

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية و الري
المرجع :

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de
Doctorat en sciences en : Génie Civil

Option : Interaction sol-structures

Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé

Présentée par :
ATTALLAOUI Samir

Soutenue publiquement le **10 Mai 2017**

Devant le jury composé de :

Dr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. TATI Abdelouahab	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Dr. KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'Sila
Dr. ABEICHE Khelifa	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. DEMAGH Rafik	Maître de Conférences (A)	Examineur	Université de Batna

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à adresser mes remerciements les plus vifs à mon directeur de thèse, Monsieur le professeur Sadok Benmebarek, qui, malgré ses nombreuses occupations, a accepté de prendre la direction de cette thèse en cours de route, transformant ainsi les difficultés rencontrées en une expérience enrichissante. Je lui suis également reconnaissant de m'avoir assuré un encadrement rigoureux tout au long de ces années, tout en me donnant toutefois la possibilité de trouver par moi-même mon cheminement personnel. Monsieur Benmebarek a su diriger mes travaux avec beaucoup de disponibilité, de tact et d'intérêt. Il m'a toujours accordé généreusement le temps nécessaire pour partager avec moi ses idées et sa grande expérience. J'ai particulièrement apprécié sa très grande ouverture face à ma condition et la confiance qu'il a su garder en ma capacité à rendre ce projet à terme. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens aussi à remercier le Professeur BELOUNAR Lamine de l'Université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Je remercie aussi les Professeurs KHEMISSA Mohamed (Université de M'sila), ABBECHE Khelifa (Université de Batna) et TATI Abdelouahab (Université de Biskra), et le Docteur DEMAGH Rafik (Université de Batna), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Enfin, je dédie ce travail à la mémoire de mon père. Je remercie aussi toute ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, ma mère, mes frères et sœurs. Un remerciement particulier est réservé pour ceux et celles qui m'ont encouragé à réaliser cette thèse.

RÉSUMÉ

L'utilisation des géosynthétiques pour élaborer des massifs en sol renforcé est apparue dans les années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses améliorations. Leur utilisation comme murs de soutènement de grande hauteur, ou soumis à de fortes charges, notamment pour les culées de ponts, tendent à se développer dans de nombreux pays grâce à leur performance, à leur esthétique et à leur économie. L'expérience acquise au cours de ces quatre dernières décennies a permis de mettre à la disposition des bureaux d'études des normes et des guides d'utilisation dans l'objectif de cerner les méthodes de dimensionnement. Cependant, le comportement des culées porteuses et l'interaction des murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique est très complexe, il fait intervenir certains facteurs importants tels que le phasage de construction, les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. La complexité de ce phénomène limite l'utilisation des calculs basés sur les méthodes d'équilibre limite retenus par l'ensemble des normes et guides techniques. L'instrumentation en vraie grandeur et l'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels permettant une meilleure représentation de la géométrie, du phasage de construction et des divers charges extérieures trouvent dans ces types de construction un domaine très favorable. Dans ce contexte, l'objet de la présente thèse est une contribution à une meilleure compréhension du comportement des massifs de culées et de l'interaction des murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique. En premier lieu un état de l'art a été abordé concernant les normes et guides techniques des culées porteuses et les rampes d'accès aux ponts construites par des murs à double parement en remblais renforcé. Puis, une formulation détaillée des normes les plus récentes et les plus utilisées concernant la conception et le calcul des murs en sol renforcé a été dressée sous forme de fichier Excel à savoir la norme française P94-270 et le guideline FHWA. Ensuite, dans l'intention de contribuer à une meilleure compréhension du comportement des massifs de culées et murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique, une investigation numérique à l'aide du logiciel PLAXIS a été effectuée. En fin, Les résultats de modélisation numérique sont comparés aux résultats de calcul à l'aide du fichier Excel élaboré selon les normes et guidelines ainsi qu'aux résultats expérimentaux disponibles dans littérature.

Mots-clés : Géosynthétique, modélisation numérique, sol renforcé, culée, murs à double parement.

ABSTRACT

The use of geosynthetics to develop reinforced soil massifs appeared in the 1970s, and made from the subject of numerous improvements. Their use as high retaining walls or under heavy loads, particularly for bridge abutments, tends to develop in many countries with their performance, aesthetics and economy. The experience gained over the last four decades has made it possible to provide the consulting firms with standards and user guides with the aim of identifying design methods. However, the behavior of the bridge abutments and the interaction of back-to-back mechanically stabilized earth walls is very complex, involving some important factors such as construction phasing, geometric data on the structure, soil properties, reinforcing materials and their interaction. The complexity of this phenomenon limits the use of calculations based on the limit equilibrium methods adopted by the set of standards and technical guides. Full-scale instrumentation and the use of numerical methods by professional software allowing better representation of geometry, construction phasing and various external loads find in these types of construction a very favorable field. In this context, the purpose of this thesis is to contribute to a better understanding the behavior of the geosynthetic reinforced soil bridge abutments and the interaction of back-to-back walls. In the first, a state of the art was discussed concerning the standards and technical guides of the abutments and the access ramps to the bridges built by walls with double siding in reinforced embankments. Then, a detailed formulation of the most recent and most used standards concerning the design and calculation of reinforced soil walls was drawn up in the form of an Excel file, namely the French standard P94-270 and the FHWA guideline. Then, with the intention of contributing to a better understanding of the behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments and back-to-back walls, a numerical investigation using the PLAXIS software was carried out. Finally, the results of numerical modeling are compared to the results of calculations using the Excel file elaborated according to the norms and guidelines as well as to the experimental results available in the literature.

Key-words : Geosynthetic, numerical modeling, reinforced soil, bridge abutments, Back-to-Back MSE Walls.

ملخص

إستخدام الجيوسنتيتيك لإنشاء كتلة ترابية مسلحة ظهرت في السبعينيات، ومن ثما جعلت منها موضوع العديد من التحسينات. إستخدامها في الجدران الاستنادية الطويلة الإرتفاع، أو التي تخضع للأحمال الثقيلة، وخاصة بالنسبة لدعامات الجسر، تميل إلى التطوير في العديد من البلدان بسبب أدائها، وكذا من الناحية الجمالية والاقتصادية. وقد وضعت الخبرة المكتسبة خلال العقود الأربعة الماضية في متناول مكاتب الدراسات معايير دلائل المستخدمين بهدف تحديد أساليب التصميم. ومع ذلك، فإن سلوك دعامات الجسر الترابية والتفاعل بين الجدران المزدوجة المسلحة بالجيوسنتيتيك معقدة للغاية، تنطوي على بعض العوامل الهامة مثل مراحل البناء، المعطيات الهندسية، خصائص التربة ومواد التسليح وتفاعلها. تعقيد هذه الظاهرة يحد من استخدام الحساب التحليلي المستوحى من المعايير ودلائل المستخدمين التقنية. إن أجهزة القياس في الحجم الحقيقي واستخدام الطرق الرقمية من قبل البرامج المهنية لتمثيل أفضل للهندسة ومراحل البناء ومختلف الأحمال الخارجية تجد في هذه الأنواع من البناء مجال مواتي للغاية. في هذا السياق، فإن موضوع هذه الدراسة هو المساهمة في فهم أفضل لسلوك دعامات الجسر الترابية وتفاعل الجدران المزدوجة المسلحة بالجيوسنتيتيك. أولاً تم عرض المعايير ودلائل المستخدمين التقنية الخاصة بدعامات الجسر الترابية المسلحة بالجيوسنتيتيك والجدران المزدوجة التي تستخدم للوصول إلى دعامة الجسر. ثم تم تشكيل الصيغ الحسابية المستخدمة بصفة مفصلة لأحدث المعايير وعلى نطاق واسع المصممة لحساب جدران التربة المسلحة في ملف إكسل وهي P94-270 على مستوى المعايير الفرنسية والدليل التقني FHWA. ثم، بهدف المساهمة في التوصل إلى فهم أفضل لسلوك دعامات الجسر الترابية والجدران المزدوجة المسلحة بالجيوسنتيتيك، التحقيق الرقمي باستخدام برنامج PLAXIS تم تنفيذه. في النهاية، يتم مقارنة نتائج النمذجة العددية مع نتائج العملية الحسابية باستخدام ملف إكسل وضعت وفقاً للمعايير والدلائل التوجيهية وكذلك النتائج التجريبية المتاحة.

كلمات مفتاحية : الجيوسانتيتيك، النموذج الرقمي، التربة المسلحة، ركائز الجسور، ردم مداخل الجسر.

TABLE DES MATIÈRES

NOTATIONS	i
LISTE DES FIGURES	iii
LISTE DES TABLEAUX	vi
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1

CHAPITRE 1

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.1 Introduction	4
1.2 Types d'ouvrages en remblai renforcé	4
1.3 Éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	6
1.3.1 Remblai	6
1.3.2 Parement.....	11
1.3.2.1 Parement durs.....	12
1.3.2.2 Parement déformables.....	16
1.3.2.3 Parement mous.....	18
1.3.3 Renforcement	19
1.3.3.1 Armatures en acier	19
1.3.3.2 Armatures en polymère.....	20
1.4 Procédé de construction.....	21
1.5 Applications.....	22
1.6 Avantages et limitations	22
1.7 Conclusion.....	23

CHAPITRE 2

MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES DES CULÉES PORTEUSES
ET MUR À DOUBLE PAREMENT EN SOL RENFORCÉ

2.1	Introduction	24
2.2	Domaine d'emploi des ouvrages concernés	24
2.3	Définition et principe de dimensionnement	26
2.3.1	Définition.....	26
2.3.2	Comportement interne.....	26
2.3.3	Comportement externe	27
2.4	Normes et règlement pour la justification des ouvrages concernés	28
2.5	Culées de pont	29
2.5.1	Selon les normes Françaises.....	29
2.5.1.1	Comportement des massifs de culée	29
2.5.1.2	Méthode de calcul courante	30
2.5.1.3	Combinaisons d'actions	33
2.5.1.4	Stabilité externe	35
2.5.1.5	Stabilité interne	45
2.5.2	Selon les normes Américaines	51
2.5.2.1	Stabilité externe	51
2.5.2.2	Stabilité interne	54
2.6	Murs à double parement	62
2.6.1	Introduction	62
2.6.2	Selon les guides Français	62
2.6.3	Selon les guides Américains.....	63
2.7	Conclusion.....	64

CHAPITRE 3
 MODÈLES DE COMPORTEMENT
 ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1 Introduction	66
3.2 Présentation du code de calcul Plaxis.....	66
3.2.1 Discrétisation en 2D	66
3.2.2 Méthode des éléments finis	67
3.2.3 Modèles de comportement	67
3.2.3.1 Modèle élastique linéaire	68
3.2.3.2 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr-Coulomb	68
3.2.4 Plaques.....	69
3.2.5 Géogrilles	70
3.2.6 Interfaces	70
3.3 Conclusion.....	71

CHAPITRE 4
 ANALYSE D'INTERACTION DES MURS
 À DOUBLE PAREMENT EN SOL RENFORCÉ

4.1 Introduction	72
4.2 Éléments bibliographiques	72
4.3 Présentation des modèles numériques	73
4.4 Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation.....	74
4.4.1 Sols	74
4.4.2 Écailles en béton.....	75
4.4.3 Renforcements.....	75
4.4.4 Longrine de mise à niveau.....	75
4.4.5 Maillage.....	75
4.4.6 Conditions aux limites.....	76
4.4.7 Phasage des calculs	76
4.5 Résultats de la modélisation numérique	77

4.5.1	Facteur de sécurité global.....	77
4.5.2	Poussée latérale derrière le massif renforcé	79
4.5.3	Forces de tractions dans les renforcements	81
4.5.4	Influence de cohésion.....	83
4.6	Conclusion.....	85

CHAPITRE 5

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES CULÉES PORTEUSES EN SOL RENFORCÉ (APPLICATION AU CAS DE PONT DE FOUNDERS/MEADOWS)

5.1	Introduction	87
5.2	Éléments bibliographiques	88
5.3	Présentation des modèles numériques	88
5.4	Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation.....	90
5.5	Résultats de la modélisation numérique.....	92
5.5.1	Forces de traction et lignes des tractions maximales	92
5.5.2	Influence de la rigidité axiale du géosynthétique.....	94
5.5.3	Surfaces de rupture critiques	96
5.6	Application au cas de pont de Founders/Meadows	98
5.6.1	Présentation de l'ouvrage	98
5.6.2	Modélisation numérique.....	102
5.6.3	Comparaison des résultats	104
5.6.3.1	Déplacements horizontaux du mur	104
5.6.3.2	Déformations de géogrille.....	107
5.6.3.3	Contraintes verticales dans le mur	108
5.7	Conclusion.....	110
	CONCLUSION GÉNÉRALE	111
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	114

NOTATIONS

B	Largeur de la semelle d'appui d'une culée
c	Cohésion
e	Excentricité de la résultante des charges
F	Action horizontale
G	Action permanente
h	Hauteur d'un ouvrage en remblai renforcé
K	Coefficient de poussée des terres
L	Longueur d'un lit de renforcement
M	Moment, par rapport au centre géométrique de la base d'un ouvrage
P	Force de poussée
Q	Action variable
q	Pression au niveau de la base d'un ouvrage ou sous le sommier d'une culée
R	Force résultante au niveau de la base
s	Espacement vertical (s_v) des lits de renforcement ou espacement horizontal (s_h) des renforcements dans un lit d'un ouvrage en remblai renforcé
T_{max}	Effort de traction maximale dans un lit de renforcement par mètre de parement
V	Action verticale
W	Poids du massif
z	Profondeur depuis le sommet d'un ouvrage en remblai renforcé
γ	Poids volumique du terrain
δ	Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée
η	Inclinaison par rapport à la verticale (fruit en degré) du parement (η_1) et de la face arrière moyenne du massif renforcé (η_2)

μ	Coefficient d'interaction sol-lit de renforcement dans un remblai renforcé
ν	Coefficient de Poisson.
ρ	Coefficient de réduction pour la résistance du renforcement
σ	Contrainte, verticale (σ_v), horizontale (σ_h)
τ_{\max}	Contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement
φ	Angle de frottement interne d'un sol
ψ	Angle de dilatance

LISTE DES FIGURES

Numéro de la Figure	Désignation de la Figure	Page
Figure 1.1	Exemples d'ouvrages en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)	5
Figure 1.2	Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)	6
Figure 1.3	Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009)	6
Figure 1.4	Analyse granulométrique (Terre Armée, documentation technique et notice)	10
Figure 1.5	Système de parement	12
Figure 1.6	Panneau de pleine hauteur	13
Figure 1.7	Panneaux de hauteur partielle	13
Figure 1.8	Panneaux à ligne de rupture préétablie	14
Figure 1.9	Panneau incliné préétablie	14
Figure 1.10	Jardinières	15
Figure 1.11	Blocs	15
Figure 1.12	Poteaux et plaques en béton	16
Figure 1.13	Peau semi-elliptique en acier	16
Figure 1.14	Treillis soudé en acier	17
Figure 1.15	Cages de gabions	17
Figure 1.16	Parement en Pneusol	18
Figure 1.17	Éléments de parement mous	18
Figure 1.18	Armatures en acier	19
Figure 1.19	Armatures en polymère	20
Figure 1.20	Chantier de montage de murs en sol renforcé	21
Figure 2.1	Ouvrages concernés	25
Figure 2.2	Culée en sol renforcé et murs à double parement	25
Figure 2.3	Constitution d'un mur en sol renforcé (Terre Armée)	26
Figure 2.4	Stabilité interne (Philipponnat et al., 2000)	27
Figure 2.5	Stabilité externe (Philipponnat et al., 2000)	28
Figure 2.6	Principe de la diffusion des charges verticales selon Boussinesq (Terre Armée)	29
Figure 2.7	Efforts affectés à la fonction soutènement (Terre Armée)	30
Figure 2.8	Principe de décomposition des charges réparties, pour le calcul en superposition (Terre Armée)	31
Figure 2.9	Principe de l'estimation de la diffusion latérale (Terre Armée)	32
Figure 2.10	Superposition des contraintes verticales partielles venant de la fonction soutènement σ_{11} et des charges diffusées $[\sigma_{12}(x)]$ (Terre Armée)	33
Figure 2.11	Principales actions appliquées au sommier	36
Figure 2.12	Positions de l'excentricité sous le sommier	38
Figure 2.13	Superposition des contraintes (méthode française)	39

Figure 2.14	Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979)	43
Figure 2.15	Efforts appliqués à un mur de soutènement vis à vis du poinçonnement	44
Figure 2.16	Efforts appliqués à une culée	45
Figure 2.17	Contraintes appliquées dans un lit de renforcement (méthode française)	46
Figure 2.18	Hauteur totale, hauteur mécanique et lignes des tractions maximales dans le cas d'une culée porteuse (NF P94-270, 2009)	47
Figure 2.19	Position de la ligne des tractions maximales (NF P94-270, 2009)	48
Figure 2.20	Définition des longueurs d'adhérence (NF P94-270, 2009)	50
Figure 2.21	Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé (méthode américaine)	51
Figure 2.22	Ligne des tractions maximales en cas du sommier large (armatures inextensibles, AASHTO, 2007)	55
Figure 2.23	Contraintes appliquées dans un lit de renforcement (méthode américaine)	56
Figure 2.24	Variation de K_r en profondeur selon l'extensibilité du renforcement (Berg et al., 2009)	57
Figure 2.25	Exemples de calcul d'une culée en sol renforcé avec Microsoft Excel	61
Figure 2.26	Lignes des tractions maximales et longueur d'adhérence dans les murs à double parement (SETRA-LCPC, 1979)	63
Figure 2.27	Murs à double parement (d'après Berg et al., 2009)	64
Figure 3.1	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol (Brinkgreve et al., 2011)	67
Figure 3.2	Représentation monodimensionnel du comportement élasto plastique (Brinkgreve et al., 2011)	68
Figure 3.3	Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b) (Brinkgreve et al., 2011)	69
Figure 3.4	Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœuds ; (b) élément à 10 nœuds (Brinkgreve et al., 2011)	71
Figure 4.1	Dimensions des murs à double parement en remblai renforcé	73
Figure 4.2	Modèles numériques d'un mur à double parement en remblai renforcé	74
Figure 4.3	Maillages d'un modèle de mur à double parement en remblai renforcé	76
Figure 4.4	Facteur de sécurité des murs séparés $D \geq 0$ ($W/H \geq 1.4$)	78
Figure 4.5	Facteur de sécurité des murs étroits $D \leq 0$ ($W/H \leq 1.4$)	78
Figure 4.6	Répartition de la pression latérale des terres derrière la zone renforcée	80
Figure 4.7	Pourcentage de la force de poussée latérale derrière la zone renforcée	80
Figure 4.8	Tension maximale dans le renforcement à la fin de la construction	82
Figure 4.9	Déplacement normalisé du mur à la fin de la construction	83
Figure 4.10	Influence de la cohésion sur la pression latérale des terres	84
Figure 4.11	Points plastiques et points en traction	84
Figure 4.12	Influence de la cohésion sur la force de traction maximale dans le géosynthétique	85
Figure 5.1	Culée avec les différentes configurations de sommier	89
Figure 5.2	Dimensions des sommiers et les cas de charge	89
Figure 5.3	Modèle numérique d'une culée en remblai renforcé	90
Figure 5.4	Maillages d'un modèle de culée	91

Figure 5.5	Courbes de tractions maximales en fonction des phases de construction	92
Figure 5.6	Comparaison des lignes des tractions maximales (cas de charge n°2)	93
Figure 5.7	Tractions maximales par le calcul théorique et l'analyse aux éléments finis (cas de charge n°4)	94
Figure 5.8	Influence de la rigidité axiale du géosynthétique sur les déplacements horizontaux du mur déplacements horizontaux du mur	95
Figure 5.9	Maillage déformé de la culée n°1 (EA=1000 kN ; déformation amplifiée 10 fois)	95
Figure 5.10	Influence de la rigidité axiale du géosynthétique sur la traction maximale	96
Figure 5.11	Déformations totaux dans les culées	97
Figure 5.12	Lignes de rupture potentielle dans les culées en sol renforcé	98
Figure 5.13	Vue sud-ouest du pont Founders/Meadows terminée	99
Figure 5.14	Vue en plan du pont de Founders/Meadows (d'après Abu-Hejleh et al., 2000)	99
Figure 5.15	Coupe longitudinale du pont de Founders/Meadows (d'après Abu-Hejleh et al., 2000)	100
Figure 5.16	Plan de l'instrumentation de la sections 800 et le phasage de construction (d'après Abu-Hejleh et al., 2000)	100
Figure 5.17	Géométrie et conditions aux limites de modèle PLAXIS	103
Figure 5.18	Maillage de modèle PLAXIS	104
Figure 5.19	Déplacements horizontaux du parement calculés (face extérieure) en fonction des phases de construction	105
Figure 5.20	Déformation du maillage, phase 6 (Déformation amplifiée 100 fois)	105
Figure 5.21	Déplacements horizontaux simulés et mesurés pendant la construction à la hauteur de : a) couche de géogrid n° 6 ; b) couche de géogrid n° 10	106
Figure 5.22	Déplacements horizontaux du parement sous l'effet du placement de la superstructure	107
Figure 5.23	Déformations de géogrid pour différentes étapes de construction :a) la couche n°6, b) la couche n°10	108
Figure 5.24	Déformations mesurées et calculées dans les couches géosynthétiques 6 et 10	108
Figure 5.25	Pressions verticales de la terre pour les points d'emplacement A et B à z = 4.0 m	109
Figure 5.26	Distribution de contrainte verticale mesurée et calculée	109

LISTE DES TABLEAUX

Numéro du Tableau	Désignation du Tableau	Page
Tableau 2.1	Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe (Sommier)	36
Tableau 2.2	Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe et interne (Remblai)	40
Tableau 2.3	Résultats de calcul des tractions maximales et vérifications d'arrachement	59
Tableau 4.1	Propriétés des sols	74
Tableau 5.1	Propriétés des sols	91
Tableau 5.2	Contrainte verticale moyenne estimée sous le sommier du pont pendant sept étapes de construction (d'après Abu-Hejleh et al. 2001)	101
Tableau 5.3	L'emplacement et la référence des jauges mises le long de la section 800 (Abu-Hejleh et al. 2001)	101
Tableau 5.4	Propriétés des sols (Founders/Meadows)	104

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Au cours des dernières décennies, les murs de soutènement en sol renforcé sont devenus largement utilisés dans le monde ainsi qu'en Algérie. L'aspect économique, les avantages architecturaux par rapport aux murs de soutènement conventionnels ainsi que le comportement stable ont rendu ces ouvrages très populaires. L'interposition d'éléments de renforcement, et notamment de nappes géotextiles dans un ouvrage en terre, est un des moyens permettant de donner aux sols qui le constituent une certaine résistance en traction, de ce fait, les solutions de renforcement par géotextiles peuvent rendre possible l'utilisation de matériaux de remblai de qualité médiocre et s'avérer économiquement intéressantes.

Une application spécifique des géosynthétiques et qui concerne le sujet de cette thèse de recherche est les murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques pour améliorer la résistance du remblai support de fortes charges, en particulier les ponts-routes. La culée en sol renforcé est souvent la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs à double parement en sol renforcé. Ce type de renforcement devient actuellement plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures en acier.

Le comportement des culées porteuses et les murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique est très complexe, il fait intervenir certains facteurs importants tels que les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. La complexité de ce phénomène limitant l'utilisation des calculs analytiques.

On peut distinguer deux méthodes essentielles de dimensionnement d'une culée en sol renforcé que l'on retrouve dans la littérature. La méthode de calcul suivant la norme française NF P94-270, 2009 : calculs géotechniques – ouvrages de soutènement – remblais en sol renforcé et massifs en sol cloué et l'autre méthode suivant la norme américaine AASHTO, 2007 (The American Association of State Highway and Transportation Officials) et le guide FHWA, 2009 (Federal Highway Administration). Ces deux méthodes sont diverses et variées et ne s'appuient pas toutes sur les mêmes hypothèses. Dans le cas des murs à double parement en sol renforcé, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées. Ce point qui n'est absolument pas abordé dans la plus récente norme française NF P94-270, 2007. Par contre, le guide américain FHWA, 2009 propose une méthode de dimensionnement. Cette

situation fait l'objet d'une étude paramétrique dans le chapitre 4. Les résultats obtenus des simulations numériques permettent en effet une bonne contribution au renforcement des méthodes de calcul analytiques.

L'objectif du présent travail est d'aboutir à une meilleure compréhension du mode de fonctionnement des massifs de culées et murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique du point de vue de stabilité, déformation et mode de rupture.

La présente thèse est présentée en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé. Il sera présenté dans ce chapitre les principaux composants d'un remblai renforcé : le matériau de remblai et leurs caractéristiques techniques, les systèmes de parement et les renforcements métalliques et synthétiques.

Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes de calcul analytiques concernant l'étude de la stabilité des culées porteuses et les murs à double parement en sol renforcés, avec une formulation détaillée sur deux normes récentes (Françaises et Américaines). Afin de se familiariser et minimiser les erreurs de calcul, ces méthodes ont été dressées sous forme de fichiers en Excel.

Le troisième chapitre contient les lois de comportement utilisées dans cette thèse, à savoir le modèle élastique linéaire et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ainsi que l'ensemble de fonctionnalités du code PLAXIS nécessaires pour notre modélisation.

Le quatrième chapitre aborde le comportement des murs à double parement (remblais d'accès aux culées des ponts ou murs de rampe) en sol renforcé par géogrid, à savoir l'évaluation numérique de l'influence de la distance entre les deux murs opposés sur la stabilité externe et interne. Intéressées particulièrement sur l'évaluation numérique de la zone active derrière la zone renforcée et les forces de traction dans les renforcements.

Le cinquième chapitre comporte deux applications numériques. La première application aborde le comportement des culées en sol renforcé par géogrid, à savoir l'évaluation numérique de l'influence de la géométrie du sommier, de la rigidité axiale du géosynthétique et le phasage de construction. Les résultats des simulations numériques sont comparés à des résultats obtenus par les méthodes de calcul analytiques. Puis une étude sur les surfaces de rupture potentielle clôture cette application. La deuxième application présente une investigation

numérique d'une culée réelle instrumentée pour estimer les déplacements horizontaux du mur, les déformations de géogrid et les contraintes verticales dans le mur.

CHAPITRE 1

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.1. Introduction

Les ouvrages (ou massifs) en remblai renforcé, sont des structures pour le renforcement ou la stabilisation de talus et remblais par la présence d'éléments de renfort résistants à la traction, qui changent les caractéristiques internes du remblai compacté dans lequel ils sont insérés. Le procédé de sol renforcé utilise, en plus du matériau de remblai, qui représente la part la plus importante en volume, des éléments entièrement préfabriqués. Ceux-ci permettent une exécution rapide et aisée des ouvrages, sans nécessiter de main d'œuvre spécialisée.

Le sol renforcé est sans aucun doute une des innovations les plus marquantes des dernières décennies dans le domaine du génie civil. Très rapidement, ce concept est aujourd'hui utilisé par tous les plus grands noms de la construction.

L'objectif de ce chapitre est de dresser un état des connaissances sur les principaux composants d'un remblai renforcé (matériau de remblai, renforcement de remblai et le système de parement) et leurs applications courantes.

1.2. Types d'ouvrages en remblai renforcé

Des exemples d'ouvrages en remblai renforcé sont montrés sur la Figure 1.1.

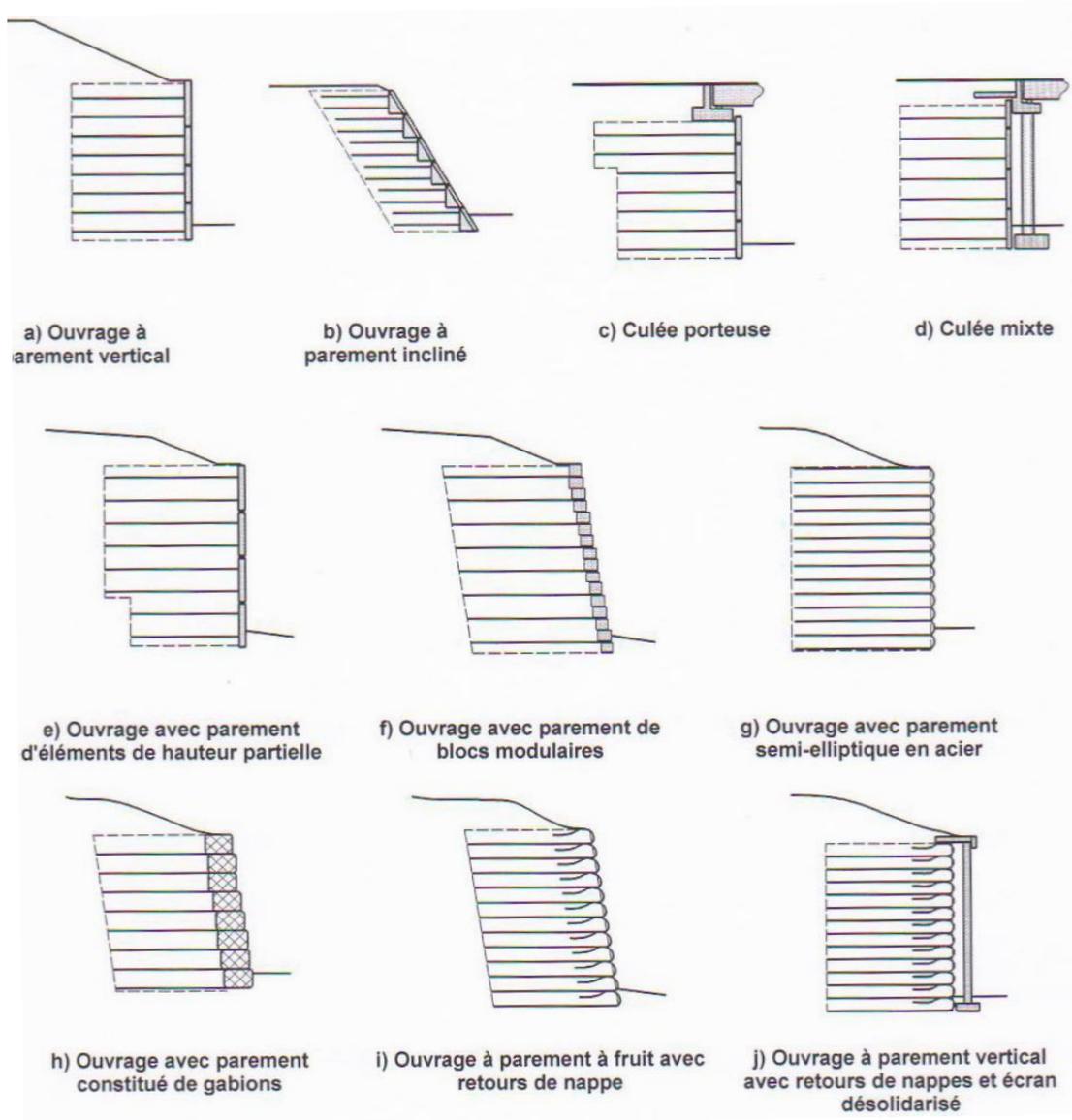


Figure 1.1 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

On distingue, suivant l'inclinaison de leur face vue (Figure 1.2)

- les murs verticaux (Figure 1.2 a)
- les murs à fruit (Figure 1.2 b)
- les murs ou talus renforcés inclinés (Figure 1.2 c)
- les murs ou talus renforcés très inclinés (Figure 1.2 d)

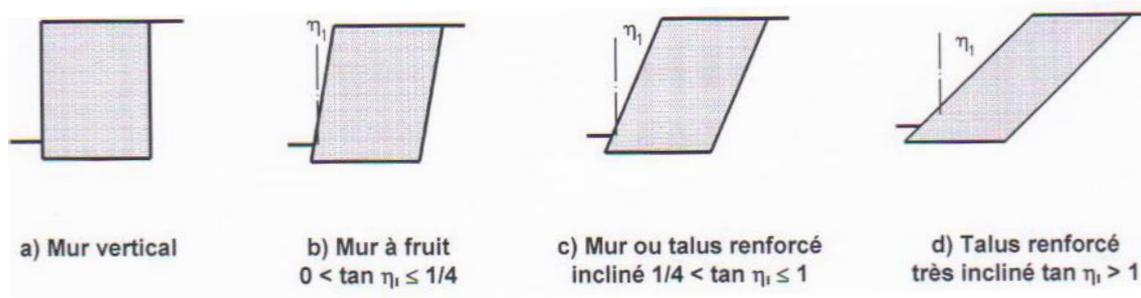


Figure 1.2 Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

Les murs de soutènement et les talus renforcés peuvent également être superposés (Figure 1.3 a) ou aménagés en gradins (Figure 1.3 b).

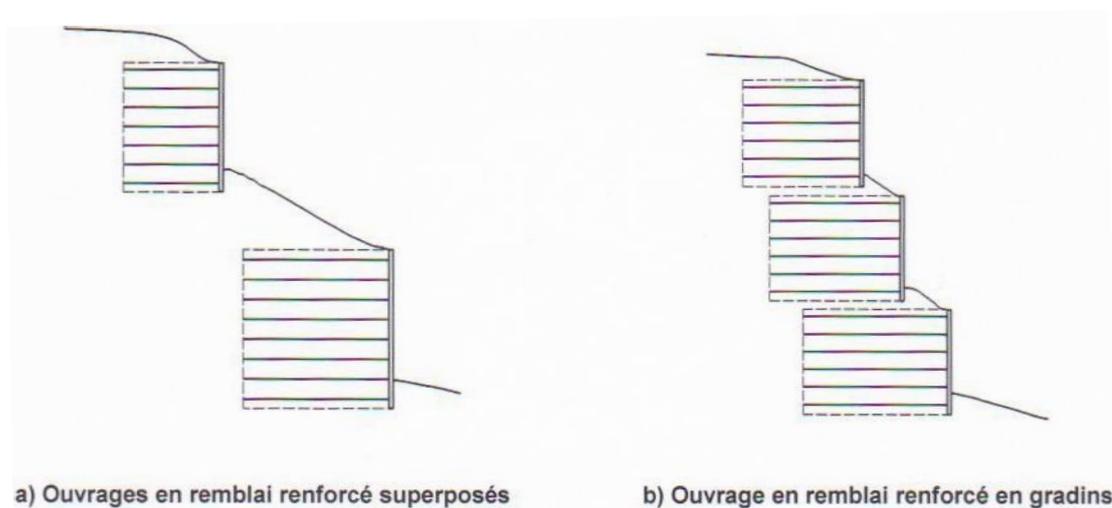


Figure 1.3 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009)

1.3. Éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé

1.3.1. Remblai

Matériau naturel ou artificiel, constitué de particules solides pouvant être rocheuses, utilisé pour construire un remblai technique (partie renforcée par les armatures). Le massif de remblai est mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un parement. Le choix du matériau de remblai répond à des considérations économiques et techniques.

Par ailleurs, le matériau de remblai doit être frottant car l'angle de frottement terre-armatures est une fraction de l'angle de frottement interne du matériau de remblai. Cela conduit bien sûr à éliminer les matériaux trop argileux et à avoir des critères simples pour le choix des matériaux de remblai.

Conformément aux normes NF P94-270, 2009 ; NF EN 14475, 2007 et à l'ensemble des recommandations (SETRA-LCPC, 1979 ; NCMA, 1997 ; FHWA, 2009 ; etc...) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes.

La convenance d'un matériau de remblai renforcé dépend de plusieurs facteurs qui doivent être pris en considération lors du choix du matériau (NF EN 14475, 2007) :

a) Ouvrabilité du remblai

- L'ouvrabilité du matériau de remblai doit être telle qu'il soit possible de le mettre en place et de le compacter de façon à obtenir les propriétés requises par le projet.
- Le choix du matériau de remblai doit tenir compte des conditions climatiques dans lesquelles il sera mis en œuvre, du matériel de compactage ainsi que des pratiques et de l'expérience locales.
- Toute expérience locale pertinente concernant la réalisation de remblais non renforcés doit être prise en considération pour le choix du matériau de remblai des ouvrages en remblai renforcé.
- Tout additif utilisé pour améliorer l'ouvrabilité de certains matériaux de remblai, par exemple la chaux ou le ciment, doit être étudié en tenant compte des sujétions d'exécution, par exemple la présence de lits de renforcement dans le remblai, et leur durabilité.
- Le matériau de remblai doit être exempt de neige et de glace. Les matériaux sensibles au gel ne doivent pas être mis en place en période de gel.

b) Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme

- La fonction de certains types d'ouvrages est déterminante quand ils sont très sensibles aux tassements attendus après construction. C'est le cas des culées de pont, des murs supportant des voies ferrées ou des bâtiments, des soutènements de grande hauteur, etc.

Dans ces cas, le matériau de remblai sélectionné doit être un matériau de remblai facile à compacter et de faible compressibilité ultérieure.

- Lorsqu'une structure est exposée à des inondations suivies de décrues rapides, la compatibilité des propriétés de drainage du matériau de remblai avec les hypothèses du projet doit être vérifiée.
- Le comportement de certains sols à grains fins doit être étudié en fonction de la durée de service, de leur évolution et de la fonction de la structure en remblai renforcé. On ne doit pas utiliser de matériaux dégradables, tels que des sols friables, à moins que des études spécifiques ne justifient leur utilisation. En particulier, les propriétés des matériaux susceptibles de s'effriter doivent être évaluées à partir de planches d'essais ou d'essais effectués sur le matériau après compactage.

c) Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains

- Il convient que la taille maximale des grains permette d'obtenir une surface correctement nivelée et qu'elle soit compatible avec l'épaisseur des couches compactées. La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et, le cas échéant, de la taille des éléments de parement.
- La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.
- Il est en général nécessaire d'utiliser près du parement un matériel de compactage plus léger que celui utilisé pour le corps du remblai (sauf si le système de remblai renforcé ne le rend pas nécessaire). On peut donc être amené à y compacter des couches plus fines pour obtenir la masse volumique requise.
- Les matériaux de remblai impropres tels que les sols organiques, les matériaux solubles, et les matériaux fortement gonflants ne doivent pas être utilisés.

d) Technologie du parement

- Le choix du remblai doit tenir compte de la compatibilité du tassement induit par le compactage ainsi que du tassement du remblai postérieur à la construction avec le système de parement utilisé.

e) Végétalisation

- Lorsqu'un revêtement végétal (parement végétalisé) est prévu, le matériau de remblai proche du parement de l'ouvrage doit satisfaire à des exigences propres au revêtement végétal.

f) Propriétés drainantes

- Lorsqu'un géosynthétique drainant est utilisé, les propriétés de drainage et de filtration du géosynthétique doivent être compatibles avec le matériau de remblai sélectionné.

g) Agressivité du remblai

- L'agressivité électrochimique, chimique et biologique des matériaux de remblai doit être examinée pour s'assurer que ces propriétés ne nuisent pas au bon fonctionnement du renforcement ou du parement.
- L'évaluation de l'adéquation électrochimique, chimique ou biologique du matériau de remblai sélectionné avec le renforcement doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, par exemple sur une corrélation établie entre les caractéristiques du matériau et les pertes de résistance à long terme des renforcements.
- L'agressivité mécanique du matériau de remblai vis-à-vis du renforcement ou du parement doit être examinée afin de s'assurer de sa compatibilité avec les hypothèses du projet.
- L'évaluation de l'endommagement mécanique des renforcements ou de leurs revêtements provoqué, pendant la construction, par le remblai sélectionné doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, lorsqu'elle existe, ou sur des essais in situ spécifiques, quand c'est nécessaire. Ceci est particulièrement important lorsqu'un matériau concassé, anguleux, est utilisé.

h) Interaction entre le remblai et le renforcement

- L'interaction entre le remblai et le renforcement doit être examinée, pour en évaluer la compatibilité avec les hypothèses du projet.
- Il convient de fonder l'évaluation de l'interaction entre le remblai et le renforcement sur des essais comme des essais de cisaillement à la boîte ou des essais d'extraction, et/ou sur une expérience pertinente antérieure, lorsqu'elle est disponible.

i) Frottement interne et cohésion du remblai

- La compatibilité du frottement interne et de la cohésion du matériau de remblai sélectionné avec les hypothèses du projet doit être examinée.
- L'évaluation du frottement interne et de la cohésion du remblai doit être représentative des conditions dans lesquelles il est utilisé (par exemple masse volumique, teneur en eau, niveau de contrainte).
- L'évaluation des propriétés de frottement des matériaux de remblai drainants ou granulaires peut être fondée sur une expérience antérieure pertinente et reliée à la distribution granulométrique du matériau.

j) Gélivité

- Là où c'est nécessaire, un matériau de remblai non gélif doit être employé sur une épaisseur au moins égale à la profondeur de pénétration du gel, à partir de toute surface exposée à des températures négatives, à moins qu'une couche isolante ne soit utilisée.

Des exemples d'utilisation de différents types de remblais, suivant les applications, les renforcements et les parements sont donnés en Annexe A de la norme européenne NF EN 14475, 2007.

Les divers critères exposés ci-dessous sur le choix des remblais ont été donné par la Société La Terre Armée (Documentation technique et notice).

a) Caractéristiques physiques

Les matériaux utilisés en sol renforcé doivent présenter une courbe granulométrique contenue entièrement dans la zone blanche du graphique ci-dessous :

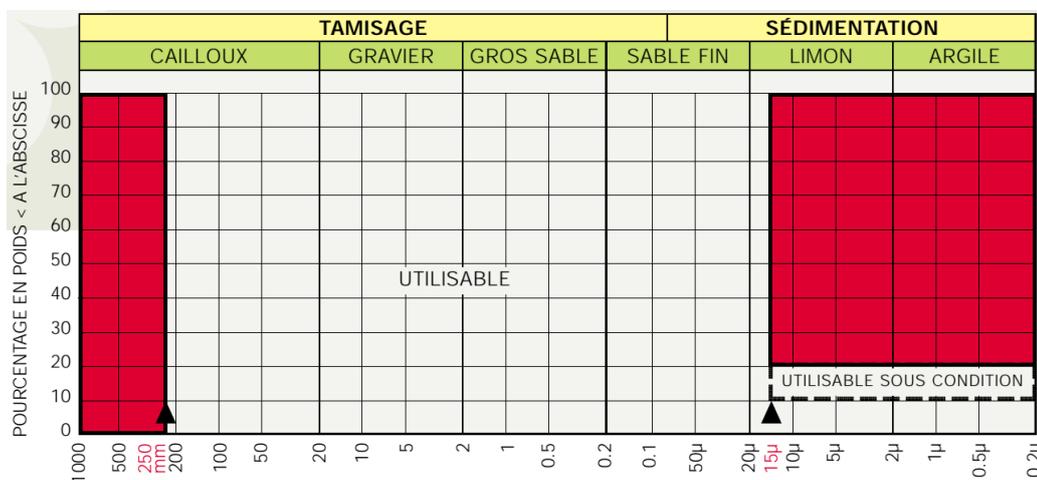


Figure 1.4 Analyse granulométrique (Terre Armée, documentation technique et notice)

- Pour simplifier les mesures granulométriques, tous les matériaux comportant moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 μ m sont acceptés sans autre mesure, sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation où la mesure de l'angle de frottement ϕ ne sont pas nécessaires.
- Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où C_u serait < 2 , il y aurait lieu de dimensionner l'ouvrage en conséquence.

b) Caractéristiques chimiques et électrochimiques

– Armatures métalliques

Pour les ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères suivants mesurés conformément aux modes opératoires décrits dans les recommandations de la Direction des Routes :

- résistivité du sol saturé supérieure à 1000 Ω .cm ;
- pH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- teneur en sels solubles ;
 - teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{CL} \leq 200$ ppm) ;
 - teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($[\text{SO}_4^{--}] \leq 1000$ ppm) ;
- teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($S < 300$ ppm) ;
- pas de matières organiques.

– Armatures synthétiques

En ce qui concerne l'armature synthétique du Freyssisol, seul le critère de pH doit être vérifié.

Généralement, ces critères sont tels que les matériaux trouvés sur place peuvent être utilisés pour la construction de ces murs, ce qui renforce leur intérêt économique et leur intérêt écologique.

1.3.2. Parement

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion. Le parement peut être

composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

On distingue, suivant la flexibilité du système de parement, Les trois types (Figure 1.5) suivants :

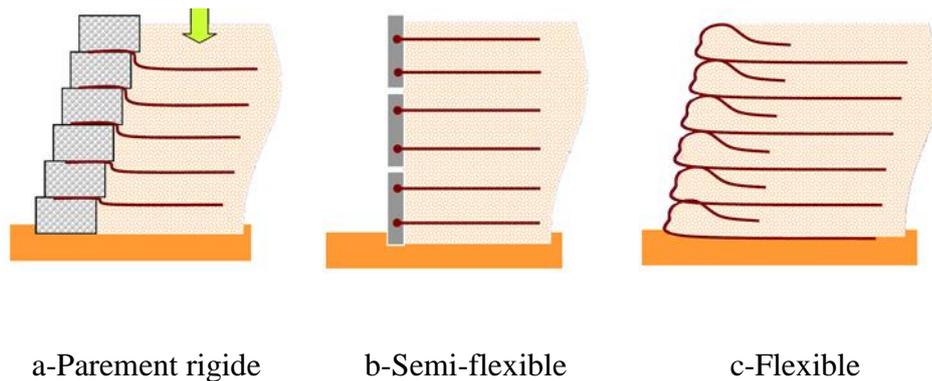


Figure 1.5 Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009)

Pour le parement non flexible, choisir un remblai qui ne risque pas d'entraîner de tassement différentiel remblai / parement.

1.3.2.1 Parement durs

Les éléments de parement durs sont d'ordinaire en béton préfabriqué armé ou non armé, ayant intrinsèquement une faible compressibilité verticale et une rigidité à la flexion élevée. Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des panneaux modulaires de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs. De nombreux types d'éléments de parement en béton sont des modèles exclusifs qui s'intègrent dans des systèmes eux-mêmes exclusifs. Les renforcements sont reliés aux éléments de parement, soit par l'intermédiaire de dispositifs d'accrochage noyés ou insérés dans les éléments en béton, soit par simple pincement entre les éléments.

a) Panneaux de pleine hauteur

Ces panneaux (Figure 1.6) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm.



Figure 1.6 Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al., 2001)

b) Panneaux de hauteur partielle

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d'un second type de parement constitué d'écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet, notamment de construire des murs à courbure continue bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain. Ces panneaux (Figure 1.7) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.



Cruciforme



en T



Rectangulaire ou carrée



Hexagonales

Figure 1.7 Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée)

Le parement, en écailles de béton est actuellement utilisé pour la presque totalité des ouvrages. Ce parement offre en particulier de plus grandes qualités architecturales que le parement métallique. Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan qui s'intègrent généralement, mieux dans l'environnement que des ouvrages strictement linéaires

Il assure un bon raccordement avec les autres ouvrages construits en béton, puisqu'il y a alors continuité dans le matériau utilisé.

Outre l'effet de damier procuré par l'assemblage des écailles, le parement en béton offre des possibilités architecturales variées par une animation de l'élément standard. Celle-ci est obtenue facilement en mettant en place, lors de la fabrication des écailles, des fonds de moule spéciaux, qui créent des bossages et des nervures.

Il existe aussi des panneaux avec des lignes de rupture préétablies (Figure 1.8).

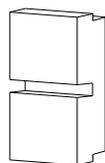


Figure 1.8 Panneaux à ligne de rupture préétablie (NF EN 14475)

c) Panneaux inclinés

Éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure 1.9), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 3 m et la hauteur, mesurée le long de la pente, de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison est communément de 50° à 65° sur l'horizontale. Les éléments comportent des dispositifs d'accrochage noyés dans les contreforts.

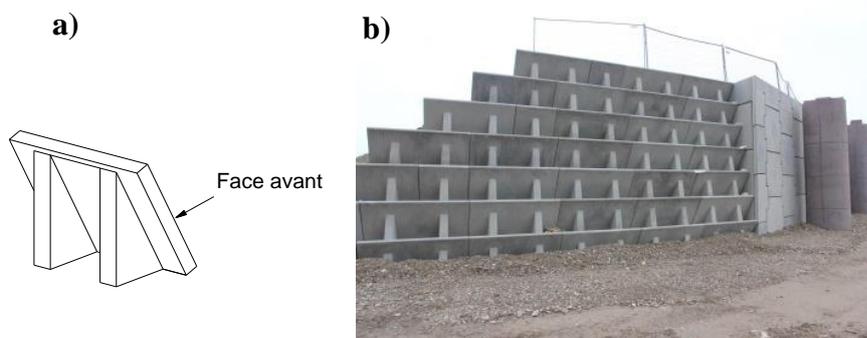


Figure 1.9 Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

d) Jardinières

Éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure 1.10), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 2 m, et la hauteur nominale est comprise entre 0,5 m et 1 m. Les éléments sont fournis avec des dispositifs d'accrochage noyés sur l'arrière.

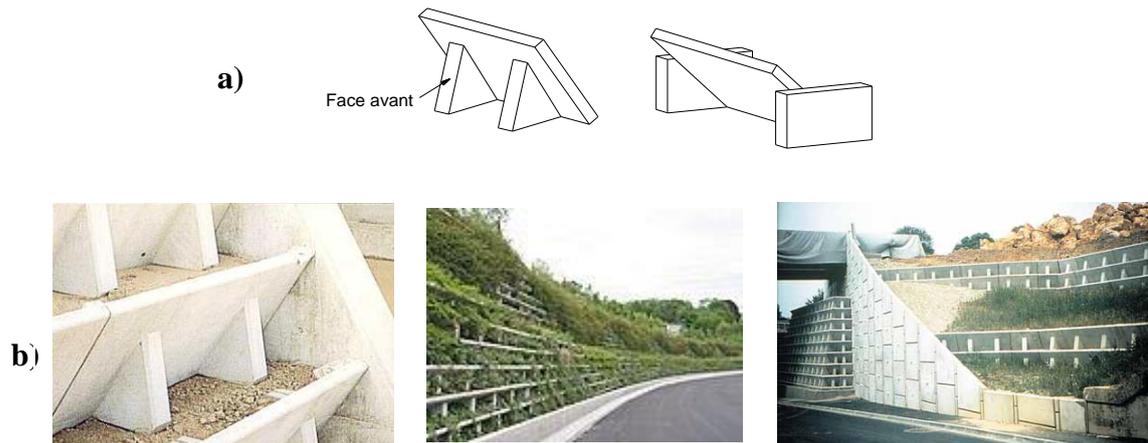


Figure 1.10 Jardinières : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

e) Blocs

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou moulés à sec en béton non armé (Figure 1.11) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. Ces éléments peuvent être pleins ou évidés. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Selon le type de renforcement, les blocs peuvent être fournis avec des accessoires d'assemblage (broches, peigne, etc...). Dans les autres cas, les renforcements sont pincés entre les rangs successifs de blocs.



Figure 1.11 Blocs

f) Poteaux et plaques béton (en blindage)

Plaques de béton horizontales glissées entre des profilés standard (Figure 1.12) Les renforcements sont d'ordinaire connectés une barre qui coulisse sur les ailes arrières des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur.

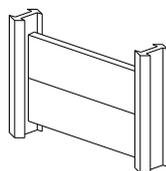


Figure 1.12 Poteaux et plaques en béton (NF EN 14475)

1.3.2.2 Parement déformables

Grille en acier préformée, ou section pleine en acier préformée, ou gabion rempli de matériaux rocheux, ayant intrinsèquement une compressibilité verticale élevée et une faible rigidité à la flexion.

a) Peaux semi-elliptiques en acier

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai. Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure 1.13). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.

Le parement métallique reste réservé à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers.

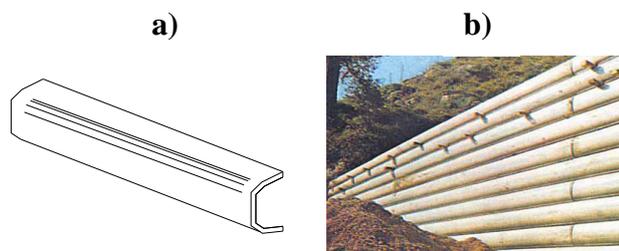


Figure 1.13 Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

b) Treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure 1.14) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à de la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.



Figure 1.14 Treillis soudé en acier

c) Gabions

Les éléments de parement peuvent aussi être constitués de cages, ou gabions, formés à partir soit de géogrilles en polymère, soit de grillage en fil d'acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique, soit de treillis d'acier soudé galvanisé (Figure 1.15). Ces cages, remplies de caillou ou de pierre cassée, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

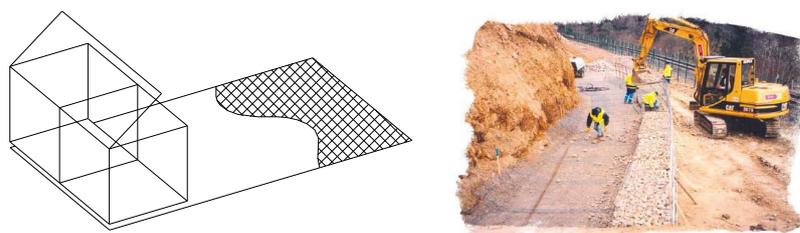


Figure 1.15 Cages de gabions

d) Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure 1.16). Ces pneumatiques sont de taille similaire et sont généralement disposés en quinconce d'une rangée sur l'autre pour constituer le parement.



Figure 1.16 Parement en Pneusol

1.3.2.3 Parement mous

Enveloppe extérieure d'un remblai constituée par une géogrille ou un géotextile sans rigidité à la flexion. L'élément de parement mou le plus couramment utilisé est le parement dit «à retournement» (Figure 1.17) ou le renforcement de pleine largeur, constitué d'une grille ou d'un géotextile en polymère, ou d'un grillage en fil d'acier tressé, s'étend en dehors du remblai renforcé de manière à envelopper le pourtour de chaque couche successive de remblai. Lorsque des grilles en polymère ou des grillages en fils tressés sont utilisés, ils peuvent être revêtus ou doublés d'un géotextile destiné à assurer la protection contre l'érosion superficielle.

- Pour construire des talus de ce type avec un alignement acceptable, l'utilisation d'un coffrage provisoire est de pratique courante.
- Les éléments de parement peuvent être aussi constitués de conteneurs en textile remplis de terre. Pour ces éléments de parement dits "en sac", il est préférable d'envelopper l'élément de parement dans le renforcement principal comme pour le parement à simple retournement.
- Dans la plupart des cas, les éléments de parement mous font l'objet d'une pulvérisation ou d'un ensemencement pour développer un revêtement végétal. Plus rarement, ils peuvent être recouverts de béton projeté.

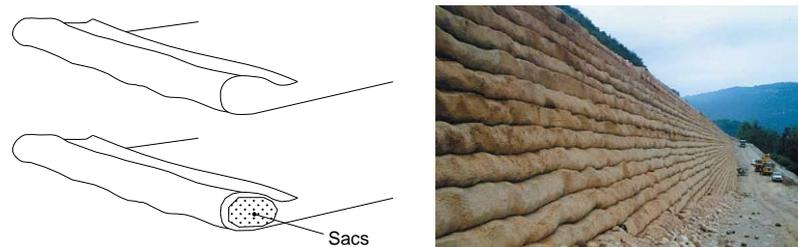
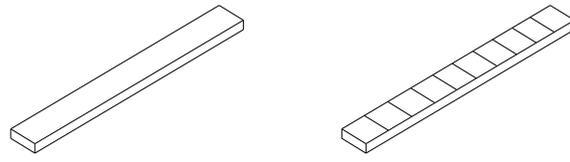


Figure 1.17 Éléments de parement

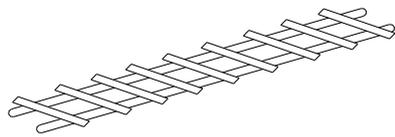
1.3.3. Renforcement

1.3.3.1 Armatures en acier

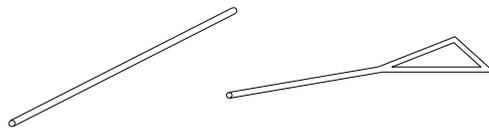
Des renforcements métalliques sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressé (Figure 1.18).



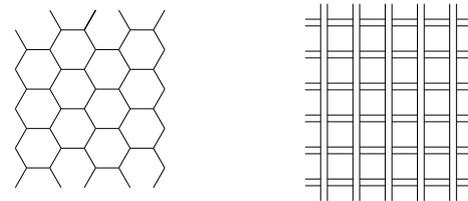
Bande lisse Bande à haute adhérence



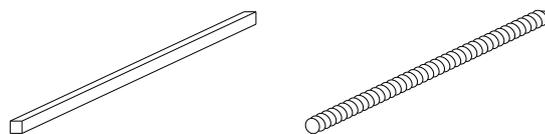
Armatures- échelles



Tiges



Grilles

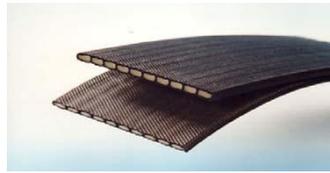
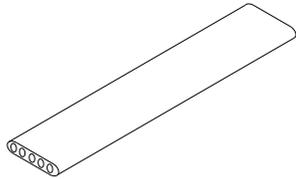


Barres

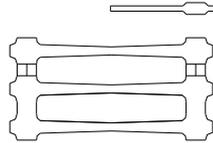
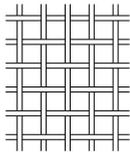
Figure 1.18 Armatures en acier

1.3.3.2 Armatures en polymère

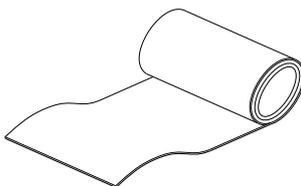
Des renforcements géosynthétiques sous forme de bandes ou de nappes. Les schémas illustrant les différents types des renforcements sont donnés par (Figure 1.19).



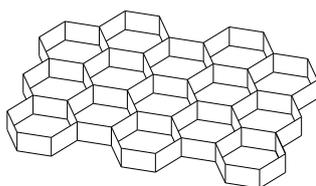
Bandes



Grilles



Nappes



Structures alvéolaire

Figure 1.19 Armatures en polymère

1.4. Procédé de construction

Si la partie la plus importante du travail des équipes de sol renforcé se passe bien en amont du chantier, dans des bureaux d'étude, il est possible de séquencer un chantier de sol renforcé en trois étapes principales (Figure 1.20).

La simplicité et la rapidité du montage des ouvrages en sol renforcé résultent, en particulier, de la suppression de tout échafaudage et de lourd matériel de chantier. Chaque panneau s'imbrique automatiquement dans le créneau constitué par les éléments déjà en place.

a) Montage du parement

Une fois la première rangée de panneaux mise en place sur une semelle de réglage en béton lissé et bien nivelée pour garantir un positionnement initial correct, les rangées de panneaux supérieures sont montées au fur et à mesure de l'avancement du remblai. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires et des serre-joints.

b) Mise en place des armatures

Les couches d'armatures sont espacées de 70 à 80 cm, ce qui correspond généralement à deux fois l'épaisseur des couches de remblai.

Elles sont mises en place sur la couche de remblai compacté et sont reliées aux panneaux de parement par boulonnage dans le cas d'armatures en acier ou sont enfilées dans des gaines scellées dans le parement dans le cas d'armatures synthétiques.

c) Remblayage et compactage

Le remblai est placé en couches de 30 à 40 cm d'épaisseur et compacté avec l'équipement adéquat. Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des panneaux pour ne pas nuire à leur verticalité.



Figure 1.20 Chantier de montage de murs en sol renforcé (Terre Armée)

1.5. Applications

Les applications des ouvrages en sol renforcé, limitées initialement aux murs de soutènement à parement métallique puis en écailles, se sont diversifiées au cours des années.

Citons :

- les murs à parement végétalisables ;
- les culées de pont (fonction de soutènement et de portance du tablier qui repose sur une semelle située en tête du remblai et à l'arrière du parement) ;
- les culées mixtes (fonction de soutènement, le tablier étant repris par une pile indépendante située devant le mur) ;
- les piles culées de pont (fonction de soutènement et de portance du tablier qui repose sur une structure en béton intégrée au parement) ;
- les murs en site aquatique ;
- les barrages en sol renforcé ;
- les silos de stockage, etc...

1.6. Avantages et limitations

Les avantages de la technique du sol renforcé sont les suivantes :

- La souplesse, qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur des sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables ;
- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques ;
- La rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués ;
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés ;
- Les économies considérables.

La principale limitation à l'utilisation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

1.7. Conclusion

On ce qui a été vue dans ce chapitre que les types de soutènement en sol renforcé présentent en fait une grande variété. Il est bien adapté dans les cas suivants :

- Réduction des emprises par rapport à un remblai courant ;
- Élargissement de remblai, avec fondation à mi-talus, alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.) ;
- Possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes ;
- Intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés ;
- Insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds, pour le renforcement géosynthétiques ;
- L'utilisation de cette technique a permis une économie importante comparativement à une solution classique en béton armé et mur à contreforts. D'autre part, l'accès réduit du chantier était bien adapté à cette technique.

L'essor important de construction des ouvrages en sols renforcé au cours des dernières décennies a suscité l'actualisation des guides et normes d'utilisation qui feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 2

MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES DES CULÉES PORTEUSES ET MUR À DOUBLE PAREMENT EN SOL RENFORCÉ

2.1. Introduction

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé résulte à la fois d'une étude de la stabilité interne et d'une étude de la stabilité externe. Dans la stabilité interne, en se référant aux deux types possibles de désorganisation d'un massif en sol renforcé, le dimensionnement consistera à calculer les efforts maximaux de traction dans les lits d'armatures puis à déterminer la longueur des armatures pour qu'il n'y ait pas défaut d'adhérence. Ces deux calculs ne sont pas indépendants car le premier nécessite la connaissance de la longueur des lits d'armatures. Le calcul de la stabilité externe du massif en sol renforcé doit comprendre, les vérifications de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci (défaut de capacité portante). Dans le cas des murs à double parement, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées.

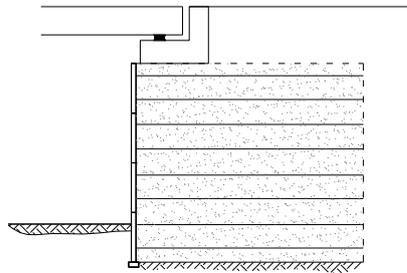
Dans ce chapitre nous exposerons les méthodes de dimensionnement des culées et murs à double parement en sol renforcé par géosynthétiques selon les normes et les guides de dimensionnement à savoir, la norme française NF P94-270, 2009, la norme américaine AASHTO, 2007 et le guide américain FHWA, 2009 qui sont les plus utilisées dans le monde.

2.2. Domaine d'emploi des ouvrages concernés

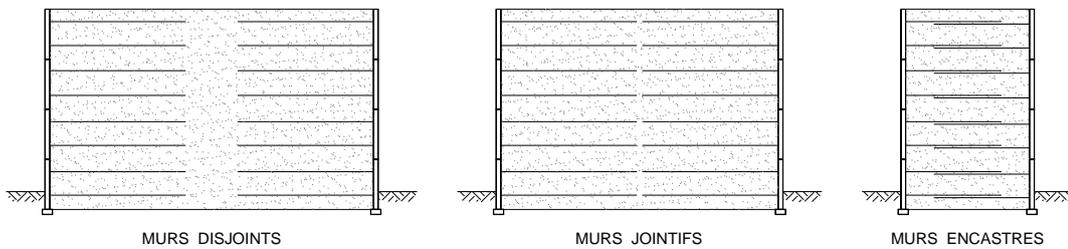
Une culée en sol renforcé n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en sol renforcé, il est alors à la fois soutènement du remblai d'accès et ouvrage porteur du tablier (Figure 2.1a et Figure 2.2).

Les murs à double parement (Back-to-Back Walls) sont souvent utilisés pour le remblai d'autoroute ou remblais d'accès aux culées des ponts. Un mur à double parement est en fait

constitué de deux murs en sol renforcé dont les parements sont parallèles, et qui peuvent être soit séparés par un remblai, soit jointifs, soit encastrés l'un dans l'autre (Figure 2.1b et Figure 2.2).



a) Culée en sol renforcé



b) Murs à double parement

Figure 2.1 Ouvrages concernés



Figure 2.2 Culée en sol renforcé et murs à double parement

2.3. Définition et principe de dimensionnement

2.3.1. Définition

Le sol renforcé (Figure 2.3) est obtenue en associant des remblais et des armatures. Elle est basée sur une idée très simple : créer une liaison permanente entre les deux constituants grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures. Lorsque le massif de sol renforcé est sollicité, les armatures, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. On obtient ainsi un matériau composite original qui offre de nombreux avantages par rapport aux matériaux traditionnels du génie civil.

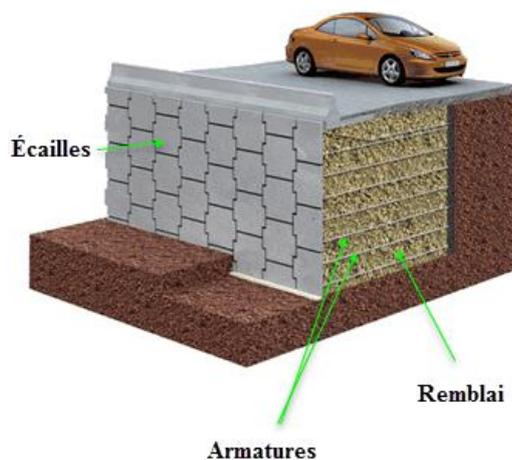


Figure 2.3 Constitution d'un mur en sol renforcé (Terre Armée)

2.3.2. Comportement interne

Deux zones présentant un comportement différent peuvent être distinguées (Philipponnat et al., 2000) (Figure 2.4) :

- une *zone active* située juste derrière le parement ; ce massif de sol est en état d'équilibre limite et pousse sur le parement, mettant ainsi les armatures en traction ;
- à l'arrière, une *zone passive* (résistante) stable dans laquelle les armatures s'ancrent en travaillant à l'arrachement, de manière à absorber l'effort de traction auquel elles sont soumises.

Deux vérifications de stabilité interne sont alors à effectuer : d'une part, il faut veiller à ce que les maximums des efforts de traction prévus le long d'une armature soient inférieurs à la

résistance en traction d'un renforcement, et d'autre part, il faut s'assurer que la longueur d'adhérence soit suffisante pour reprendre les efforts en traction causés par la partie active.

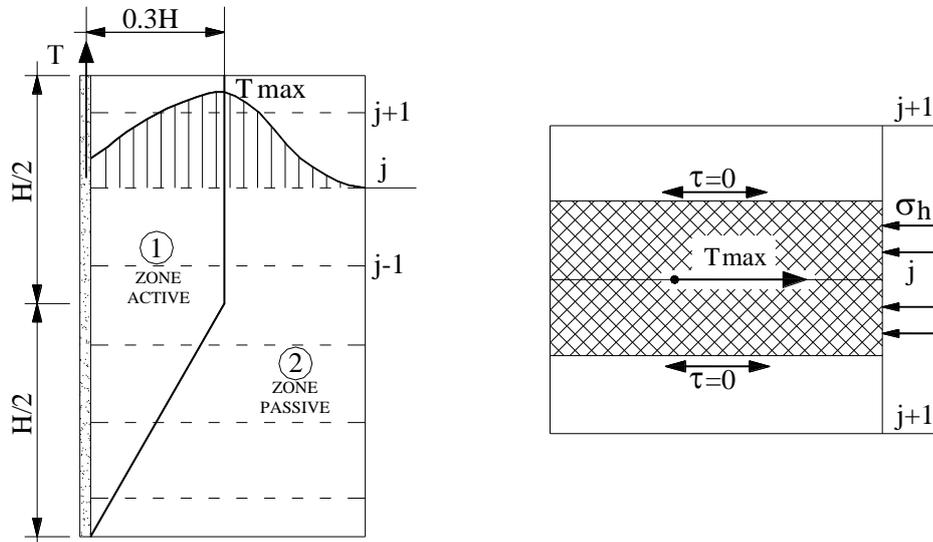


Figure 2.4 Stabilité interne (Philipponnat et al., 2000)

2.3.3. Comportement externe

Le massif en sol renforcé est considéré comme un mur- poids monolithique de hauteur H et de largeur L (Philipponnat et al., 2000), (Figure 2.5).

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

- La poussée des terres P_A sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élanement du mur H/L ;
- Le poids du massif W_r .

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai.

La stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé est similaire à celle de tout ouvrage de soutènement classique (tels que les murs poids). La justification de tels ouvrages passe donc par l'étude de la stabilité d'ensemble, de la portance du sol et du glissement potentiel du mur sur le sol de fondation.

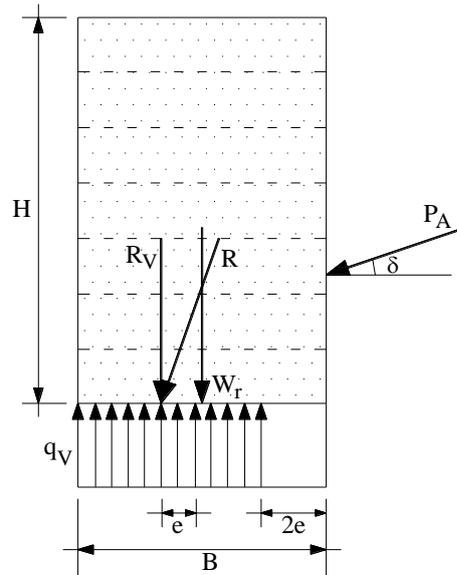


Figure 2.5 Stabilité externe (Philipponnat et al., 2000)

2.4. Normes et règlement pour la justification des ouvrages concernés

Le contexte normatif français des ouvrages en sol renforcé comprend :

Années 80 : les recommandations

- Le premier document paru est : Les ouvrages en terre armée – Recommandations et règles de l'art diffusé par la Direction des Routes et de la Circulation Routière le 7 mai 1979 (SETRA-LCPC, 1979).
- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre diffusé par la Comité Français des Géosynthétiques 1990.

Années 90 : les premières normes

- La première norme française NF P94-220 parait en juillet 1992. Elle est partiellement remplacée en juin 1998 par la norme NF P94-220-0 "Renforcement des sols - Ouvrages en sols renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples". La norme française NF P94-220-1 en 1998, la norme française NF P94-220-2 en 1998.

Années 2000 : le contexte européen (et concurrentiel...)

- En janvier 2007 NF EN 14475. Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés, 2007.
- En juillet 2009 est publiée la norme NF P94-270 intitulée "Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué".

La littérature Américaine dispose de plusieurs normes et guides. La norme AASHTO en 2007, le guide FHWA en 2009 et le rapport NCHRP en 2006.

2.5. Culées de pont

2.5.1. Selon les normes Françaises

2.5.1.1 Comportement des massifs de culée

Il est possible d'analyser le comportement d'un massif de culée en superposant ses deux fonctions : sa fonction porteuse et sa fonction de soutènement (Terre Armée, documentation technique et notice).

a) Fonction porteuse. Diffusion

- L'étude de la fonction porteuse revient à évaluer la diffusion d'une charge verticale dans le massif. La formule de Boussinesq (Figure 2.6a) est tout à fait satisfaisante pour définir cette diffusion, que ce soit vers l'arrière du sommier (en utilisant l'artifice d'une surcharge fictive symétrique) ou latéralement.
- A cause de la diffusion le centre de gravité de la surcharge, c'est à dire la résultante des contraintes verticales correspondantes, se déplace vers l'arrière. Ce déplacement s'accompagne d'un moment de renversement croissant avec la profondeur, dont il faut tenir compte dans l'équilibre global du massif (Figure 2.6b).

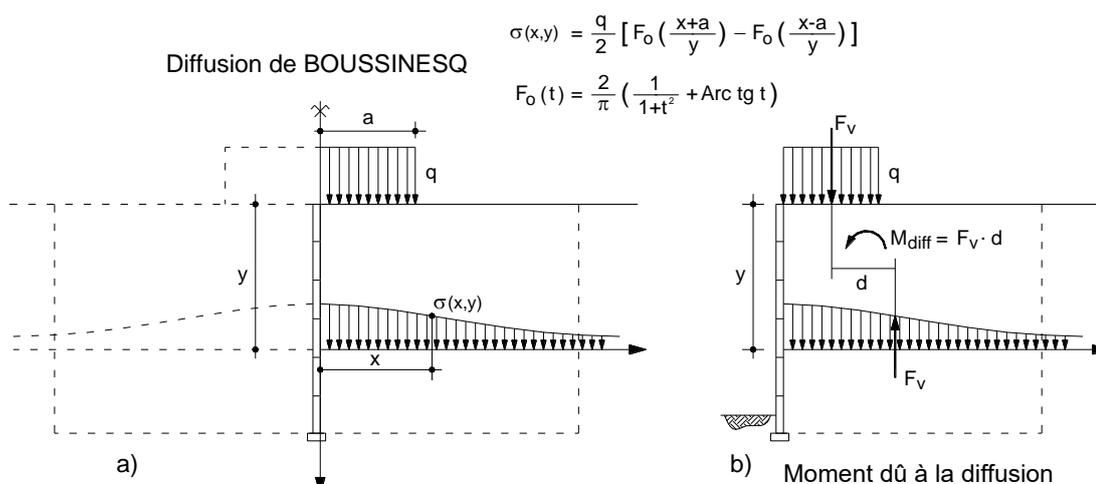


Figure 2.6 Principe de la diffusion des charges verticales selon Boussinesq (Terre Armée)

(Cependant la charge ne se diffuse effectivement qu'autant que, combinée à ce moment, elle aboutit réellement à un étalement des contraintes. Ceci définit une profondeur limite y_0 de la diffusion de Boussinesq).

- Efforts horizontaux : Les efforts horizontaux qui sont appliqués au sommier d'appui créent eux aussi un moment de renversement croissant qui affecte l'équilibre global du massif, même s'ils se transmettent d'abord et directement aux toutes premières armatures.

b) Fonction soutènement

La fonction de soutènement se traite comme dans le cas des murs, si ce n'est qu'aux effets du poids propre du massif et de la poussée des terres, et en particulier du moment de renversement qu'elle engendre, on combine pour la commodité de la superposition les moments dus d'un côté à la diffusion, de l'autre aux réactions horizontales (Figure 2.7).

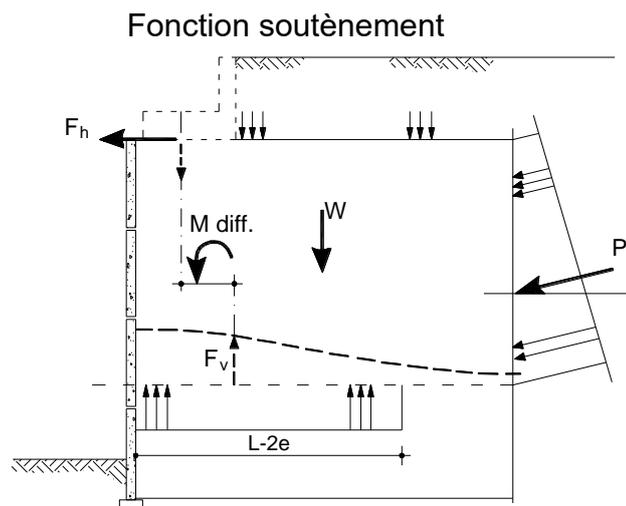


Figure 2.7 Efforts affectés à la fonction soutènement (Terre Armée)

2.5.1.2 Méthode de calcul courante

La méthode de calcul pratique s'applique aux culées où le sommier, de largeur limitée, est situé légèrement à l'arrière du parement.

a) Charges appliquées

1. Pour tous les cas de charge à considérer les efforts exercés sur le sommier sont ramenés à un effort horizontal F_h et à une pression verticale uniforme q sur une largeur réduite.

2. Cette pression et la charge amenée au même niveau par le remblai situé au-dessus du massif sont décomposées en une surcharge uniforme complète q_0 prise en compte dans le calcul en soutènement, et en plusieurs bandes adjacentes au parement (a_i), chargées en plus ou en moins (q_i), et traitées dans le calcul en diffusion (Figure 2.8).

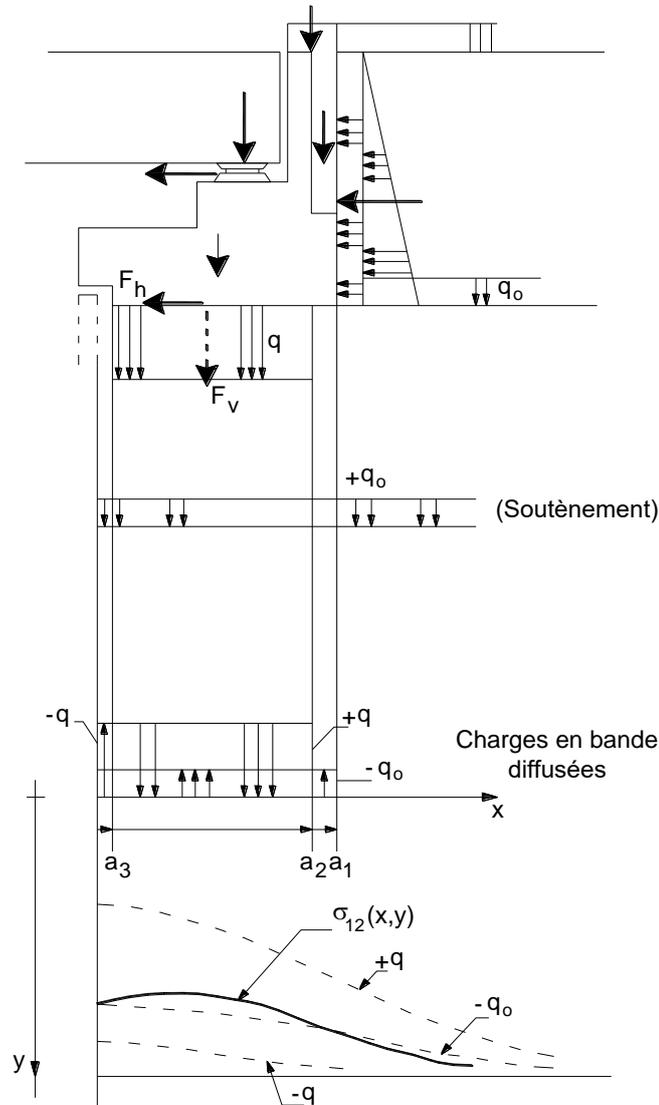


Figure 2.8 Principe de décomposition des charges réparties, pour le calcul en superposition (Terre Armée)

b) Diffusion

1. La diffusion vers l'arrière de chaque charge en bande est calculée grâce à la formule de Boussinesq :

$$\sigma_{iv}(x, y) = \frac{q_i}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \text{arc tg } t \right\}_{t_1=(x-a_i)/y}^{t_2=(x+a_i)/y} \quad (2.1)$$

A chaque niveau on cumule les valeurs de σ_v , fonction de la distance au parement, qui correspondent à chacune des bandes :

$$\sum \sigma_{iv} = \sigma_{12} \quad (2.2)$$

2. La diffusion latérale est estimée de façon simplifiée à l'intérieur d'un tronc de pyramide, éventuellement limite par les murs en retour. On en déduit un coefficient réducteur λ_i de σ_{iv} (Figure 2.9).

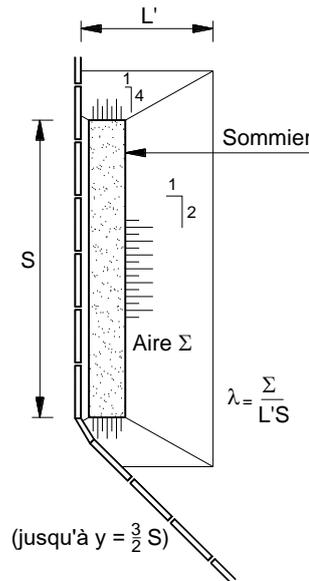


Figure 2.9 Principe de l'estimation de la diffusion latérale (Terre Armée)

3. Les charges on bande ne sont diffusées que jusqu'à la profondeur y_0 où $d\sigma_i / dy = 0$ pour la contrainte maximale totale. En pratique y_0 est donné par l'équation :

$$y_0^2 - (L - 2e)y_0 + 0.83\ell^2 \quad (2.3)$$

où ℓ est la largeur du sommier comptée depuis le parement, et e est l'excentricité qui vient du calcul en soutènement.

c) Soutènement

Au moment dû à la poussée des terres et à la force horizontale en tête on ajoute les moments provenant du déport des charges diffusées, soit :

$$M_{diff} = \sum M_i \quad ; \quad M_i = \lambda_i \frac{q_i a_i^2}{\pi} \left\{ \rho + (1 + \rho^2) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \rho \right) \right\} \quad (2.4)$$

$$\text{où } \rho = \frac{y}{a_i} \text{ et } y \leq y_0$$

Sous l'effet de l'ensemble de ces moments, la résultante de toutes les charges verticales (sauf celles qui sont diffusées) a une excentricité e . Il y correspond une contrainte verticale uniforme :

$$\sigma_{11} = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (2.5)$$

d) Superposition

Une enveloppe de la contrainte verticale totale (Figure 2.10) est définie par :

$$\sigma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{12}(x) \quad (2.6)$$

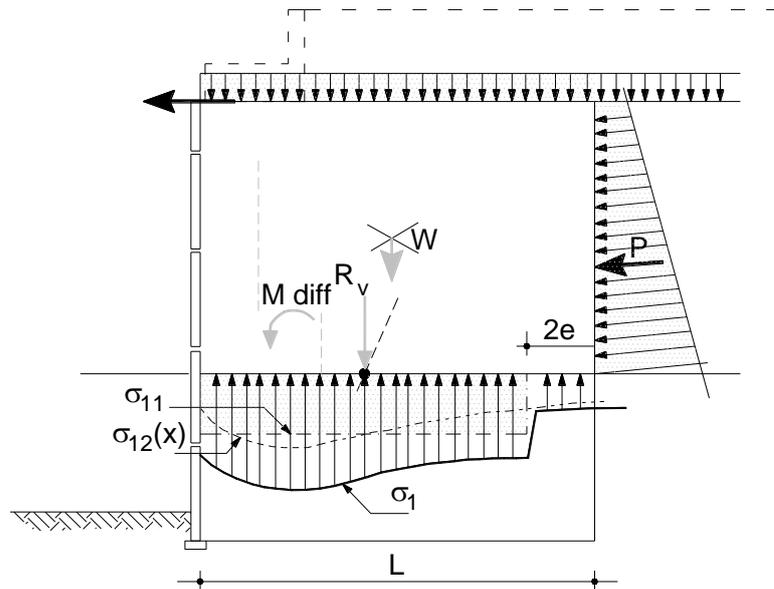


Figure 2.10 Superposition des contraintes verticales partielles venant de la fonction soutènement σ_{11} et des charges diffusées $[\sigma_{12}(x)]$ (Terre Armée)

2.5.1.3. Combinaisons d'actions

La justification des ouvrages en sol renforcé est basée sur la seule considération d'états-limites ultimes. Les combinaisons fondamentales (en conditions statiques) axées sur une action variable dite de base avec sa valeur caractéristique et, s'il y a lieu, une ou plusieurs autres actions variables dites d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison.

Dans une combinaison donnée, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre deux termes d'une même combinaison (principe de cohérence). Par exemple on ne peut considérer la composante verticale de la poussée des terres comme une action stabilisante et sa composante horizontale

comme une action déstabilisante, lors de la vérification d'un état limite ultime de glissement sur la base (NF P94-270, 2009).

La justification des ouvrages en sol rapportés renforcées se fait suivant la méthode des états limites avec coefficients partiels de sécurité.

La stabilité externe du massif est justifiée à l'état limite ultime vis-à-vis des critères :

- de glissement sur la base,
- de poinçonnement du sol de fondation.

Le dimensionnement interne de l'ouvrage est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit d'armature, vis-à-vis des critères :

- de résistance,
- d'adhérence.

Pour des situations de projet durables ou transitoires (combinaison fondamentale pour des états-limites ultimes STR et GEO, cas de l'approche de calcul 2), (NF P94-270, 2009) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} 1,35 G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{j \geq 1} 1,5 \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.7)$$

G_{sup} action permanente défavorable ;

G_{inf} action permanente favorable ;

$\Psi_{0,1} Q_{k,1}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante ;

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable d'accompagnement i .

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

- La valeur de calcul du poids de remblai renforcé $\gamma_{1d} = \gamma_{1k, \text{sup}}$ (traction ou poinçonnement), $\gamma_{1d} = \gamma_{1k, \text{inf}}$ (adhérence ou glissement).
- La valeur de calcul de l'angle de frottement du matériau de la zone renforcée φ_{1d} :

$$\varphi_{1d} = \arctan \left[\frac{\tan \varphi_{1k}}{\gamma_{\varphi'}} \right] \quad (2.8)$$

$\gamma_{\phi'}$ est un facteur partiel pour le paramètre du sol (dans notre cas $\gamma_{\phi'} = 1$, NF P94-270, 2009, Annexe C, Tableau C.3.1) d'où : $\phi_{1d} = \phi_{1k}$.

Les indices de Ψ pour les valeurs de combinaison des actions variables Q ont la signification suivante :

- le premier indice : (0) indique qu'il s'agit d'une valeur de combinaison, (1) indique qu'il s'agit d'une valeur fréquente, (2) d'une valeur quasi-permanente.
- le second indice fait référence au numéro de l'action variable.

Les valeurs des coefficients Ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990, 2006 et NF EN 1991, 2007. Dans notre cas, $\Psi_{0,1} = 1$ et $\Psi_{0,i} = 0.8$ (NF P94-220-0, 1998).

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

Deux actions variables d'accompagnement dans les culée : l'effet de la déformation différée (fluage) F_{h1} et de la dilatation thermique F_{h2} dans les ponts en béton. Ce sont des actions horizontales appliquées au sommier dans le même point d'application de la force de freinage F_2 (Figure 2.11).

L'équation (2.7) devient donc (NF P94-270, 2009) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} 1,35 G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{j \geq 1} 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,2 Q_{k,i} \right\} \quad (2.9)$$

2.5.1.4 Stabilité externe

a) Sommier

Les principales actions appliquées au sommier dans le cas général sont montrées dans la Figure 2.11.

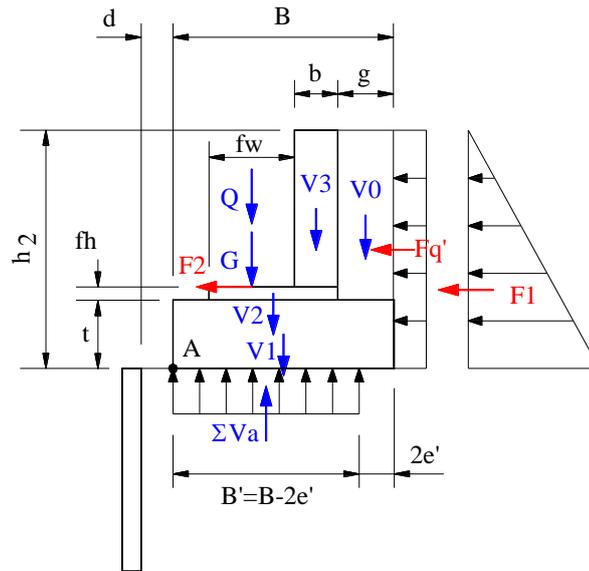


Figure 2.11 Principales actions appliquées au sommier

Tableau 2.1 Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe (Sommier)

Sommier

Actions Permanentes

Poids propre du pont	G
Poids propre du sommier	V ₀
	V ₁
	V ₂
	V ₃
Poussée du remblai derrière le sommier	F ₁

Actions Variables Dominantes

Charge du pont	Q
Poussée de la charge de circulation derrière sommier	F _{q'}
Freinage	F ₂

Actions Variables D'accompagnements

Déformations différées	F _{h1}
Dilatations thermiques	F _{h2}

		Situation de projet durables et transitoires	
		comb. 1	comb. 2
stab.ext.		poinç.	glis./renv.
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
		1.35	1
	γ _{1k(sup)}	1.35	γ _{1k(sup)} 1.35
		1.5	–
		1.5	1.5
		1.5	1.5
		1.2	1.2
		1.2	1.2

$$V_0 = [g \times (h_2 - t)] \cdot \gamma_{1d}$$

Avec : γ_{1d} (valeur de calcul du poids de remblai renforcé).

$$V_1 = (B \times t) \cdot \gamma_{bét}$$

$$V_2 = [(fw + b) \times fh] \cdot \gamma_{bét}$$

$$V3 = [b \times (h_2 - fh - t)] \cdot \gamma_{bét}$$

avec : $\gamma_{bét}$ (poids propre du sommier).

G = Poids propre du pont (actions permanentes).

Q = Charge du pont (actions variables).

$$F1 = [1/2 \cdot K_{a(1)} \cdot \gamma_{1d} \cdot h_2^2] \text{ (poussée du remblai derrière le sommier)}$$

avec : $K_{a(1)} = \tan^2(45^\circ - \varphi_{1d}/2)$ (coefficient de poussée active du remblai renforcé)

$$Fq' = [K_{a(1)} \cdot q' \cdot h_2] \text{ (poussée derrière le sommier due à la surcharge } q')$$

F2 = effort de freinage (Fascicule n° 61 Titre II).

F_{h1} = déformations différées (fluage).

F_{h2} = dilatations thermiques.

1. Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du sommier

ΣVa = somme des forces verticales agissant sur le sommier.

$$\Sigma Va = V0 + V1 + V2 + V3 + G + Q$$

ΣFa = somme des forces horizontales agissant sur le sommier.

$$\Sigma Fa = Fq' + F1 + F2 + F_{h1} + F_{h2}$$

$$\frac{(\Sigma Va - Q) \tan \varphi_{1d}}{\Sigma Fa} \geq FS_{glis} \quad (2.10)$$

à titre indicatif le coefficient de sécurité $FS_{glis} = 1.5$

2. Vérification de la condition d'excentricité

ΣM_{RA} = somme des moments renversants par rapport au point "A"

$$\Sigma M_{RA} = Fq' \cdot (h_2/2) + F1 \cdot (h_2/3) + [F2 + F_{h1} + F_{h2}] \cdot (t + fh)$$

ΣM_{SA} = somme des moments stabilisants par rapport au point "A"

$$\Sigma M_{SA} = V0 \cdot [(B - g/2)] + V1 \cdot (B/2) + V2 \cdot [(fw + b)/2 + (B - g - b - fw)] + V3 \cdot [(b/2) + (B - g - b)] + (G + Q) \cdot [(fw/2) + (B - g - b - fw)]$$

e' = l'excentricité à la base du sommier.

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} \right| < \frac{B}{6} \quad (2.11)$$

$$\begin{cases} \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} > 0 \rightarrow \text{(Figure 2.12a)} \\ \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} < 0 \rightarrow \text{(Figure 2.12b)} \end{cases}$$

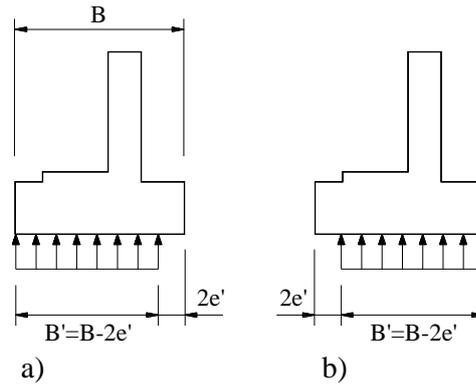


Figure 2.12 Positions de l'excentricité sous le sommier

3. Vérification du non-poinçonnement du sommier

Dans le cas de poinçonnement, seule la résultante des actions permanentes qui doit être considérée (NF P94-270, 2009).

$$\Sigma V_a = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + G$$

$$\Sigma M_{RA} = F_1 \cdot (h_2/3)$$

$$\Sigma M_{SA} = V_0 \cdot [(B - g/2)] + V_1 \cdot (B/2) + V_2 \cdot [(f_w + b)/2 + (B - b - f_w)] + V_3 \cdot [(b/2) + (B - b)] + G \cdot [(f_w/2) + (B - b - f_w)]$$

e' = l'excentricité à la base du sommier.

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma V_a} \right| < \frac{B}{6}$$

Il faut vérifier l'inégalité :

$$\Sigma V_a \leq q_{ref} (B - 2e') \quad (2.12)$$

avec : $q_{ref} \leq 200$ kPa

b) Massif renforcé

Les Principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité d'une culée en sol renforcé dans le cas général sont (Figure 2.13) :

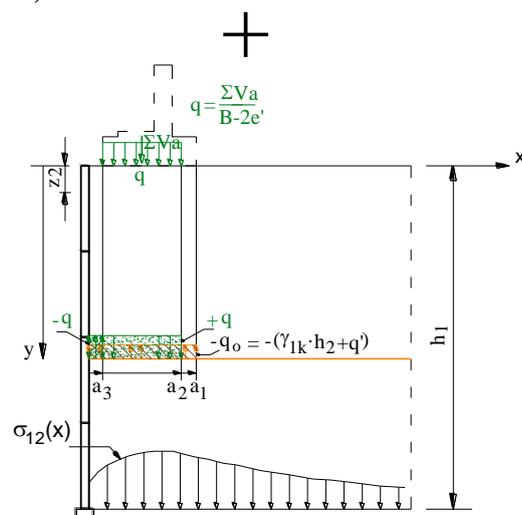
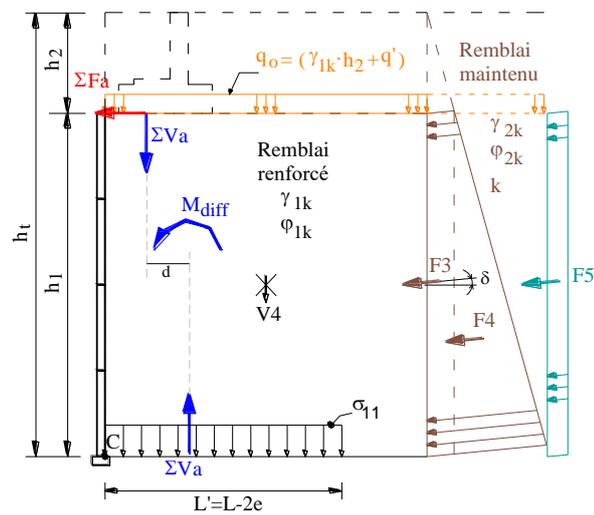
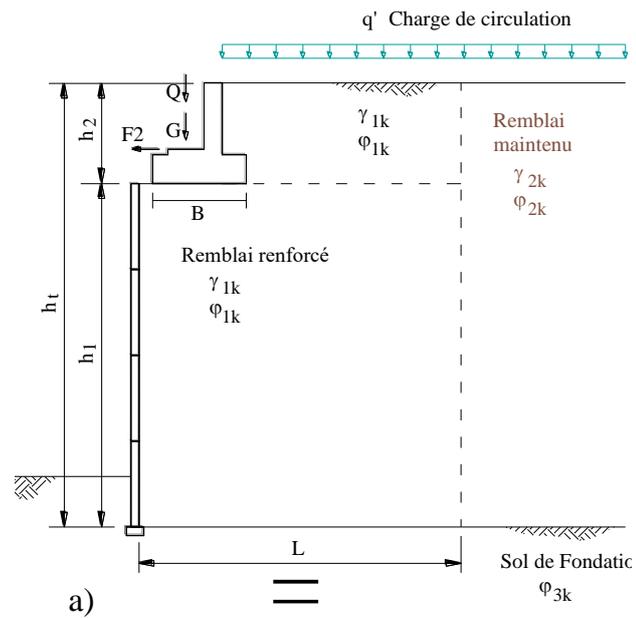


Figure 2.13 Superposition des contraintes (méthode française)

Tableau 2.2 Coefficients des combinaisons d'action fondamentale pour le dimensionnement externe et interne (Remblai)

Remblais

Actions Permanentes

Poids propre du massif	γ_{1k}
Charge permanente sur massif	q_0
Poussée du remblai derrière le massif	F3 et F4

Charge réduite transmise par le sommier	q ou ΣV_a
Charge horizontale transmise par le sommier	ΣF_a

Actions Variables Dominantes

Charge de circulation sur le massif	q'
Poussée due à la charge de circulation	F5

		Situation de projet durables et transitoires	
		comb. 1	comb. 2
stab.ext.	poinç.		glis./renv.
stab.int.	traction		adhérence
$\gamma_{1k(sup)}$	1.35	$\gamma_{1k(inf)}$	1
$\gamma_{1k(sup)}$	1.35	$\gamma_{1k(inf)}$	1
$\gamma_{2k(sup)}$	1.35	$\gamma_{2k(inf)}$	1
	1.35		a)
	1.35		b)
	1.5		–
	1.5		1.5

La combinaison 1 est généralement défavorable pour la traction (ou poinçonnement) et 2 pour l'adhérence (ou glissement).

a) $\Sigma V_a = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + G$ (sans l'action variable Q)

b) $\Sigma F_a = 1.5Fq' + 1.35F_1 + 1.5F_2 + 1.2 \cdot (F_{h1} + F_{h2})$

1. Calcul de la contrainte verticale σ_{11} (Fonction soutènement)

$q_0 = (\gamma_{1d} \times h_2 + q') \times L$ (Charge permanente et charge de circulation sur le sur massif)

$V_4 = \gamma_{1d} \times h_1 \times L$ (Poids propre du massif)

$\Sigma F_a =$ Charge horizontale transmise par le sommier

F3 et F4 = Poussées du remblai derrière le massif renforcé

$F_3 = [K \cdot \gamma_{2d} \cdot h_2] \cdot h_1$

composante horizontale $F_{3h} = F_3 \cos \delta$

composante verticale $F_{3v} = F_3 \sin \delta$

$F_4 = [1/2 \cdot K \cdot \gamma_{2d} \cdot h_1] \cdot h_1$

composante horizontale $F_{4h} = F_4 \cos \delta$

composante verticale $F_{4v} = F_4 \sin \delta$

F5 = Poussée due à la charge de circulation

$F_5 = K \cdot q' \cdot h_1$

composante horizontale $F_{5h} = F_5 \cos \delta$

composante verticale $F_{5v} = F_5 \sin \delta$

avec :

$$k = \frac{\cos^2 \varphi_{2d}}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{2d} + \delta) \sin \delta}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (2.13)$$

$$\delta = \text{Mini} \left\{ \frac{2}{3} \varphi_{2d} ; 0.8 \left(1 - 0.7 \frac{l_m}{h_e} \right) \varphi_{1d} \right\} \quad (2.14)$$

où :

$$l_m = S_r/h_e$$

φ_{1d} est la valeur de calcul de l'angle de frottement du matériau de la zone renforcée.

φ_{2d} est la valeur de calcul de l'angle de frottement du terrain à l'arrière de la zone renforcée.

l_m est la longueur moyenne des lits de renforcement (NF P94-270, 2009, Annexe D).

h_e est la hauteur du massif renforcé considérée pour le calcul de la poussée (NF P94-270, 2009, Annexe D).

S_r est la surface du massif renforcé (NF P94-270, 2009, Annexe D).

$M_{\text{diff}} = \Sigma M_i$ (moments provenant du déport des charges diffusées)

$$M_i \begin{cases} M_1 = -\lambda_1 \frac{q_0 a_1^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_1} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_1} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_1} \right) \right) \right\} \\ M_2 = +\lambda_2 \frac{q a_2^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_2} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_2} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_2} \right) \right) \right\} \\ M_3 = -\lambda_3 \frac{q a_3^2}{\pi} \left\{ \left(\frac{y}{a_3} \right) + \left(1 + \left(\frac{y}{a_3} \right)^2 \right) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \left(\frac{y}{a_3} \right) \right) \right\} \end{cases}$$

où : (Figure 2.8, Figure 2.11 et Figure 2.12)

$$a_1 = d + B \quad (2.15)$$

$$a_2 = \begin{cases} d + B - 2e' & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} > 0 \\ d + B & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} < 0 \end{cases} \quad (2.16)$$

$$a_3 = \begin{cases} d & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} > 0 \\ d + 2e' & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} < 0 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$y = h_1$$

e' : excentricité (cf. 2.5.1.4.a. On rappelle que l'excentricité e' est déterminée selon le cas de la combinaison utilisée).

ΣM_{RC} = somme des moments renversants par rapport au point "C".

$$\Sigma M_{RC} = \Sigma Fa \cdot (h_1) + F3_h \cdot (h_1/2) + F4_h \cdot (h_1/3) + F5_h \cdot (h_1/2) + M_{diff}$$

ΣM_{SC} = somme des moments stabilisants par rapport au point "C".

$$\Sigma M_{SC} = (q_0 + V4) \cdot (L/2) + (F3_v + F4_v + F5_v) \cdot (L)$$

$$M = \Sigma M_{SC} - \Sigma M_{RC} \text{ (moment résultant).}$$

$$R_v = q_0 + V4$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M}{R_v}$$

$$\sigma_{11} = \frac{R_v}{L - 2e}$$

2. Calcul de la contrainte verticale σ_{12} (Fonction support de charge)

$$\sigma_{iv} \begin{cases} \sigma_{1v} = -\frac{q_0}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_1)/y}^{t_2=(x+a_1)/y} \\ \sigma_{2v} = +\frac{q}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_2)/y}^{t_2=(x+a_2)/y} \\ \sigma_{3v} = -\frac{q}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_3)/y}^{t_2=(x+a_3)/y} \end{cases}$$

$$\sigma_{12} = \Sigma \sigma_{1v}$$

où : (Figure 2.8, Figure 2.11 et Figure 2.12)

$$a_1 = d + B$$

$$a_2 = \begin{cases} d + B - 2e' & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} > 0 \\ d + B & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} < 0 \end{cases}$$

$$a_3 = \begin{cases} d & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} > 0 \\ d + 2e' & \text{si } \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_{SA} - \Sigma M_{RA}}{\Sigma Va} < 0 \end{cases}$$

$$y = h_1$$

e' : excentricité (cf. 2.5.1.4.a. On rappelle que l'excentricité e' est déterminée selon le cas de la combinaison utilisée).

3. Calcul de la contrainte verticale totale σ_v

$$\sigma_v = \sigma_{11} + \sigma_{12}$$

4. Etats-limites de poinçonnement

$$R_v \leq \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} \quad (2.18)$$

R_k est la valeur caractéristique de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation (NF P94-270, 2009)

γ_{Rv} est le facteur partiel de sécurité pour la résistance ultime (portance) du terrain de fondation, $\gamma_{Rv} = 1.4$ (NF P94-270, 2009, Annexe C, Tableau C.6.1)

Le cas des culées de pont est différent de celui des murs de soutènement. Une culée en sol renforcé n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en sol renforcé. Dans ce dernier cas et en section courante, la justification de la stabilité externe de chaque mur est faite comme pour les murs à double parement (Figure 2.14).

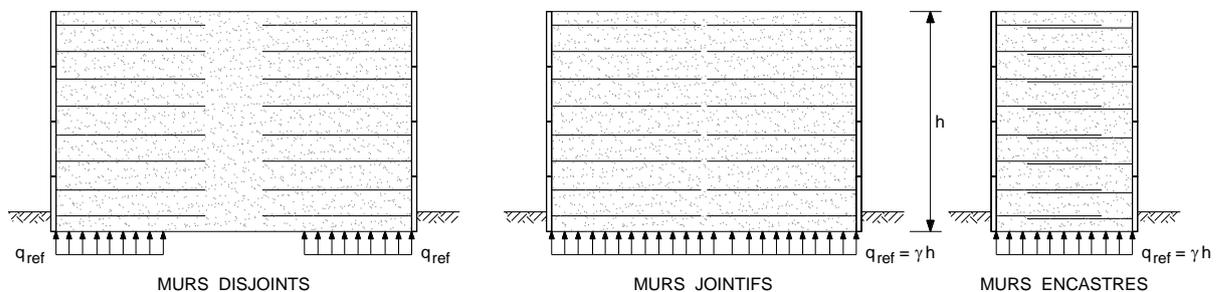
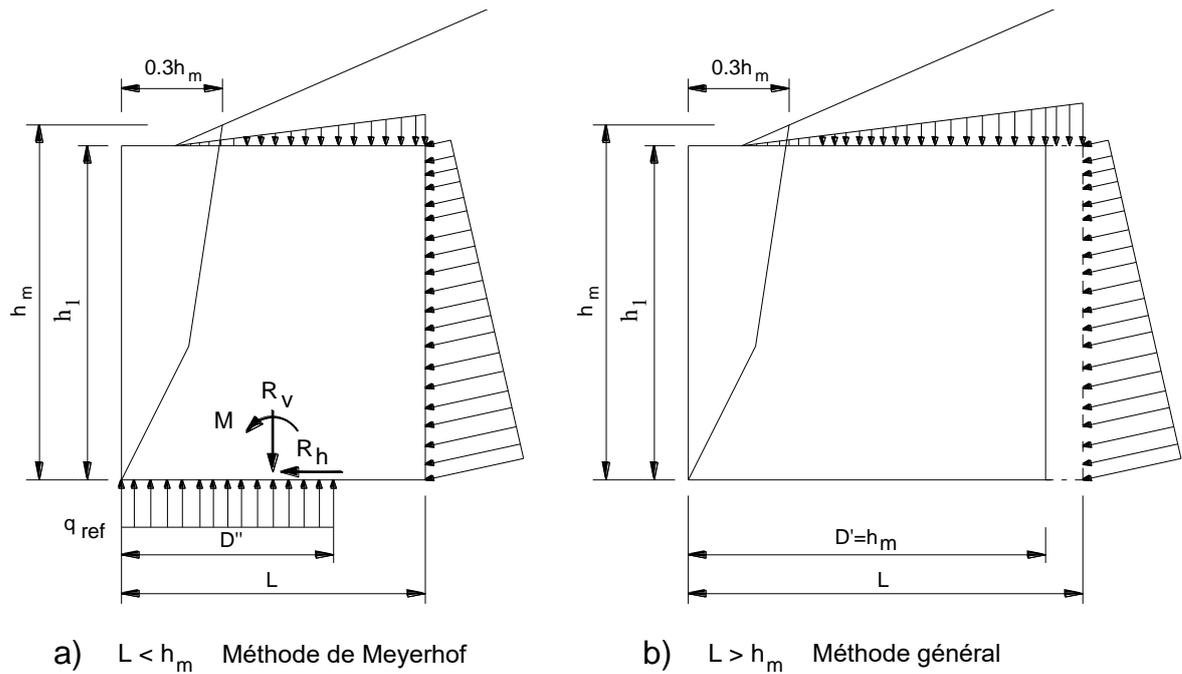
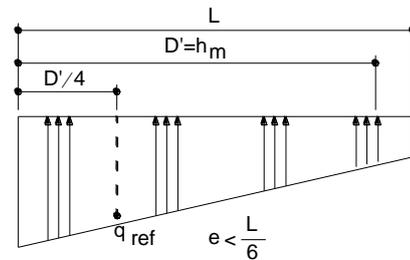


Figure 2.14 Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979)

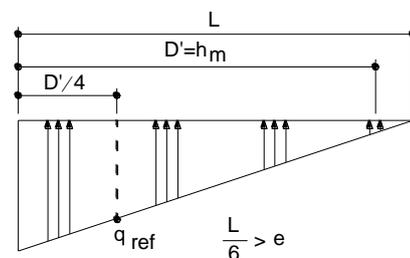
Au droit de la culée proprement dite, on prend une largeur de fondation conventionnelle définie comme pour les murs de soutènement (Figure 2.15), et une longueur représentant, parallèlement au mur de front et au niveau de la base, la dimension de la zone de diffusion de la charge transmise par le sommier (SETRA-LCPC, 1979).



$$q_{\text{ref}} = \frac{R_v}{L - 2 \frac{M}{R_v}}$$



$$q_{\text{ref}} = \frac{R_v}{6} \left[1 + \frac{6e}{L} \left(1 - \frac{D'}{2L} \right) \right]$$



$$q_{\text{ref}} = \frac{2 R_v^2}{3M} \left(1 - \frac{D' R_v}{12M} \right)$$

Figure 2.15 Efforts appliqués à un mur de soutènement vis à vis du poinçonnement

La contrainte verticale de référence appliquée au sol est calculée comme au Figure 2.15, par contre le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait en considérant une forme rectangulaire de largeur D' et de longueur λ par opposition au calcul sur semelle filante fait dans le cas d'un mur linéaire (Figure 2.16).

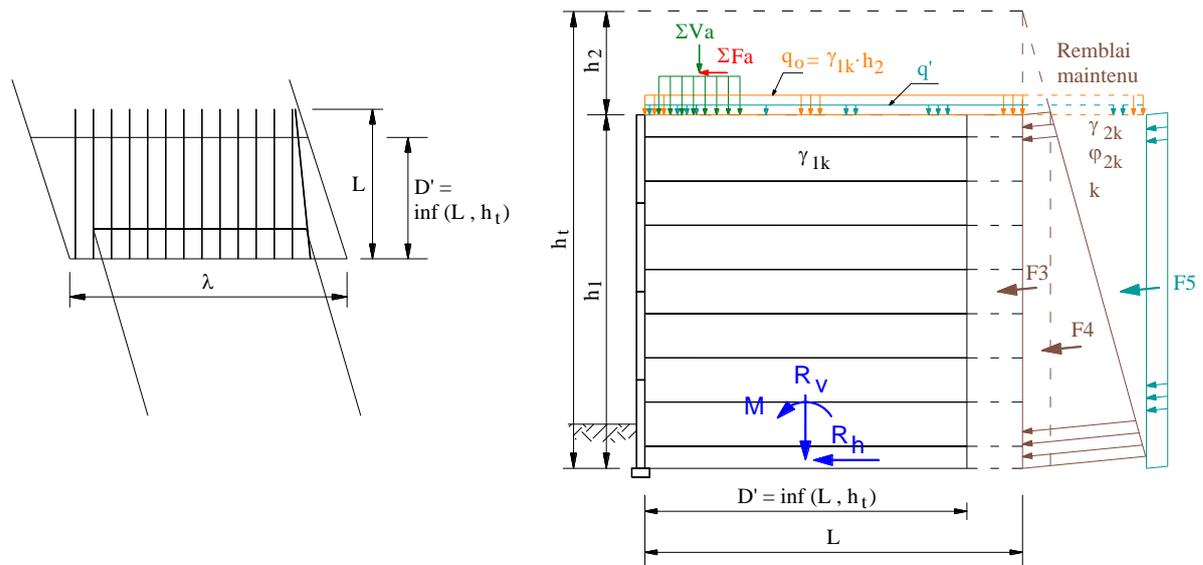


Figure 2.16 Efforts appliqués à une culée

5. Etat-limite de glissement sur la base

Pour mémoire (le problème ne se pose généralement pas pour les culées).

2.5.1.5. Stabilité interne

Une culée en sol renforcé est une structure complexe et doit être analysée de façon prudente. Nous n'exposerons ici que les résultats concernant les efforts maximaux de traction dans les lits d'armatures et la résistance à l'arrachement (adhérence) qui sont essentiels.

Les contraintes appliquées dans un lit de renforcement dans le cas général sont montrées dans la Figure 2.17.

a) Efforts de traction dans les lits d'armatures

Les étapes de calcul de l'effort de traction maximal $T_{\max;d}$ sont :

- Étape 1 : détermination de la hauteur mécanique, longueur des renforcements et lignes des tractions maximales ;
- Étape 2 : calcul de la contrainte verticale σ_{11} (Fonction soutènement) ;
- Étape 3 : calcul de la contrainte verticale σ_{12} (Fonction support de charge) ;
- Étape 4 : calcul de la contrainte verticale totale σ_v ;
- Étape 5 : détermination du coefficient K ;
- Étape 6 : calcul de la contrainte σ_{hq} provenant des charges horizontales ;
- Étape 7 : calcul de la contrainte horizontale totale σ_h ;
- Étape 8 : calcul de l'effort de traction maximal $T_{\max;d}$.

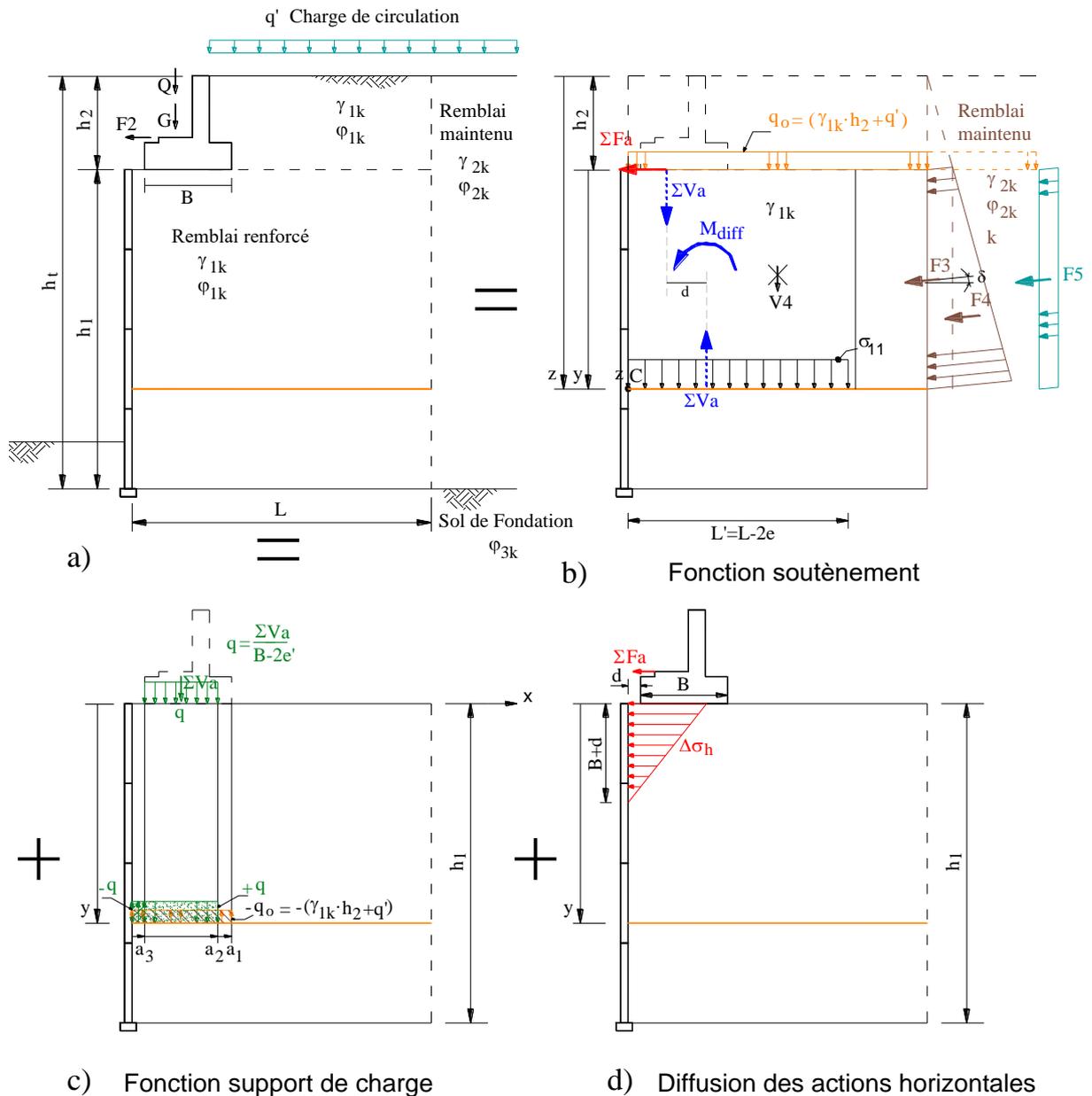


Figure 2.17 Contraintes appliquées dans un lit de renforcement (méthode française)

Étape 1 : détermination de la hauteur mécanique, longueur des renforcements et lignes des tractions maximales

La hauteur totale de l'ouvrage, $h_t = h_1 + h_2$, définit le niveau à partir duquel est comptée la profondeur z (Figure 2.18), qui sert en particulier à déterminer la valeur du coefficient K (Étape 5) et celle du coefficient α (NF P94-270, 2009, Annexe E.2.4).

La dimension transversale (L) d'un ouvrage en remblai renforcé vertical ou à fruit est souvent voisine de $0.7h_m$ (NF P94-270, 2009, Annexe A.1.1 (1)).

$$h_m = h_1 + \max \left[h_2; \frac{q_{m;d}}{\gamma_{1;d}} \right] \quad (2.19)$$

$q_{m;d}$: est la contrainte moyenne de calcul sur une largeur $0,5h_1$ derrière le parement, à la profondeur $z = h_2$.

$\gamma_{1;d}$: est la valeur de calcul du poids propre du remblai.

On définit une ligne des tractions maximales pour chacune des deux fonctions de l'ouvrage (Figure 2.18) :

- une ligne ABCD pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
- une ligne EFD pour la fonction soutènement.

La ligne ABCD descend verticalement du centre A du sommier jusqu'au point B situé à une profondeur égale à la largeur du sommier. Cette ligne rejoint le parement en C avec une pente à $1/2$ (h/v). Si le point C se trouve rejeté au-dessous du pied D, la ligne est constituée d'un segment de pente à $1/2$ partant de D et d'un segment vertical partant de A.

La ligne EFD est construite comme la ligne des tractions maximales d'un mur de hauteur mécanique h_m (Figure 2.19) tant que le sommier est entièrement situé dans la zone active ainsi délimitée. Si le sommier est plus large, la ligne EFD est constituée d'un segment DF de pente à $1/2$ (h/v) et d'un segment FE à $1/6$, sans que E puisse dépasser le point G.

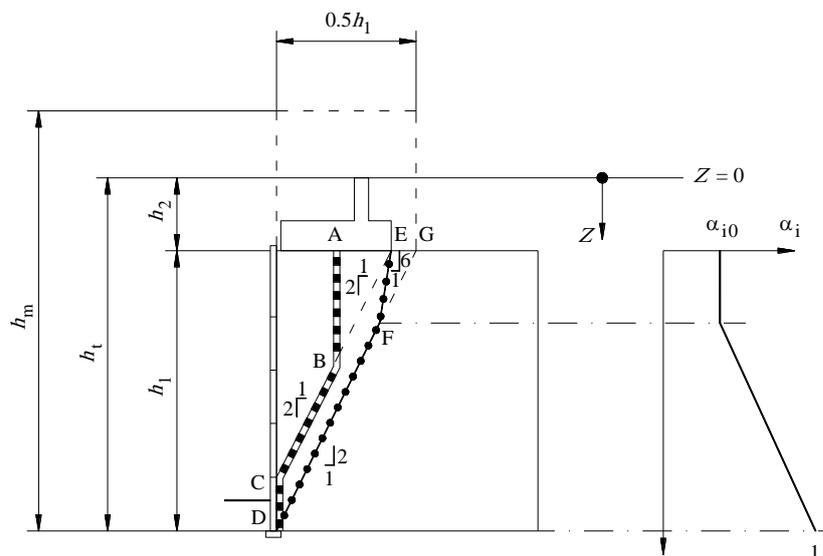


Figure 2.18 Hauteur totale, hauteur mécanique et lignes des tractions maximales dans le cas d'une culée porteuse (NF P94-270, 2009)

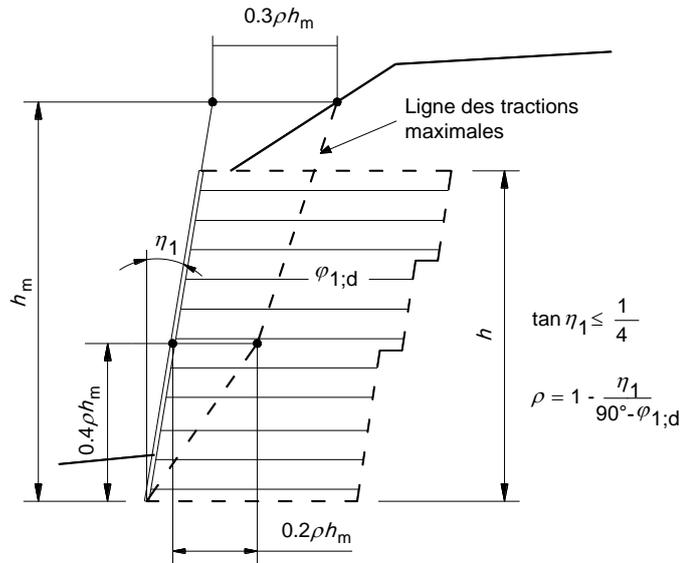


Figure 2.19 Position de la ligne des tractions maximales (NF P94-270, 2009)

Étapes 2, 3 et 4

La détermination des contraintes verticales σ_{11} , σ_{12} et de la contrainte totale verticale σ_v à la cote z se fait, de façon analogue au dimensionnement externe, en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus du lit considéré et en les répartissant sur la largeur réduite ($L(z)-2e$). (c.-à-d., on remplace h_1 par y ou $z-h_2$)

Étape 5 : détermination du coefficient K

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré.

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.20)$$

où :

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m.

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif, donné par $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_{1d}/2)$.

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (dans notre cas $\Omega_1=1$, NF P94-270, 2009, Annexe E.2.3.3 (2)).

Étape 6 : calcul de la contrainte σ_{hq} provenant des charges horizontales

$\sigma_{hq} = \Delta\sigma_h$ (Figure 2.17d)

La contrainte horizontale due à l'effort horizontal en tête est calculée comme suit (NF P94-220-0, 1998, Annexe G) :

$$\sigma_{hq} = \begin{cases} = 2 \frac{\Sigma Fa}{B+d} \left(1 - \frac{y}{B+d}\right) & \text{pour } y \leq B+d \\ = 0 & \text{pour } y > B+d \end{cases} \quad (2.21)$$

Étape 7 : calcul de la contrainte horizontale totale σ_h

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq} \quad (2.22)$$

Étape 8 : calcul de l'effort de traction maximal T_{max}

$$T_{max;d} = \sigma_h \cdot s_v \quad (2.23)$$

où :

s_v est l'espace vertical des lits de renforcement.

b) Interaction sol – renforcement

La résistance ultime d'interaction à considérer pour la justification de la stabilité interne sont définies par :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{max;k} P_s L_s}{\gamma_{M,f}} \quad (2.24)$$

$\gamma_{M,f}$: Facteurs partiels de matériau pour les renforcements géosynthétiques des ouvrages en sol renforcé (NF P94-270, 2009, Annexe C.4.3, Tableau C.4.3).

$P_s L_s$ est, pour un lit de renforcement et par mètre de parement, la surface conventionnelle où se mobilise l'interaction sol - renforcement, P_s étant le périmètre de sa section transversale et L_s sa longueur.

Les modes de détermination des valeurs de P_s , L_s et τ_{max} sont précisés ci-dessous :

$P_s = 2Nb$, où N est le nombre d'éléments de renforcement par mètre de parement. (cas où les renforcements de remblai en bande géosynthétiques).

$P_s = 2$, par mètre de parement d'une nappe continue -faces supérieure et inférieure- (cas où les renforcements de remblai par nappes géosynthétiques).

$L_s = L_e$ au-delà de la ligne de traction maximale pour la stabilité interne (Figure 2.20).

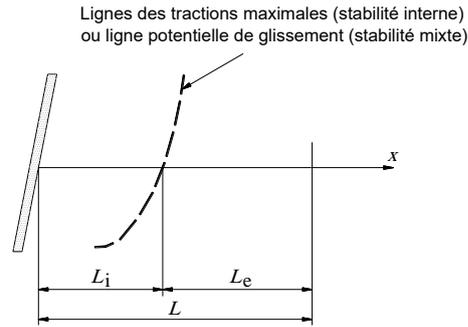


Figure 2.20 Définition des longueurs d'adhérence (NF P94-270, 2009)

La valeur moyenne, sur la longueur d'adhérence, de la contrainte verticale totale définie par :

$$\sigma_v = \frac{1}{L_s} \int \sigma_{v(z,x)} dx \quad (2.25)$$

où la sommation est effectuée sur la longueur L_s .

$\sigma_{v(z,x)}$ est la valeur de la contrainte verticale à la distance x du parement sur le lit considéré.

apparemment $\sigma_{v(z,x)} = \sigma_{11} + \sigma_{12}$ (voir les étapes de calcul T_{\max} 2, 3 et 4. On rappelle que la combinaison 2 est généralement défavorable pour l'adhérence (Tableau 2.2)). L'intégrale mathématique suivant peut être utilisable :

$$\int \left(\frac{t}{1+t^2} + \text{arc tg } t \right) dt = t \cdot \text{arc tg } t$$

Cas où les renforcements de remblai en bande géosynthétiques

La contrainte d'interaction limite τ_{\max} par l'expression :

$$\tau_{\max} = \mu_{(z)}^* \sigma_v \quad (2.26)$$

où

$\mu_{(z)}^*$ est le coefficient d'interaction sol – lit de renforcement au niveau considéré. Dans le cas des culées de pont, la contrainte verticale varie sensiblement le long des lits de renforcement. Il convient donc de définir le coefficient d'interaction $\mu_{(z)}^*$ comme :

$$\begin{cases} \mu_{(z,x)}^* = \mu_0^* \left(\frac{\sigma_0 - \sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} \right) + \mu_1^* \frac{\sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} \leq \sigma_0 \\ \mu_{(z,x)}^* = \mu_1^* & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} > \sigma_0 \end{cases} \quad (2.27)$$

$$\text{avec } \frac{\sigma_0}{\gamma_G} = 120 \text{ KPa}$$

où γ_G est le facteur partiel appliqué aux actions permanentes (NF P94-270, 2009, Annexe C, Tableau C.2.1).

Cas où les renforcements de remblai par nappes géosynthétiques

La contrainte d'interaction limite τ_{\max} par l'expression :

$$\tau_{\max;k} = \sigma_v C_{i\varphi} \tan \varphi'_{1;k}$$

$\varphi'_{1;k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement interne effectif du remblai

$C_{i\varphi}$ est un coefficient obtenu à partir de mesures expérimentales. Les valeurs de $C_{i\varphi}$ sont normalement comprises entre 0,5 et 1,0. En l'absence de données expérimentales il convient d'utiliser la valeur par défaut $C_{i\varphi} = 0.5$.

2.5.2. Selon les normes Américaines

Les facteurs de charge et les combinaisons de charges qui doivent être pris en compte dans la conception des structures de ponts et des structures de transport associés tels que les murs de soutènement est présenté dans FHWA, 2009 ou AASHTO, 2007 (Section 3 et 11, Tableau 4.1 et 4.2, Annexe A).

2.5.2.1 Stabilité externe

La Figure 2.21 montre un exemple de culée en sol renforcé.

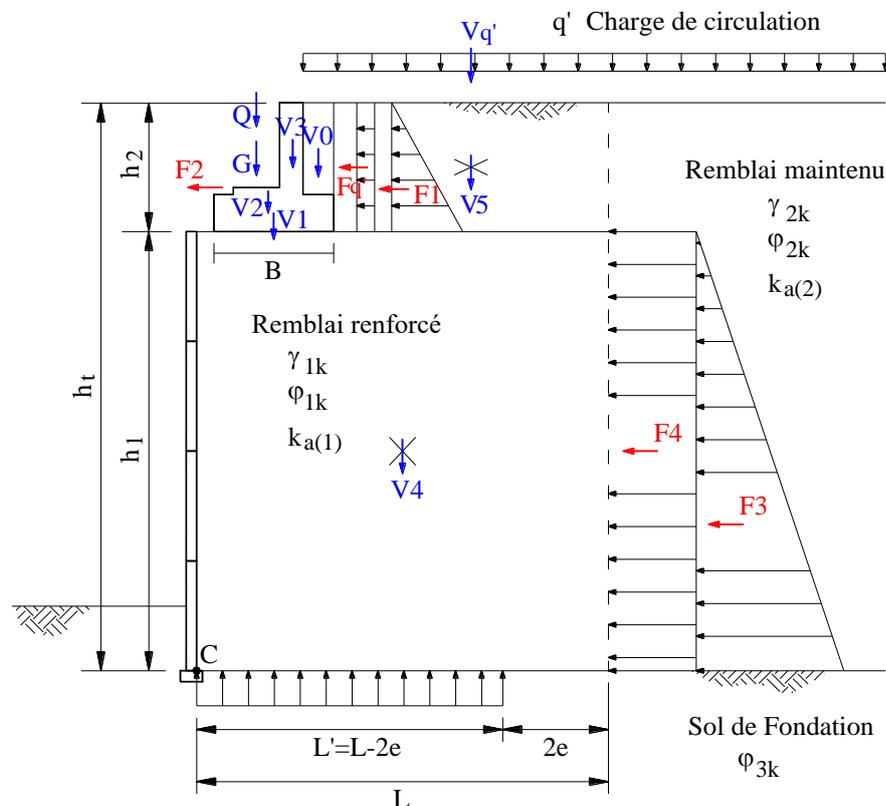


Figure 2.21 Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé (méthode américaine)

a) Sommier

Le dimensionnement du sommier comprend les points ci-après :

- la résistance au glissement $FS > 1.5$;
- Excentricité $e' \geq B/6$;
- le poinçonnement du sol renforcé $q_{\text{ sommier}} \leq q_{\text{ add.}}$.

Les principales actions appliquées au sommier sont montrées dans la Figure 2.11.

$$V0 = [g \times (h_2 - t)] \cdot \gamma_{1k}$$

avec : γ_{1k} (poids propre du remblai renforcé).

$$V1 = (B \times t) \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

$$V2 = [(fw + b) \times fh] \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

$$V3 = [b \times (h_2 - fh - t)] \cdot \gamma_{\text{bét}}$$

avec : $\gamma_{\text{bét}}$ (poids propre du sommier)

G = Poids propre du pont (actions permanentes)

Q = Charge du pont (actions variables)

$$F1 = 1/2 \cdot K_{a(1)} \cdot \gamma_{1k} \cdot h_2^2 \text{ (poussée du remblai derrière le sommier)}$$

avec : $K_{a(1)} = \tan^2(45^\circ - \varphi_{1k}/2)$ (coefficient de poussée active du remblai renforcé)

$$Fq' = K_{a(1)} \cdot q' \cdot h_2 \text{ (poussée derrière le sommier due à la surcharge } q')$$

F2 = effort de freinage

1. Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du sommier

ΣVa = somme des forces verticales agissant sur le sommier

$$\Sigma Va = V0 + V1 + V2 + V3 + G + Q$$

ΣFa = somme des forces horizontales agissant sur le sommier

$$\Sigma Fa = Fq' + F1 + F2$$

$$FS_{\text{glissement}} = \frac{(\Sigma Va - Q) \tan \varphi_{1k}}{\Sigma Fa} > 1.5$$

2. Vérification de la condition d'excentricité

ΣM_{RA} = somme des moments renversants par rapport au point A

$$\Sigma M_{RA} = Fq' \cdot (h_2/2) + F1 \cdot (h_2/3) + F2 \cdot (t + fh)$$

ΣM_{SA} = somme des moments stabilisants par rapport au point A

$$\Sigma M_{SA} = V0 \cdot [(B - g/2)] + V1 \cdot (B/2) + V2 \cdot [(fw + b)/2 + (B - b - fw)] + V3 \cdot [(b/2) + (B - b)] + (G + Q) \cdot [(fw/2) + (B - b - fw)]$$

e' = l'excentricité à la base du sommier

$$e' = \left| \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{SA} - \sum M_{RA}}{\sum V_a} \right| < \frac{B}{6}$$

On rappelle que la position de l'excentricité e' est déterminée comme (cf. 2.5.1.4.a. Figure 2.12).

3. Vérification du non-poinçonnement du sommier

$$q_{\text{sommier}} = \frac{\sum V_a}{B - 2e'} < q_{\text{ad}} \quad (2.28)$$

q_{sommier} = la contrainte verticale appliquée par le sommier

q_{ad} = la contrainte admissible du remblai renforcé

b) Massif renforcé

Le dimensionnement du massif renforcé comprend les points ci-après :

- la résistance au glissement $FS > 1.5$;
- Excentricité $e \geq L/6$;
- le poinçonnement du sol de fondation $q_{\text{contact}} \leq q_{\text{af}}$.

Les principales actions appliquées à la culée sont montrées dans la Figure 2.21.

$$V_4 = (L \times h_1) \cdot \gamma_{1k}$$

$$V_5 = [(L - d - B) \times h_2] \cdot \gamma_{1k}$$

$$V_{q'} = (L - d - B) \cdot q'$$

F3 = Poussée du remblai derrière le massif renforcé

$$F_3 = 1/2 \cdot K_{a(2)} \cdot \gamma_{2k} \cdot h_1^2$$

F4 = Poussée derrière le massif renforcé due à la surcharge

$$F_4 = [K_{a(2)} \cdot (q' + \gamma_{2k} \cdot h_2)] \cdot h_1$$

I_1 = Largeur chargée provoquée par les forces horizontales (Figure 2.23d)

$$I_1 = (d + B - 2e') \cdot \tan(45^\circ + \varphi_{1k}/2)$$

1. Facteur de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base

ΣV = somme des forces verticales agissant sur le sol de fondation

$$\Sigma V = V_4 + V_5 + V_{q'} + \Sigma V_a$$

ΣF = somme des forces horizontales agissant sur le sol de fondation

$$\Sigma F = F_3 + F_4 + \Sigma F_a$$

$$FS_{\text{glissement}} = \frac{(\sum V - Q - V_{q'}) \tan \varphi_{3k}}{\sum F} > 1.5 \quad (2.29)$$

avec φ_{3k} : l'angle de frottement du sol de fondation.

2. Vérification de la condition d'excentricité

ΣM_{RC} = somme des moments renversants par rapport au point C

$$\Sigma M_{RC} = F3 \cdot (h_1/3) + F4 \cdot (h_1/2) + \Sigma Fa \cdot (h_1 - I_1/3)$$

ΣM_{SC} = somme des moments stabilisants par rapport au point C

$$\Sigma M_{SC} = V4 \cdot (L/2) + (V5 + Vq') \cdot [(L - d - B)/2 + (d + B)] + (\Sigma M_{RA} + \Sigma Va \cdot d)$$

M_S = moment par rapport au point C du à la surcharge q'

$$M_S = Vq' \cdot [(L - d - B)/2 + (d + B)]$$

e = l'excentricité à la base du sol renforcé

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_{SC} - \Sigma M_S}{\Sigma V - V_{q_s}} < \frac{L}{6} \quad (2.30)$$

3. Vérification de la capacité portante du sol de fondation

On calcul la longueur d'influence D_1 et la longueur de renforcement efficace L' au niveau de la fondation (Figure 2.23c) :

$$D_1 = d + B' + h_1/2 = d + (B - 2e') + h_1/2$$

$$L' = L - 2e$$

$$q_{\text{contact}} = \frac{\Sigma V}{\min\{D_1; L'\}} < q_{af} \quad (2.31)$$

q_{af} = la capacité portante du sol de fondation.

2.5.2.2 Stabilité interne

Les Etapes de calcul de la stabilité interne sont :

- Étape 1 : détermination de la ligne des tractions maximales ;
- Étape 2 : détermination de renforcement requis ;
- Étape 3 : résistance à l'arrachement (adhérence).

Étape 1 : détermination de la ligne des tractions maximales

Bien que les culées en sol renforcé sur des semelles larges aient presque toujours utilisé des renforts en acier inextensibles, ils peuvent également être utilisés avec des renforts extensibles. Toutefois, des changements similaires dans la ligne de traction maximale à l'arrière de la semelle ont été observés pour l'armature extensible. Par conséquent, la ligne de traction maximale doit également être modifiée pour l'armature extensible si le bord arrière de la semelle s'étend au-delà d'une distance de $H \cdot \tan(45^\circ - \varphi^\circ/2)$ par rapport à la face de paroi. Ces lignes de traction maximale doivent être comparées avec la surface de rupture critique à partir de l'analyse de stabilité composée et le profil plus conservateur de la surface de rupture doit être sélectionné.

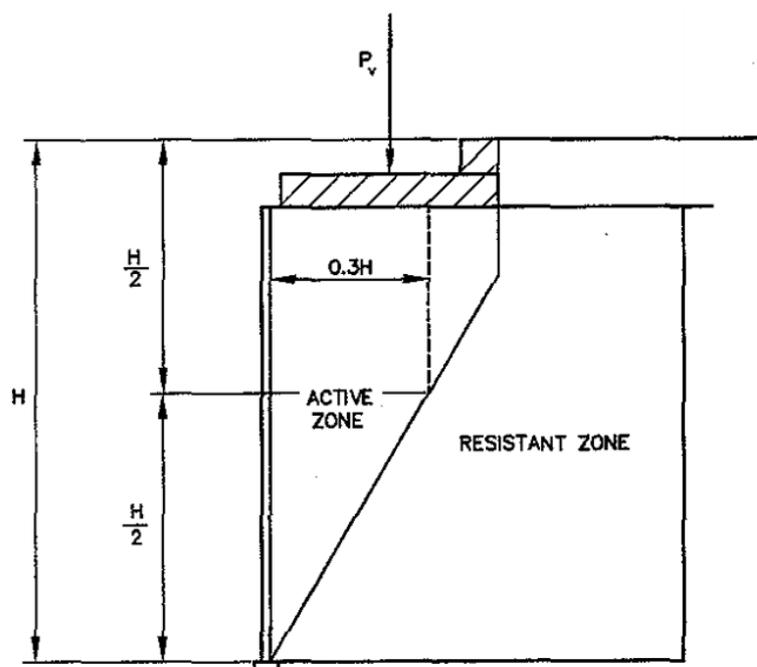


Figure 2.22 Ligne des tractions maximales en cas du sommier large (armatures inextensibles, AASHTO, 2007)

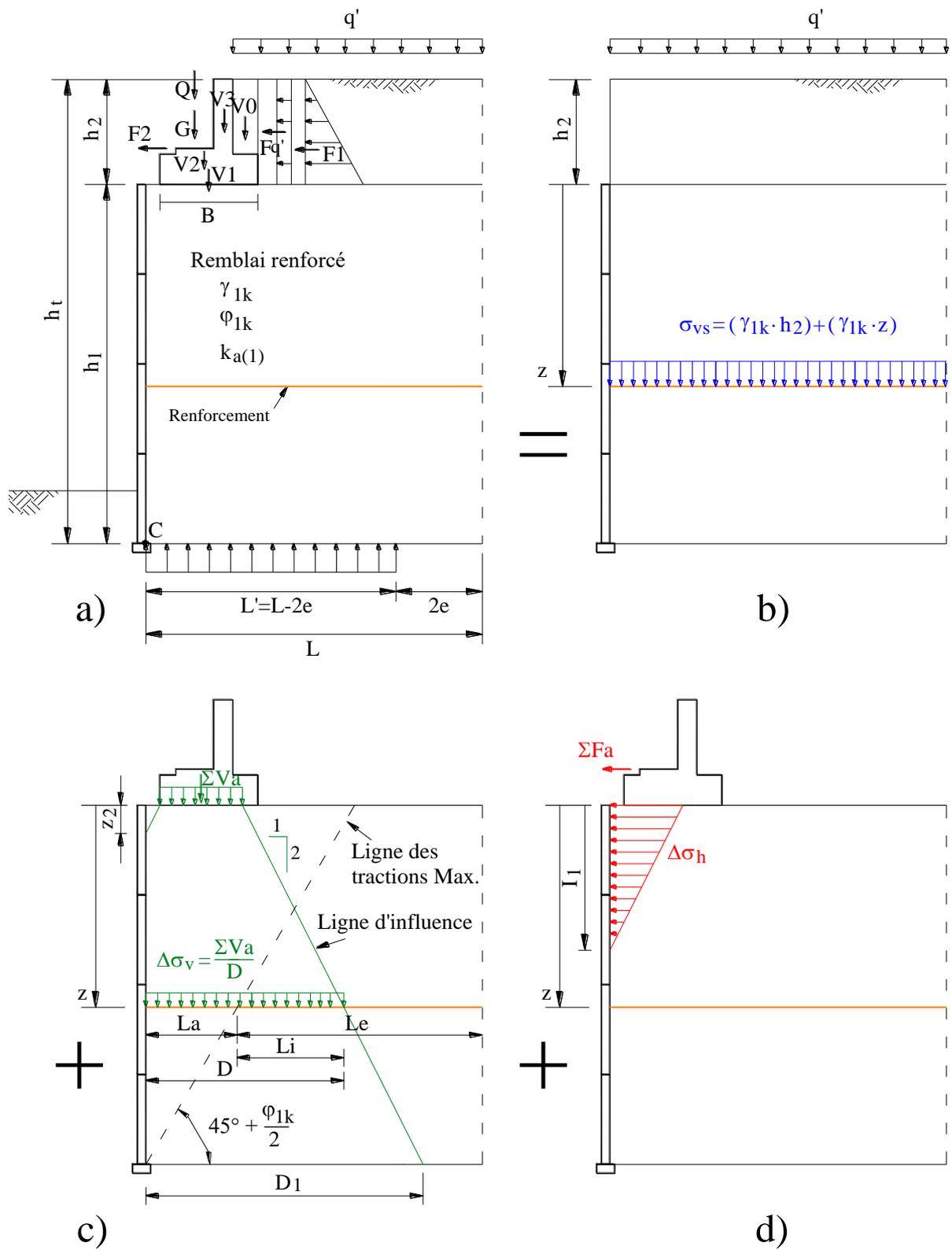


Figure 2.23 Contraintes appliquées dans un lit de renforcement (méthode américaine)

Étape 2 : détermination de renforcement requis

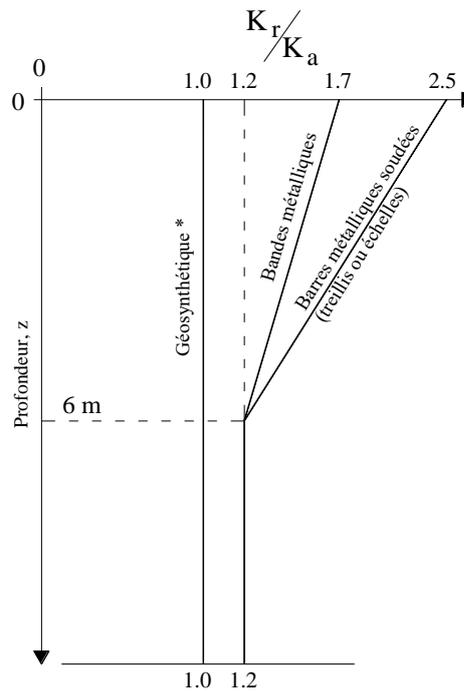
$$T_{\max} = \sigma_h S_v \quad (2.32)$$

$$\sigma_h = K_r (\sigma_v + \Delta\sigma_v + q') + \Delta\sigma_h \quad (2.33)$$

σ_h = pression horizontale à la profondeur z .

S_v = espacement verticale entre les renforcements.

Le coefficient de poussée des terres K_r est variable selon l'extensibilité du renforcement (Figure 2.24).



* Ne s'applique pas au renforcement en bande polymère

Figure 2.24 Variation de K_r en profondeur selon l'extensibilité du renforcement (Berg et al., 2009)

$\Delta\sigma_v$ = pression verticale diffusée par le sommier (Figure 2.23c).

$$\Delta\sigma_v = \Sigma V_a / D$$

D = largeur effective de la charge appliquée à la profondeur z (Figure 2.23c).

$$\text{pour } z \leq z_2: D = (B - 2e') + z$$

$$\text{pour } z > z_2: D = d + (B - 2e') + z/2$$

$$\text{avec : } z_2 = 2 \cdot d$$

σ_v = pression verticale du sol à la profondeur z .

$$\sigma_v = (\gamma_{1k} \cdot h_2) + (\gamma_{1k} \cdot z)$$

q' = charge de circulation

$\Delta\sigma_h$ = pression horizontale supplémentaire à la profondeur z (Figure 2.23d).

$$\text{pour } z \leq I_1: \Delta\sigma_h = 2 \cdot \Sigma Fa \cdot (I_1 - z)/(I_1^2)$$

$$\text{pour } z > I_1: \Delta\sigma_h = 0$$

La résistance ultime minimale de l'armature est déterminée comme :

$$T_{\max} \leq \frac{T_{\text{ult}}}{\text{FS}} \quad (2.34)$$

T_{ult} = résistance à la traction limite du géosynthétique.

FS = Facteur de Sécurité (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

Étape 3 : résistance à l'arrachement (adhérence)

Pr = résistance d'interaction sol – renforcement.

$$\text{Pr} = F^* \cdot \alpha \cdot (\sigma_v \cdot \text{Le}) \cdot C \cdot \text{Rc} \quad (2.35)$$

F^* = facteur de la résistance d'interaction sol – renforcement.

$$F^* = 2/3 \cdot \tan \varphi_{1k}$$

α = facteur de correction, compris entre 0,6 et 1,0, pour le renforcement par géosynthétique α est par défaut = 0,6 (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

$(\sigma_v \cdot \text{Le})$ = force normale à la profondeur z (sans la surcharge q_s).

$$(\sigma_v \cdot \text{Le}) = (\sigma_{vs} \cdot \text{Le}) + (\Delta\sigma_v \cdot \text{Li}) \quad (2.36)$$

Le = longueur de l'ancrage dans la zone résistante derrière la surface de rupture à la profondeur z (Figure 2.23c).

$$\text{Le} = L - \text{La}$$

La = longueur de l'encastrement dans la zone active à la profondeur z (Figure 2.23c).

$$\text{La} = (h_1 - z) \tan (45^\circ - \varphi_{1k}/2)$$

Li = longueur de l'encastrement dans la zone d'influence à l'intérieur de la zone résistante, cette longueur peut être mesurée directement à partir du dessin de conception (Figure 2.23c).

C = périmètre unitaire efficace du renforcement, C = 2 pour bandes, grilles et les nappes.

Rc = ratio de couverture du renforcement, Rc = 1,0 à 100.

σ_h = pression horizontale à la profondeur z .

$$\sigma_h = K_{a(1)} \cdot (\sigma_{vs} + \Delta\sigma_v + q') + \Delta\sigma_h \quad (2.37)$$

σ_{vs} = pression verticale du sol à la profondeur z .

$$\sigma_{vs} = (\gamma_{1k} \cdot h_2) + (\gamma_{1k} \cdot z)$$

$\Delta\sigma_v$ = pression verticale diffusée par le sommier (Figure 2.23c).

$$\Delta\sigma_v = \Sigma V_a / D$$

D = largeur effective de la charge appliquée à la profondeur z (Figure 2.23c).

$$\text{pour } z \leq z_2: D = (B - 2e') + z$$

$$\text{pour } z > z_2: D = d + (B - 2e') + z/2$$

$$\text{avec : } z_2 = 2 \cdot d$$

$\Delta\sigma_h$ = pression horizontale supplémentaire à la profondeur z (Figure 2.23d).

$$\text{pour } z \leq I_1: \Delta\sigma_h = 2 \cdot \Sigma F_a \cdot (I_1 - z)/(I_1^2)$$

$$\text{pour } z > I_1: \Delta\sigma_h = 0$$

T_{max} = la force de traction maximale dans le renforcement à la profondeur z .

$$T_{max} = \sigma_h \cdot s \quad (2.38)$$

s = espacement verticale entre les renforcements.

$FS_{arrachement}$ = facteur de sécurité de la résistance d'interaction sol – renforcement.

$$FS_{arrachement} = \frac{Pr}{T_{max}} > 1.5 \quad (2.39)$$

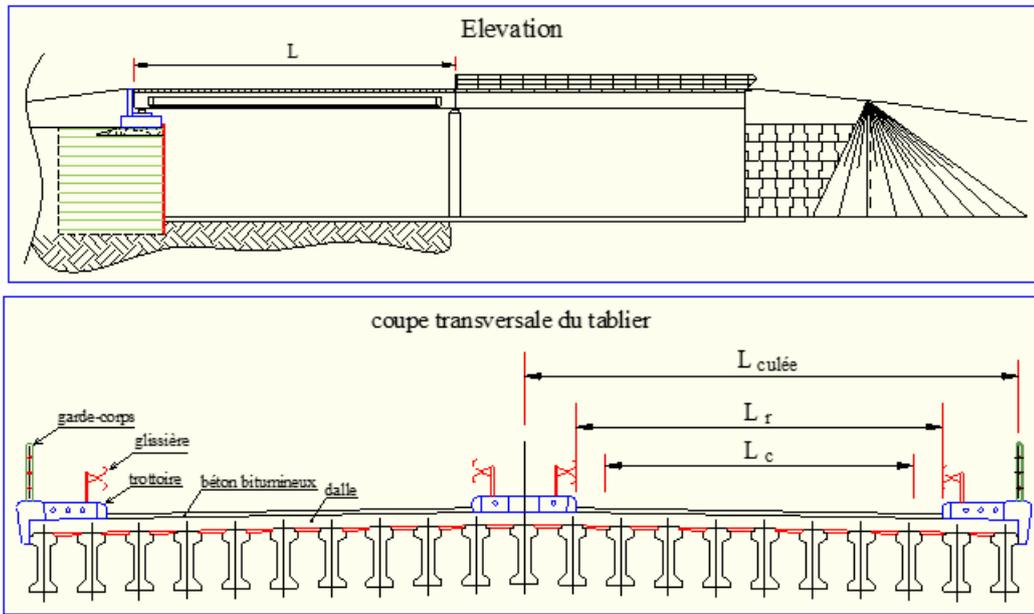
Les résultats de calcul se présentent comme dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 Résultats de calcul des tractions maximales et vérifications d'arrachement

No. du Lit	Profondeur z (m)	S (m)	σ_{vs} (kN/m ²)	D (m)	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_h$ (kN/m ²)	σ_h (kN/m ²)	T_{max} (kN/m)	La (m)	Le (m)	Li (m)	$(\sigma_v \cdot Le)$ (kN/m)	Pr (kN/m)	$FS_{pullout}$	
1	7.3	0.2	178.6	5.2367	25.69	0	60.41	12.0827	0.106	6.8937	5.13	1363	735.5	60.8713	OK
2	7.1	0.2	174.8	5.1367	26.19	0	59.49	11.8983	0.213	6.7873	4.92	1315.7	709.9	59.6668	OK
3	6.9	0.2	171.1	5.0367	26.71	0	58.58	11.7151	0.319	6.681	4.72	1269	684.8	58.4505	OK
4	6.7	0.2	167.3	4.9367	27.25	0	57.67	11.5331	0.425	6.5746	4.51	1223	659.9	57.2214	OK
5	6.5	0.2	163.6	4.8367	27.81	0	56.76	11.3524	0.532	6.4683	4.3	1177.7	635.5	55.9787	OK
6	6.3	0.2	159.8	4.7367	28.4	0	55.86	11.173	0.638	6.3619	4.1	1133	611.4	54.7213	OK
7	6.1	0.2	156	4.6367	29.01	0	54.98	10.995	0.744	6.2556	3.89	1089.1	587.7	53.4481	OK
8	5.9	0.2	152.3	4.5367	29.65	0	54.09	10.8186	0.851	6.1493	3.69	1045.7	564.3	52.1578	OK

On a développé un programme de calcul avec Microsoft Excel, qui analyse les culées de pont en sol renforcé. Les images ci-après représentent quelques résultats sur le programme de calcul avec Microsoft Excel (Figure 2.25).

→ Données **EVALUATION DES CHARGES**



Portée (longueur de la travée) $L = 25$ m
 largeur de la culée : $L_{culée} = 10.9$ m
 largeur roulable $L_r = 8$ m
 Largeur chargeable $L_c = 8$ m généralement $L_c = L_r$

a) Évaluation des charges provenant du tablier (Microsoft Excel)

Norme Fr
cas 1

remblai renforcé	
$Y_{rr}(\min) = 18$ KN/m ³	
$Y_{rr}(\max) = 20$ KN/m ³	
$\varphi_{rr} = 36$ deg.	
remblai maintenu	
$Y_{rm}(\min) = 18$ KN/m ³	
$Y_{rm}(\max) = 20$ KN/m ³	
$\varphi_{rm} = 30$ deg.	
sol de fondation	
$Y_{sf} = 18$ KN/m ³	
$\varphi_{sf} = 30$ deg.	

Norme Am
cas 2

remblai renforcé	remblai derrière sommier
$Y_{rr}(\min) = 18$ KN/m ³	$Y_{r'}(\min) = 18$ KN/m ³
$Y_{rr}(\max) = 20$ KN/m ³	$Y_{r'}(\max) = 20$ KN/m ³
$\varphi_{rr} = 36$ deg.	$\varphi_{r'} = 36$ deg.
remblai maintenu	
$Y_{rm}(\min) = 18$ KN/m ³	
$Y_{rm}(\max) = 20$ KN/m ³	
$\varphi_{rm} = 30$ deg.	
sol de fondation	
$Y_{sf} = 18$ KN/m ³	
$\varphi_{sf} = 30$ deg.	

$H_1 = 6.61$ m
 $H_2 = 2.45$ m

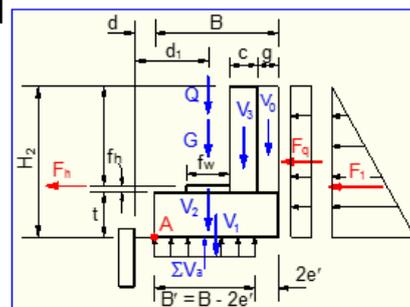
$\gamma_{b\acute{e}t} = 25$ KN/m³
 $q_s = 20$ KN/m

$G = 250$ KN

Données du programme ZARAUS
utilisé dans les notes de calcul

$d = 0.1$ m
 $d_1 = 1.35$ m
 $B = 2.45$ m
 $c = 0.4$ m
 $g = 0.3$ m
 $fw = 1$ m
 $fh = 0.1$ m
 $t = 0.87$ m

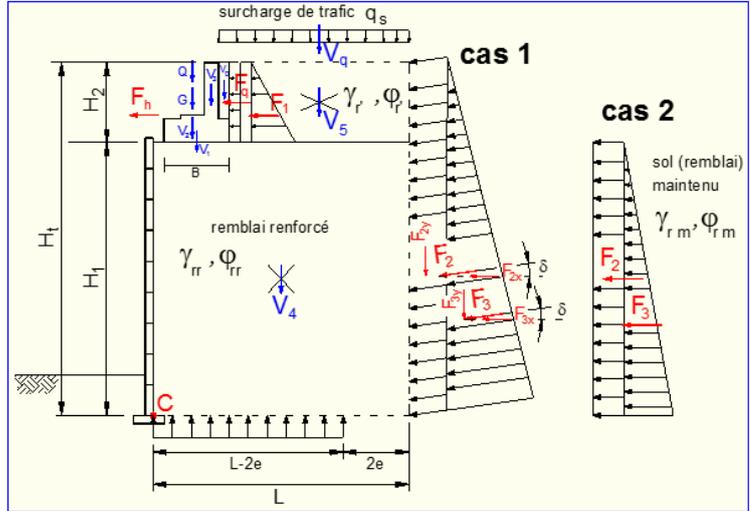
$C_1 = 2.55$ m	$C_4 = d = 0.1$ m
$C_4 = 0.1$ m	$X_c = d_1 = 1.35$ m
$C_5 = 2.25$ m	$C_1 - C_4 = B = 2.45$ m
$C_6 = 1.85$ m	$C_5 - C_6 = c = 0.4$ m
$X_c = 1.35$ m	$C_1 - C_5 = g = 0.3$ m
$E_1 = 0.87$ m	$2(C_6 - X_c) = fw = 1$ m
$E_2 = 0.1$ m	$E_2 = fh = 0.1$ m
	$E_1 = t = 0.87$ m



b) Stabilité du sommier (Microsoft Excel)

→ Données stabilité externe local du Massif renforcé

remblai renforcé	remblai derrière sommier
$\gamma_{rr}(\min) = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{r'}(\min) = 18 \text{ KN/m}^3$
$\gamma_{rr}(\max) = 20 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{r'}(\max) = 20 \text{ KN/m}^3$
$\phi_{rr} = 36 \text{ deg.}$	$\phi_{r'} = 36 \text{ deg.}$
$k_{a(rr)} = 0.26$	$k_{a(r')} = 0.26$
remblai maintenu	sol de fondation
$\gamma_{rm}(\min) = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{sf} = 18 \text{ KN/m}^3$
$\gamma_{rm}(\max) = 20 \text{ KN/m}^3$	$\phi_{sf} = 30 \text{ deg.}$
$\phi_{rm} = 30 \text{ deg.}$	
$k_{a(rm)} = 0.297 \text{ N Fr}$ $= 0.333 \text{ N Am}$	
$H_1 = 6.61 \text{ m}$	$d = 0.1 \text{ m}$
$H_2 = 2.45 \text{ m}$	$d_1 = 1.35 \text{ m}$
$H_3 = 1.81 \text{ m}$	$B = 2.45 \text{ m}$
$H_t = 9.06 \text{ m}$	$c = 0.4 \text{ m}$
$H_m = 9.06 \text{ m}$	$g = 0.3 \text{ m}$
$L = 7 \text{ m}$	$fw = 1 \text{ m}$
$L' = 9 \text{ m}$	$fh = 0.1 \text{ m}$
	$t = 0.87 \text{ m}$



c) Évaluation des charges provenant du poids propre du remblai et du surcharge (Microsoft Excel)

Stabilité externe-interne											
Sommier			Situation de projet durables et transitoires			Situation de projet accidentelles			Situation de projet sismique		
Actions Permanentes			Comb 1	Comb 2		Comb 3	Comb 4		Comb 5	Comb 6	
Poids propre pont			stab. int.	stab. ext.	trac.	stab. int.	stab. ext.	trac.	stab. int.	stab. ext.	trac.
G	250		d	f	f	d	f	f	d	f	f
V ₁	8.532	9.48	d	f	f	d	f	f	d	f	f
V ₂	53.29		d	f	f	d	f	f	d	f	f
V ₃	2.5		d	f	f	d	f	f	d	f	f
V ₄	15.8		d	f	f	d	f	f	d	f	f
F ₁	14.03	15.58	d	f	f	d	f	f	d	f	f
Poussée remblai											
Actions Variables Dominantes			NF P 94-228 - 0 - 723, page 26								
F _q	12.72		d	f	f	d	f	f	d	f	f
Q	170		d	f	f	d	f	f	d	f	f
F _{h2}	21		d	f	f	d	f	f	d	f	f
Actions Variables D'accompagnement											
F _{h1}	8		d	f	f	d	f	f	d	f	f
F _{h3}	8		d	f	f	d	f	f	d	f	f

d) Combinaisons d'actions (Microsoft Excel)

Traction ① Norme Fr															
Ligne de traction maximale ① ABCD															
n° Lit	L (m)	L' (m)	y(z) (m)	Sv (m)	Z (m)	n° lit	x (m)	y (m)	$\sigma_{12}(x)$ (KN/m)	σ_{11} (KN/m)	C1 (m)	ohq (KN/m)			
9	0.5	0.6	3	9	1.325	0.5	202.9	-0.43	123	2.55	60.29	0.339	325.9	170.7	109.3
8	0.8	0.5	3.2	8	1.325	0.78	193.4	-0.4	130.7	2.55	52.06	0.332	324.1	159.5	72.57
7	1.4	0.7	3.9	7	1.325	1.41	167.3	-0.34	147.6	2.55	33.53	0.315	315	132.8	94.95
6	2.2	0.8	4.7	6	1.325	2.21	141.8	-0.17	211.9	2.55	9.999	0.294	353.7	114.1	91.31
5	3.0	0.8	5.5	5	1.045	3.01	129.7	0.019	225.6	2.55	0	0.274	355.3	97.21	77.77
4	3.8	0.8	6.3	4	0.645	3.81	119.1	0.193	261.8	2.55	0	0.26	380.8	98.87	79.1
3	4.6	0.8	7.1	3	0.245	4.61	107.1	0.354	301	2.55	0	0.26	408.1	105.9	84.76
2	5.4	0.8	7.9	2	0	5.41	95.31	0.507	343.8	2.55	0	0.26	439.1	114	91.2
1	6.2	0.8	8.7	1	0	6.21	85.31	0.387	357	2.55	0	0.26	442.3	114.8	91.87

Traction ② Norme Fr												
Ligne de traction maximale ② EFD												
position du sommier	n° lit	x (m)	y (m)	$\sigma_{12}(x)$ (KN/m)	σ_1 (KN/m)	oh (KN/m)	Tmax 2 (KN)	n° ligne	Tmax (KN)			
plus large	9	2.4667	0.5	70.898	193.87	125.97	80.623	1	31.2146			
	8	2.42	0.78	90.142	220.84	125.27	56.998	1	24.1892			
	7	2.315	1.41	103.51	251.16	112.69	80.571	1	31.649			
	6	2.1817	2.21	105.18	317.07	103.35	82.678	1	30.4363			
	5	1.8	3.01	110.35	335.91	91.917	73.534	1	25.9236			
	4	1.4	3.81	108.2	369.96	96.049	76.839	1	26.3653			
	3	1	4.61	101.96	402.95	104.61	83.689	1	28.2524			
	2	0.6	5.41	93.805	437.6	113.61	90.887	1	30.3996			
	1	0.2	6.21	85.181	442.22	114.81	91.846	1	30.6242			

Traction Norme Am																	
Ligne de traction maximale																	
n° Lit	L (m)	L' (m)	y(z) (m)	Sv (m)	Z (m)	x (m)	y (m)	D (m)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m)	ovs (KN/m)	ov (KN/m)	I1 (m)	$\Delta\sigma_h$ (KN/m)	Ka	σ_1 (KN/m)	oh (KN/m)	Tmax (KN)
9	0.5	0.6	3	9	1.325	0.5	2.657	264.2	159.3	219.3	4.724	36.2	0.26	483.5	161.7	103.5	
8	0.8	0.5	3.2	8	1.325	0.78	2.797	251	174.4	234.4	4.724	33.8	0.26	485.4	159.8	72.72	
7	1.4	0.7	3.9	7	1.325	1.41	3.112	225.8	208.4	288.4	4.724	28.4	0.26	494	156.7	112	
6	2.2	0.8	4.7	6	1.325	2.21	3.512	199.9	240.8	300.8	4.724	21.54	0.26	500.7	151.5	121.2	
5	3.0	0.8	5.5	5	1.045	3.01	3.912	179.4	262.4	322.4	4.724	14.69	0.26	501.9	145	116	
4	3.8	0.8	6.3	4	0.645	3.81	4.312	162.8	284	344	4.724	7.83	0.26	506.8	139.4	111.5	
3	4.6	0.8	7.1	3	0.245	4.61	4.712	149	305.6	365.6	4.724	0.973	0.26	514.6	134.6	107.7	
2	5.4	0.8	7.9	2	0	5.41	5.112	137.3	327.2	387.2	4.724	0	0.26	524.6	136.2	108.9	
1	6.2	0.8	8.7	1	0	6.21	5.512	127.4	348.8	408.8	4.724	0	0.26	536.2	139.2	111.4	

e) Résultats de calcul (Microsoft Excel)

Figure 2.25 Exemples de calcul d'une culée en sol renforcé avec Microsoft Excel

2.6. Murs à double parement

2.6.1. Introduction

Un mur à double parement est en fait constitué de deux murs en sol renforcé dont les parements sont parallèles, et qui peuvent être soit séparés par un remblai, soit jointifs, soit encastés l'un dans l'autre (Figure 2.1b). Cette géométrie peut conduire à une valeur modifiée de la poussée du remblai qui influe sur les calculs de la stabilité externe. Cependant, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées. Cette situation fait l'objet d'une étude paramétrique dans le chapitre 4.

2.6.2. Selon les guides Français

Le document du SETRA-LCPC, 1979 donne des quelques règles pour la conception de ce type d'ouvrage.

a) Vérification au poinçonnement.

Murs disjoints ou jointifs : On considère séparément chaque mur. Les efforts horizontaux exercés sur la face arrière de chaque structure varient de zéro si les murs sont jointifs, à la valeur de la poussée active si l'espacement entre les murs est suffisant pour en permettre la mobilisation (Figure 2.14).

Murs encastés : On ne considère dans ce cas qu'un seul massif représenté par le parallélépipède rectangle de hauteur h et de largeur égale à la distance entre les deux parements. Lorsque les murs sont jointifs ou encastés, la contrainte de référence $q_{\text{réf}}$ est égale au poids des terres γh (Figure 2.14).

b) Distribution des tractions dans les armatures

Cas des murs à double parement : Ce cas se distingue des murs de soutènement uniquement lorsque les murs sont encastés (Figure 2.14). Il y a alors pénétration des zones résistantes et actives des deux massifs, et on peut séparer deux cas suivant que les armatures d'un massif pénètrent ou non dans la zone active de l'autre (Figure 2.26).

Dans le premier cas les tractions maximales dans les lits d'armatures sont équilibrées par les efforts de cisaillement qui s'exercent à la fois sur ses armatures et sur celles de l'autre massif, de telle sorte que la longueur d'adhérence L peut être prise dans ce cas particulier égale à la longueur de recouvrement L_r .

Dans le second cas, le recouvrement ne joue pas de rôle pour l'équilibre des tractions maximales.

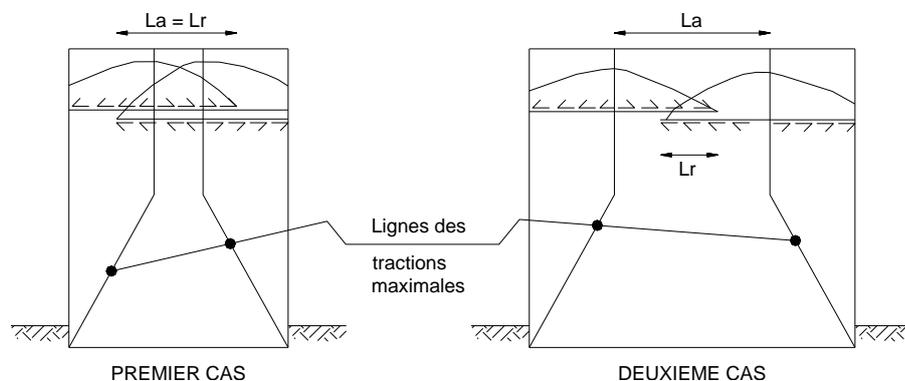


Figure 2.26 Lignes des tractions maximales et longueur d'adhérence dans les murs à double parement (SETRA-LCPC, 1979)

Le document du SETRA-LCPC, 1979 propose aussi quelques conceptions et dispositions constructives (cf. 1.3.1.6.2 et cf. 1.3.4.3.4) concernant les murs à double parement.

2.6.3. Selon les guides Américains

La conception des murs à double parement a été traitée par le guide FHWA, 2009. Dans cette norme, deux cas sont considérés en fonction de la distance D entre les deux parois opposées comme illustré dans la Figure 2.27.

Cas 1 : lorsque D est supérieure à $H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$, la poussée totale de la terre derrière la zone renforcée peut être mobilisée et les murs peuvent être conçus indépendamment, où H est la hauteur des murs et ϕ est l'angle de frottement du remblai. Pour ce cas, la méthode de conception typique pour les murs de soutènement peut être utilisée.

Cas 2 : dans laquelle la distance entre les deux murs est courte de sorte qu'il existe un chevauchement de renforcement, Berg et al., 2009 suggèrent qu'aucune pression latérale de la terre ne doit être considérée par le remblai pour la stabilité externe si le chevauchement dépasse $0,3H$.

Dans le cas entre cas 1 et 2, Berg et al., 2009 suggèrent une interpolation entre la pression de la terre égale à zéro dans le cas 2 et la pression active totale dans le cas 1.

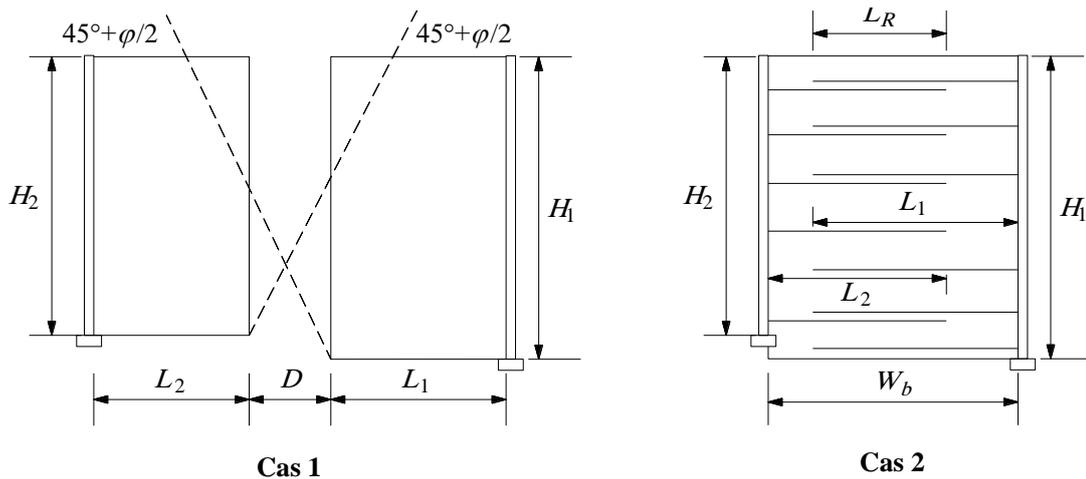


Figure 2.27 Murs à double parement (d'après Berg et al., 2009)

2.7. Conclusion

Ce qui a été vu dans ce chapitre, que le dimensionnement des culées de pont et rampes d'accès en murs à double parements en sol renforcé par géosynthétiques selon les normes et guides récentes, la norme française NF P94-270, 2009 et le guide américain FHWA, 2009, présentent en fait une différence remarquable. On cite les différences importantes dans les cas suivants :

Stabilité externe :

La poussée du remblai pulvérulent situé derrière le massif est supposée inclinée à l'angle δ selon la norme française est calculée avec le coefficient de Coulomb, par contre, la norme américaine $\delta = 0$, la poussée est donc calculée avec le coefficient de Rankine.

Stabilité interne :

Hauteur mécanique et lignes des tractions maximales :

- La norme française propose deux lignes des tractions.
 - une ligne pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
 - une ligne pour la fonction soutènement.
- La norme américaine propose une ligne des tractions maximales qui n'est pas encore bien définie dans le cas de renforcement par géosynthétiques.

Diffusion des charges apportées par le pont :

- La norme française s'appuie sur la diffusion de Boussinesq ;

- La norme américaine s'appuie sur la diffusion simplifiée.

Absence de données expérimentales sur le coefficient $C_{i\phi}$ dans le calcul de la résistance d'interaction sol – renforcement dans la norme française.

Absence de normes ou guides françaises qui traitent la justification du dimensionnement des murs à double parement.

L'application de quelques exemples par le programme de calcul développé avec Microsoft Excel (sans combinaison d'action) montre que les résultats maximums sont donnés à chaque fois par l'une des deux normes.

CHAPITRE 3

MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1. Introduction

Nous avons choisi d'utiliser le code PLAXIS. PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, développé par PLAXIS BV des Pays Bas. Son nom est une combinaison de déformation plane et axisymétrique (PLane strain and AXISymmetric). Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

3.2. Présentation du code de calcul Plaxis

3.2.1. Discrétisation en 2D

Le milieu continu est discrétisé par des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.1). L'utilisateur peut choisir entre 6 et 15 nœuds d'éléments triangulaires pour représenter un ouvrage géotechnique. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, ce type d'éléments fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements. L'intégration numérique comporte ainsi douze points de Gauss. Pour les éléments à 6 nœuds, les fonctions d'interpolation sont du deuxième ordre. Les éléments structures et les interfaces sont compatibles avec le type d'éléments de sol sélectionné.

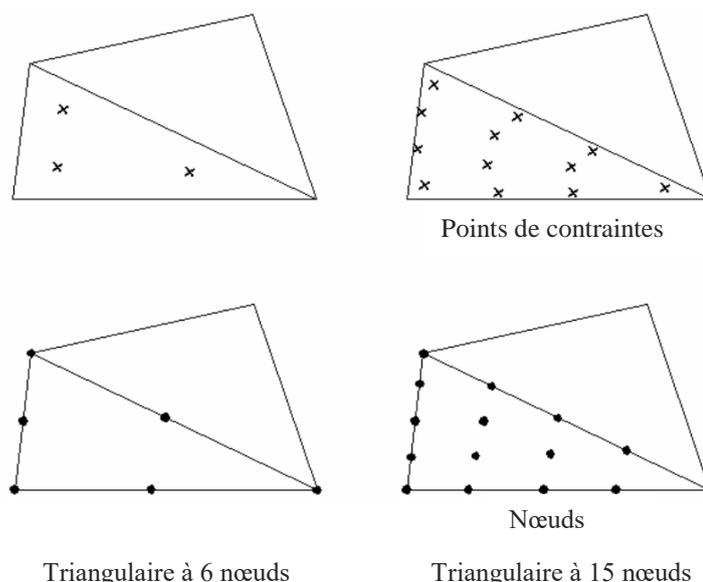


Figure 3.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol
(Brinkgreve et al., 2011)

3.2.2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds.

Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (nœuds). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

3.2.3. Modèles de comportement

Le code en éléments finis PLAXIS comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la

raideur du sol sous très petites déformations. Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de PLAXIS. Deux modèles sont utilisés dans le cadre de la thèse.

3.2.3.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple le cas de la semelle du pont).

3.2.3.2. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr-Coulomb

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (3.1)$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 3.2).

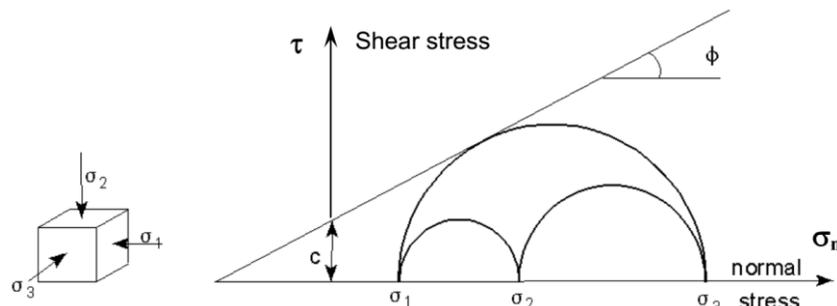


Figure 3.2 Représentation monodimensionnel du comportement élasto plastique

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés (Figure 3.3).

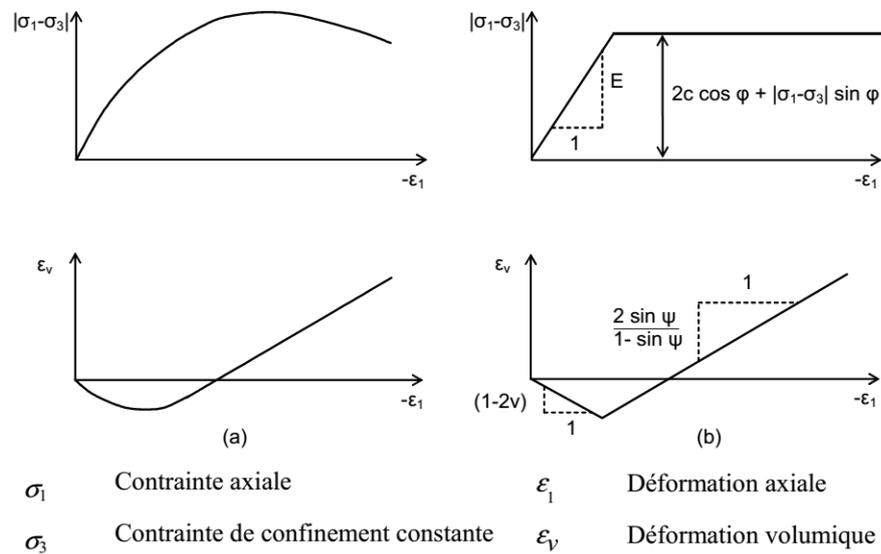


Figure 3.3 Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)
(Brinkgreve et al., 2011)

3.2.4. Plaques

Le logiciel PLAXIS offre la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs, voiles de soutènement, des coffrages, ...etc. par l'élément "Plate". Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élastoplastiques. Dans le cas d'une élasto-plasticité, le projecteur doit rentrer le moment de plastification de la poutre préalablement calculé. Dans les modélisations réalisées, nous n'avons considéré qu'un comportement élastique.

Les données demandées par le logiciel pour la modélisation des poutres sont les suivantes :

- la valeur **EA** égale au produit de la section de poutre (bh dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur **EI** égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre.

A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.2)$$

3.2.5. Géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

Les nappes géogrilles sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement élastique parfaitement plastique, l'élément est caractérisé par sa rigidité axiale \mathbf{EA} (ou le module de rigidité \mathbf{J}) et la tension interne \mathbf{N} .

3.2.6. Interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La Figure 3.4 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de *Virtual thickness factor* est de 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

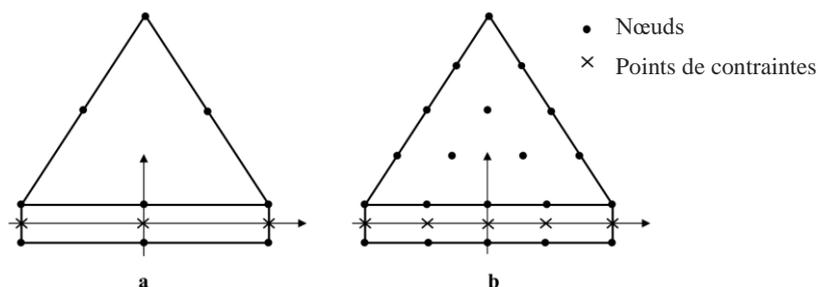


Figure 3.4 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol : (a) élément à 6 nœuds ; (b) élément à 10 nœuds
(Brinkgreve et al., 2011)

3.3. Conclusion

Comme tous les produits, PLAXIS est un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

Il se caractérise notamment par La fonction "construction par étapes" (Staged construction) est le type de chargement (Loading input) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de PLAXIS, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation.

Le code de calcul PLAXIS a été utilisé dans la thèse pour simuler la culée et les murs à double parement en sol renforcé. Les modèles disponibles dans le code ont été brièvement décrits.

CHAPITRE 4

ANALYSE D'INTERACTION DES MURS À DOUBLE PAREMENT EN SOL RENFORCÉ

4.1. Introduction

Ces dernières années, l'utilisation de murs à double parement en sol renforcé a augmenté pour les remblais d'accès au pont, murs de rampe, le remblai d'autoroute, barrages en terre, digues ...etc. Cette géométrie (Figure 2.27, Chapitre 2) peut conduire à une valeur modifiée de la poussée du remblai qui influe sur les calculs de la stabilité externe. Cependant, les règles de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées.

La distance entre deux parois opposées est un paramètre clé utilisée pour déterminer les méthodes d'analyse. Dans ce chapitre, on présente l'influence du rapport largeur/hauteur (W/H) sur la stabilité externe et interne.

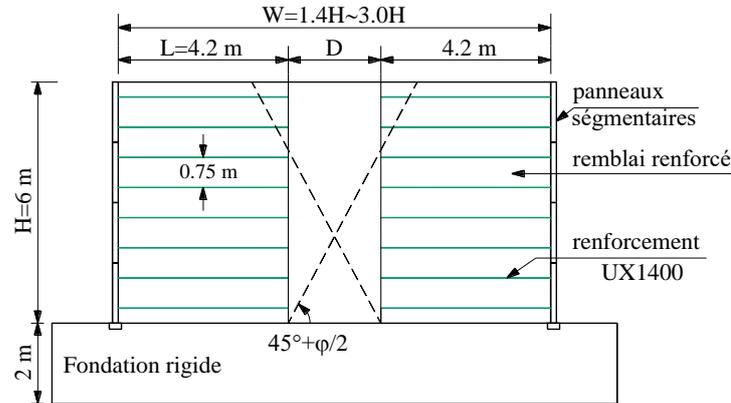
4.2. Éléments bibliographiques

La méthode de l'équilibre limite (EL) et les méthodes numériques ont été essentiellement utilisées pour évaluer la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé (Leshchinsky et Han, 2004 ; Han et Leshchinsky, 2006 ; Huang et al., 2009, 2010 ; Yu et al., 2015).

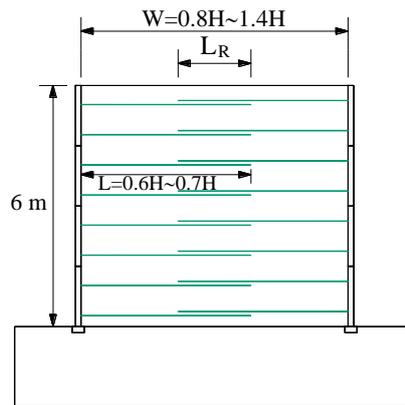
Les études et les normes disponibles concernant le comportement de murs à double parement sont insuffisantes (Han et Leshchinsky 2007, 2010 ; El-Sherbiny et al., 2013 ; Berg et al., 2009). La conception des murs à double parement a été abordée dans la norme FHWA (Berg et al., 2009) comme illustré sur la Figure 2.27 (Chapitre 2). Han et Leshchinsky (2010) ont effectué la modélisation numérique de murs à double parement basé sur un état d'équilibre limite (c.-à-d. $F_s=1$) et ont étudié l'effet du rapport largeur/hauteur de mur et la qualité du matériau de remblai sur la surface de glissement critique, la résistance à la traction requise de renforcement et la poussée active sur la zone renforcée. El-Sherbiny et al. (2013) ont effectué des calculs aux éléments finis pour simuler différentes rapport (W/H) du mur basé sur un état de contrainte (c.-à-d. $F_s > 1.0$).

4.3. Présentation des modèles numériques

Le cas étudié correspond à un mur de 6 m de hauteur avec parement vertical composé d'écailles semi-flexibles de hauteur 1.50 m. La distance D entre les parois varie de $3 H$ à $0,8 H$ (Figure 4.1).



Cas 1



Cas 2

Figure 4.1 Dimensions des murs à double parement en remblai renforcé

La Figure 4.2 visualise le modèle numérique d'un mur à double parement en remblai renforcé.

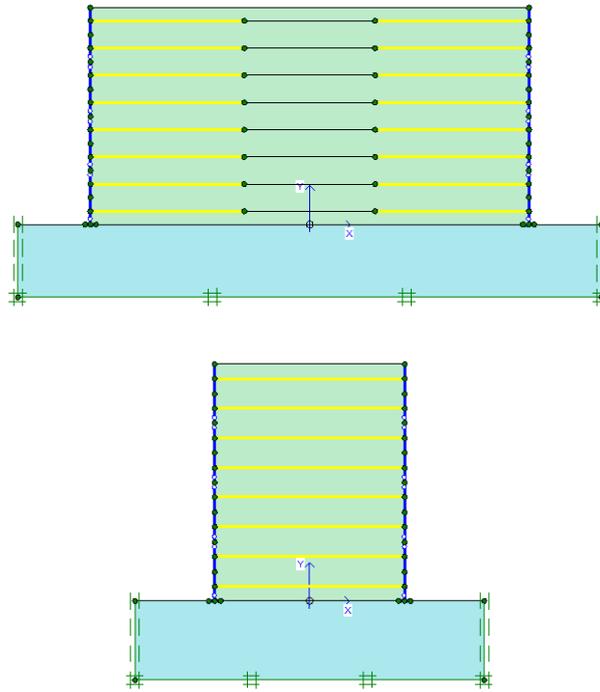


Figure 4.2 Modèles numériques d'un mur à double parement en remblai renforcé

4.4. Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation

4.4.1. Sols

Tous les sols utilisés ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb (Tableau 4.1). Les sols sont modélisés avec des éléments triangulaires de 15 nœuds.

Tableau 4.1 Propriétés des sols

Modèle	Élastique–parfaitement plastique Mohr-Coulomb	
	Remblai renforcé	Sol de fondation
γ (Poids volumique ; kN/m ³)	18	22
φ (Angle de frottement ; °)	35	30
ψ (Angle de dilatance ; °)	5	0
c (Cohésion ; kPa)	0	200
E (Module élastique ; MPa)	30	200
ν (Coefficient de Poisson)	0.3	0.2

4.4.2. Écailles en béton

Les panneaux segmentaires (écailles) en béton préfabriqué de hauteur et largeur de 1.5 m et d'épaisseur 0.14 m sont modélisés par des éléments poutres caractérisés par une rigidité axiale $EA = 4,5 \times 10^6$ kN/m et une rigidité à la flexion $EI = 8438$ kN/m²/m, le coefficient de Poisson $\nu = 0,2$ et le poids $w = 3,6$ kN/m²/m. Les joints de jonction entre les écailles sont modélisés par des rotules autorisant la rotation au point de jonction.

4.4.3. Renforcements

La rigidité axiale du renforcement $EA=1000$ KN/m. La longueur du renforcement retenue est de 4.2 m pour maintenir le ratio $L/H=0,7$ exigé pour les charges statiques (Berg et al., 2009), sauf pour le cas 2 où $L/H = 0,6$ pour la géométrie avec la longueur de chevauchement, L_R , supérieure à $0,3H$. Les nappes de renforcement espacées de 0.75 m.

4.4.4. Longrine de mise à niveau

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement. La longrine de mise à niveau n'est pas prévue comme appui structural de base. Ses dimensions sont en général 150 mm d'épaisseur et largeur de 300 mm. La longrine de mise à niveau peu modélisée dans l'exact la même manière, et avec les mêmes propriétés, comme sommier de pont, et d'autres utilisateurs modélisent la longrine avec des éléments poutres "plate". Dans notre modélisation on utilise un élément "plate".

4.4.5. Maillage

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. À ces fins, le maillage a été densifié à proximité de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle (Figure 4.3).

Les limites du modèle sont déterminées de manière à éviter toute interférence avec la zone d'influence en termes de modification des états de contrainte et de déformation de l'ouvrage.

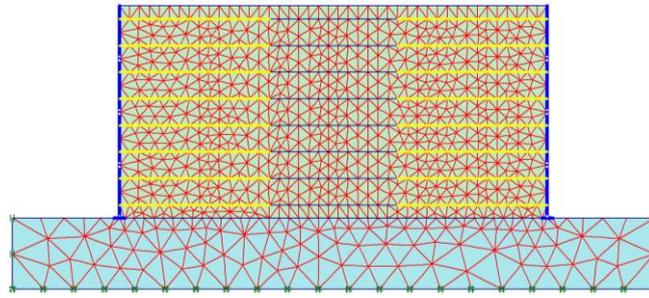


Figure 4.3 Maillages d'un modèle de mur à double parement en remblai renforcé

4.4.6. Conditions aux limites

Les conditions imposées aux limites du modèle sont des conditions en déplacement. Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales. Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués. La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est toléré sur cette limite supérieure.

4.4.7. Phasage des calculs

Le guide de conception FHWA (Berg et al., 2009) a recommandé une méthodologie de modélisation pour le mur en sol renforcé. Le modèle numérique doit être actualisé en ajoutant le sol et la couche renforcée jusqu'aux étapes finales, qui représentent l'ordre de construction du mur réel. L'ordre de modélisation comprend les étapes suivantes :

- Étape 1 : Modélisation de la base (l'équilibre sous poids propres est réalisé-initialisation des contraintes-).
- Étape 2 : Installation d'un panneau de revêtement.
- Étape 3 : Placement d'une couche de sol renforcé et remblai arrière (l'équilibre sous poids propres est réalisé).
- Étape 4 : Appliquer les contraintes de compactage (dans notre modélisation la force de compactage est négligée).
- Étape 5 : Enlèvement de la charge de compactage et installation d'une première couche du renforcement.
- Étape 6 : Installation de panneau suivant de revêtement sur le panneau initial, et répéter l'étape 3 pour présenter 5 jusqu'à atteindre le panneau supérieur.

L'application d'un compacteur au remblai de mur va causer une augmentation provisoire des efforts verticaux dans le remblai. En même temps, l'installation horizontale de pressions

par effort vertical sera produite. Par conséquent, la charge de compactage a l'effet significatif sur la déformation de panneau de mur. Pour simplifier l'analyse, la force de compactage est négligée.

4.5. Résultats de la modélisation numérique

4.5.1. Facteur de sécurité global

Le facteur de sécurité vis-à-vis à la rupture par cisaillement a été obtenu en utilisant la technique de réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c-Reduction, Brinkgreve et al., 2011), pour des valeurs de distance D (Figure 4.1) de zéro à $1,6H$, ($W/H = 1.4$ à $W/H = 3$). Les facteurs de sécurité calculés pour le cas 1 sont présentés sur la Figure 4.4. Les résultats d'analyse sont présentés par la distance normalisée entre les murs opposés (D/H).

Pour les sols avec différents angles de frottement $\varphi = 40^\circ$, 35° et 30° (Figure 4.4), le coefficient de sécurité des murs à double parement diminue avec l'augmentation de la distance entre les murs et converge vers une valeur constante indiquant l'atténuation totale de l'interaction entre les deux murs. Pour $\varphi = 40^\circ$, 35° et 30° , les distances d'interaction D basée sur la norme FHWA (Berg et al., 2009), rapportée à la Figure 4.4, ont été trouvés égaux à $0.47H$, $0.52H$ et $0.58H$ respectivement. Il est clairement démontré que les distances d'interaction de l'analyse numérique sont plus petites que celles de la méthode FHWA (Berg et al., 2009).

Le plan de rupture de Rankine a été supposé à l'état d'équilibre limite pour déterminer l'interaction entre les deux murs opposés alors que cette étude a été basée sur l'état des contraintes et les plans de ruptures n'étaient pas formés dans les modèles numériques comme tous les $FS > 1.4$. Ce résultat est différent de celui trouvé par Han et Leshchinsky (2010).

Han et Leshchinsky (2010) ont indiqué que le guide de conception FHWA (Berg et al., 2009) sous-estime la distance d'interaction, et pour W/H (W est la distance entre les deux parements opposés) comprise entre 2 et 3, les murs interagissent encore les uns et l'autre. Récemment, El-Sherbiny et al. (2013) ont analysé différents rapports (W/H) de murs opposés en utilisant la modélisation par éléments finis. Le modèle numérique a été validé par un mur instrumenté en vraie grandeur (Won et Kim, 2007). Il a été indiqué que lorsque $D/H < 1$, les deux murs interagissent les uns et l'autre et la pression de la terre derrière le mur diminue parce que la surface de rupture derrière le mur n'est pas complètement développée.

Dans les études mentionnées ci-dessus, la distance d'interaction est identifiée lorsque les surfaces de rupture critique dans les deux murs opposés ne sont pas interceptées les uns des autres. Ceci ne semble pas être identique à celle définie par le guide de conception FHWA (Berg et al., 2009) comme représenté sur la Figure 2.27 (Chapitre 2). En d'autres termes, une seule rupture peut se produire dans l'un des murs.

D'une manière générale, les distances d'interaction calculées à partir de la méthode FHWA sont en bon accord avec les résultats numériques actuels. La diminution de la distance D de ces valeurs est accompagnée par une augmentation des facteurs de sécurité.

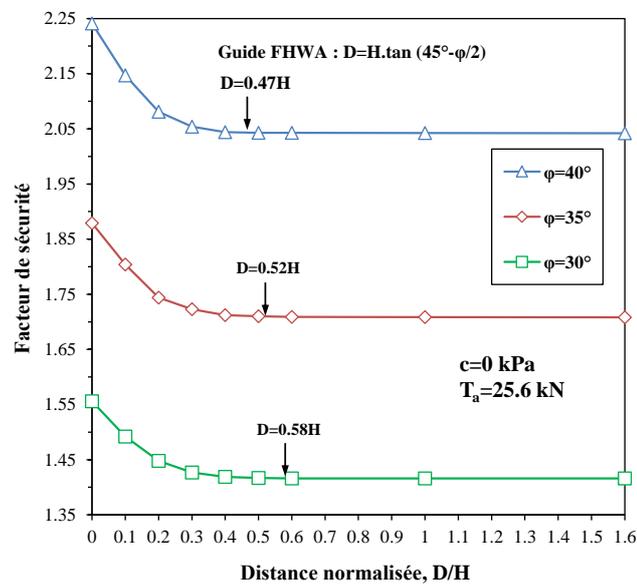


Figure 4.4 Facteur de sécurité des murs séparés $D \geq 0$ ($W/H \geq 1.4$)

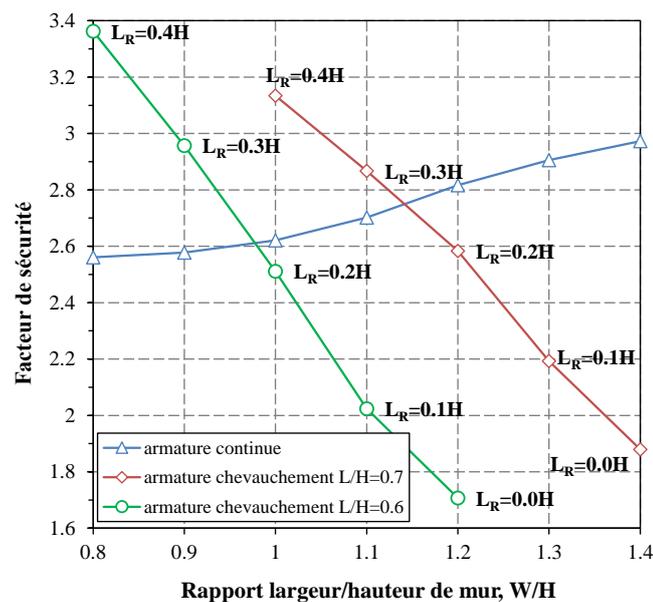


Figure 4.5 Facteur de sécurité des murs étroits $D \leq 0$ ($W/H \leq 1.4$)

La Figure 4.5 montre les facteurs de sécurité des murs étroits ($D \leq 0$) avec un remblai $\phi = 35^\circ$. Il est clairement démontré que la réponse des murs avec des renforcements qui se chevauchent et avec des renforcements continus a un comportement différent.

Pour le cas de $D = 0$, la comparaison entre les renforcements connectés et non connectés indique que la connexion améliore significativement le facteur de sécurité en raison du fait que l'arrachement au milieu des murs devient impossible et chaque renforcement peut mobiliser toute sa force.

Le facteur de sécurité continue d'augmenter avec la diminution de la distance entre les murs dans le cas de chevauchement des armatures. Ceci est dû à l'augmentation de la longueur d'adhérence. Cependant, dans le cas de murs avec des couches de géogrille continues, le coefficient de sécurité diminue légèrement avec la diminution du rapport W/H . Cela peut être lié à la légère réduction des surfaces de rupture dans les murs. En outre, la diminution de la longueur du renforcement de $0,7H$ à $0,6H$, comme suggère par le guide de conception FHWA (Berg et al., 2009) pour le cas 2, diminue le coefficient de sécurité.

4.5.2. Poussée latérale derrière le massif renforcé

La pression latérale des terres agissant derrière le sol renforcé est présentée sur la Figure 4.6. La pression latérale moyenne derrière la zone renforcée est proche de la poussée active de Rankine quand le rapport largeur/hauteur (W/H) est grand. Néanmoins, dans le 1/4 de mur, ce qui correspond au premier segment de béton préfabriqué, la pression latérale des terres augmente et se rapproche de la pression des terres au repos. Cela est attribué à la retenue inférieure imposée à la base du mur par la fondation de mur préfabriqué aussi clairement observée par les déplacements de mur. Des observations similaires ont été faites à partir des pressions de terre mesurées dans les murs à grande échelle (Won et Kim, 2007 ; Huang et al., 2010). Toutefois, lorsque la distance D diminue à partir de $1,6H$ à $0H$, la pression latérale diminue. Il est nettement démontré que la pression latérale existe derrière la zone renforcée, même pour $D = 0$.

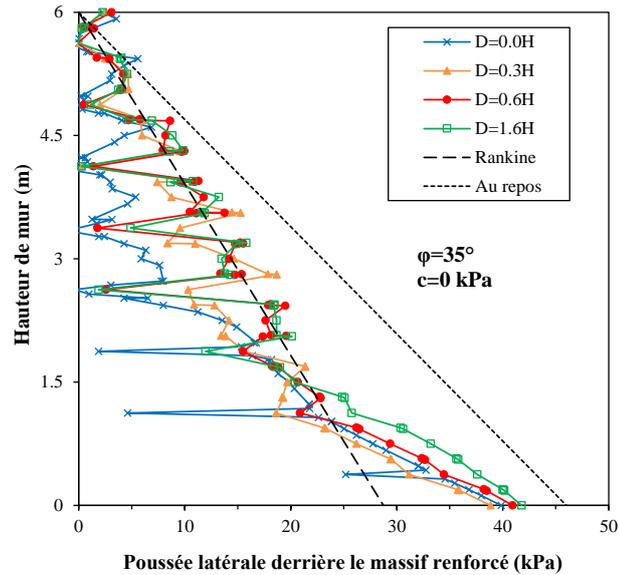


Figure 4.6 Répartition de la pression latérale des terres derrière la zone renforcée

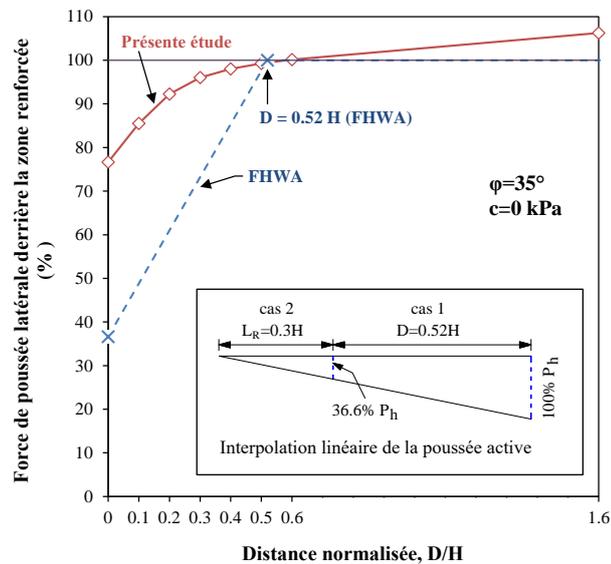


Figure 4.7 Pourcentage de la force de poussée latérale derrière la zone renforcée

Le pourcentage de la poussée latérale derrière la zone renforcée à la poussée active théorique de Rankine est présenté sur la Figure 4.7, qui montre l'influence de la distance normalisée D/H sur la mobilisation de la poussée latérale. La poussée latérale a dépassé la poussée active de Rankine quand les valeurs de D/H sont supérieures à 0,6. Ceci est lié à l'augmentation de la pression latérale à la base du mur. Néanmoins, la poussée latérale diminue évidemment quand D diminue en dessous de $0,5H$. Le pourcentage de la poussée latérale diminue à 77% de la poussée active de Rankine comme D se rapproche de zéro.

La comparaison des résultats numériques présents aux valeurs données par FHWA (Berg et al., 2009) qui a suggéré que la poussée latérale dans l'analyse externe doit être ignorée si $D = 0$ et le chevauchement dépasse $0,3H$ et que la poussée latérale est estimée par l'interpolation linéaire entre $D = 0$ ($L_R = 0,3H$) et $0,52H$. La Figure 4.7 montre que le guide FHWA (Berg et al., 2009) donne un bon accord pour estimer la zone active dans le cas 1, mais il sous-estime la poussée latérale dans les géométries intermédiaires entre les cas 1 et 2. Par exemple, lorsque la distance entre les deux murs opposés D est égale à 0 et aucune connexion n'existe entre les armatures, la présente étude donne 77% de la poussée latérale active de Rankine, tandis que, l'interpolation comme suggérée par FHWA (Berg et al., 2009) donne 36,6%. Une grande valeur de la poussée latérale (85% à $D = 0$) a également été trouvée par Han et Leshchinsky (2010).

4.5.3. Forces de tractions dans les renforcements

Les murs de soutènement en sol renforcé développent des forces de traction qui contribuent à stabiliser la masse de glissement du mur. La force de traction développée par la couche de renforcement n'est pas uniforme le long de la couche. La tension maximale dans chaque couche de renforcement obtenue par l'analyse numérique est présentée sur la Figure 4.8. Pour le cas des valeurs de $D > 0$, (Figure 4.8a), les forces de traction dans les renforcements à différents rapports W / H ont été trouvées très proche. Pour des raisons de comparaison, les résultats de la méthode de limite d'équilibre (EL) basée sur l'analyse d'un mur a un côté sont également présentés à la Figure 4.8a. Par conséquent, aucune interaction entre les deux murs opposés dans la méthode EL n'a été considérée. Ces valeurs sont données par $K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v$ (Berg et al., 2009) où K_a est le coefficient de poussée active du sol, γ est le poids unitaire du sol, z est la profondeur de la couche de renforcement considérée et S_v est l'espacement vertical entre les couches de renforcement. Les résultats de calcul des forces de traction dans le renforcement à différents rapports W / H couvrant les cas 1 et 2 du guide FHWA (Berg et al., 2009) ont été trouvées très proches des résultats de la méthode EL qui varient linéairement avec la profondeur, sauf le quart inférieur du mur, où les résultats de calcul de la force de traction diminue en raison de la retenue de la base de mur comme observée par Huang et al. (2010).

Lorsque $D = 0$ ($W / H = 1,4$), les forces de traction dans les armatures (Figure 4.8b) pour les deux cas connectées et non connectées ont été trouvées très proches. À partir des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les forces de traction dans les couches de renforcement sont faiblement sensibles à la distance entre les murs opposés. La méthode EL peut être utilisée

pour le calcul des forces de traction avec sécurité dans les murs de soutènement à double parement.

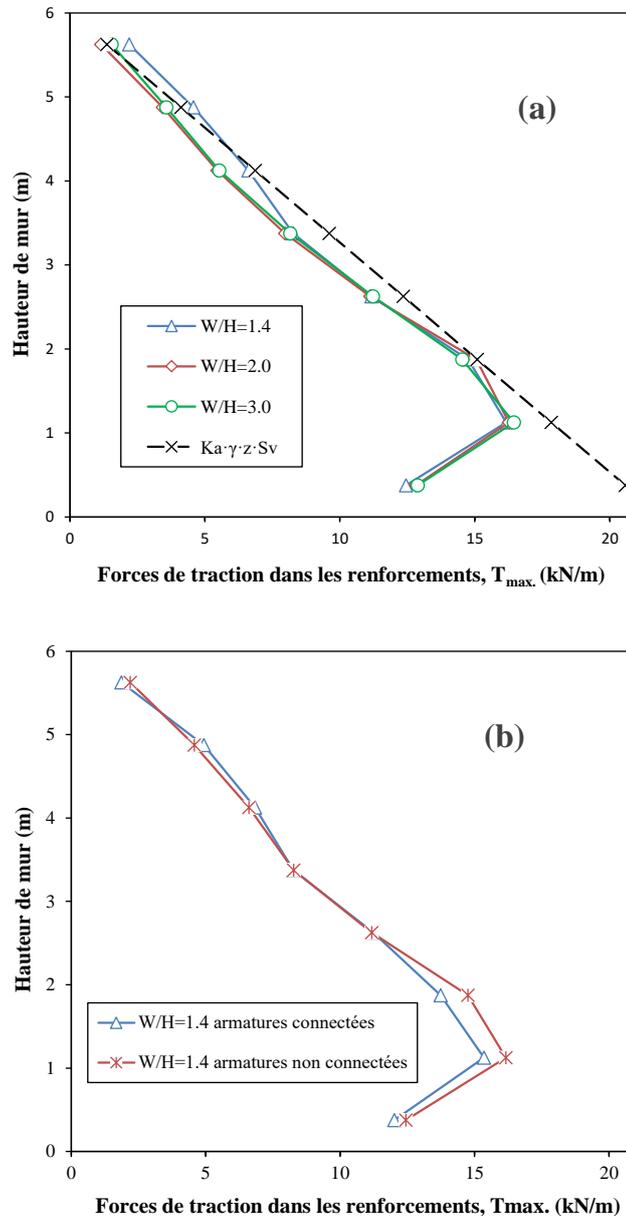


Figure 4.8 Tension maximale dans le renforcement à la fin de la construction

Les présents résultats de calcul contredisent ceux du guide FHWA (Berg et al., 2009) qui indique que le renforcement connecté crée une structure rigide et développe un état de contrainte au-repos (K_0) à partir du haut vers le bas de mur, ce qui entraîne une traction beaucoup plus élevée dans le renforcement. Berg et al. (2009) ont suggéré que pour déterminer la force de traction dans le renforcement et les points d'attache au parement, l'augmentation de la contrainte latérale doit être prise en compte dans la conception des éléments de parement.

Pour les murs très étroits avec des couches de géogridde continues à travers le mur et pour le cas de chevauchement de renforcement, les présents résultats de calcul à $W/H = 1,4$ et $0,8$ indiquent que les déplacements latéraux des murs à la fin de la construction (Figure 4.9) sont plus suffisants pour développer la pression des terres active plutôt que la pression des terres au-repos.

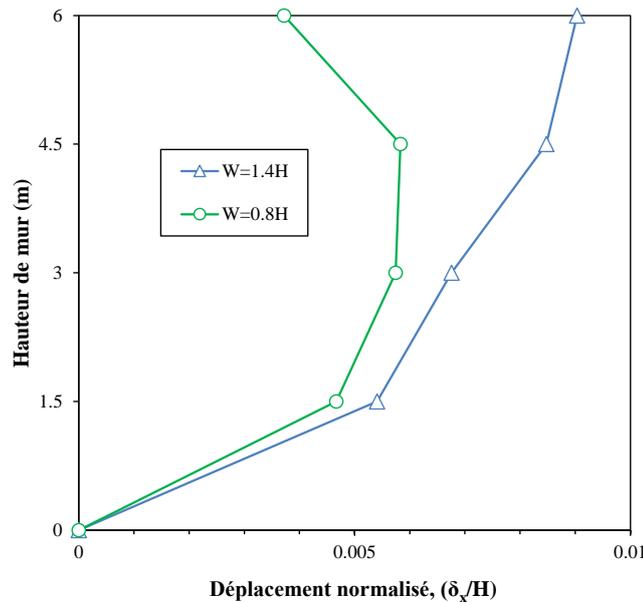


Figure 4.9 Déplacement normalisé du mur à la fin de la construction

4.5.4. Influence de cohésion

L'effet de la cohésion du remblai est examiné en l'augmentant entre 0 et 5 kPa, qui peut couvrir des valeurs pratiques. Comme illustrée sur la Figure 4.10, la pression latérale des terres derrière la zone renforcée diminue avec l'augmentation de la cohésion du sol. On observe que la pression latérale des terres à $c = 5$ kPa est égale à zéro dans la partie supérieure de 1 m du mur, comme une cohésion supérieure à zéro permet la fissure de traction de se développer à la partie supérieure du mur (Figure 4.11).

Il peut également être vu de la Figure 4.12 que la force de traction maximale dans le géosynthétique diminue avec l'augmentation de la cohésion du sol à un taux moyen de 40%.

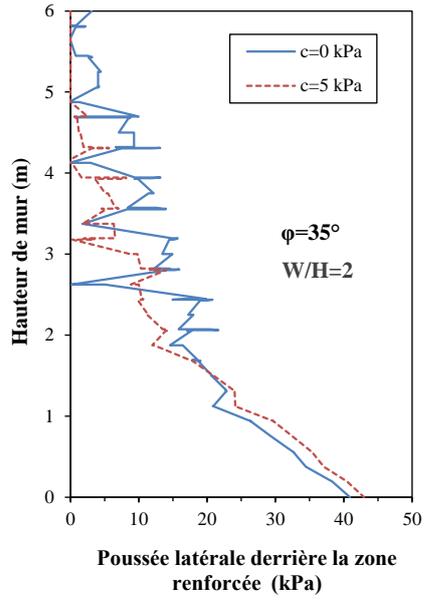


Figure 4.10 Influence de la cohésion sur la pression latérale des terres

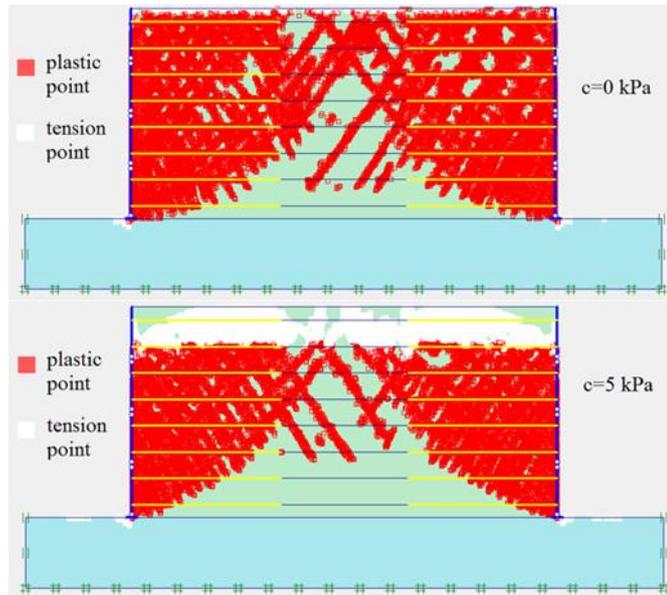


Figure 4.11 Points plastiques et points en traction

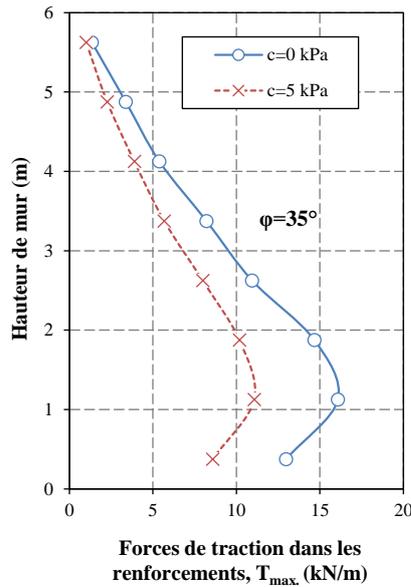


Figure 4.12 Influence de la cohésion sur la force de traction maximale dans le géosynthétique

4.6. Conclusion

Les résultats des simulations numériques de murs de soutènement à double parement en sol renforcé permettent de tirer des conclusions intéressantes sur le comportement de ce système de mur. On note les conclusions suivantes :

- Les résultats de cette étude sont cohérents avec les murs de soutènement à double parement décrit dans le guide de conception FHWA, les murs effectuer une interaction lorsque $D < H \tan(45^\circ - \phi/2)$;
- Le guide de conception FHWA sous-estime la pression latérale des terres quand les murs à double parement effectuent interaction. L'interaction est marquée à la fois par la diminution de la pression latérale des terres derrière la zone renforcée et par l'augmentation du facteur de sécurité ;
- Lorsque D est proche de zéro, la connexion de l'armature dans les murs à double parement améliore significativement le facteur de sécurité ;
- La tension maximale dans les couches de géogrille est presque indépendante de la distance entre les murs, même pour des murs très étroits. La tension maximale calculée a été trouvée très proche de la méthode d'équilibre limite. Ainsi, pour les murs étroits, le guide de conception FHWA surestime fortement la tension maximale ;

- Les résultats de cette étude indiquent qu'une augmentation légère de la cohésion du remblai induit une réduction significative à la fois sur la pression latérale des terres et de la force de traction maximale dans les géosynthétiques.

CHAPITRE 5

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES CULÉES PORTEUSES EN SOL RENFORCÉ (APPLICATION AU CAS DE PONT DE FOUNDERS/MEADOWS)

5.1. Introduction

La construction de murs de soutènement de grande hauteur, ou soumis à de fortes charges, a permis d'étendre l'utilisation de sol renforcé par géosynthétique aux massifs de culée qui supportent directement des tabliers de pont. Les charges concentrées de la superstructure influent cependant beaucoup sur la distribution des contraintes, des efforts dans le renforcement et les déformations du massif de sol renforcé. L'expérience acquise au cours de ces trois dernières décennies a permis de mettre à la disposition des bureaux d'études des normes et des guides d'utilisation permettant de cerner les méthodes de dimensionnement. En plus des caractéristiques des sols et du renforcement, la stabilité et les déformations de ces ouvrages dépendent du phasage de construction, de la géométrie de l'ouvrage et du chargement extérieur. L'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels tels que PLAXIS et FLAC permettant une meilleure représentation de la géométrie, du phasage de construction et des divers charges extérieures trouvent dans ce types de construction un domaine très favorable.

Dans l'objectif de se familiariser avec le logiciel PLAXIS et d'avoir une bonne compréhension du comportement statique des culées porteuses en sol renforcé deux applications numériques sont présentées.

La première application est sur le comportement des culées en sol renforcé par géogrille (trois cas étudiés : sommier est entièrement situé dans la zone active, sommier dans la limite de la zone active et sommier large) intéressées particulièrement par le phasage de construction, les efforts de traction maximale et lignes de traction maximale. Ensuite, une étude paramétrique sur l'influence de la rigidité axiale du géosynthétique. En fin, une étude sur les surfaces de rupture potentielle clôture cette application.

La deuxième application présente une investigation numérique d'une culée réelle instrumentée, à savoir les déplacements horizontaux du mur, les déformations de géogrid et les contraintes verticales dans le mur.

5.2. Éléments bibliographiques

Au cours des dernières années, Il existe un grand nombre de recherches sur les murs de soutènement en sol renforcé. Par contre, peu d'études sont disponibles sur le traitement des culées porteuses en sol renforcé par géosynthétique.

Lee et Wu (2004) ont passé en revue dix études de cas de structures de culées de pont avec des revêtements souples, y compris quatre culées de pont en service et six expériences de terrain à grande échelle. L'étude a indiqué que toutes les culées du pont ont fonctionné de manière satisfaisante.

Le pont de Founders/Meadows est un ouvrage géotechnique très bien instrumenté. Il a fait l'objet de nombreuses études qui constituent une importante base de données (par exemple : Abu-Hejleh et al., 2000, 2002 ; Helwany et al., 2003 ; Fakharian et Attar, 2007 ; Zheng et al., 2015, 2016).

L'ensemble des essais de chargement vertical statique en vraie grandeur ou sur des modèles réduits pour présenter le comportement d'un massif renforcé sous l'effet des charges concentrées en têtes, (par exemple, Helwany et al., 2007 ; Leshchinsky, 2014 ; Xiao et al., 2015 ; Yang et al., 2016).

5.3. Présentation des modèles numériques

Cette section est essentielle pour n'importe quelle analyse par éléments finis, pour s'assurer que le programme de PLAXIS est un bon modèle pour l'analyse de mur en sol renforcé.

Trois configurations des culées en sol renforcé par géosynthétiques sont montrées dans les Figures 5.1 et 5.2. La culée 1 avec sommier est entièrement situé dans la zone active, culée 2 avec sommier dans la limite de la zone active et culée 3 avec large sommier.

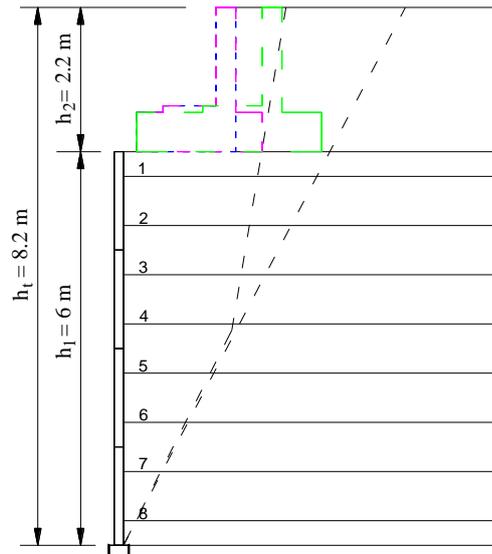


Figure 5.1 Culée avec les différentes configurations de sommier

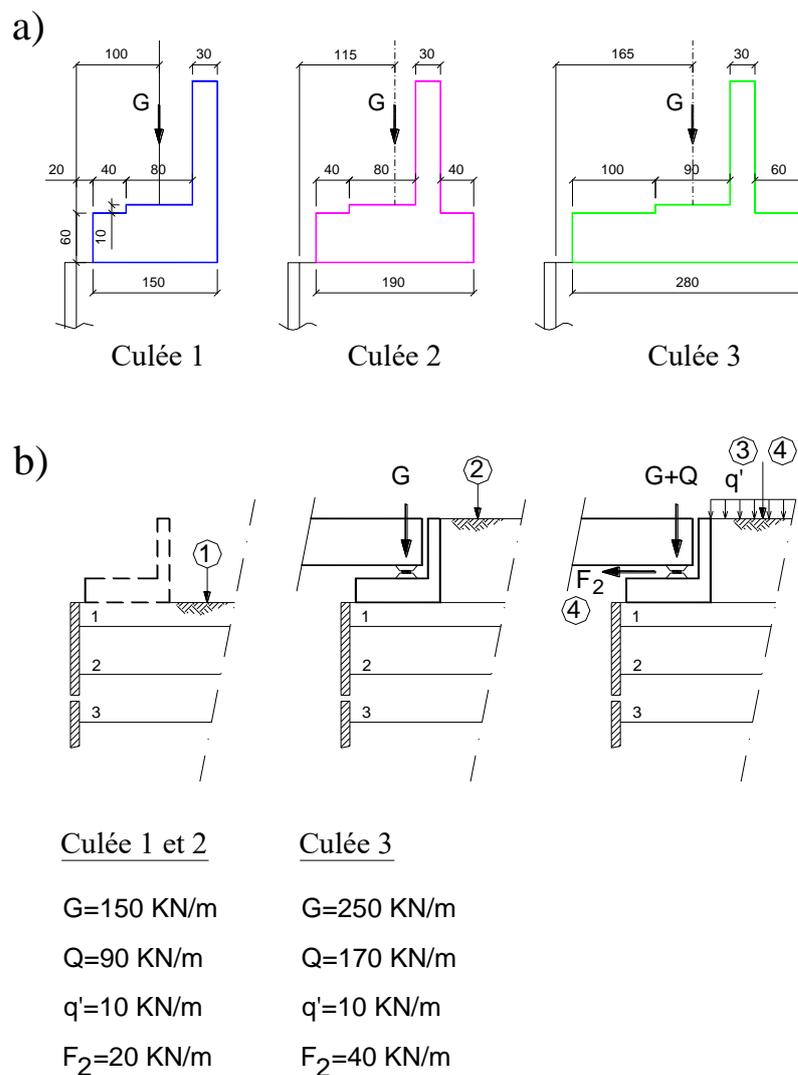


Figure 5.2 Dimensions des sommiers et les cas de charge

Pour l'étude effectuée on a fait varier à la fois :

- les dimensions et la charge du sommier (Figure 5.2a) (correspondant à des ponts de 10 m ou 30 m de portée).
- les cas de charge, (Figure 5.2b) en distinguant les quatre étapes suivantes :
 1. massif seul ;
 2. ouvrage remblayé jusqu'au-dessus du sommier ;
 3. ouvrage terminé avec les charges et surcharges verticales totales ;
 4. le même cas 3 soumis en plus aux réactions horizontales.

La Figure 5.3 visualise le modèle numérique d'une culée en remblai renforcé (culée 2).



Figure 5.3 Modèle numérique d'une culée en remblai renforcé

5.4. Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation

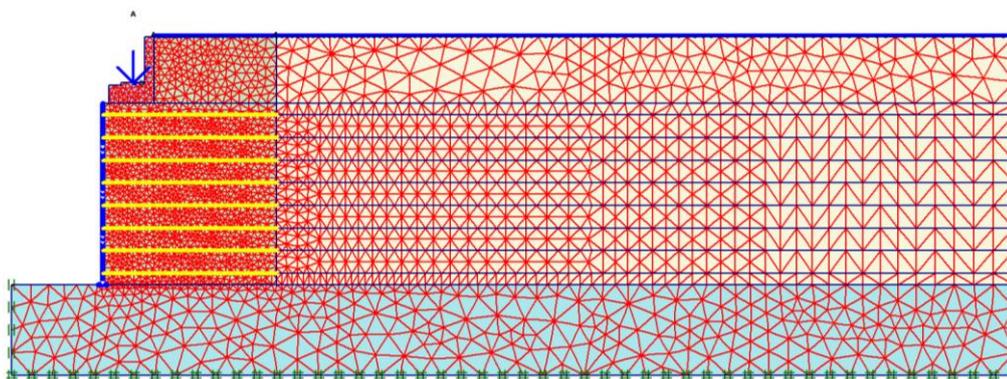
Tous les sols utilisés ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb (Tableau 5.1). Les sols sont modélisés avec des éléments triangulaires de 15 nœuds.

Tableau 5.1 Propriétés des sols

Modèle	Élastique–parfaitement plastique Mohr-Coulomb		
	Remblai renforcé	Remblai maintenu	Sol de fondation
γ (Poids volumique ; kN/m ³)	18	18	22
ϕ (Angle de frottement ; °)	35	30	30
ψ (Angle de dilatance ; °)	5	5	0
c (Cohésion ; kPa)	0	0	200
E (Module élastique ; MPa)	30	30	200
ν (Coefficient de Poisson)	0.3	0.3	0.2

La semelle de pont (sommier) est modélisée avec des éléments triangulaires de 15 nœuds élastiques linéaires non poreux. Le poids du béton est égale à 24 kN/m²/m, le module de Young $E = 25 \times 10^3$ MPa et le coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

Les propriétés des panneaux segmentaires (écailles) pour modéliser la culée porteuse sont les mêmes utilisées pour le mur à double parement décrites dans le chapitre 4. La rigidité axiale du renforcement EA pour les géogrilles ont été choisies comme 1000, 5000 et 10000 KN/m, respectivement, afin de couvrir une large gamme de propriétés de géosynthétiques. La longueur du renforcement retenue pour la culée est de 5.74 m pour maintenir le ratio $L/H=0,7$ exigé pour les charges statiques (Berg et al., 2009), les nappes de renforcement sont espacées de 0.75 m.

**Figure 5.4** Maillages d'un modèle de culée

Le maillage a été densifié afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs (Figure 5.4). Le mur est construit avec une procédure de construction par étape, qui simule le processus de construction réelle de ces structures. A chaque couche, l'élément du parement, la couche de

remblai et la nappe de renforcement sont activés. Cette procédure est répétée jusqu' à l'achèvement du mur.

5.5. Résultats de la modélisation numérique

5.5.1. Forces de traction et lignes des tractions maximales

Les résultats sous forme graphique (Figure 5.5) permettent d'observer directement l'évolution des tractions dans les différentes géogrilles au fur et à mesure de l'avancement des étapes de construction. Les forces de traction maximale augmentent avec l'augmentation de la charge dans toutes les simulations.

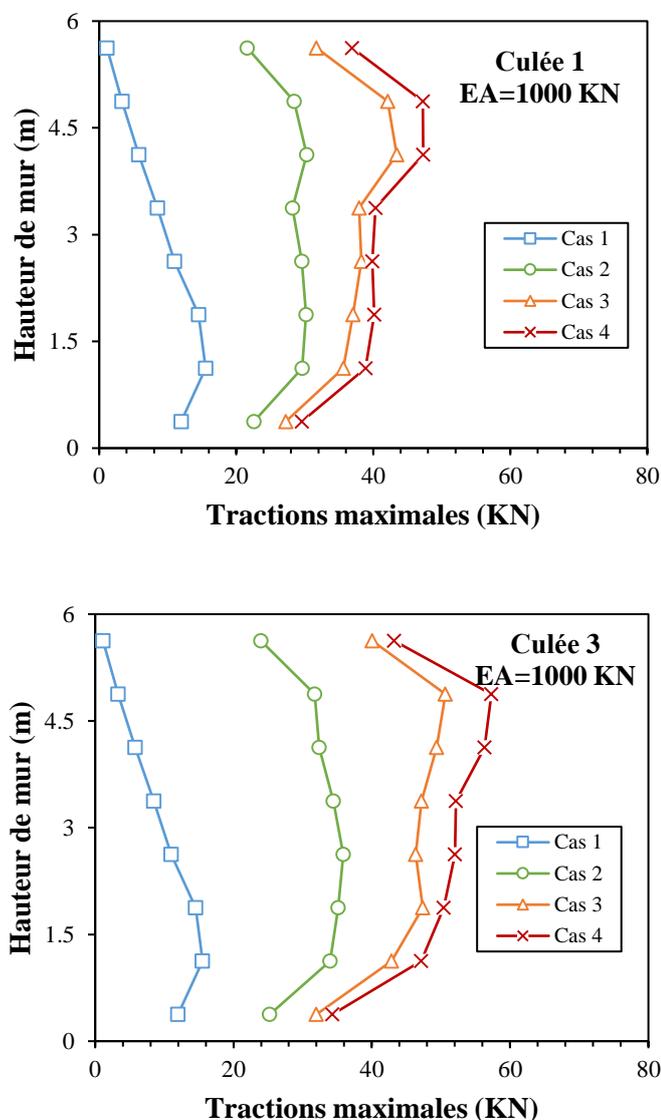


Figure 5.5 Courbes de tractions maximales en fonction des phases de construction

La Figure 5.6 montre une comparaison des lieux de la traction maximale pour les différentes culées (cas de charge n°2). Les endroits de la traction maximale dans les nappes obtenus numériquement sont plus proches aux lignes des tractions maximales calculées par la norme française NF P94-270, 2009 que la norme américaine AATSHO, 2007 décrite au chapitre 2. Par conséquent, on peut conclure que PLAXIS est un outil de simulation convenable pour les ouvrages en sol renforcé.

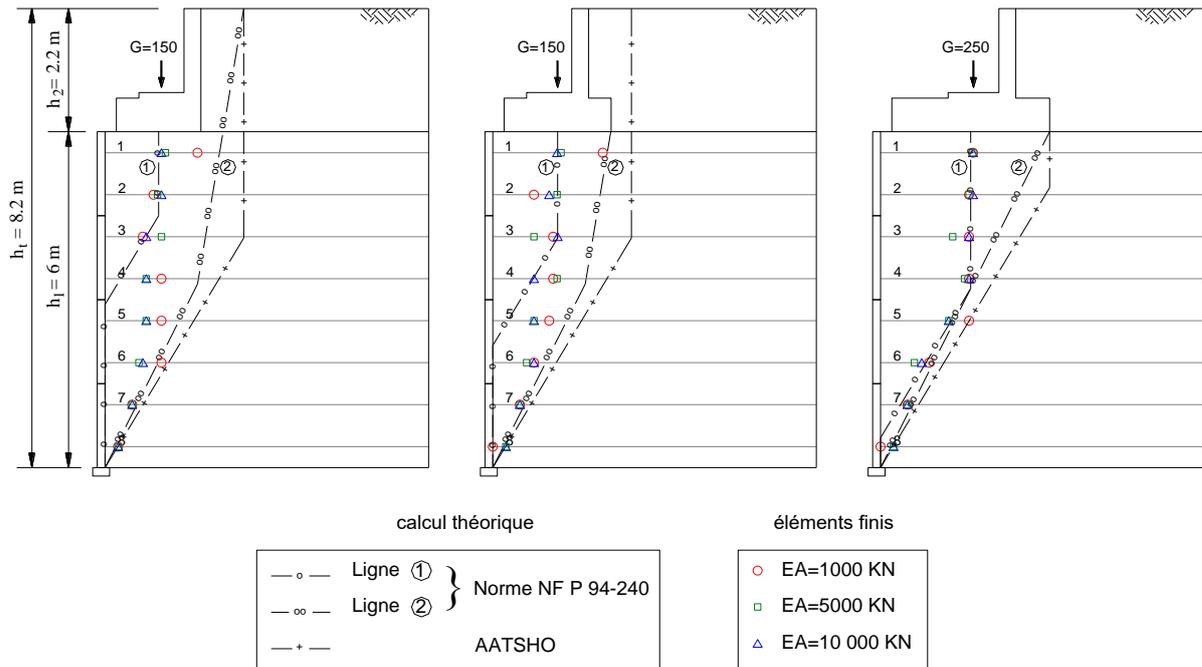


Figure 5.6 Comparaison des lignes des tractions maximales (cas de charge n°2)

Les forces de traction maximale obtenues dans les nappes de renforcement (après que la culée soit surchargée c.-à-d. cas de charge n°4) montrées sur la Figure 5.7 sont comparées aux calculs théoriques par les deux normes NF P94-270, 2009 et AATSHO, 2007. Ces résultats montrent une bonne concordance entre les résultats de calcul par PLAXIS et les méthodes de dimensionnement classique selon les deux normes à l'exception de la nappe supérieure où PLAXIS donne des forces inférieures aux forces calculées avec les méthodes de dimensionnements classiques. On note aussi que les normes françaises sont plus sévères que les normes américaines. La différence entre PLAXIS et les normes dans la nappe inférieure peut être attribuée à l'effet d'encastrement du mur négligé par les méthodes de dimensionnement classique. En fin on peut prononcer que ces méthodes de calcul à la rupture sont acceptables et sécuritaires.

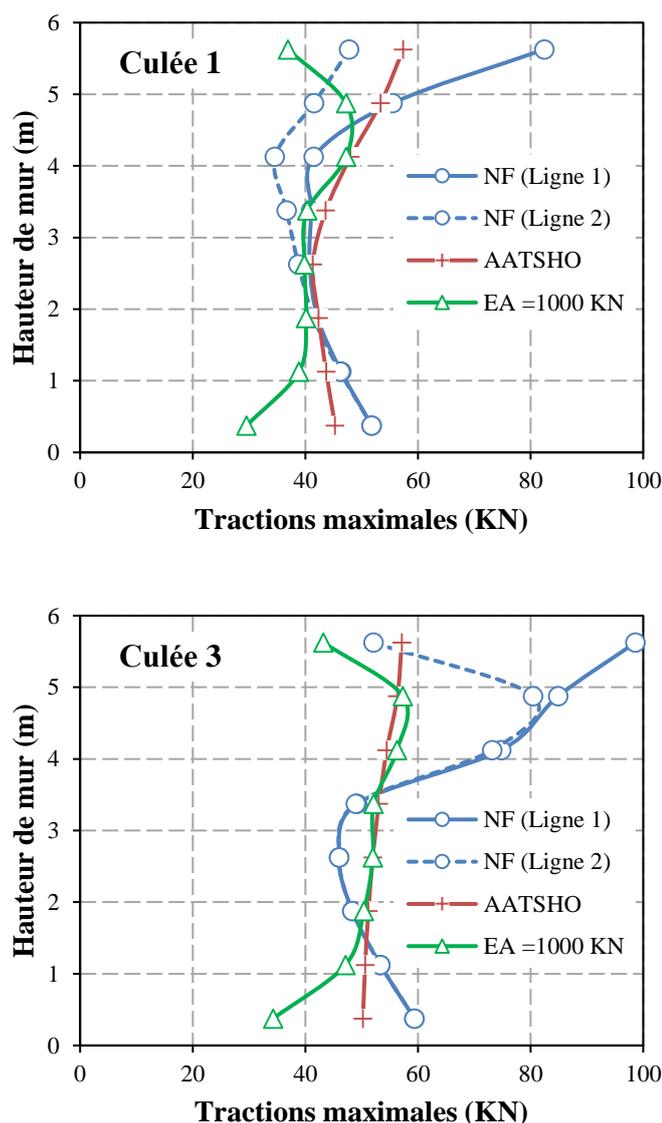


Figure 5.7 Tractions maximales par le calcul théorique et l'analyse aux éléments finis (cas de charge n°4)

5.5.2. Influence de la rigidité axiale du géosynthétique

Pour étudier l'influence du renforcement sur les culées en sol renforcé, des simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS ont été conduites. Les résultats sont évalués en termes de déplacements horizontaux du mur le long de la hauteur du mur et de type de renforcement (Figure 5.8). On observe que le déplacement maximum à la fin de la construction du mur a été obtenu pour le renforcement géotextile (EA=1000 KN). L'augmentation de la rigidité de renforcement diminue le déplacement permanent de la paroi.

La Figure 5.9 montre les déformations de la culée 2 après l'application des surcharges.

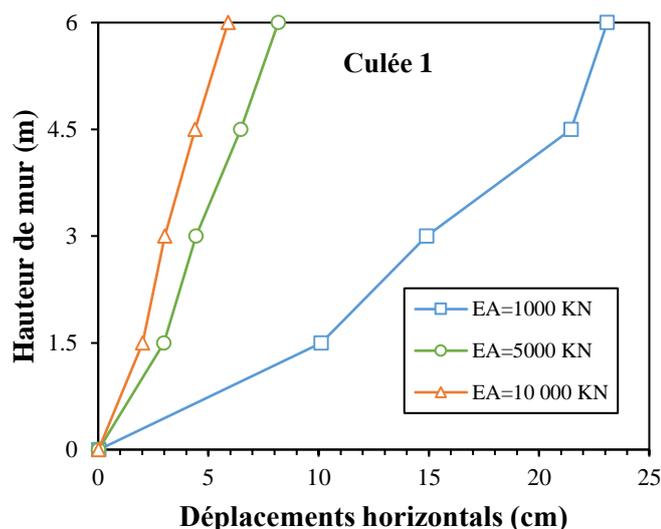


Figure 5.8 Influence de la rigidité axiale du géosynthétique sur les déplacements horizontaux du mur déplacements horizontaux du mur

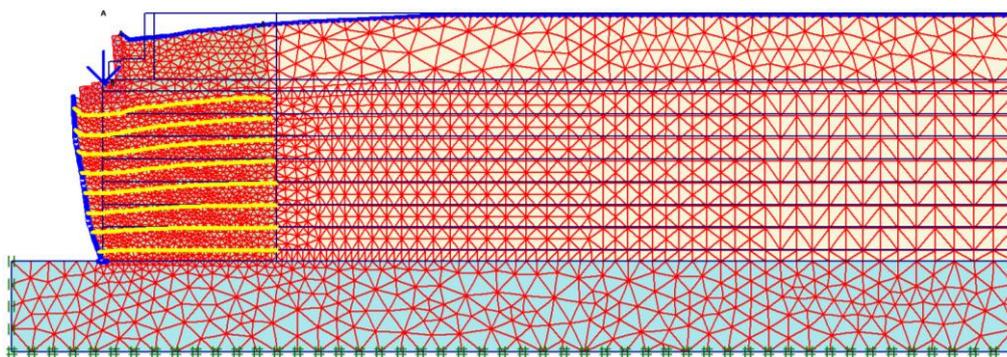


Figure 5.9 Maillage déformé de la culée n°1 (EA=1000 kN ; déformation amplifiée 10 fois)

Les forces de traction maximale dans les renforcements du mur le long de la hauteur du mur sont montrées sur la Figure 5.10. Une armature en acier de rigide $EA=69\,000\text{ kN}$ a été ajouté pour des raisons de comparaison. Ces valeurs sont les forces de traction maximale enregistrées le long de chaque nappe de renforcement à la fin de la construction (cas de charge n°4). On observe que la traction maximale se produit dans la couche supérieure pour les renforcements rigides ($EA=69\,000$ et $10\,000\text{ kN}$) conformément aux méthodes du calcul théorique décrites au chapitre 2. Cette valeur diminue pour les renforcements avec $EA=1000$ et 5000 kN , en raison de leurs souplesses. La Figure 5.10 montre aussi une légère différence des résultats entre les raideurs $EA=5000$ et $10\,000\text{ kN}$.

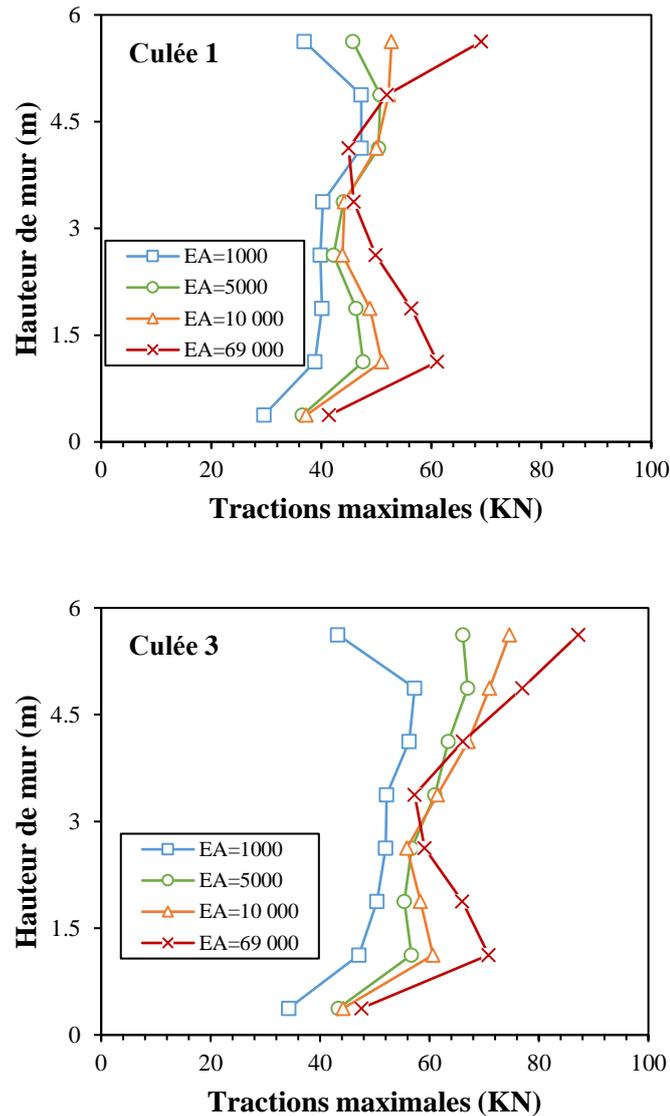


Figure 5.10 Influence de la rigidité axiale du géosynthétique sur la traction maximale

5.5.3. Surfaces de rupture critiques

Pour étudier l'influence de la géométrie du sommier sur la surface de rupture critique d'une culée en sol renforcé par géosynthétique, des simulations numériques à l'aide de logiciel PLAXIS ont été conduites. Les résultats des simulations numériques des trois culées sont montrés sur la Figure 5.11. La surface de rupture critique a été déterminée pour assurer un facteur de sécurité égal à 1.

On observe que le lieu géométrique de la surface de rupture peut changer en fonction principalement de la géométrie de la semelle, la ligne des tractions maximales pivote pour recouper l'arrière de la semelle du pont dans toutes les simulations.

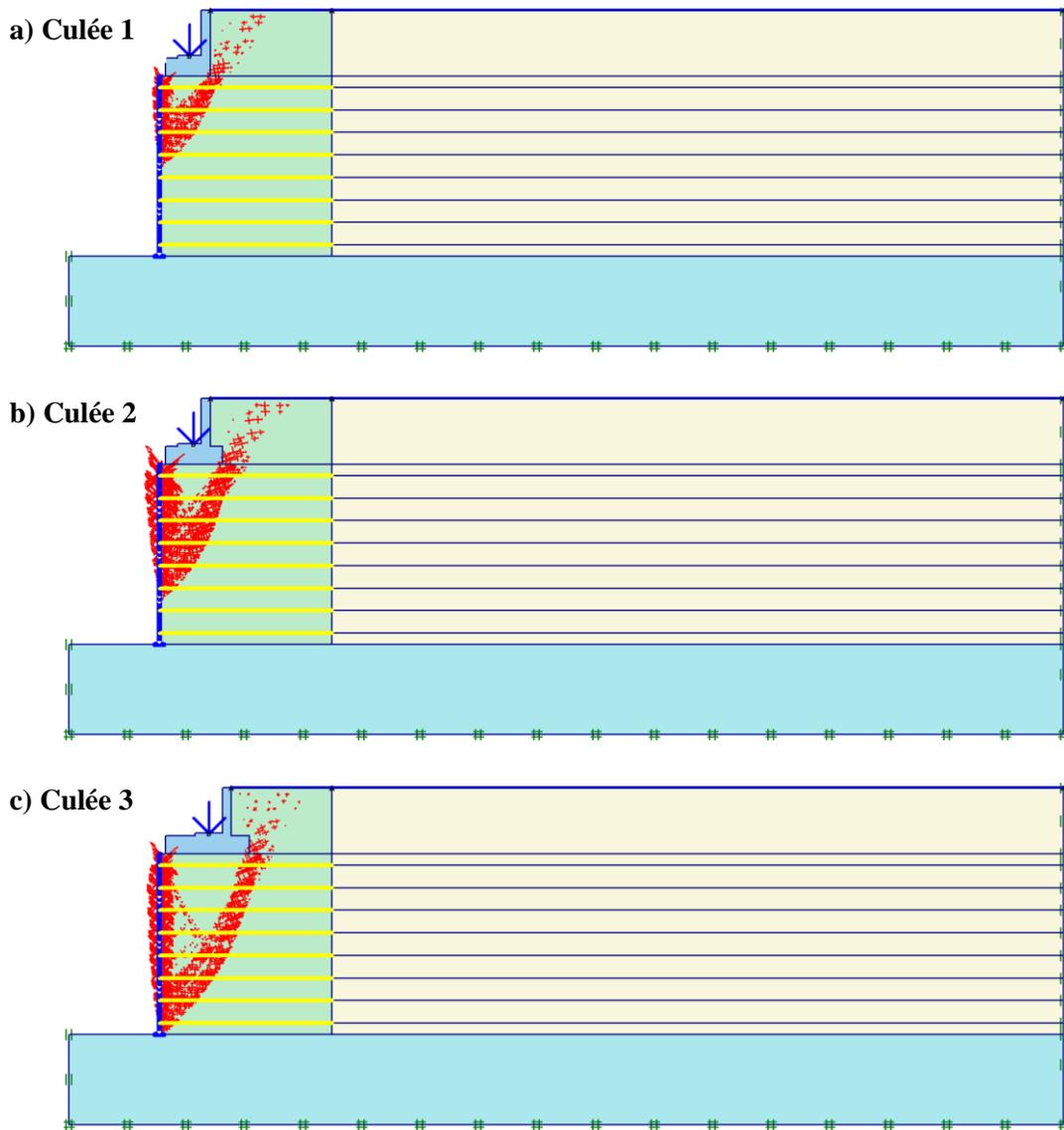


Figure 5.11 Déformations totaux dans les culées

On assimile la ligne de rupture trouvée avec PLAXIS par une ligne de rupture approchée (Figure 5.12). Cette ligne est constituée d'un segment de pente à $1/2$ (h/v) partant de coin arrière du sommier et rejoint le parement. Cette ligne est très proche de la ligne n°1 (ABCD) de la fonction support de charge de la norme française NF P94-270, 2009 (voir cf. 2.6.2.3.a) dans le cas des culées 1 et 2. Dans le cas de la culée 3, les lignes n°1 et n°2 pour chacune des deux fonctions de l'ouvrage sont presque identiques.

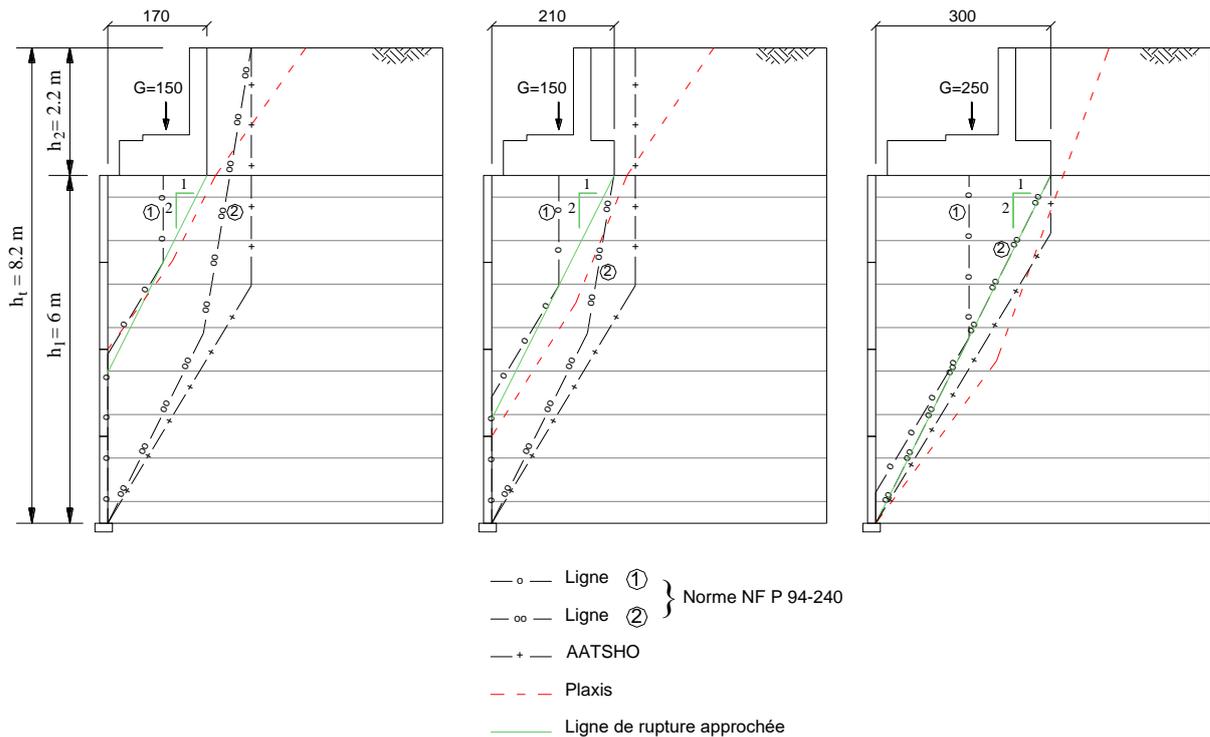


Figure 5.12 Lignes de rupture potentielle dans les culées en sol renforcé

5.6. Application au cas de pont de Founders/Meadows

5.6.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de Founders/Meadows (Figure 5.13) est situé à 20 miles au sud de Denver, Colorado, près du Castle rock (U.S.A). Il a été accompli en 1999 par le Département des Transports du Colorado aux États-Unis, pour adapter six voies de circulation et deux trottoirs. Cette structure a remplacé une structure détériorée de pont de deux travées. Ce pont comporte deux travées à 20 poutres, chaque travée est de 34.5 m de longueur et de 34.5 m de largeur. La Figure 5.14 montre une vue en plan du pont réalisé de deux travées et des structures de chaussée qui s'approchent. Trois sections de culée (sections 200, 400, et 800) sont présentées dans la Figure 5.14 par une coupe longitudinale détaillée.

Dans ce travail, on s'intéresse seulement à la section 800. La Figure 5.15 montre une coupe longitudinale type. La culée est constituée d'un mur inférieur en sol renforcé de 6 m de hauteur et d'un mur supérieur de 2 m de hauteur. Les charges de la superstructure du pont sont transmises au remblai inférieur à travers la semelle du pont (sommier). La semelle a une largeur de 3,81 m est décalée de 1,35 m de l'arrière de la face inférieure. Le pont a été construit en six étapes (Figure 5.16) et deux étapes après la construction et le service à la circulation. La

contrainte verticale moyenne estimée sous le sommier du pont pour chaque étape de construction est présentée dans le Tableau 5.2. Le sol de remblai est spécifié en tant que remblai structuré de classe 1 du CDOT, et est composé de gravier (35,0%), de sable (54,4%) et de fines (10,6%). Le renforcement géogrille utilisé est Tensar UX 6 et UX 3 (Figure 5.15). La longueur de la géogrille est de 8,0 m en bas et augmente linéairement vers le haut avec une pente 1V:1H. Les couches de géogrilles ont été placées avec un espacement vertical de 0,4 m comme illustré dans la Figure 5.16. Les éléments de parement sont en bloc de béton avec des dimensions de 0.279 m (largeur) x 0.203 m (hauteur).



Figure 5.13 Vue sud-ouest du pont Founders/Meadows terminée

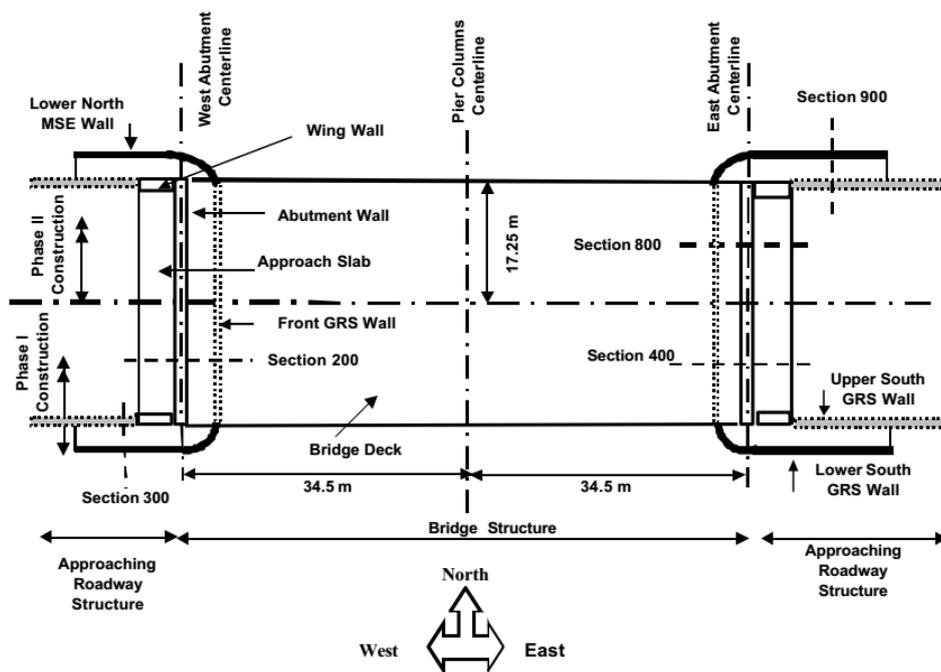


Figure 5.14 Vue en plan du pont de Founders/Meadows (d'après Abu-Hejleh et al., 2000)

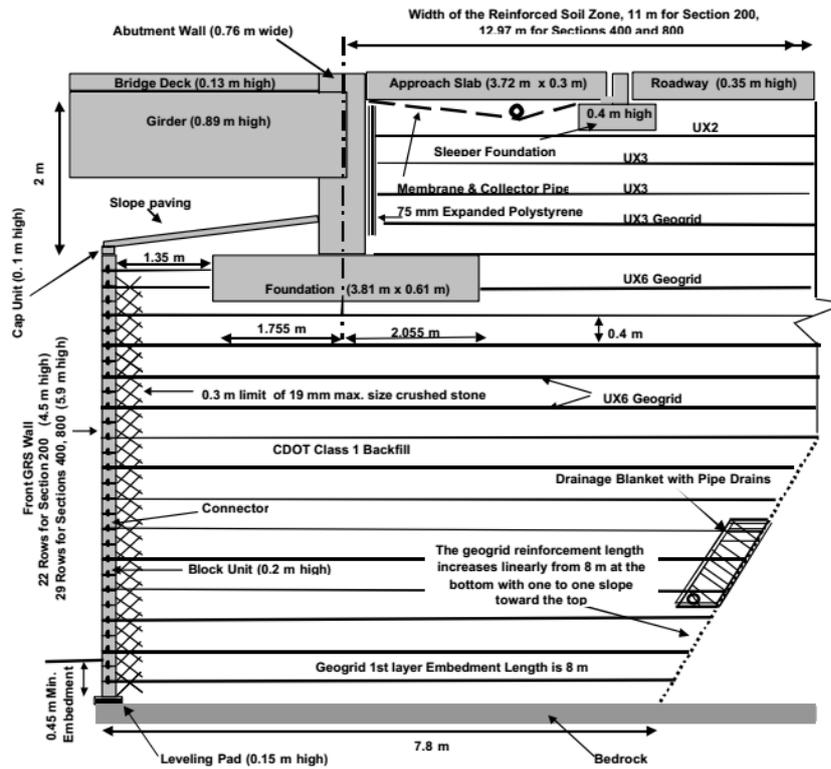


Figure 5.15 Coupe longitudinale du pont de Founders/Meadows (d’après Abu-Hejleh et al., 2000)

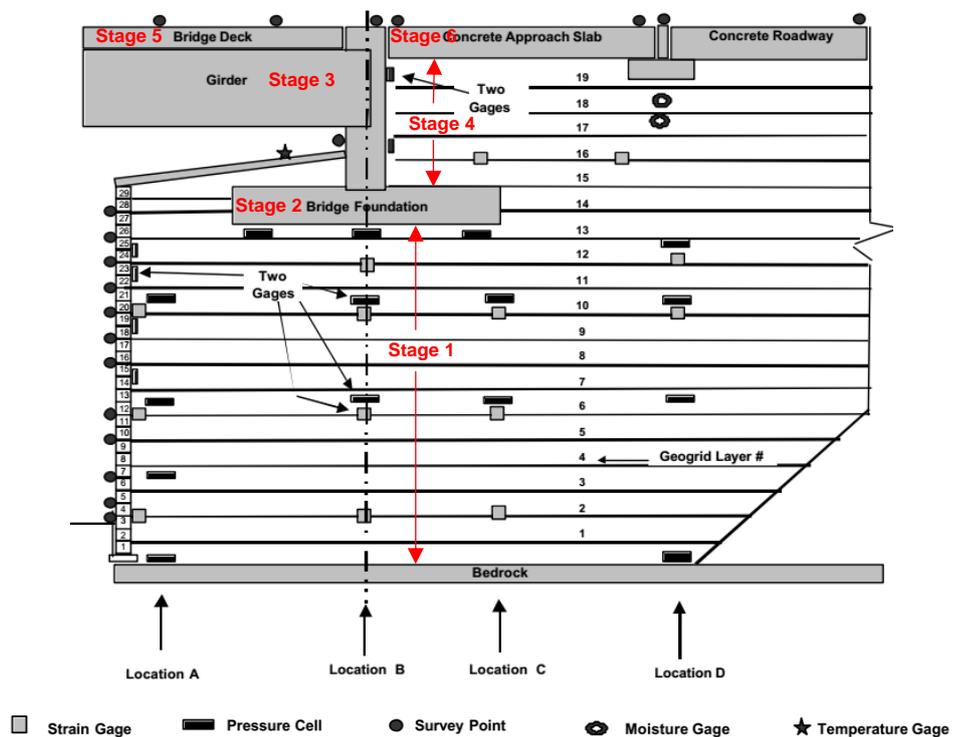


Figure 5.16 Plan de l’instrumentation de la sections 800 et le phasage de construction (d’après Abu-Hejleh et al., 2000)

L’emplacement et la référence des jauges mises le long de la section 800 sont résumés dans le Tableau 5.3.

Tableau 5.2 Contrainte verticale moyenne estimée sous le sommier du pont pendant sept étapes de construction (d'après Abu-Hejleh et al. 2001)

Étape	1	2	3	4	5	6	7
Contrainte verticale	0	22	64	84	101	115	150

Tableau 5.3 L'emplacement et la référence des jauges mises le long de la section 800 (Abu-Hejleh et al. 2001)

Gage #	Data logger Channel	Gage Location		Information for Reference Readings			
		X	Y	Date of Collection (# of Days from Jan. 1, 1999)	Height of Fill (m)	Gauge Reading	Temp., C
Pressure Cells to Measure Vertical Earth Pressure							
0VA	3	1.00	-0.15	23	-0.15	9644	0.2
0VD	5	7.50	-0.15	23	-0.15	8888	-0.1
3VA	11	0.60	1.52	28	1.52	8976	11.5
6VA	16	0.60	2.33	36	2.33	8988	14.4
6VBN	17	3.10	2.33	36	2.33	9026	17.2
6VBS	18	3.10	2.33	36	2.33	8995	21.1
6VC	19	5.50	2.33	36	2.33	8952	18.3
6VD	20	7.50	2.33	36	2.33	8420	17.8
10VA	28	0.60	3.95	49	3.95	9190.8	-0.9
10VBN	29	3.30	3.95	49	3.95	8787	-2.7
10VBS	30	3.30	3.95	49	3.95	8753	-0.2
10VC	31	5.00	3.95	49	3.95	9362	-0.5
10VD	32	7.60	3.95	49	3.95	8507	-0.7
12VD	41	7.30	4.95	51	5.28	9326	0.7
13VA	42	1.85	5.05	55	5.28	9090	2
13VB	43	3.25	5.05	55	5.28	9046	2.9
13VC	44	4.65	5.05	55	5.28	8889	3.7
Pressure Cells to Measure Lateral Earth Pressure on the Facing							
7H	21	0	4.27	46	4.27	9171	3.43
9H	22	0	3.75	48	3.75	9558	9.70
11HN	33	0	4.57	50	4.57	9101	10.8
11HS	34	0	4.57	50	4.57	9269	10.3
12H	40	0	4.97	55	5.28	8615	4.42
Strain Gages to Measure Lateral Geogrid Strain							
2SA	7	0.39	0.6	23	0.9	7076	3.1
2SB	8	3.6	0.6	23	0.9	7373	3.3
2SC	9	5.8	0.6	23	0.9	8122	3.3
6SA	12	0.38	2.23	35	2.23	4120	20.2
6SBN	13	3.35	2.23	35	2.23	4560	12.3
6SBS	14	3.35	2.23	35	2.23	3328	17.2
6SC	15	5.5	2.23	35	2.23	3923	14.6
10SA	23	0.33	3.85	50	3.85	2741	4.9
10SB	25	3.25	3.85	50	3.85	3080	4
10SC	26	5	3.85	50	3.85	3640	4
10SD	27	7.6	3.85	50	3.85	3576	3.9
12SB	36	3.17	4.67	51	4.67	2845	10.2
12SD	38	7.43	4.67	51	4.67	3375	8.3

5.6.2. Modélisation numérique

Le cas étudié est simulé en déformation plane à l'aide du logiciel PLAXIS en éléments finis. Afin de reproduire les étapes de construction de la structure réelle, c'est-à-dire les différentes étapes d'exécution, la construction du mur a été modélisée par la procédure "staged construction". Le processus de construction de la culée est modélisé en plusieurs phases (les 13 phases premières représentent la phase 1 dans l'ouvrage réel), où la mise en place du remblai renforcé est modélisé par des couches de 0.4 m ont été placées au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale de la culée est atteinte.

La simulation du phasage de construction de l'ouvrage a comporté les phases suivantes (Figure 5.16) :

- Phase 1 : Construction du mur en sol renforcé jusqu'à l'altitude de base de la semelle du pont ($h=5.20$ m).
- Phase 2 : Placement du sommier ;
- Phase 3 : Pose des poutres ;
- Phase 4 : Placement de remblai renforcé derrière le sommier ;
- Phase 5 : Pose de revêtement de tablier ;
- Phase 6 : Pose de la dalle de transition ;
- Phase 7 : Ouverture du pont pour la circulation (première année du fonctionnement).

Dans les étages 3 et 5, on a simulé les charges des poutres et le tablier de pont en appliquant des pressions verticales uniformément réparties équivalentes respectivement 420 et 170 kPa sur le sommier au contact du pont (longueur = 0,38 m Zheng et Fox, 2016).

Deux zones de sols sont distinguées (Figure 5.17) : un remblai renforcé repose sur un sol de fondation rocheux. Le modèle de matériau utilisé pour les deux types de sol est le modèle de Mohr-Coulomb. Les propriétés de ces deux modèles sont présentées dans le Tableau 5.4. Les sols sont modélisés avec des éléments triangulaires de 15 nœuds. Le renforcement est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne. Il est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA. Les valeurs de EA pour les géogrilles UX 6 et UX 3 ont été choisies respectivement 2000 et 1000 kN/m. Le géogrille UX 6 pour le mur inférieur et UX 3 pour le mur supérieur. Les blocs de béton, la dalle de transition et le sommier du pont ont été modélisés en matériaux élastiques à module élastique $E = 20$ GPa et coefficient de Poisson $\nu = 0,2$.

Afin de simuler mieux le contact entre les différents matériaux, des éléments d'interface sont introduits dans les faces de contacts remblai renforcé/sommier, remblai renforcé/blocs modulaires et bloc/bloc. Un angle de frottement de 30° a été supposé entre toutes les surfaces.

Les conditions aux limites sont la nullité des déplacements horizontaux des frontières latérales avec blocage des déplacements horizontaux et verticaux à la base du modèle (Figure 5.17).

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. La Figure 5.18 présente le maillage du modèle.

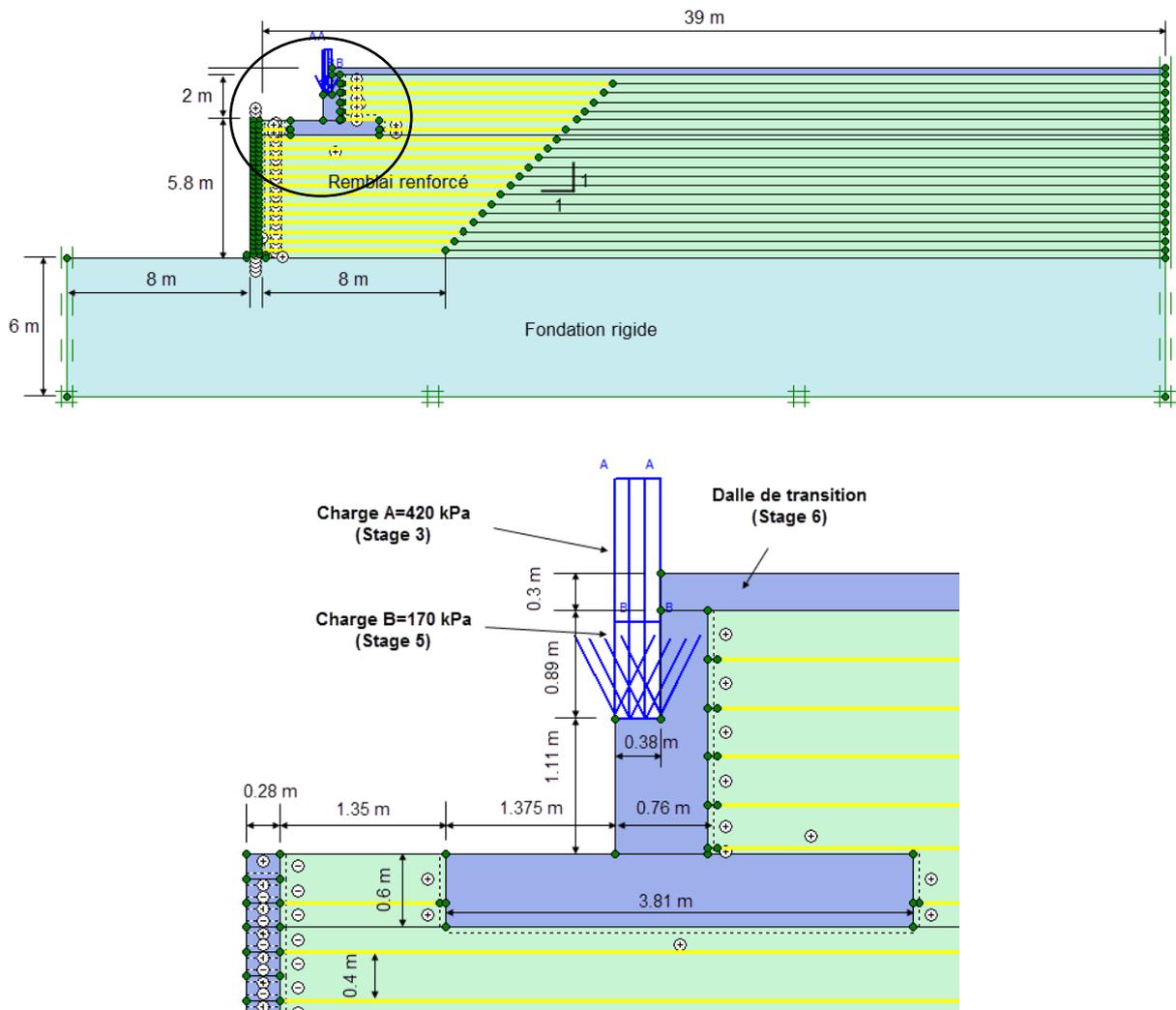


Figure 5.17 Géométrie et conditions aux limites de modèle PLAXIS

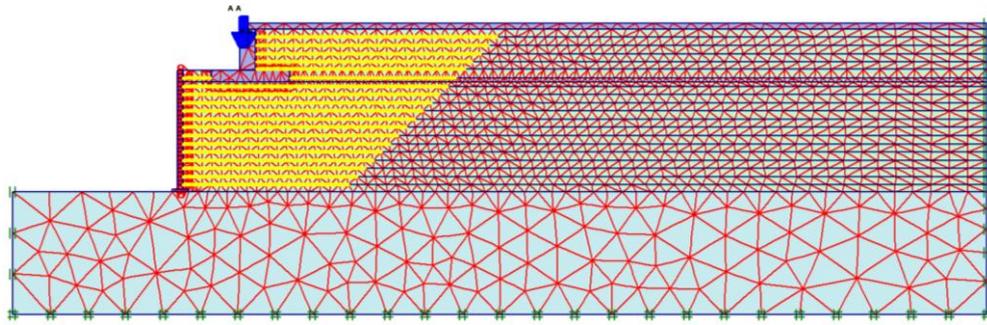


Figure 5.18 Maillage de modèle PLAXIS

Tableau 5.4 Propriétés des sols (Founders/Meadows)

Modèle	Élastique–parfaitement plastique Mohr-Coulomb	
	Remblai renforcé	Sol de fondation
γ (Poids volumique ; kN/m ³)	22.1	22
φ (Angle de frottement ; °)	39.5	35
ψ (Angle de dilatance ; °)	6	0
c (Cohésion ; kPa)	69.8	100
E (Module élastique ; MPa)	25	200
ν (Coefficient de Poisson)	0.35	0.2

5.6.3. Comparaison des résultats

5.6.3.1. Déplacements horizontaux du mur

La Figure 5.19 représente l'évolution des déplacements horizontaux du mur inférieur calculés avec PLAXIS en fonction des différentes phases de construction. On observe que le déplacement de parement augmente au fur et à mesure de l'avancement des phases de construction. Ces résultats montrent aussi que le déplacement maximum se produit approximativement dans la partie supérieure du mur dans toutes les simulations.

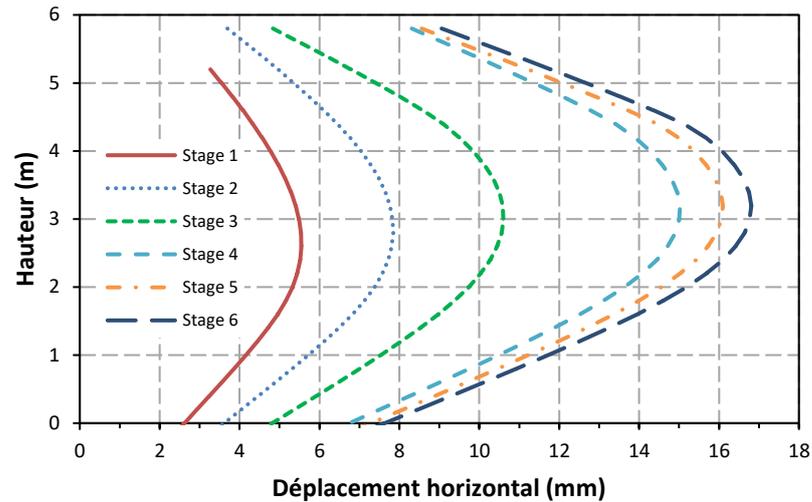


Figure 5.19 Déplacements horizontaux du parement calculés (face extérieure) en fonction des phases de construction

Le maillage déformé de notre modèle est présenté sur la Figure 5.20. Cette déformation est due à la fin de construction (phase 6).

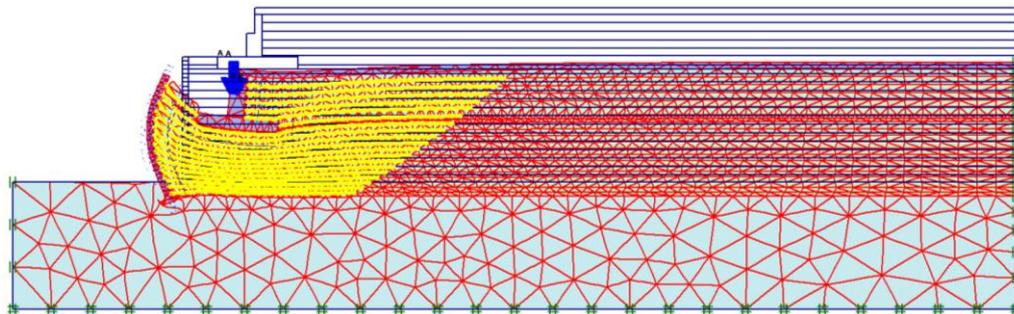


Figure 5.20 Déformation du maillage, phase 6 (Déformation amplifiée 100 fois)

La Figure 5.21 représente une comparaison entre les déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés avec PLAXIS et FLAC (Fakharian et Attar, 2007) en fonction des différentes phases de construction à deux niveaux, lit n°6 ($z = 2.2$ m) et lit n°10 ($z = 3,8$ m). Pour le niveau de lit n°6, la Figure 5.21a montre que les déplacements horizontaux calculés avec PLAXIS et FLAC (Fakharian et Attar, 2007) sont proches, mais présentent une sous-estimation des déplacements dans les premières phases de construction par rapport les mesures, puis cet écart a diminué pour les autres phases. Cette différence peut avoir résulté de lectures initiales erronées pendant la construction, ou par des paramètres qui ne sont pas prises en compte dans le calcul dans cette phase comme l'effet de compactage de remblai.

De même, la Figure 5.21b présente les déplacements horizontaux pour le niveau de lit n° 10 ($z = 3.8 \text{ m}$) même remarque a été notée sauf que l'écart est significativement plus important.

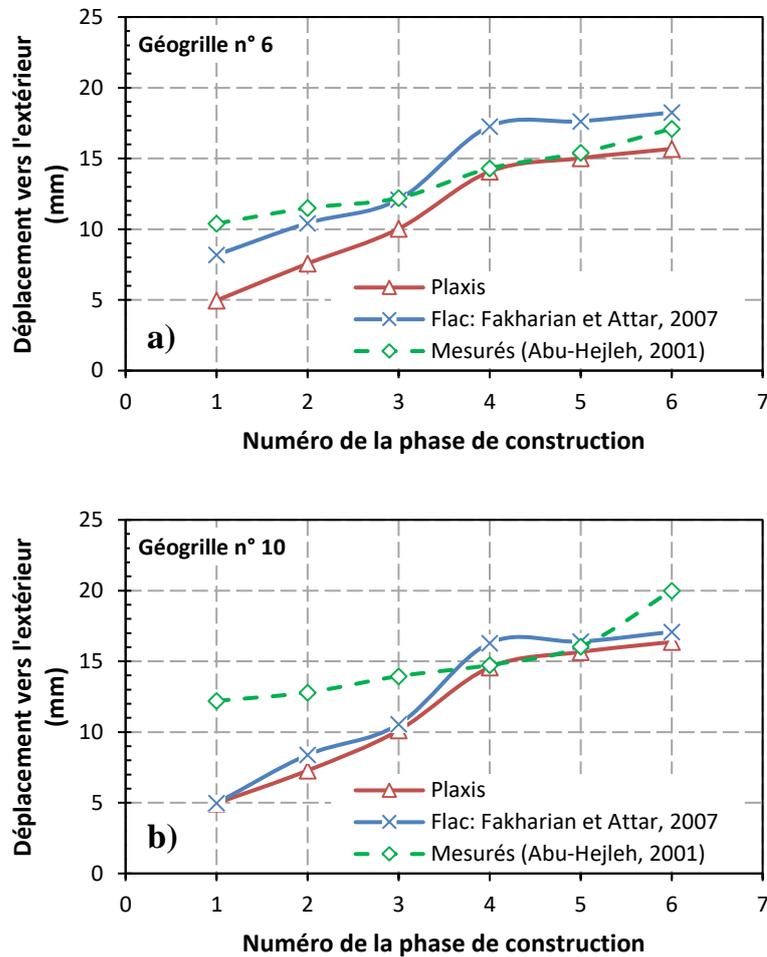


Figure 5.21 Déplacements horizontaux simulés et mesurés pendant la construction à la hauteur de : a) couche de géogrille n° 6 ; b) couche de géogrille n° 10

Les résultats mesurés et calculés de déplacement horizontal du mur dû à la mise en place de la superstructure du pont sur la culée sont présentés dans la Figure 5.22. Les courbes des déplacements résultantes des simulations avec PLAXIS donnent des déplacements légèrement inférieurs que les résultats trouvés par FLAC. L'allure des courbes des déplacements trouvés par les deux approches numériques PLAXIS et FLAC (Fakharian et Attar, 2007) sont approximativement en accord avec celles de résultante de mesures. Les trois courbes montrent que le déplacement maximum se situe au voisinage de 4 m (dans le tiers supérieur du parement, comme a été observé par Abu-Hejleh et al. (2001)).

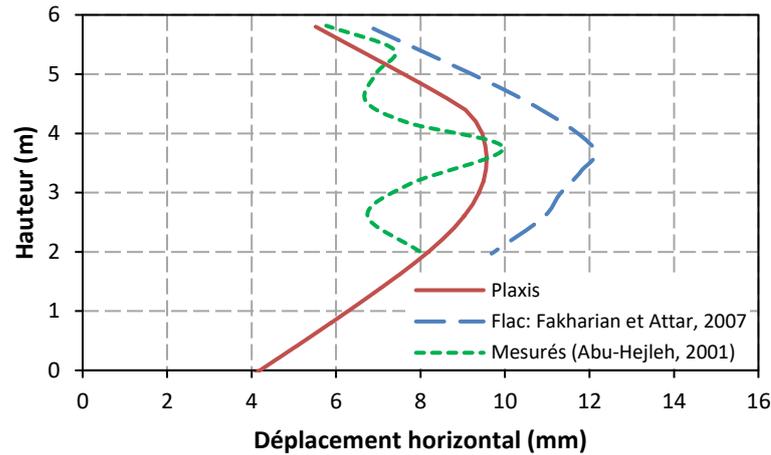
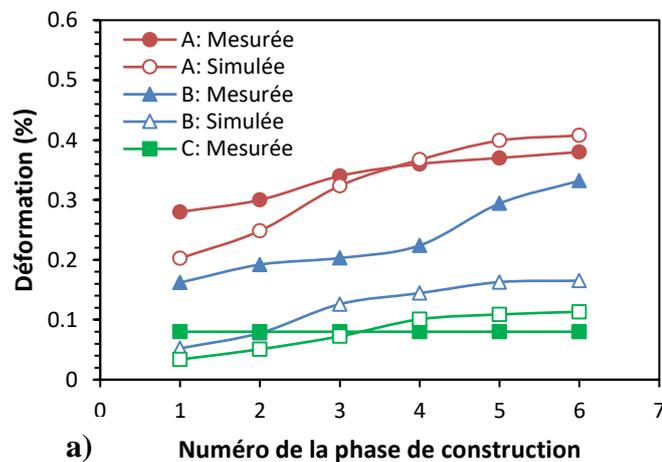


Figure 5.22 Déplacements horizontaux du parement sous l'effet du placement de la superstructure

5.6.3.2. Déformations de géogrille

Les déformations de traction mesurées et simulées dans les couches de géogrille 6 et 10 ($z = 2,2$ et 3.8m) aux points localisés A, B et C sont présentés à la Figure 5.23. La déformation simulée est inférieure à la valeur mesurée dans la couche de géogrille 6 (Figure 5.23a) aux points A et C pour les premières phases de construction. Après l'étape 2, les incréments de déformation mesurés et simulés aux points A et C sont en accord étroit. Les déformations mesurées et simulées pour la couche de géogrille 6 au point B montrent une quantité de déformation relativement importante d'environ 0,1% pendant l'étape 1. La Figure 5.23b indique un comportement similaire pour la couche de géogrille 10. Une exception est les déformations mesurées au point C, qui montrent un fort écart pendant l'étape 1.

Les déformations mesurées et simulées à différents endroits le long des couches de géogrilles 6 et 10 à l'étape 6 sont présentées à la Figure 5.24 et montrent un accord raisonnable.



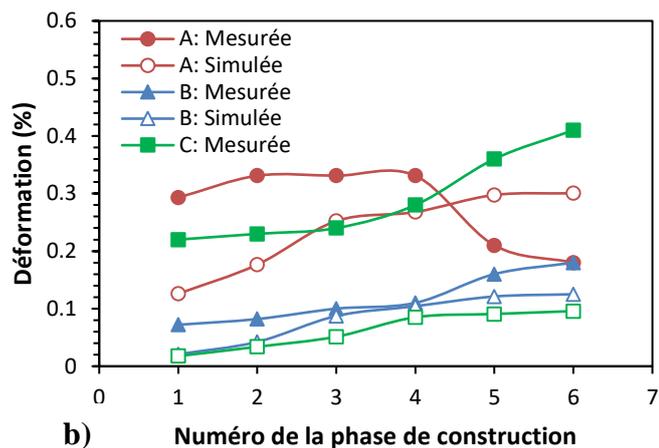


Figure 5.23 Déformations de géogrille pour différentes étapes de construction : a) la couche n°6, b) la couche n°10

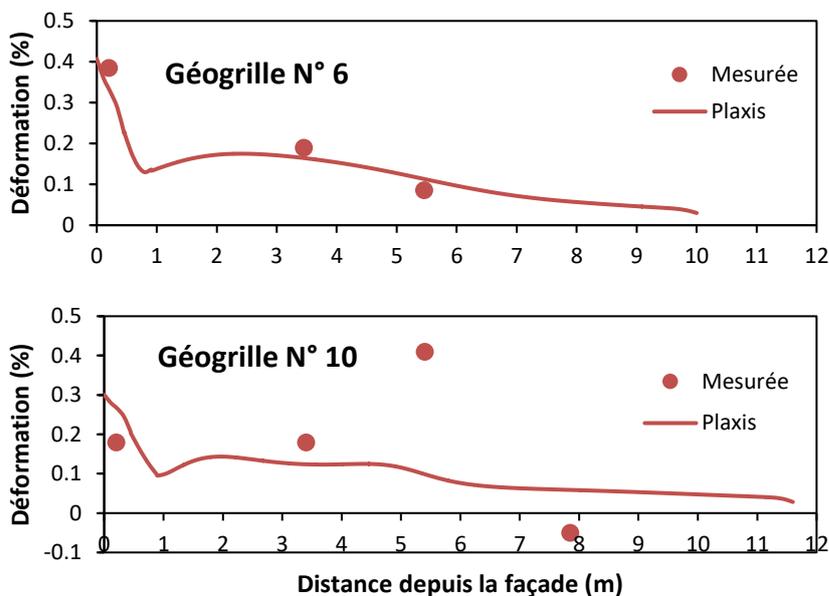


Figure 5.24 Déformations mesurées et calculées dans les couches géosynthétiques 6 et 10

5.6.3.3. Contraintes verticales dans le mur

La Figure 5.25 présente les pressions verticales de la terre mesurées et simulées pendant la construction. Pour les points localisés A et B à $z = 4,0$ m, les valeurs simulées sont en bon accord avec les mesures sur le terrain. Les pressions au point B correspondent à l'axe de la base du pont et augmentent tout au long du processus de construction.

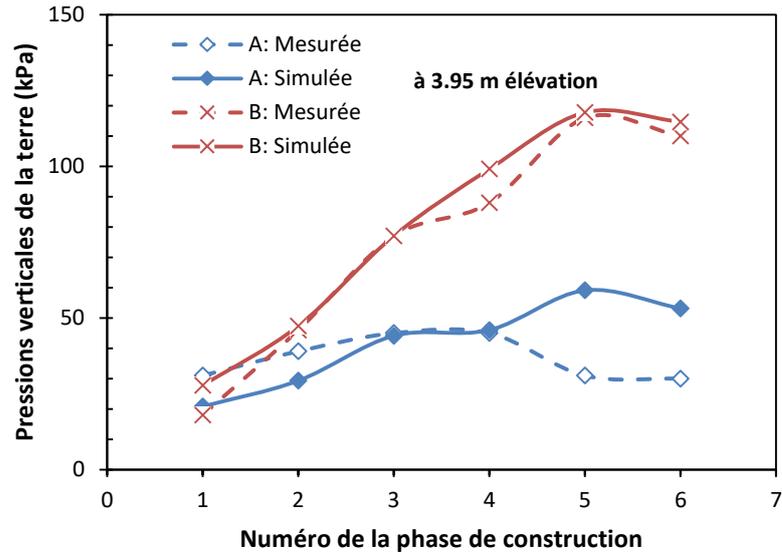


Figure 5.25 Pressions verticales de la terre pour les points d'emplacement A et B à $z = 4.0$ m

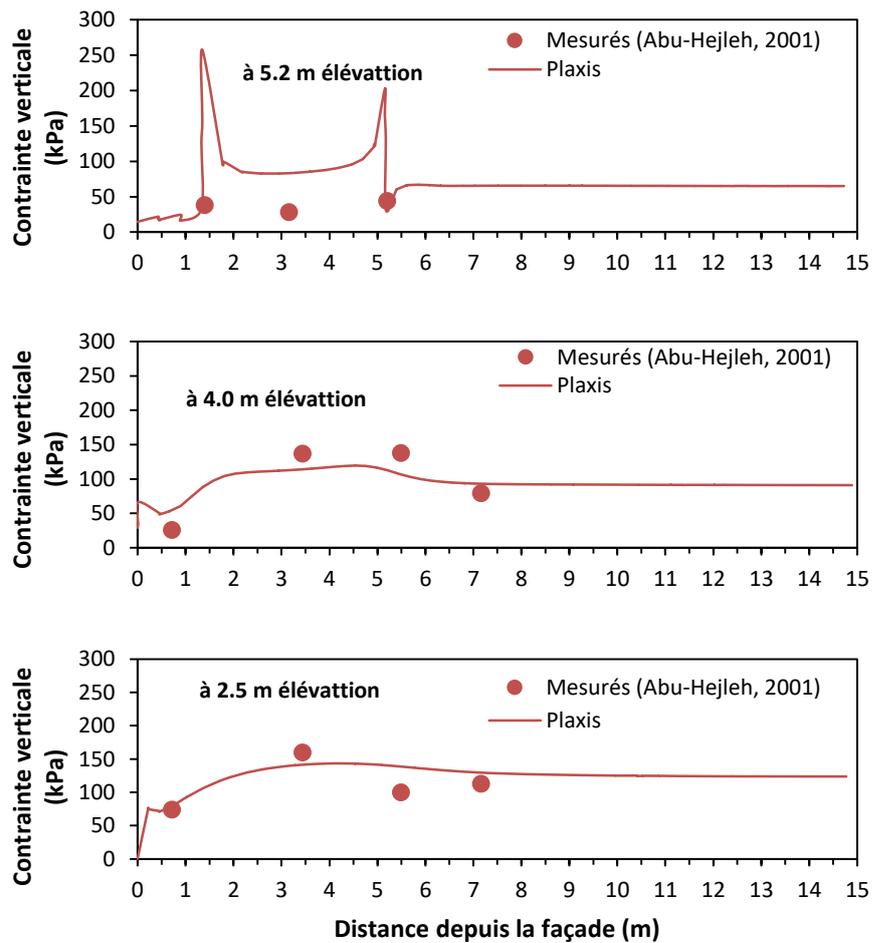


Figure 5.26 Distribution de contrainte verticale mesurée et calculée

La Figure 5.26 présente les distributions des contraintes verticales calculées à trois élévations : 2.5, 4.0 et 5.2 m. Les résultats calculés sont comparés avec les résultats mesurés à trois élévations. Une très bonne comparaison est notée à 2.5 et 4 m d'altitude. Un mauvais accord est noté à 5,2 m d'altitude (directement sous le pont). Les résultats mesurés sont beaucoup plus faibles que la pression moyenne estimée de 115 kPa due aux charges de la superstructure du pont. La cause de cette situation n'est pas claire et peut être attribuée partiellement à la grande différence de la rigidité entre la semelle du pont et le remblai renforcé.

5.7. Conclusion

PLAXIS est riche en éléments nécessaires à la modélisation des culées porteuses en sol renforcé et permet de suivre facilement les étapes de construction réelles grâce à l'option "staged construction". Les résultats des simulations obtenus par PLAXIS permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent significativement après le placement de la superstructure du pont ;
- Les lignes des tractions maximales dans les nappes de renforcement sont plus proches aux normes françaises que les normes américaines AATSHO ;
- L'utilisation d'un renforcement très souple (par exemple EA=1000) diminue la traction maximale dans la couche supérieure ;
- L'utilisation d'une armature métallique entraîne une légère augmentation des tractions par rapport une armature synthétique à grande rigidité ;
- Les résultats numériques montrent que la surface de rupture critique passe toujours par le coin arrière du sommier quel que soit sa largeur.

La comparaison entre les résultats de la modélisation numérique de la culée de Founders/Meadows et quelques mesures expérimentales de cet ouvrage a révélé que le code PLAXIS est très utile pour modéliser le comportement des culées en sol renforcé. La comparaison entre les résultats donnés par PLAXIS et FLAC, montre qu'il y a une cohérence qualitative entre nos résultats et ceux de FLAC.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'effet du renforcement des culées de pont et murs de soutènement par géogrilles est un phénomène un peu complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels (tels que ABACUS, FLAC, PLAXIS,...) faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement élasto-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb.

L'étude présentée dans cette thèse avait pour finalité d'analyser le comportement des culées de pont et murs à double parement en sol renforcé par géogrille sous sollicitations statiques. Après un exposé qui rassemble plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé comme un matériau de construction, cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis). Dans le but de comprendre les méthodes de calcul à la rupture, des fichiers Excel permettant le dimensionnement des murs de rampe et des culées porteuses en sol renforcé ont été préparés selon les récentes normes Françaises et Américaines. En suite afin de se familiariser avec le logiciel PLAXIS et d'avoir une bonne compréhension du comportement des murs de rampe et culées porteuses en sol renforcé trois applications numériques ont été présentées. La première application est sur le comportement des culées en sol renforcé par géogrille (trois cas étudiés : sommier est entièrement situé dans la zone active, sommier dans la limite de la zone active et sommier large) intéressées particulièrement par le phasage de construction, les efforts de traction maximale, lignes de traction maximale et les surfaces de rupture critiques. La deuxième application est une investigation numérique d'une culée réelle instrumentée en sol renforcé par géosynthétique. En fin, une application sur le comportement des murs à double parement en sol renforcé par géogrille (influence de la géométrie).

L'étude bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des culées en sol renforcé a permis de mettre en évidence les points suivants :

- Une culée en sol renforcé est une structure complexe et doit être analysée de façon prudente ;
- La méthode de calcul suivant la norme française est compliquée et laborieuse, par contre la norme américaine est rapide et simple ;

- Le calcul de la résistance d'interaction sol – renforcement dans la norme française n'est pas clair est très compliqué. Ainsi l'absence de données expérimentales sur le coefficient $C_{i\varphi}$;
- La norme américaine propose une ligne des tractions maximales qui n'est pas encore bien définie dans le cas de renforcement par géogrille ;
- Seule la norme américaine qui propose une méthode de dimensionnement des murs à double parement en sol renforcé.

La première application numérique est faite sur les murs de soutènement à double parement en sol renforcé. Les conclusions majeures de cette étude sont :

- La zone active décrit dans le guide de conception FHWA, c.-à-d. la distance d'interaction $D = H \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$ est une bonne estimation, ce qui est cohérent avec les résultats numériques ;
- Le guide de conception FHWA sous-estime la pression latérale des terres quand les murs à double parement effectuent interaction. L'interpoler linéairement de la pression latérale proposée par le guide de conception FHWA semble imprécis ;
- La tension maximale dans les couches de géogrille est presque indépendante de la distance entre les murs, même pour des murs très étroits. La tension maximale calculée a été trouvée très proche de la méthode d'équilibre limite. Ainsi, pour les murs étroits, le guide de conception FHWA surestime fortement la tension maximale.

L'analyse des résultats de simulation par PLAXIS des dernières applications nous a permis de conclure :

- PLAXIS est un logiciel puissant contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés ;
- Les lignes des tractions maximales dans les nappes de renforcement sont plus proches aux normes Françaises 2009 que les normes Américaines AATSHO 2007. Une bonne concordance entre les présents résultats et les résultats selon les normes Françaises et les normes Américaines ;
- La traction dans les différentes géogrilles augmente au fur et à mesure de l'avancement des étapes de construction ;
- L'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité axiale du géosynthétique a montré que l'augmentation de la rigidité du renforcement induit une augmentation de la

traction. Ainsi l'utilisation d'une armature métallique entraîne une légère augmentation des tractions par rapport une armature synthétique à grande rigidité ;

- L'analyse des lignes de rupture potentielle dans les culées en sol renforcé, reste limitée et manque encore plus de détail. Des résultats numériques montrent que la surface de rupture critique passe toujours par le coin arrière du sommier quel que soit sa largeur.
- Les résultats de simulation de la culée du pont de Founders/Meadows, y compris les déplacements, les déformations de traction dans les couches de géogrid et les pressions verticales de la terre, étaient en accord avec les mesures de terrain à diverses phases de construction ;
- Les données expérimentales des culées réelles en sol renforcé par géosynthétique au cours de leur construction et en service ne sont pas disponibles pour bien comprendre le comportement réel de l'ouvrage.

Au final, la modélisation des culées en sol renforcé par armatures synthétiques présentent un comportement plus complexe en raison de leur géométrie et de l'extensibilité des armatures synthétiques ce qui limite les calculs analytiques. Malheureusement les données expérimentales sur des ouvrages réelles ou en vraie grandeur sont insuffisantes pour avoir une compréhension approfondie de ce type d'ouvrage, et apparemment, les modélisations numériques sont presque inexistantes. Cependant, il semble utile d'assurer la continuité de ce travail.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Standard specifications for highway bridges. 4th ed. Washington (DC), Inc., 2007.

Abu-Hejleh N., Wang T. and Zornberg J.G. Performance of geosynthetic-reinforced walls supporting bridge and approaching roadway structures. ASCE Geotechnical Special Publication No. 103, Proceedings, Geo-Denver 2000, Denver, CO, 2000, pp 218-243.

Abu-Hejleh, N., McMullen, M., Hearn, G., & Zornberg, J. G. Design and Construction Guidelines for MSE Walls with Independent Full-height Facing Panels (Vol. 5). Report No. CDOT-DTD-R-2001, 2001.

Abu-Hejleh N., Zornberg J.G., Wang T. and Watcharamonthein J. Monitored displacements of unique geosynthetic-reinforced soil bridge abutments. Geosynthetics International, 2002;9(1):71-95.

Abu-Hejleh N., Zornberg J.G., Wang T., McMullen M. and Outcalt W. Performance of Geosynthetic Reinforced Walls Supporting the Founders/Meadows Bridge and Approaching Roadway Structures. Report 2: Assessment of the Performance and Design of the Front GRS Walls and Recommendations for Future GRS Abutments, Report No. CDOT-DTD-R-2001-12, Colorado Department of Transportation, Colorado, USA, 2001.

Berg R.R., Christopher B.R. and Samtani N.C. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Volume 1. Publication No. FHWA-NHI-10-024, Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009.

Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M. and Engin E. PLAXIS finite element code. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands, 2011.

CFG (Comité Français des Géosynthétiques). Fascicule 9 : Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre, 1990.

El-Sherbiny R., Ibrahim E. and Salem A. Stability of back-to-back mechanically stabilized earth walls. In: Proceedings of Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and

Embankments III, Reston, USA: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2013, p 555-65.

Fakharian K. and Attar I.H. Static and seismic numerical modeling of geosynthetic-reinforced soil segmental bridge abutments. *Geosynthetics International*, 2007;14(4):228-243.

Fascicule n° 61. Conception calcul et épreuves des ouvrages d'art titre II -programmes de charges et épreuves des ponts-routes, 2006.

Han J. and Leshchinsky D. Stability analyses of geosynthetic-reinforced earth structures using limit equilibrium and numerical methods. In: *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics (8ICG)*, Yokohama, Japan, 2006, p 1347-50.

Han J. and Leshchinsky D. Stability analysis of back-to-back MSE walls. In: *Proceedings of the 5th International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu'07)*, Fukuoka, Japan, 2007, p 487-90.

Han J. and Leshchinsky D. Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010;28(3):262-7.

Helwany S.M.B., Wu J.T.H. and Froessl B. GRS bridge abutments-an effective means to alleviate bridge approach settlement. *Geotext. Geomemb.*, 2003;21(3):177-196.

Helwany S. M., Wu, J. T. and Kitsabunnarat A. Simulating the behavior of GRS bridge abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2007; 133(10):1229-1240.

Huang B., Bathurst R.J. and Hatami K. Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2009;135(10):1486-1498.

Huang B., Bathurst R.J., Hatami K. and Allen T.M. Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010;47(8):885-904.

Lee, K. Z. Z. and Wu, J. T. H. A synthesis of case histories on GRS bridge-supporting structures with flexible facing. *Geotextiles and Geomembranes, J. Int. Geotextile Soc.*, 2004;22(4):181-204.

Leshchinsky D. and Han J. Geosynthetic reinforced multitiered walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004;130(12):1225-35.

Leshchinsky B. Limit analysis optimization of design factors for mechanically stabilized earth wall-supported footings. *Transp. Infrastruct. Geotech.*, 2014;1(2):111-128.

NCMA (National Concrete Masonry Association). *Design Manual for Segmental Retaining Walls*. Collin, J.G. (Ed.), Herndon, VA, 289pp, 1997.

NF EN 14475. Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Remblais renforcés, 2007.

NF EN 1990. Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures, 2003.

NF EN 1991. Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-7 : Actions générales - Actions accidentelles (Indice de classement : P06-117), 2007.

NF P94-220-0. Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : Justification du dimensionnement, 1998.

NF P94-220-1. Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 1 : Renforcement par des armatures métalliques en bande - Justification du dimensionnement, 1998.

NF P94-220-2. Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 2 : Renforcement par des armatures métalliques en treillis - Justification du dimensionnement, 1998.

NF P94-270. Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué, 2009.

Philipponnat G. et Hubert B. *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris, 2000.

Pierre SEGRESTIN. Le contexte normatif français des ouvrages en sol renforcé des origines à nos jours. Journée technique du CFMS - 25 mars 2009.

Terre Armée. Documentation technique et notice (voir site web).

SETRA-LCPC. Les ouvrages en terre armée : recommandations et règles de l'art. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Guides techniques, 1979.

SETRA-LCPC. Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique, 2^{ème} Edition 2000.

Won M-S. and Kim Y-S. Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 2007;25(1):10-22.

Wu, J.T.H, Lee, K., Helwany, S. and Ketchart, K. Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing System. **NCHRP** Report 556, Project 12-59, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2006.

Xiao C., Han J. and Zhang Z. Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 2016;44(1), 81-94.

Yang S., Leshchinsky B., Zhang F. and Gao Y. Required strength of geosynthetic in reinforced soil structures supporting spread footings in three dimensions. *Computers and Geotechnics*, 2016; 78, 72-87.

Yu Y., Bathurst R. J. and Miyata Y. Numerical analysis of a mechanically stabilized earth wall reinforced with steel strips. *Soils and Foundations*, 2015;55(3):536-547.

Zheng Y., Fox P. J. and Shing P. B. Verification of numerical model for static analysis of geosynthetic-reinforced soil bridge abutments. *Geosynthetics*, 2015, 152-160.

Zheng Y., Fox P. J. and Shing, P. B. Numerical study of deformation behavior for a geosynthetic-reinforced soil bridge abutment under static loading. In *IFCEE 2015*.

Zheng Y. and Fox P. J. Numerical Investigation of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments under Static Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016;142(5):04016004.