⁾, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons d'actions :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d} \quad [\text{Formule 9.3.1.1}]$$

Avec :

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale (ou parallèle à la base de la semelle) ;

$R_{p,d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3 du présent chapitre ;

$R_{h,d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain dont la méthode de calcul est donnée dans les paragraphes 2.1 et 2.2 du présent chapitre.

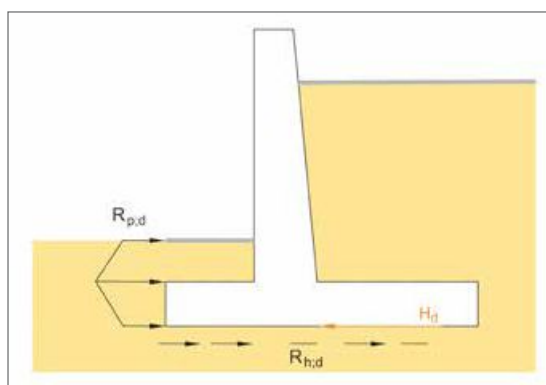


Figure 29 : Illustration des composantes des résistances au glissement

(38) Ce format de vérification est aussi valable pour les situations sismiques. Le lecteur est invité à se reporter au chapitre 3 du présent guide pour plus de précisions.



Dans tous les cas, les propriétés de résistance au cisaillement (φ' , c' ou c_u) sont obtenues en utilisant les possibilités suivantes [10.2 NF P94-261] :

- soit obtenues à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de classe de qualité⁽³⁹⁾ de prélèvement 1 et en tenant compte des indications de l'Annexe F de la norme NF P94-281 ;
- soit retenues sur la base d'expériences comparables ou déduites de corrélations validées.

2.1 - Calcul de $R_{h;d}$ en conditions non drainées

En conditions non drainées ($c_u > 0$ et $\varphi_u \approx 0$ – sols cohérents), il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ à partir de l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \min \left(\frac{1}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} (A \cdot c_{u;k}), 0, A \cdot V_d \right) \quad [\text{Formule 9.3.1.3}]$$

Avec :

- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;
- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain, calculée pour chaque situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ;
- $\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement, sa valeur est donnée dans le Tableau 22 suivant l'état limite ultime considéré ;
- $\gamma_{R;d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9 ;

Pour des fondations superficielles supportant des ouvrages, le coefficient $\gamma_{R;d,h}$ est égal à 1,1, cette différence provenant de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations par rapport aux murs de soutènement.

$c_{u;k}$: valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de fondation.

	$\gamma_{R,h}$
ELU Fondamentaux (situations durables et transitoires)	1,1
ELU Accidentels	1,0

Tableau 22 : Valeur du facteur partiel de résistance au glissement en fonction des états limites ultimes

2.2 - Calcul de $R_{h;d}$ en conditions drainées

En conditions drainées ($\varphi' > 0$ – sols frottants), il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ à partir de l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \cdot \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} \quad [\text{Formule 9.3.1.4}]$$

Avec :

- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;
- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain, calculée pour chaque situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ;
- $\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement, sa valeur est donnée dans le Tableau 22 suivant l'ELU considéré ;
- $\gamma_{R;d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9 ;

(39) Les classes de qualité des prélèvements sont décrites dans l'article 3.4.1 de la norme NF EN 1997-2.



$\delta_{a,k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cas de l'approche 2, $\delta_{a,k} = \delta_{a,d}$) :

pour les fondations coulées en place, $\delta_{a,d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l'angle de frottement à l'état critique φ'_{crit} ;

pour les fondations préfabriquées lisses, $\delta_{a,d}$ peut être égale à $\frac{2}{3}\varphi'_{crit}$.

En conditions drainées, la cohésion effective c' est négligée⁽⁴⁰⁾ [9.3.1 (7)].

La présence d'une bêche sous la fondation du mur conduit à analyser l'ELU selon un plan de rupture incliné passant par la base de la bêche [9.3.1 (8)].

2.3 - Calcul de $R_{p,d}$

Pour mémoire, la butée dans le cas de la vérification de non glissement est favorable.

La mobilisation de la butée se fait par la mobilisation d'une loi de réaction frontale. A proximité de la surface, la mobilisation de la réaction frontale est très limitée. Tous ces éléments entraînent que la valeur de la butée mobilisée est souvent très faible et donc négligeable.

La résistance frontale ou tangentielle $R_{p,d}$ n'est mobilisée que si les déplacements de la semelle sont suffisants et donc compatibles avec les déplacements de la structure portée. De plus, l'épaisseur de terrain sur laquelle cette résistance est mobilisable est difficilement estimable et n'est pas nécessairement constante au cours de la vie de l'ouvrage.

Ainsi, la valeur de la résistance frontale $R_{p,d}$ (qui est évidemment favorable) n'est généralement pas prise en compte.

Dans les rares cas où ce n'est pas le cas, il convient de diminuer le niveau de terrain d'une quantité Δa par rapport à la valeur nominale de celui-ci [5.2.2 (7)] :

- pour les situations en cours de construction, lorsque les fondations sont coulées à pleine fouille, Δa est pris égal à zéro pour tenir compte d'une butée sur toute l'épaisseur de la semelle. Dans le cas contraire, Δa est pris égal à la hauteur d'encastrement D_e ;
- pour les situations en cours d'exploitation, Δa est pris égal à zéro sauf s'il est prévu de réaliser des excavations.

Le cas échéant, $R_{p,d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{p,d} = \frac{R_{p,k}}{\gamma_{R,p}} \quad [\text{Formule 9.3.1.2}]$$

$\gamma_{R,p}$ est le facteur partiel dépendant du type de réaction mobilisée devant la semelle et du type d'état limite ultime. Sa valeur est donnée dans le Tableau 23.

	$\gamma_{R,p}$	
	Réaction frontale	Réaction tangentielle
ELU Fondamentaux (situations durables et transitoires)	1,4	1,1
ELU Accidentels	1,1	1,0

Tableau 23 : Valeur du facteur partiel de résistance au glissement en fonction des états limites ultimes

$R_{p,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation vis-à-vis de l'effet de la composante horizontale H_d . Il est possible de la calculer comme une butée ou par des modèles plus complexes permettant son estimation décrits dans l'Annexe P de la norme NF P94-261.

(40) Cette pratique est différente de celle issue du fascicule 62 Titre V du CCTG. À noter qu'avec le DTU 13.2, la cohésion c' n'était déjà pas prise en compte dans des conditions drainées.





Chapitre 6

Tassement

Ce chapitre explicite les Annexes H et I de la norme NF P94-261 qui s'applique aussi aux murs de soutènement pour la détermination des tassements, concernant l'estimation des tassements d'une semelle. Les deux sous-chapitres développeront successivement l'estimation des tassements à partir d'essais pressiométriques Ménard et d'essais au pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe mais ce guide ne détaille pas les méthodes basées sur les paramètres de déformation du sol.

Les valeurs obtenues des tassements pourront être comparées aux valeurs seuil des rotations admissibles définies en fonction de la sensibilité de la structure portée. Des indications sur ces valeurs sont données en Annexe L de la norme NF P94-261, dans l'Eurocode 7 ainsi que dans la clause 2.6 (2) et l'article 7.4.1 de la norme NF EN 1992-1-1.

1 - Estimation des tassements à partir des modules pressiométriques de Ménard

1.1 - Introduction et limites de la méthode

Cette méthode utilise les valeurs des modules E_M déduites des essais au pressiomètre Ménard et non des modules d'Young E_v [H.1 NF P94-261].

Cette méthode s'applique pour des semelles à géométrie simple reposant sur un sol de surface horizontale dont le comportement ne relève pas de la mécanique des roches. Elle permet d'estimer le tassement final vertical d'une semelle isolée, supposée rigide en considérant l'amortissement des contraintes avec la profondeur au droit du mur et en additionnant le tassement du terrain dû aux déformations de cisaillement du terrain avec le tassement dû aux déformations volumiques. Elle n'est pas valable pour des chargements trop faibles et ne permet pas d'intégrer l'influence des ouvrages voisins [H.1 et H.2 NF P94-261].

Le Logigramme 8 en Annexe A résume les démarches d'estimation des tassements à partir des modules pressiométriques Ménard.

1.2 - Cas d'un sol hétérogène

1.2.1 - Formule générale

Dans le cas d'un sol hétérogène, les tassements sphériques s_c (déformations volumiques) et déviatoriques s_d (déformations de cisaillement) se calculent selon les expressions suivantes :

$$s_f = s_c + s_d \quad [\text{Formule H.2.1.1.1 NF P94-261}]$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{Formule H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2 NF P94-261}]$$



Avec :

s_f : tassement final ;

E_c : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations volumiques sont prépondérantes (de 0 à $B/2$) ;

E_d : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes (de 0 à $8B$) ;

q' : contrainte moyenne effective appliquée au sol par le mur ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de la base du mur avant travaux ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 m ;

α : coefficient rhéologique représentatif du sol (cf. Tableau 24 et Tableau 25) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 26).

Si la nappe conserve la même position avant et après travaux, il est indifféremment possible d'utiliser le terme $(q - \sigma'_{v0})$ à la place de $(q' - \sigma'_{v0})$.

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_m / p_l	α	E_m / p_l	α	E_m / p_l	α	E_m / p_l	a
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-

Tableau 24 : Coefficients rhéologiques des sols⁽⁴¹⁾ [Tableau H.2.1.1.1 NF P94-261]

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normalement fracturé	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau 25 : Coefficients rhéologiques applicables aux rochers [Tableau H.2.1.1.2 NF P94-261]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	≥ 20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 26 : Coefficients de forme⁽⁴²⁾ [Tableau H.2.1.1.3 NF P94-261]

(41) Le tableau H.2.1.1.1 de la norme NF P94-261 dans sa version de juin 2013 est erroné. Le Tableau 24 présenté ici incorpore les corrections.

(42) Une interpolation est possible entre les valeurs données des coefficients de forme pour des valeurs L/B données.



1.2.2 - Calcul des modules

E_c est égal à la valeur moyenne harmonique⁽⁴³⁾ des modules pressiométriques Ménard mesurés dans la tranche d'épaisseur $B / 2$ située immédiatement sous la semelle du mur.

$$E_c = E_1 \quad [\text{Formule H.2.1.2.3 NF P94-261}]$$

Dans le cas de substitutions sous le mur, il conviendra d'inclure cette substitution dans le calcul des modules équivalents via le module E_m du sol de substitution.

Le calcul du module pressiométrique équivalent E_d se décompose selon plusieurs étapes.

Un découpage de la couche d'épaisseur $8B$ sous la semelle est réalisé en 16 sous-couches d'épaisseur $B / 2$ avec chacune une valeur E_i (i allant de 1 à 16). Le calcul de E_i résulte de la moyenne harmonique des modules pressiométriques situés dans la couche i d'épaisseur $B / 2$.

Le module E_d est ensuite déduit des modules équivalents E_{ij} issus du découpage du sol en tranches horizontales d'épaisseur $B / 2$ (Figure 30) selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,1}{E_{6,8}} + \frac{0,1}{E_{9,16}}$$

[Formule H.2.1.2.4 NF P94-261]

$$\text{avec } \frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{8}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}}$$

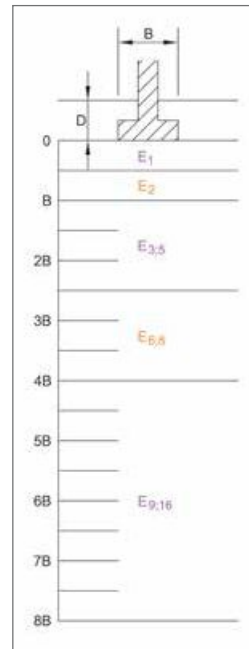


Figure 30 : Découpage du sol en tranches horizontales d'épaisseur $B / 2$

On pourra noter que la formule pour le calcul de E_d est légèrement modifiée par rapport aux anciennes règles de calcul (fascicule 62 Titre V du CCTG). En effet, la somme des différentes contributions vaut toujours 1 dans le cadre de la norme NF P94-261 alors qu'elle était légèrement inférieure à 1 dans le fascicule 62 titre V du CCTG⁽⁴⁴⁾.

Dans le cas où les valeurs E_9 à E_{16} ne sont pas connues mais que l'on peut considérer que $E_{9,16} \geq E_{6,8}$ sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, E_d s'obtient selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.6 NF P94-261}]$$

(43) La moyenne harmonique est de la forme : $Moyenne(X) = \frac{n}{\frac{1}{X_1} + \frac{1}{X_2} + \dots + \frac{1}{X_n}}$

(44) Pour cela, seule la contribution de E_2 a été modifiée : elle valait $1 / (0,85 \times 0,4)$ soit 0,294 et elle vaut à présent 0,3 dans la norme NF P94-261.



Dans le cas où les valeurs E_6 à E_{16} ne sont pas connues mais que l'on peut considérer que $E_{9;16} \geq E_{6;8} \geq E_{3;5}$ sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, E_d s'obtient selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3;5}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.7 NF P94-261}]$$

Cela revient donc à considérer de manière défavorable les valeurs des modules situés au-delà des reconnaissances et à considérer que la géologie sous-jacente est plus raide (puisque les formules proposées reviennent à faire l'hypothèse que $E_{9;16} = E_{6;8}$ et $E_{6;8} = E_{3;5}$).

1.3 - Cas d'un sol homogène

Dans le cas d'un sol homogène sur une épaisseur au moins égale à $8B$, le tassement final s_f résulte de l'addition du tassement sphérique s_c lié aux déformations volumétriques du sol, avec le tassement déviatorique s_d lié aux déformations par cisaillement [H.2.1.1 NF P94-261]. Il s'agit d'un cas particulier de la méthode de calcul des tassements pour un sol hétérogène puisque l'on a $E_i = E_M$ pour i allant de 1 à 16, d'où $E_c = E_d = E_M$.

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{Formule H.2.1.1.2 et H.2.1.1.3 NF P94-261}]$$

Avec :

E_M : module pressiométrique ;

q' : contrainte moyenne effective appliquée au sol par le mur ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de la base du mur avant travaux ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 m ;

α : coefficient rhéologique moyen du sol (cf. Tableau 24 et Tableau 25) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 26).

Si la nappe conserve la même position avant et après travaux, il est indifféremment possible d'utiliser le terme $(q - \sigma_{v0})$ à la place de $(q' - \sigma'_{v0})$.

1.4 - Cas d'une couche molle intercalaire

Le cas d'un fort contraste de module entre le « sol moyen » sous la semelle et une couche d'épaisseur réduite plus médiocre n'est pas bien pris en compte par la méthode qui sous-estime alors son influence. Il est donc nécessaire de faire intervenir le calcul d'un tassement supplémentaire qui s'ajoute au tassement calculé en l'absence de cette couche molle (module remplacé par un module du même ordre que celui au-dessus et au-dessous).

Si une couche molle intercalaire d'épaisseur H , se situe à une profondeur supérieure à B sous la base du mur, alors la démarche de calcul consiste à calculer dans un premier temps le tassement selon les formules présentées préalablement (obtention du tassement s) en faisant une hypothèse de valeur de module E_i dans la ou les couches concernées par la couche molle (proche des valeurs de E_i des couches sous et sus jacentes). Dans un second temps, il s'agit de calculer le supplément de tassement s_m dû à la présence de la couche molle en considérant la valeur du module E_m réellement mesuré dans cette couche molle.

Le calcul du tassement final peut alors être estimé selon les formules suivantes :

$$s_f = s + s_m \quad [\text{Formule H.2.1.3.1 NF P94-261}]$$

$$\text{avec } s = s_c(E_c) + s_d(E'_d) \quad \text{et} \quad s_m = \alpha_m \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E'_d} \right) \Delta q_m H \quad [\text{Formule H.2.1.3.2 et H.2.1.3.3 NF P94-261}]$$



Avec :

s_m : supplément de tassement dû à la couche molle ;

E'_d : module déviatorique sans prise en compte de la couche molle. Il s'agit de remplacer le module E_M de la couche molle par des modules E'_M du même ordre de grandeur que ceux des couches plus dures situées de part et d'autre ;

E_m : module pressiométrique moyen de la couche molle ;

α_m : coefficient rhéologique de la couche molle ;

Δq_m : valeur de la surcharge au niveau de la couche molle estimée en tenant compte de la diffusion des contraintes grâce notamment aux formules de dispersion de la charge I_z de la théorie de Boussinesq.

1.5 - Calcul du module de réaction vertical

Cette méthode⁽⁴⁵⁾ permet de déterminer un module de réaction vertical pour évaluer la répartition des sollicitations sous le mur.

1.5.1 - Principe et limites d'utilisation

La méthode se base sur le principe simplifié que la relation en tous points entre le déplacement vertical y de la semelle et la pression exercée par le sol en réaction à ce déplacement p est linéaire : $p = k \cdot y$. Le coefficient de cette relation, le module de réaction vertical k , est alors estimé à partir des essais pressiométriques.

Le tassement du mur s sous une contrainte moyenne q est alors obtenu par la relation suivante :

$$k = \frac{q}{s}$$

Cette méthode présente cependant plusieurs limites et conditions d'utilisation :

- les déplacements ainsi obtenus sont peu représentatifs des déplacements réels ;
- la rigidité de flexion de la semelle dans le sens de la largeur B doit être suffisante (méthode non utilisable pour les grands radiers), ce qui peut se vérifier par la relation suivante : $B \leq 2 \cdot L_0$

Avec :

L_0 : longueur de transfert déterminé par $L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_y I}{k \cdot B}}$ où E_y est le module d'Young pour une durée d'application des charges homogène à celle du coefficient k et I est l'inertie de la section de la semelle.

1.5.2 - Calcul du module de réaction vertical

Le Tableau 27 donne les formules usuelles du calcul du module de réaction vertical k pour les sols homogène ou hétérogène et pour des sollicitations de longues ou courtes durées d'application.

	Sol homogène	Sol hétérogène
Sollicitations de longue durée d'application k_v	$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_M} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_M} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$	$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_c} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_d} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$
Sollicitations de courte durée d'application k_i	$k_i = 2 \cdot k_v$	

Tableau 27 : Formules de calcul du module de réaction vertical k

(45) La méthode décrite dans ce paragraphe est celle décrite dans l'annexe F.3 du fascicule 62 - Titre V du CCTG, désormais abrogé.



Avec :

E_c : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations volumétriques sont prépondérantes (de 0 à $B/2$) (cf. paragraphe 1.2.2 du présent chapitre) ;

E_d : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes (de 0 à $8B$) (cf. paragraphe 1.2.2 du présent chapitre) ;

E_M : module pressiométrique ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 ;

α : coefficient rhéologique moyen du sol (cf. Tableau 24 et Tableau 25) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 26).

2 - Estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique

2.1 - Introduction et limites de la méthode

Ce chapitre présente les méthodes d'évaluation du tassement d'une semelle rigide d'un mur pour des sols grenus pulvérulents en se basant sur des essais *in situ* au pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe⁽⁴⁶⁾.

Le module de déformation utilisé dans cette méthode dérive de la résistance en pointe pénétrométrique comme établie par Schmertmann⁽⁴⁷⁾ mais ne peut être considéré comme un module d'Young. Cette méthode s'applique dans son ensemble : il n'est pas possible d'utiliser des modules d'Young issus d'autres données ou des valeurs de facteur d'influence des déformations I_z issues d'autres méthodes [1 (2) NF P94-261].

Par ailleurs, cette méthode est adaptée à l'estimation des tassements pour des chargements proches de ceux de l'ELS quasi-permanent. Elle est inutilisable pour des chargements très faibles car elle pourrait s'avérer très pessimiste.

Le Logigramme 9 en Annexe A résume les démarches d'estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique.

2.2 - Évaluation du module de déformation E

La valeur du module de déformation E s'obtient à partir de la résistance de pointe pénétrométrique q_c et vaut $E = 3,5 q_c$ pour des déformations planes.

Ainsi, le tassement d'un mur sous une pression de chargement q' s'exprime par la formule :

$$s = C_1 C_2 (q' - \sigma'_{v0}) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{C_3 E} dz \quad [\text{Formule 1.2.1 NF P94-261}]^{(48)}$$

$$\text{avec } C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{q' - \sigma'_{v0}} \right) \quad \text{et} \quad C_2 = 1,2 + 0,2 \log(t) \quad [\text{Formules 1.2.2 et 1.2.3 NF P94-261}]$$

Avec :

C_3 : facteur de forme valant 1,75 pour $L > 10 B$;

σ'_{v0} : la contrainte verticale effective initiale au niveau de la base du mur ;

t : temps en années ;

I_z : facteur d'influence des déformations (cf. Figure 31) ;

z_1 : profondeur de la zone d'influence des tassements qui vaut $4B$.

(46) Dans le cas de l'utilisation d'un pénétromètre à pointe électrique, le lecteur est invité à se référer à l'annexe J de la norme NF P94-261.

(47) [7] *Static cone to compute settlement over sand*. Schmertmann J. H. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1970, n° 96, p. 1011-1043. et [8] *Improved strain influence factor diagrams*. Schmertmann J. H., Hartman J. P. et Brown P. R. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1978, n° 104, p. 1131-1135.

(48) Dans la norme NF P94-261, la formule est donnée avec I_{zp} . Cette formule doit être corrigée en remplaçant I_{zp} par I_z conformément à l'article D.3 de la norme NF EN 1997-2.



La Figure 31 présente la courbe du facteur d'influence de la déformation verticale I_z , pour des murs à déformation plane (semelle filantes).

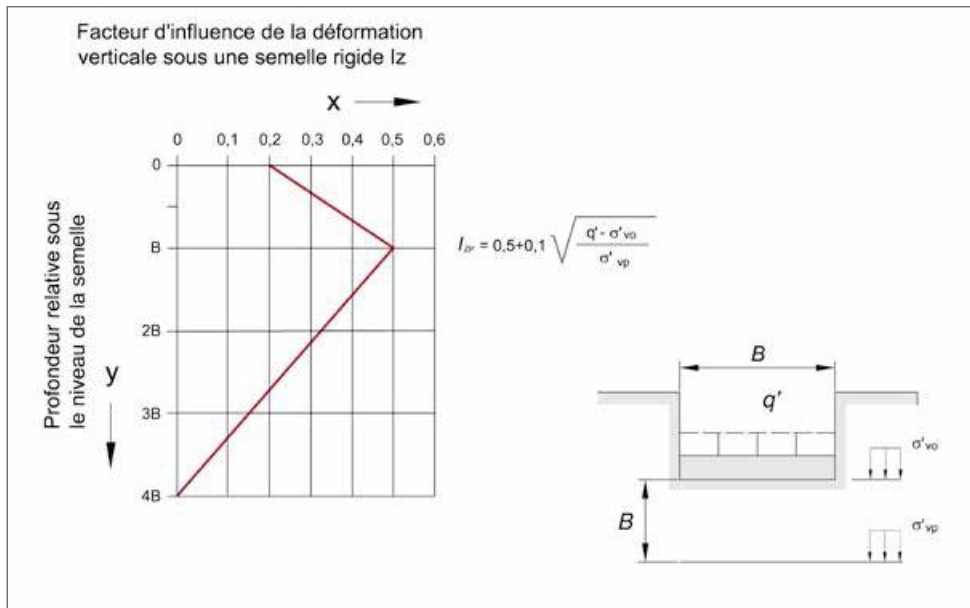


Figure 31 : Facteur d'influence des déformations I_z [Figure I.1 NF P94-261]

I_{zp} est la valeur maximale de I_z pour la profondeur d'influence relative considérée sous la semelle et est égal à B .

Amplitude de surcharge :

Si $C_1 \times (q' - \sigma'_{v0}) = q' - 1,5 \times \sigma'_{v0} < 0$, cette méthode ne peut pas s'appliquer : les tassements sont négatifs dans ce cas. Cette méthode n'est donc pas adaptée pour des augmentations de contraintes faibles et ne s'applique que si $q' \geq 1,5 \times \sigma'_{v0}$.





Chapitre 7

Répartition des efforts sous la semelle

1 - Principes et méthodes

L'Annexe G de la norme NF P94-261 présente les méthodes d'estimation des contraintes transmises au sol par la semelle du mur notamment pour le calcul de son ferrailage ou des tassements de la semelle.

Quatre méthodes de calcul des valeurs de contraintes transmises par le terrain à une semelle peuvent être mises en œuvre :

- méthode de Meyerhof ;
- méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale des contraintes ;
- méthode MISS (méthode d'interaction sol-structure) – lois d'interaction sol-structure locale, méthode des éléments finis ou des différences finies.

Les deux premières méthodes, celle de Meyerhof ou celle basée sur une répartition triangulaire / trapézoïdale des contraintes, sont bien adaptées à des semelles rigides puisqu'elles sont basées sur l'hypothèse d'une transmission directe des efforts de la structure au sol.

La méthode de Meyerhof est présentée au paragraphe 2 du présent chapitre et la méthode de répartition triangulaire / trapézoïdale des contraintes est présentée paragraphe 3 du présent chapitre.

Les méthodes de répartition triangulaire ou trapézoïdale sont équivalentes, en terme de forces, à la méthode de Meyerhof, cette dernière correspondant à une contrainte moyenne constante.

En termes de contraintes, il appartient à l'ingénieur en charge des calculs de structure de définir son choix pour la méthode de répartition des contraintes : méthode de Meyerhof, répartition triangulaire ou trapézoïdale, méthodes de type MISS... Dans tous les cas, ce choix est totalement indépendant des méthodes de vérification de type géotechnique.

Les méthodes MISS, sont quant à elles, plutôt à utiliser pour les semelles souples. Enfin, les méthodes aux éléments finis ou différences finies sont à utiliser dans les cas d'une géométrie complexe. Ces deux méthodes ne sont cependant pas explicitées dans ce guide ; le lecteur est invité à se reporter à l'Annexe G et aux articles 9.3 et 13.2 de la norme NF P94-261.

Si d'autres méthodes numériques sont mises en œuvre, une procédure propre à ces modèles devra alors aboutir à la justification du coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ approprié.



2 - Méthode de Meyerhof

Pour un mur de largeur B , le modèle de Meyerhof suppose une répartition homogène des contraintes sous la semelle sur une largeur B' (Figure 32) telle que :

$$B' = B - 2 \cdot e_d$$

Avec :

e_d : valeur de calcul de l'excentrement du chargement ;
 B : largeur de la semelle.

La valeur de la contrainte transmise au terrain par le mur $\sigma_{v,d}$ peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{v,d} = \frac{V_d}{B'} = \frac{V_d}{B \cdot i_e} \quad \text{avec} \quad i_e = 1 - 2 \frac{e_d}{B}$$

[Formules G.2.1 NF P94-261]

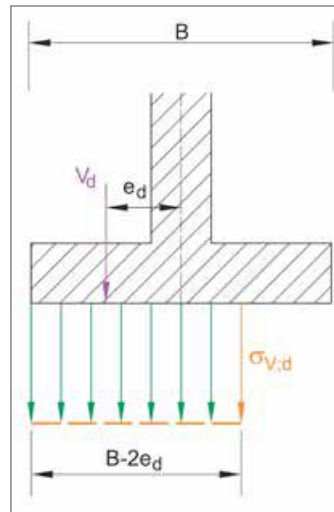


Figure 32 : Méthode de Meyerhof pour une semelle filante

Avec :

V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise au mur par unité de longueur de semelle.

La valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur en termes de contraintes $\sigma_{r,d}$ est obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{r,d} = \frac{R_{v,d}}{B'} = \frac{R_{v,d}}{B \cdot i_e} \quad \text{[Formules G.2.2 NF P94-261]}$$

Avec :

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance nette du mur par unité de longueur de semelle ;

i_e défini ci-dessus.

3 - Méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale

Le type de répartition, triangulaire ou trapézoïdale, engendré par le torseur des efforts appliqué sur la semelle, dépend de la valeur de l'excentrement e_d par rapport au sixième de la largeur $B/6$:

- si $e_d < \frac{B}{6}$ la répartition est trapézoïdale (semelle totalement comprimée) ;
- si $e_d \geq \frac{B}{6}$, la répartition est triangulaire (semelle partiellement comprimée).

La méthode consiste à supposer que la répartition des contraintes est linéaire :

$$q(x) = \frac{V_d}{B} + \frac{V_d \cdot e_d \cdot x}{I} \quad \text{pour } x \text{ variant de } -\frac{B}{2} \text{ à } \frac{B}{2}$$

Avec :

e_d : excentrement de la charge ;

I : moment d'inertie de la semelle par mètre linéaire valant : $I = \frac{B^3}{12}$

On obtient donc $\sigma_{max} = \frac{V_d}{B} + \frac{V_d \cdot e_d \cdot B/2}{I}$ en $x = \frac{B}{2}$ et $\sigma_{min} = \frac{V_d}{B} - \frac{V_d \cdot e_d \cdot B/2}{I}$ en $x = -\frac{B}{2}$.

La valeur de $\sigma_{v,d}$ est prise au $\frac{3}{4}$ de la zone comprimée.



3.1 - Répartition trapézoïdale

Pour un mur de largeur B et pour une valeur de calcul de l'excentrement e_d inférieure à $B/6$, la valeur de calcul de la contrainte $\sigma_{V,d}$ située à $0,75 B$ du bord décomprimé de la semelle (Figure 33) peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{V,d} = \frac{V_d}{B} + \frac{3 \cdot V_d \cdot e_d}{B^2} = \frac{V_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{3e_d}{B} \right) \quad [\text{Formule G.3.1 NF P94-261}]$$

Avec :

- V_d : valeur de calcul de l'effort vertical par unité de longueur de la semelle ;
- e_d : valeur de calcul de l'excentrement.

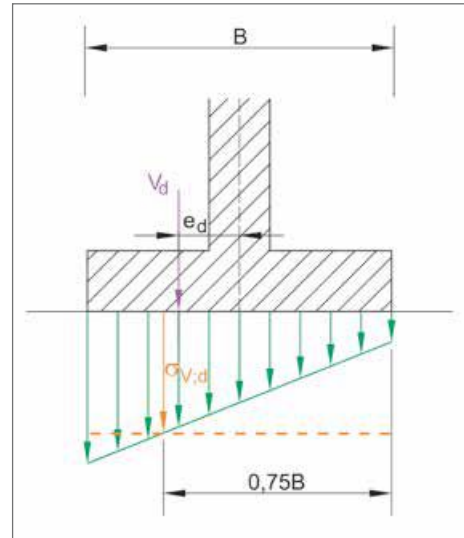


Figure 33 : Répartition trapézoïdale des contraintes

Cette relation conduit à considérer une valeur de référence de la contrainte située aux trois quarts de la largeur de la semelle.

3.2 - Répartition triangulaire

Pour un mur de largeur B et pour une valeur de calcul de l'excentrement e_d supérieure à $B/6$, la répartition des contraintes sous la semelle est triangulaire et la valeur de calcul de la contrainte $\sigma_{V,d}$ située aux trois quarts de la semelle comprimée, à $0,25 \times 1,5 \cdot (B - 2 \cdot e_d)$ du bord de la semelle le plus comprimé (Figure 34), peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{V,d} = \frac{V_d}{B'} = \frac{V_d}{B \cdot i_e} \quad \text{avec} \quad i_e = 1 - 2 \frac{e_d}{B}$$

[Formules G.3.2 NF P94-261]

Avec :

- V_d : valeur de calcul de l'effort vertical appliqué au mur par unité de longueur de semelle ;
- B' : largeur comprimée « effective » identique à celle de Meyerhof.

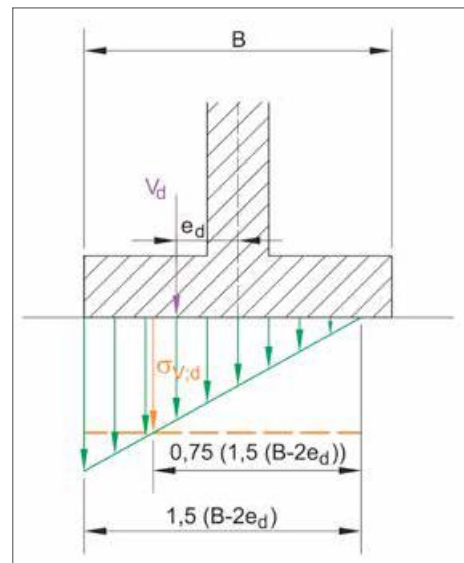


Figure 34 : Répartition triangulaire des contraintes

Cette relation conduit à considérer une valeur de contrainte située aux trois quarts de la répartition triangulaire des contraintes sous la semelle.

En effet, on a une semelle comprimée sur une largeur effective de $\frac{3}{2} \cdot (B - 2e_d)$ et on calcule $\sigma_{V,d}$ au $\frac{3}{4}$ de la contrainte maximale et $\sigma_{V,d} = \frac{V_d}{B - 2e_d}$ comme pour la méthode de Meyerhof.





Chapitre 8

Résistance interne

1 - Murs en Béton Armé

Le paragraphe suivant fournit des éléments de justification des murs en béton armé en les considérant comme des ouvrages de génie civil. Le lecteur devra éventuellement les adapter dans le cas des bâtiments.

Dans la suite de ce paragraphe, un mur désigne l'ensemble voile et semelle.

1.1 - Stabilité interne – Résistance structurelle du mur

1.1.1 - Introduction

Une fois vérifiées les stabilités générale et externe, il convient de démontrer que la résistance structurelle du mur en béton armé est assurée avec une sécurité adéquate.

Cette démonstration consiste à réaliser un ensemble de vérifications et à mettre en place certaines dispositions constructives issues :

- de l'Eurocode 2 ;
- de l'Eurocode 7 ;
- de la norme NF P94-281, en particulier l'article 10 et l'Annexe C.

1.1.2 - Classes d'exposition et calcul de l'enrobage des armatures

Les classes d'exposition d'un mur de soutènement sont choisies, pour chaque face de l'ouvrage, selon le Tableau 1 de la norme NF EN 206/CN.

Le calcul de l'enrobage est, quant à lui, réalisé selon l'article 4.4.1 de la norme NF EN 1992-1-1. Afin de limiter le risque d'erreurs lors de l'exécution sur chantier, une seule valeur d'enrobage peut être retenue pour l'ensemble du mur. Ce choix doit cependant être explicitement mentionné dans les hypothèses de la note de calculs.

Enfin, il convient que l'épaisseur du voile soit supérieure à 200 mm dans le cas où des armatures d'efforts tranchant s'avèrent nécessaires [9.3.2 (1) NF EN 1992-1-1] car le voile est ramené à un élément de type dalle en vertu de la clause 9.6.1 (1) de la norme NF EN 1991-1-1.

1.1.3 - Analyse structurelle

Efforts dans le voile

Les actions s'exerçant sur le voile sont :

- le poids du tronçon supérieur du voile en béton (pour une section donnée du voile) ;
- la poussée des terres amont ;
- la pression hydrostatique amont ;
- l'effet d'un chargement en tête de voile ;
- l'effet d'un chargement sur les terres amont ;
- la butée des terres aval et les pressions hydrostatiques.



Efforts dans la semelle

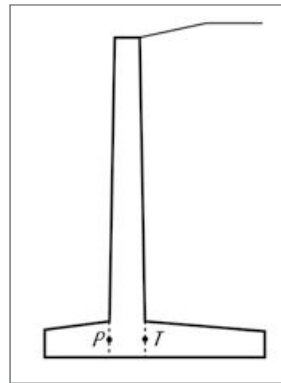


Figure 35 : Point de calcul P des efforts dans le patin

Les efforts dans le patin sont calculés au point P et au point T pour le talon (Figure 35), en prenant en compte, le cas échéant, les actions suivantes :

- efforts dans la section d'encastrement voile - semelle (N, V, T) ;
- poids de la semelle, du sol et de l'eau portés par cette dernière ;
- surcharges ;
- butée des terres ;
- pressions hydrostatiques ;
- réaction normale et de cisaillement du sol de fondation ;
- pression de l'eau sous la semelle.

Détermination des contraintes dues au sol sous la semelle

Conformément à l'Annexe G de la norme NF P94-261, différentes méthodes de calculs des contraintes dues au sol sous la semelle peuvent être mises en œuvre parmi lesquelles :

- méthode de Meyerhof ;
- méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale des contraintes ;
- méthode MISS – loi d'interaction sol-structure ;
- méthode MISS – méthode des éléments finis.

Ces méthodes font l'objet du Chapitre 7 du présent guide.

Phase de construction

La justification de la résistance structurelle doit être menée pour chaque phase de construction, en prenant en compte l'ensemble des actions, même celles de très courte durée.

Ainsi, l'effet d'un compacteur à proximité du mur en doit être introduit dans les hypothèses de dimensionnement.

1.1.4 - Justification de la résistance interne

Les sections d'armatures du mur (semelle et voile) sont issues d'un dimensionnement béton armé, basé sur l'Eurocode 2, aux ELU et ELS, selon le modèle de calcul choisi.

Les éventuelles justifications à la torsion, au poinçonnement, à la fatigue et au flambement ne sont pas décrites dans le présent guide. La rupture fragile est prévenue à travers les dispositions constructives décrites dans le présent chapitre.



Armatures de flexion : Principes de l'ELU

Le dimensionnement en flexion est réalisé selon le principe des pivots [Figure 6.1 NF EN 1992-1-1].

Il est réalisé avec des lois de comportement des matériaux :

- lois « parabole-rectangle », « bilinéaire » ou le diagramme rectangle simplifié pour le béton [3.1.7 NF EN 1992-1-1] ;
- lois bilinéaire à palier horizontal ou avec raffermissement pour l'acier [3.2.7 NF EN 1992-1-1].

Le principe du dimensionnement, quelle que soit la loi utilisée, est de s'assurer que les déformations ultimes admissibles ne sont pas atteintes.

Armatures de flexion : Principes de l'ELS

Le dimensionnement en flexion est réalisé conformément à la section 7 : limitations des contraintes, maîtrise de la fissuration de la norme NF EN 1992-1-1.

La limitation des contraintes consiste à limiter les contraintes de compression dans le béton et de traction dans les armatures :

- sous la combinaison caractéristique des charges à l'aide du Tableau 28 ;

Classe d'environnement	σ_s (acier)	σ_c (béton)
XD, XF, XS	$0,8 f_{yk}$	$0,6 f_{ck}$
Autre	$0,8 f_{yk}$	$0,6 f_{ck}^{(a)}$

^(a) L'Eurocode 2 donne une limitation de σ_c uniquement pour les classes XD, XF, XS ; pour les autres classes il est recommandé d'utiliser cette même limitation.

Tableau 28 : Valeur à utiliser à l'ELS Caractéristique pour les contraintes limites en traction des armatures et en compression du béton

Avec :

σ_s : contrainte de traction dans les armatures ;

σ_c : contrainte de compression dans le béton ;

f_{yk} : limite caractéristique d'élasticité de l'acier ;

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton, mesuré à 28 jours ;

- sous la combinaison quasi-permanente des charges :

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} \text{ dans le cas d'un fluage linéaire [7.2 (3) NF EN 1992-1-1]}$$

La maîtrise de la fissuration consiste à limiter la fissuration de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement de la structure. Cela est assuré par la mise en place d'un ferrailage minimal de maîtrise de la fissuration (voir ci-après) et par la limitation d'une ouverture de fissure calculée w_k à une valeur limite w_{max} donnée dans le Tableau 29.

L'article 7.3.3 (101) Note de la norme NF 1992-2/NA décrit une méthode dite « rustique » pour se dispenser du calcul de l'ouverture de fissure w_k qui consiste à :

- limiter l'espacement entre aciers à la valeur de $5 \cdot \left(c + \frac{\phi}{2} \right)$ où c est la valeur de l'enrobage et ϕ est le diamètre des armatures ;
- limiter la contrainte dans les armatures à :
 - $600 w_{max}$ dans le cas des sections entièrement tendues,
 - $1000 w_{max}$ dans les autres cas.

La valeur limite de l'ouverture des fissures w_{max} est donnée dans la clause 7.3.1 (105) de la norme NF EN 1992-2/NA et sont reprises dans le Tableau 29 pour les combinaisons de charges à l'ELS fréquent.

Classe d'environnement	Valeur de w_{max} pour un élément en béton armé
XC	0,30
XD ou XS	0,20

Tableau 29 : Valeurs limites de l'ouverture des fissures pour un élément en béton armé [7.3.1 (105) NF EN 1992-2/NA]



D'autres méthodes, comme la méthode « directe » présentée à l'article 7.3.4 de la norme NF EN 1992-2/NA, peuvent aussi être utilisées pour le dimensionnement à la flexion aux ELS.

Ferrailage minimal de maîtrise de la fissuration (ELS)

Conformément à la clause 7.3.2 (102) de la norme NF EN 1992-2, dans le cas d'une section rectangulaire en flexion composée, la section d'acier mise en œuvre doit être au moins égale à :

$$A_{s,min} \cdot f_{yk} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad [7.3.2 (102) \text{ NF EN 1992-2 et 7.3.2 (102) NF EN 1992-2/NA}]$$

Avec :

$A_{s,min}$: section minimale d'armatures de béton armée dans la zone tendue ;

k_c : coefficient tenant compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier ;

k : coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées ;

$f_{ct,eff}$: valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître ;

A_{ct} : aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

$f_{ct,eff} = f_{ctm'}$ si on considère que les fissures apparaissent après 28 jours.

Armatures d'effort tranchant

Le dimensionnement aux efforts tranchants est réalisé aux ELU conformément à l'article 6.2 de la norme NF EN 1992-1-1.

Le principe du dimensionnement est de vérifier dans un premier temps la résistance de la section sans armature d'effort tranchant.

$$\rho_{min} = \frac{A_{sw}}{s} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{b_w \cdot \sin \alpha}{f_{yk}}$$

Avec :

ρ_{min} : taux d'armatures d'effort tranchant ;

A_{sw} : aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s ;

s : espacement des armatures d'effort tranchant, mesuré le long de l'axe longitudinal de l'élément ;

b_w : largeur de l'âme de l'élément ;

α : l'angle entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal.

Si la justification est satisfaite alors une seule section minimale d'armatures peut être mise en place. Si la justification n'est pas satisfaite, alors il convient de déterminer la quantité d'armatures nécessaires en procédant préalablement à la vérification de la compression des bielles du béton.

L'attention du lecteur est attirée sur le choix de l'expression de v_{min} selon la clause 6.2.2 (1) NOTE de la norme NF EN 1992-1-1/NA qui dépend ou non de la redistribution transversale des charges.

1.1.5 - Dispositions constructives

Dispositions constructives pour le voile

Le mur proprement dit est à considérer comme un voile soumis principalement à une flexion due à des charges non-coplanaires. Conformément à l'article 9.6.1 de la norme NF EN 1992-1-1, les règles pour les dalles pleines de l'article 9.3 de la norme NF EN 1992-1-1 s'appliquent selon les dispositions du Tableau 30.



	Référence (NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-1/NA)	Dispositions		
Section minimale d'armatures longitudinales tendues	9.3.1.1 (1) et 9.2.1.1 (1)	$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$		
Section maximale d'armatures longitudinales tendues	9.3.1.1 (1) et 9.2.1.1 (3)	$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$		
Section minimale d'armatures transversales secondaires	9.3.1.1 (2)	20 % des armatures principales		
Espacement maximal des armatures de flexion	9.3.1.1 (3)	Zones	Armatures principales	Armatures secondaires
		Sollicitées principalement par des charges réparties	$S_{max,slab} = 3h \leq 400mm$	$S_{max,slab} = 3,5h \leq 450mm$
		Sollicitées par des charges concentrées ou de moment maximal	$S_{max,slabs} = 2h \leq 250mm$	$S_{max,slabs} = 3h \leq 400mm$
Espacement longitudinal des armatures de tranchant	9.2.2 (5)	$s = \frac{A_{sw}}{\rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$ avec $\rho_w \geq \rho_{min}$		
Espacement longitudinal maximal des cadres, étriers ou épingles	9.3.2 (2), (3) et (4)	$S_{l,max} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$		
Espacement transversal maximal des armatures de tranchant	9.3.2 (2), (3) et (4)	$S_{t,max} \leq 1,5 \cdot d$		
Armatures de bord libre	9.3.1.4	Prévoir des armatures longitudinales et transversales		
Épure d'arrêt des barres et l'ancrage des armatures	9.2.1.3, 9.2.1.4, 9.2.1.5			
Ancrage des barres droites de la nappe inférieure de la semelle	9.8.2.2			

Tableau 30 : Dispositions constructives à appliquer à un mur de soutènement en Béton armé

Avec :

h : épaisseur totale de la dalle.

En complément des dispositions constructives, il peut être nécessaire d'inclure un complément d'armatures horizontales à la base du voile sur 1 m à 1,5 m, pour éviter la fissuration de retrait.



Dispositions constructives pour la semelle

En ce qui concerne les dispositions constructives de la semelle du mur, il convient de mettre en place dans le sens longitudinal :

- au moins la section $A_{s,min}$ de l'article 9.3.1.1 de la norme NF EN 1992-1-1 en nappe inférieure de la semelle ;
- au moins la section $A_{s,min}$ en nappe supérieure de la semelle si les effets des actions peuvent causer une traction sur l'extrados de la semelle ; dans le cas contraire seules des armatures servant au montage et au maintien de la cage pourront être envisagées sans toutefois être inférieures à $0,5 A_{s,min}$.

Dans le sens transversal, il convient de mettre en place :

- au moins un millième (1/1000) de la section transversale de la semelle sur la face inférieure de celle-ci et la moitié de cette valeur (0,5/1000) sur sa face supérieure ;
- par mètre de largeur de semelle, au moins 20 % de la section des aciers de flexion par mètre de longueur, conformément au 9.3.1.1 (2) de la norme NF EN 1992-1-1.

Aucune section minimale d'armatures d'effort tranchant n'est à prévoir.

En termes d'espacement des armatures de la semelle, la partie 8.2 de la norme NF EN 1992-1-1 s'applique.

2 - Murs cellulaires et murs en gabions

2.1 - Préambule

Les murs en gabions et les murs cellulaires avec remplissage en remblais font partie du domaine d'application de la norme NF P94-281 [1 (1)].

Un mur cellulaire est un ouvrage de soutènement constitué par des éléments empilés tel que des blocs cellulaires en béton dont la géométrie globale est assimilable à celle d'un mur poids en maçonnerie et dont l'assemblage a été conçu pour que l'ouvrage fini puisse être considéré comme un bloc monolithique vis-à-vis des sollicitations extérieures [3.1.4].

On entend par mur en gabions un ouvrage monolithique constitué de modules gabions ligaturés ou agrafés entre eux, dont la géométrie globale est assimilable à celle d'un mur poids. Les modules gabions à considérer sont des structures parallélépipédiques rectangulaires, le matériau de remplissage étant constitué de matériaux grossiers durs, concassés ou roulés [3.1.5].

Pour les murs en gabions, il est précisé que la norme NF P94-281 s'applique essentiellement aux gabions double torsion [1 (1) NOTE 3]. Les ouvrages en gabions métallique à maille hexagonale double torsion sont des structures composées de parallélépipèdes, ou cages. Ces cages sont constituées de grillage métallique à maille hexagonale à double torsion et remplies avec des galets ou un matériau concassé de granulométrie appropriée. Les cages étant agrafées entre elles, ces ouvrages présentent une forte adaptabilité aux déformations et sont perméables. Les gabions électrosoudés sont constitués aussi de cages et d'éléments de remplissage, toutefois les cages sont fabriquées par soudure et sont beaucoup plus rigides. Les structures réalisées à partir de matelas et sacs en gabions double torsion ne sont pas concernées par l'application de la norme NF P94-281.

2.2 - États limites ultimes - principe général

La vérification de la stabilité interne d'un mur relève d'un état limite ultime de type STR. Elle doit s'effectuer pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en cours de construction ou en cours d'exploitation [8.2.1], selon l'approche de calcul 2 [8.2.4].

Il est écrit clause 8.1 (5) que pour chaque profil en travers, afin de justifier la géométrie du mur, on doit vérifier la stabilité interne, c'est-à-dire la résistance des éléments qui le constituent aux efforts qui les sollicitent.

Pour les murs en gabions ainsi que les murs cellulaires, les vérifications de la stabilité du mur par rapport aux niveaux intermédiaires relèvent de la stabilité interne [8.1(5) NOTE 4]. La stabilité de chaque niveau intermédiaire doit être vérifiée selon les mêmes principes que la vérification de la stabilité externe décrite à l'article 9 (portance et glissement). La stabilité au renversement des éléments du mur est décrite dans les Annexes informatives D et E.



L'Annexe D présente les principes et les vérifications pour l'étude de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés en béton ; l'Annexe E concerne les murs cellulaires avec éléments empilés en gabions.

Concernant les efforts, la prise en compte des effets des actions est décrite à l'article 10.

Dans la suite de ce paragraphe, les efforts sont indiqués :

- k lorsque les actions sont à considérer sans combinaison ni pondération ;
- d lorsque les actions sont à considérer avec les combinaisons et en tenant compte des pondérations.

Les ELU sismiques ne sont pas présentés ici. Le principe des vérifications est identique aux autres ELU en utilisant des coefficients partiels valant 1.

2.3 - Stabilité interne

L'article 10 de la norme NF P94-281 porte sur la stabilité interne. Les éléments de structures porteurs tels que les ancrages et butons associés aux murs doivent également être vérifiés [10.1 (3) qui renvoie à 9.7.6 NF EN 1997-1]. Les vérifications portent sur la résistance du matériau constitutif du mur qui doit être suffisante pour supporter les effets des actions appliquées (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal).

On distingue vis-à-vis des pondérations à appliquer aux effets des actions, ceux déduits d'un calcul d'équilibre limite de type MEL (méthode d'équilibre limite) et ceux déduits d'un calcul d'interaction sol-structure MISS [10.2].

La vérification de la stabilité interne d'un mur en gabions ou en éléments cellulaires va concerner à la fois :

- le gabion ou l'élément empilé, en tant qu'élément d'un rang ;
- le rang d'éléments ou de gabions dans son intégralité [D.2 (1) et E.2 (1)].

2.3.1 - Cas des murs en éléments empilés en béton [Annexe D]

Depuis le sommet du mur jusqu'à sa base, pour chaque rang constitutif, on doit vérifier :

- le non renversement du rang considéré par rapport à son point aval ;
- le cisaillement – glissement selon un plan constitué par l'interface avec l'élément situé selon le rang considéré ;
- la résistance à la compression des modules.

Le rang est considéré stable si aucun des trois états limites (Figure 36) n'est atteint.

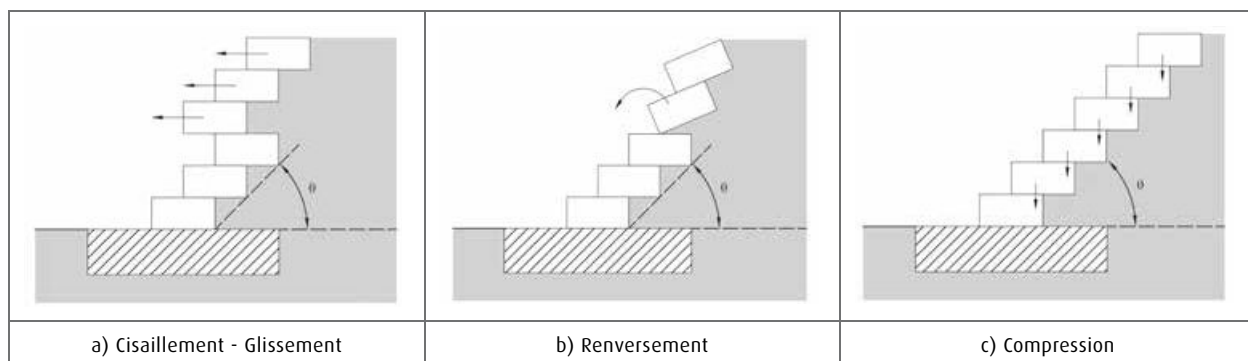


Figure 36 : Murs en éléments bétons empilés : cas d'instabilité interne [Figure D.2.1]

Chaque élément est soumis à un système de forces assurant son équilibre statique (Figure 37).

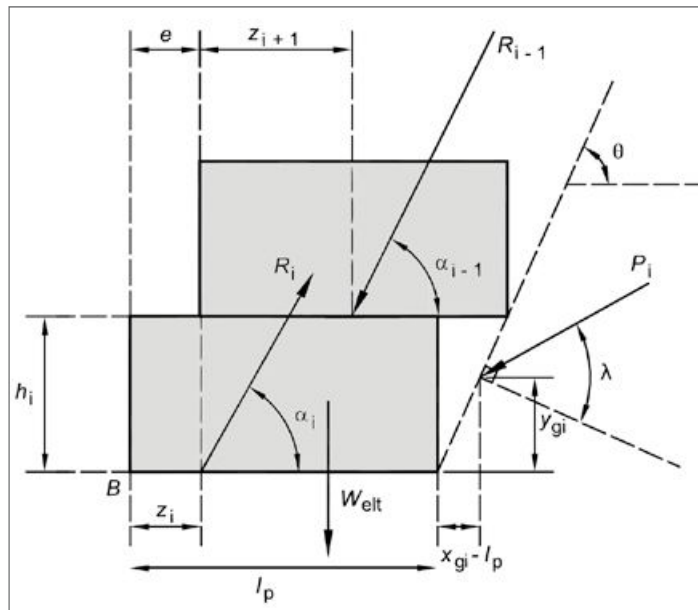


Figure 37 : Bilan des forces sur un élément de mur cellulaire [Figure D.2.2]

Avec :

e : décalage entre éléments ;

h_i : hauteur de l'élément i ;

l_p : largeur de l'élément i ;

P_i : force de poussée exercée par le matériau retenu sur la hauteur de l'élément i , inclinée d'un angle δ par rapport à la normale du parement fictif ;

x_{gi} et y_{gi} : positions du point d'application de la poussée P_i par rapport au point de renversement aval B de l'élément i ;

z_i : bras de levier de la réaction R_i par rapport au point de renversement aval B de l'élément i ;

R_{i-1} : résultante des actions (poids et poussée s'exerçant sur l'ensemble des $i-1$ éléments situés au-dessus du rang i). Elle est inclinée d'un angle α_{i-1} par rapport à l'horizontale ;

R_i : résultante d'appui équilibrant les forces précédentes ; elle agit au niveau de l'interface entre les rangs i et $i+1$ et est inclinée d'un angle α_i par rapport à l'horizontale ;

W_{elt} : poids d'un élément (y compris le matériau de remplissage) ;

λ : inclinaison de la force de poussée P_i par rapport à la normale à l'écran fictif, généralement prise égale à $2\varphi'/3$, φ' étant l'angle de frottement interne du matériau soutenu.

Deux paramètres sont à déterminer au préalable : la valeur f_g du coefficient de frottement entre deux éléments et le cas échéant la valeur c_g de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre. Ces deux paramètres sont fournis par le fabricant des éléments et proviennent d'essais réalisés sur des configurations extrêmes (hauteur, pente, écartement horizontal des éléments).

Vérification au glissement- cisaillement

La liaison mécanique entre deux éléments en béton va conditionner la rupture :

- soit par glissement béton-béton, sol-sol, ou sol-béton (Figure 38) ;
- soit par cisaillement de l'élément de blocage (Figure 39).

Ces mécanismes de glissement et de cisaillement peuvent parfois être associés, par exemple le cisaillement de l'élément de blocage et le glissement d'un bloc sur l'autre.



- Dans le cas d'un glissement d'un bloc sur l'autre, il faut vérifier :

$$H_d \leq \frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \quad [\text{Formule D.3.1.1}]$$

Avec :

f_g : coefficient de frottement entre deux éléments ;

V_d et H_d : valeurs de calcul des efforts verticaux et horizontaux totaux calculés au niveau du rang i ;

$\gamma_{R,h}$: facteur partiel relatif pour la résistance au glissement d'un bloc sur l'autre qui vaut 1,1 ;

$\gamma_{R,d}$: coefficient de modèle lié à la résistance ultime au glissement qui vaut 0,9.

- Dans le cas du cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre, il faut vérifier :

$$H_d \leq \frac{c_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \quad [\text{Formule D.3.1.2}]$$

Avec :

c_g : valeur de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre ;

H_d , $\gamma_{R,h}$ et $\gamma_{R,d}$: identiques aux valeurs présentées pour la vérification au glissement.

- Dans le cas où glissement et cisaillement sont associés, il faut vérifier :

$$H_d \leq \min \left(\frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} ; \frac{c_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \right) \quad [\text{Formule D.3.1.3}]$$

Les deux résistances ne se cumulent pas car elles sont atteintes pour des niveaux de déformations différents. On retient la plus petite des deux valeurs.

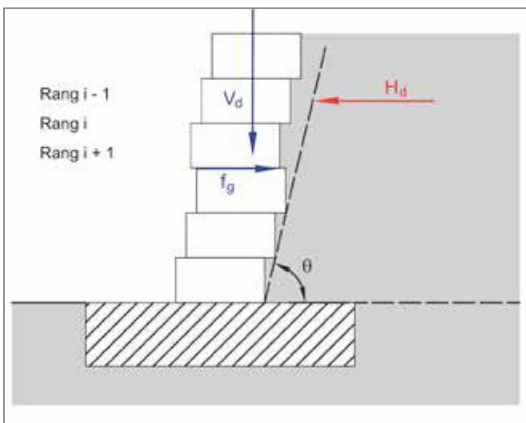


Figure 38 : Murs en éléments bétons empilés : Vérification au glissement

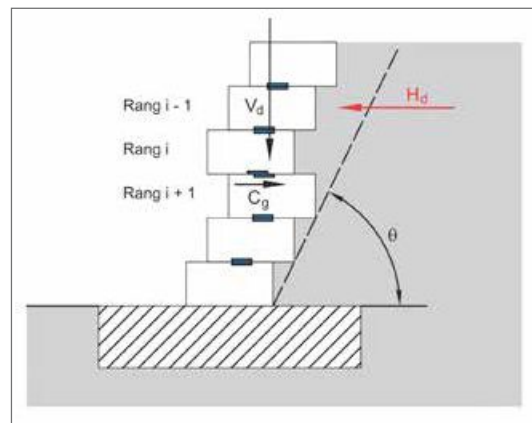


Figure 39 : Murs en éléments bétons empilés : Vérification au cisaillement

Vérification au renversement

Par rapport au point B situé à l'aval du rang considéré (cf. Figure 37), le renversement (Figure 40) se vérifie par l'inégalité :

$$\gamma_{S,d} M_{dst,k} \leq \frac{M_{stb,k}}{\gamma_{R,d}} \quad [\text{Formule D.3.2}]$$

Avec :

$\gamma_{S,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux actions qui vaut 1,35 ;

$\gamma_{R,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux résistances qui vaut 1,1 ;

$M_{stb,k}$ et $M_{dst,k}$: respectivement valeurs caractéristiques des moments stabilisateurs et déstabilisateurs, avec le point aval du rang considéré pris comme centre de rotation [D.3.2 (2)].

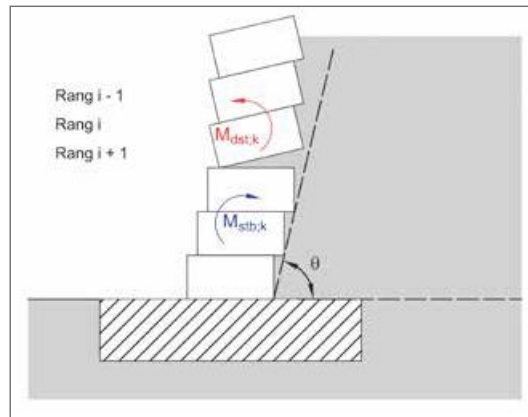


Figure 40 : Murs en éléments bétons empilés : Vérification au renversement

Le renversement d'un élément empilé en béton peut aussi être dirigé vers l'amont du mur, dans les cas où l'angle de pose des éléments est de l'ordre de 50 à 60 degrés. L'équilibre se justifie en prenant en compte pour chaque rang une pression supplémentaire des matériaux de remblai soutenus, de répartition uniforme, et de résultante appliquée à mi-hauteur du bloc [D.2 (3) et (4)] (Figure 41).

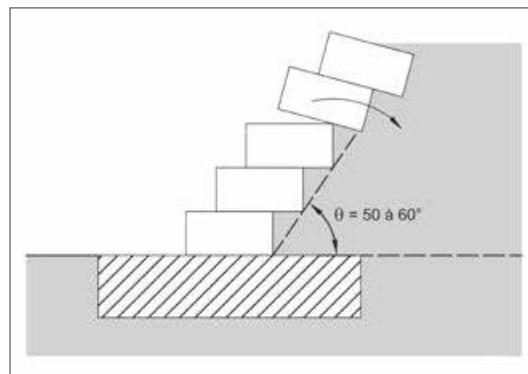


Figure 41 : Mur en éléments bétons empilés : Renversement amont

Vérification à la compression

L'Annexe D renvoie aux normes de calculs adéquates (Eurocode 2 par exemple pour les éléments empilés en béton) et aux normes produits appropriées lorsqu'elles existent.

2.3.2 - Cas des murs constitués en gabions [Annexe E]

Depuis le sommet du mur jusqu'à sa base, pour chaque rang de cages reliées entre elles (Figure 42), on doit vérifier :

- le non renversement du rang considéré par rapport à son point aval ;
- le non glissement du module gabion par rapport aux modules du rang inférieur ;
- le cisaillement des modules gabions ;
- la résistance à la compression des modules.

Le rang est considéré stable si aucun des quatre états limites n'est atteint.

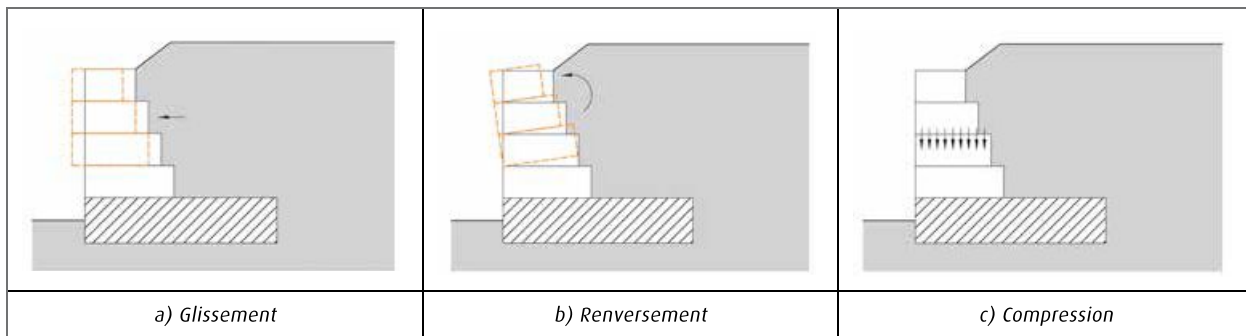


Figure 42 : Murs en gabions : cas d'instabilité interne

Quatre paramètres sont nécessaires pour effectuer ces vérifications [E1 (3)] :

- la valeur f_g du coefficient de frottement du matériau de remplissage des gabions ; cette valeur qui est égale à la tangente de l'angle de frottement interne du matériau, se détermine par des essais de laboratoire appropriés [E1 (3) NOTE 1] ;
- la valeur c_g de la résistance au glissement des agrafes, avec un maximum de 15 kPa ; il est signalé dans l'Annexe E que d'après la norme⁽⁴⁹⁾ NF P94-325-2, l'effort nécessaire à l'ouverture d'une agrafe fermée est de 2,2 kN ;
- la valeur f_c du coefficient de frottement fictif des structures gabions due au frottement des pierres de remplissage ;
- la valeur c_c de la cohésion fictive des structures gabions due à la présence de l'enveloppe en grillage métallique.

Ces deux derniers paramètres f_c et c_c sont déterminés par les fabricants des gabions via des tests sur des configurations extrêmes (hauteur de mur, pente et/ou écartement horizontal des gabions) [E1 (3) NOTE 2]. Pour un prédimensionnement, on peut estimer ces paramètres à $0,7 \tan(\varphi)$ pour f_c et $0,7 c$ pour c_c où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau de remplissage.

Vérification au glissement

La vérification consiste à vérifier que le module gabion considéré est capable de résister à la poussée horizontale du terrain. Cette poussée s'exerce sur une portion de l'écran fictif généralement incliné au droit du gabion étudié (Figure 43).

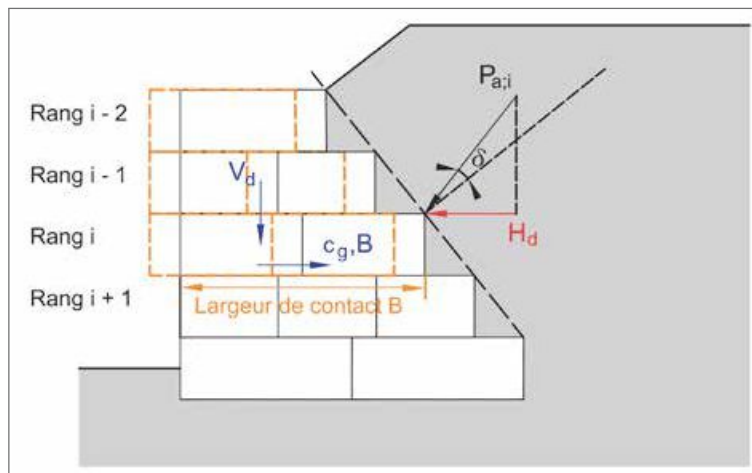


Figure 43 : Murs en gabions - Vérification au glissement

Pour un rang i , les forces qui s'opposent à la poussée sont les forces de pesanteur sus-jacentes au rang i considéré (charges permanentes et charges variables), auxquelles s'ajoute la résistance au glissement des agrafes prise en compte sur la largeur de contact B avec le rang inférieur $i+1$.

L'inégalité suivante doit être vérifiée pour chacun des rangs i :

$$H_d \leq \frac{V_d f_g}{\gamma_{M;fg}} + \frac{c_g B}{\gamma_{M;cg}} \quad [\text{Formule E.3.1}]$$

(49) [14] Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Ouvrages en gabions en grillage métallique à maille hexagonale double torsion - Partie 2 : ouvrages en site aquatique.



Avec :

V_d et H_d : valeurs de calcul des efforts verticaux et horizontaux totaux calculés au niveau du rang i ;

B : largeur de contact entre le gabion au rang considéré et le rang inférieur ;

$\gamma_{M;fg}$: coefficient partiel relatif au coefficient de frottement qui vaut 1,1 ;

$\gamma_{M;cg}$: coefficient partiel relatif à la contribution des agrafes à la résistance au cisaillement, sa valeur vaut 1,1.

Vérification au renversement

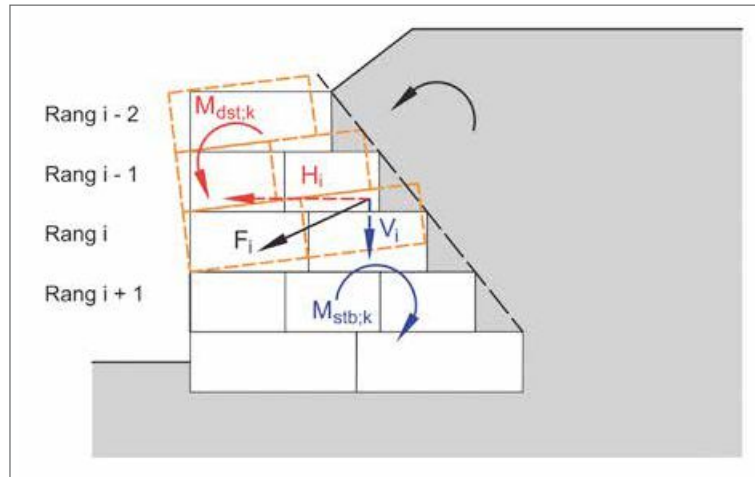


Figure 44 : Murs en gabions - Vérification au renversement

La vérification consiste à comparer le moment des forces déstabilisatrices à celui des forces stabilisatrices (Figure 44), après pondérations via les coefficients partiels.

$$\gamma_F M_{dst,k} \leq \frac{M_{stb,k}}{\gamma_{R;d}} \quad [Formule E.3.2]$$

Avec :

γ_F : valeur du coefficient partiel relatif aux actions qui vaut 1,35 ;

$\gamma_{R;d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux résistances qui vaut 1,1 ;

$M_{stb,k}$ et $M_{dst,k}$: respectivement valeurs caractéristiques des moments stabilisateurs et déstabilisateurs, avec le point aval du rang considéré pris comme centre de rotation [E.3.2 (2)].

Vérification au cisaillement

Il convient de vérifier que le module gabion est capable de résister aux efforts de cisaillement apportés par la structure (Figure 45).

Il convient de vérifier :

$$\tau_d \leq \frac{\sigma_d f_c}{\gamma_{M;fc}} + \frac{c_c}{\gamma_{M;cc}} \quad [Formule E.3.3]$$

Avec :

τ_d et σ_d : valeurs de calcul des contraintes tangentielles et verticales totales calculées au niveau du rang i ;

$\gamma_{M;fc}$: coefficient partiel relatif au coefficient de frottement fictif qui vaut 1,1 ;

$\gamma_{M;cc}$: valeur du coefficient partiel relatif à la valeur de la cohésion fictive, pris égal à 1,1.