



République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et la  
Recherche Scientifique



Université Larbi Tebessi. Tébessa  
Faculté des Sciences Exactes, des Sciences de la Nature et de la Vie  
Département : Sciences de la Terre et de l'Univers

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de  
Master

Domaine : Science de la Terre et l'Univers

Filière : Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème :

**Analyse numérique de comportement des remblais d'accès de  
pont en sol renforcé par des géosynthétiques**

**Présenté par :**

CHERIT Oussama

SELAMA Karim

**Devant le jury :**

Mr. FEHDI Chemseddine	Prof.	Université de Tébessa	Président
Mr. DJABRI Mohamed	MCB	Université de Tébessa	Rapporteur
Mr. BOUMEZBEUR Abderrahmane	Prof.	Université de Tébessa	Examineur

Date de soutenance: 29/09/2020

# Remerciements

*Nous remercions DIEU tout puissant, maître des cieux et de terre, qui nous a permis de mener à bien ce travail.*

*A l'issue de la rédaction de ce travail, nous sommes convaincu que ce mémoire de fin d'étude n'aurait jamais pu être réalisé sans le soutien d'un grand nombre de personnes.*

*Nous tenons d'abord à remercier notre encadreur, nous exprimons notre gratitude à Monsieur Dr. Mohamed Djabri, Maître de conférences à l'université de Tébessa, qui nous a dirigés tout au long du travail. Qu'il trouve ici l'expression notre considération et notre profonde admiration pour toutes ces qualités scientifiques et humaines.*

*Nous exprimons toute nos reconnaissances et nos remerciements à Monsieur Fehdi Chamseddine, Professeur à l'université de Tébessa, qui a bien voulu nous faire l'honneur de présider le jury de soutenance de ce mémoire.*

*Je remercie vivement Monsieur Boumezbeur Abderrahmane, Professeur à l'université de Tébessa, qui nous a fait l'honneur d'examiner notre travail et de faire partie de jury de soutenance de notre mémoire de fin d'études de Master.*

*Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années des études.*

*Nous n'oublions pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du département de Sciences de la Terre et de l'Univers de l'université de Tébessa. Merci pour leur accueil.*

*Que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin, directement ou indirectement, trouvent ici le témoignage de notre profonde reconnaissance.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers parent Noureddine et Samira, qui  
m'ont encouragé ;*

*À toute la famille Cherit et bouchaïr ;*

*À mes frères Aymen, Diaa eddin et ma sœur  
Nadda ;*

*À tous les amis proches :*

*Karim, Atef, Mouhamed, sofnet, zakí, et*

*À toute les étudiants(e) notamment :*

*Aïmed, Chouaïb, Walid, Ayoub, Meriama, Afaf;*

*À toute personne ayant contribué à ce travail  
de prés ou de loïn*

**OUSSAMA**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers parent Mourad et Nadia , qui  
m'ont encouragé ;*

*À toute la famille Selama et Cherit ;*

*À mes frères Nadjmeddine, Abdlwadoudé et ma  
sœur Nadda ;*

*À tous les amis proches :*

*Oussama , Abdarahim, Mohamed , Amar,  
Sofnet;*

*et A toute les étudiants (e) Notamment :*

*Aïmed, Ayoub, Chouaib, Walid, Ichrak, Afaf*

*À toute personne ayant contribué à ce travail  
de près ou de loin.*

*Karim*

## RÉSUMÉ

Les murs de soutènement à double parement sont des murs de soutènement relativement proches les uns des autres. Ils sont utilisés dans la construction de remblais de ponts de chemin de fer ou de remblais d'approche de pont routier à deux à quatre voies. Le comportement des murs simples en sols renforcés est bien compris, mais les études sur les murs à double parement sont très limitées.

L'objectif principal du présent travail est d'étudier les effets de la distance ( $D$ ) entre les parements des murs opposés et la qualité du sol renforcé sur la stabilité externe de l'ouvrage sous l'action de leurs poids propre. À cette fin, une modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis a été menée pour effectuer l'analyse d'un remblai d'approche de pont construit avec un mur à double parement stabilisé mécaniquement en sol renforcé par des géosynthétiques.

Le programme aux éléments finis en deux dimensions, PLAXIS 2D, a été utilisé pour l'analyse. Des murs à double parement d'une hauteur de 6m ont été considérés, et la longueur des armatures pour les deux murs a été fixée à 4.2m (c'est-à-dire égale à 0.7 fois la hauteur du mur). La distance entre les extrémités des renforts s'étendant des deux murs a été prise égale à 0,  $0.6H$  et  $1.6H$  de sorte que le rapport largeur du mur sur hauteur ( $W/H$ ) varie de 1.4, 2.0 et 3.0, respectivement. L'espacement vertical entre les couches de renforcement a été pris comme 0.75m et l'angle de frottement interne du remblai renforcé a été varié de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ .

Les résultats de l'étude paramétrique sont donnés en termes de la pression des terres actives derrière la zone renforcée, le coefficient de sécurité et le déplacement horizontal des murs. L'effet de la connexion de l'armature au milieu du mur est également analysé lorsque les murs sont très proches l'un de l'autre.

**Mots clés:** Géosynthétiques, Modélisation numérique, Murs de soutènement, Sol renforcé, Pression des terres, déplacement horizontal.

## ABSTRACT

Back-to-back retaining walls are retaining walls that are relatively close to one another. Back-to-back walls are used in construction of railroad bridge embankments or two-to four-lane highway bridge approach embankments. The behavior of single reinforced walls is well understood, however studies on back-to-back walls are very limited.

The objective of the present work is to study the effects of the distance between opposing walls ( $D$ ) and the material properties of reinforced soil on the external stability of structure under self-weight. To this end, a finite element method based numerical modeling was conducted to perform the analysis of a bridge approach embankment constructed with back-to-back mechanically stabilized earth walls.

The two dimensional Finite Element programme, PLAXIS 2D, was used for the analysis. Back-to-back walls of height 6m was considered, and the length of reinforcements for both the walls was fixed as 4.2m (i.e., equal to 0.7 times the height of wall). The distance between the ends of the reinforcements extending from the two walls was taken equal to 0,  $0.6H$  and  $1.6H$  so that the wall width to height ratio ( $W/H$ ) varies from 1.4, 2.0 and 3.0, respectively. The vertical spacing between the reinforcement layers was taken as 0.6 m and the internal friction angle of the reinforced backfill was varied from  $34^\circ$  to  $25^\circ$ .

The results of the parametric study are given in terms of the active earth pressure behind the reinforced zone, the safety factor and the horizontal displacement of the walls. Effect of connecting the reinforcement at the middle of the wall is also analysed when the walls are very close one to each other.

**Key words:** Geosynthetic, Numerical modeling, Retaining walls, Reinforced soil, Earth pressure, Horizontal displacement.

## ملخص

جدران الاستناد بالتربة المدعمة ذو واجهتين متقابلتين هي جدران استنادية قريبة نسبيًا من بعضها البعض، حيث يتم استخدامها في بناء ردم الجسور للسكك الحديدية أو الردم القريب من الجسور بالطرق ذات اتجاهين إلى أربعة اتجاهات. إن سلوك جدران الاستناد للتربة المدعمة مفهوم جيداً، في حين أن الدراسات على الجدران ذات الواجهتين المتقابلتين محدودة للغاية.

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة آثار المسافة ( $D$ ) بين الجدران المتقابلة الجدران المقابلة ونوعية التربة المدعمة على الاستقرار الخارجي للهيكل تحت تأثير ثقله. تحقيقاً لهذه الغاية، تم إجراء نمذجة رقمية على أساس طريقة العناصر المحدودة لتحليل ردم قريب من جسر تم إنشاؤه بجدار ذو واجهتين مستقر ميكانيكياً بالتربة المدعمة بالجيوسنتيتيك

للتحليل، تم استخدام برنامج العناصر المحدودة ثنائية الأبعاد PLAXIS 2D. تم اعتماد الجدران ذات الوجهين المتقابلين بارتفاع ( $H$ ) قدره 6 أمتار وتم تحديد طول التعزيزات لكلا الجدارين ب 4.2 متر ( أي ما يساوي 0.7 ضعف ارتفاع الجدار). تم أخذ المسافة بين نهايات التسليح الممتدة من الجدارين  $0.6H$  ،  $1.6H$  و 0 بالتالي فإن نسبة عرض الجدار ( $W$ ) إلى الارتفاع ( $W/H$ ) يختلف من 3، 2 و 1.4 على التوالي. تم أخذ التباعد العمودي بين طبقات التسليح 0.75 م وتم تغيير زاوية الاحتكاك الداخلي للردم المقوى من  $34^\circ$  إلى  $25^\circ$ .

يتم إعطاء نتائج الدراسة البارامترية من حيث ضغط التربة النشطة خلف المنطقة المعززة، معامل الأمان والانتقال الأفقي للجدران. تم أيضاً تحليل تأثير ربط التسليح في الوسط عندما يكون الجدارين قريبين جداً من بعضها البعض.

**الكلمات المفتاحية:** الجيوسانتيتيك، النمذجة الرقمية، الجدران الاستنادية، التربة المدعمة، ضغط التربة، الانتقال الأفقي.

## Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 : LES MURS DE SOUTÈNEMENT</b>	
1.1 INTRODUCTION	3
1.2 DÉFINITION ET DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS DE MUR DE SOUTÈNEMENT	3
1.2.1 Définition de mur de soutènement	3
1.2.2 Éléments de mur de soutènement	3
1.3 DIFFÉRENTS TYPE DE MURS DE SOUTÈNEMENT	4
1.3.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	5
1.3.2 Cas où la poussée est reprise par l'encastrement	7
1.3.3 Cas où la poussée est reprise par des ancrages	8
1.4 MODE DE PRISE DES TERRES ACTIVES	8
1.4.1 Rappels sur les pressions latérales de la terre	8
1.4.2 Notion de poussée et de butée	9
1.4.3 Catégories de pression latérale de la terre	10
1.4.4 Déterminations des pressions sur les écrans	13
1.5 MÉTHODES DE CALCUL DES POUSSÉES ET DES BUTÉES DES TERRES	15
1.5.1 Méthodes de calcul classiques	15
1.5.2 Autres méthodes	18
1.6 CONCLUSION	19
<b>Chapitre 2 : LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ</b>	
2.1 INTRODUCTION	21
2.2 LA TERRE ARMÉE	21
2.2.1 Définition de la Terre Armée	21
2.2.2 Les éléments de la Terre Armée	22
2.3 AVANTAGES ET DOMAINES D'UTILISATION DE LA TERRE ARMÉE	27
2.3.1 Les avantages de la Terre Armée	27
2.3.2 Domaines d'utilisation de la Terre Armée	27
2.4 MODE DE FONCTIONNEMENT DE LA TERRE ARMÉE	28
2.4.1 La stabilité interne	29
2.4.2 La stabilité externe	30
2.5 LES PRODUITS GÉOSYNTHÉTIQUES	30
2.5.1 Définition des géosynthétiques	31



2.5.2	Principales produits géosynthétiques	31
2.6	LES FONCTIONS PRINCIPALES DES GÉOSYNTHÉTIQUES	33
2.6.1	Séparation et filtration	33
2.6.2	Drainage	34
2.6.3	Renforcement	34
2.6.4	Étanchéité	34
2.6.5	Protection, lutte contre l'érosion et anti fissuration	34
2.7	PRINCIPALES PROPRIÉTÉS ET CARACTÉRISTIQUES DES PRODUITS GÉOSYNTHÉTIQUES	35
2.7.1	Principales propriétés des géosynthétiques	35
2.7.2	Les caractéristiques principales des géosynthétiques	35
2.8	DOMAINE D'UTILISATION DES GÉOSYNTHÉTIQUES	36
2.8.1	Principales domaines d'utilisation	36
2.8.2	Autres domaines d'utilisation	37
2.8.3	Exemples d'utilisation des géosynthétiques en Algérie	38
2.9	CONCLUSION	39
<b>Chapitre 3 : LES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT</b>		
3.1	INTRODUCTION	40
3.2	LES MURS DE SOUTÈNEMENT À GÉOMETRIE COMPLEXE	40
3.2.1	Les culées de pont	41
3.2.2	Les murs superposés (étagés)	42
3.2.3	Les murs trapézoïdaux	43
3.2.4	Les murs étayés	43
3.3	CONCEPTION DES MURS À DOUBLE PAREMENT	44
3.3.1	Définition des murs à double parement	44
3.3.2	Conception selon les guides Français	44
3.3.3	Conception selon les guides Américains	46
3.3.4	La comparaison entre les deux guides	48
3.4	COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT (Stabilité externe)	48
3.4.1	Les travaux de Han et Leshchinsky (2010)	48
3.4.2	El-Sherbiny <i>et al.</i> (2013)	50
3.4.3	Benmebarek <i>et al.</i> (2016)	51
3.5	CONCLUSION	53

<b>Chapitre 4 : ANALYSE NUMERIQUE DES REMBLAIS D'ACCES DE PONT</b>	
4.1 INTRODUCTION	54
4.2 ÉTUDE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT	54
4.2.1 Modèle de base	54
4.2.2 Présentation de l'étude	57
4.3 RÉSULTATS DE L'ÉTUDE	57
4.3.1 Surface critique et mode de rupture	57
4.3.2 Pression des terres actives derrière la zone renforcée	59
4.3.3 Déplacements horizontaux des murs	61
4.3.4 Coefficient de sécurité	62
4.4 EFFET DE CONNEXION DES RENFORCEMENTS AU MILIEU	64
4.4.1 Surface critique de rupture	64
4.4.2 Flexibilité du mur	64
4.5 CONCLUSION	65
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>66</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	<b>69</b>

## Liste des Figures

Désignation de la Figure	Page
<i>Figure 1.1. Les différents éléments d'un mur de soutènement</i>	4
<i>Figure 1.2. Mur en T renversé (Annane, 2013)</i>	5
<i>Figure 1.3. Mur en déblai (Annane, 2013)</i>	6
<i>Figure 1.4. Diverses dispositions de bèches (Annane, 2013)</i>	6
<i>Figure 1.5. Mur à contreforts (Annane, 2013)</i>	7
<i>Figure 1.6. Principe de la poussée et de la butée</i>	9
<i>Figure 1.7. La poussée et la butée</i>	9
<i>Figure 1.8. Développement des pressions actives et passives de la terre</i>	10
<i>Figure 1.9. Contraintes au repos</i>	11
<i>Figure 1.10. Pression active de la terre</i>	12
<i>Figure 1.11. Pression passive (butée) de la terre</i>	12
<i>Figure 1.12. Diagramme des pressions sur un écran dû au poids des terres</i>	13
<i>Figure 1.13. Diagramme des pressions sur un écran dû à la surcharge</i>	14
<i>Figure 1.14. Poussée sur un mur selon Coulomb</i>	16
<i>Figure 1.15. Représentation des états de poussée et de butée dans le plan de Mohr</i>	17
<i>Figure 1.16. Equilibres de Boussinesq et de Rankine</i>	17
<i>Figure 1.17. Détermination de l'action de la cohésion dans le massif de Boussinesq</i>	18
<i>Figure 2.1. Mur en Terre Armée</i>	21
<i>Figure 2.2. Éléments d'un mur en Terre Armée</i>	22
<i>Figure 2.3. Armatures métalliques : (a) bandes métallique haute adhérence, (b) treillis soudés</i>	23
<i>Figure 2.4. Les renforcements géosynthétiques : (a) système Freyssisol, (b) système de connexion GeoMega</i>	23
<i>Figure 2.5. Panneaux ou écailles de la façade du mur</i>	26
<i>Figure 2.6. Écaille cruciforme de la façade du mur</i>	26
<i>Figure 2.7. Quelques ouvrages en Terre Armée</i>	28
<i>Figure 2.8. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée</i>	29
<i>Figure 2.9. Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en Terre Armée : (a) la contrainte de référence, (b) les différentes sollicitations</i>	30
<i>Figure 2.10. Exemple de géotextile : (a) Géotextile non tissé, (b) Géotextile tissé, (c) Géotextile tricoté</i>	32
<i>Figure 2.11. Géocomposites</i>	32
<i>Figure 2.12. Géomembranes</i>	32
<i>Figure 2.13. Types de Géogrilles : (a) Géogrille uni-axiale, (b) Géogrille bi-axiale, (c) Géogrille tridimensionnelle</i>	33
<i>Figure 2.14. Principales fonctions des géosynthétiques</i>	34
<i>Figure 2.15. Principales domaines d'utilisation des géosynthétiques : (a) construction routière (b) renforcement d'une pente par des géosynthétiques, (c) une nappe géosynthétique pour une construction d'un remblai, (d) un mur de soutènement renforcé par géosynthétiques</i>	37
<i>Figure 2.16. Autres domaines d'utilisation des géosynthétiques : (a) végétation à l'aide de géogrille (b) un bassin couvé par géomembrane, (c) les géosynthétiques dans les bassins de traitement</i>	38
<i>Figure 2.17. Exemples d'utilisation des géosynthétiques en Algérie : (a) rampes d'accès à un ouvrage d'art à MSILA, (b) mur de soutènement Chevaley wilaya d'Alger, (c) traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétiques dans la willaya de Bejaïa</i>	38

<i>Figure 3.1. Les murs de soutènement à géométrie complexe (FHWA, 2009)</i>	41
<i>Figure 3.2. Culée de pont</i>	42
<i>Figure 3.3. Murs superposés (étagés)</i>	42
<i>Figure 3.4. Murs trapézoïdaux</i>	43
<i>Figure 3.5. Murs étayés</i>	43
<i>Figure 3.6. Construction de murs à double parement</i>	44
<i>Figure 3.7. Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979)</i>	45
<i>Figure 3.8. Lignes des tractions maximales et longueur d'adhérence dans les murs à double parement (SETRA-LCPC, 1979)</i>	45
<i>Figure 3.9. Conception et définition des murs de soutènement en sols renforcés à double parement (FHWA, 1997)</i>	46
<i>Figure 3.10. Conception de murs à double parement (FHWA, 2009)</i>	48
<i>Figure 3.11. Modèle de base pour le cas <math>W/H=2</math> (Han et Leshchinsky, 2010)</i>	49
<i>Figure 3.12. Comportement de mur à double parement : (a) surface critique de rupture, (b) pression latérale des terres (Han et Leshchinsky, 2010)</i>	49
<i>Figure 3.13. Effets de la distance sur la stabilité externe : (a) pression des terres, (b) déplacement horizontal du mur (El-Sherbiny et al., 2013)</i>	50
<i>Figure 3.14. Effets de la longueur de renforcement sur la stabilité externe : (a) pression des terres, (b) déplacement horizontal du mur (El-Sherbiny et al., 2013)</i>	51
<i>Figure 3.15. Dimensions et paramètres des modèles étudiés (Benmebarek et al., 2016)</i>	52
<i>Figure 3.16. Distribution de la pression latérale (Benmebarek et al., 2016)</i>	52
<i>Figure 3.17. Effet de la cohésion du sol sur la pression latérale (Benmebarek et al., 2016)</i>	53
<i>Figure 4.1. Géométrie du modèle de base (<math>W/H=2</math>)</i>	54
<i>Figure 4.2. Surface de rupture pour <math>W/H=2</math> : (a) pour <math>\varphi=34^\circ</math>, (b) pour <math>\varphi=25^\circ</math></i>	57
<i>Figure 4.3. Surface de rupture pour <math>W/H=3</math> : (a) pour <math>\varphi=34^\circ</math>, (b) pour <math>\varphi=25^\circ</math></i>	58
<i>Figure 4.4. Surface de rupture pour <math>W/H=1.4</math> : (a) pour <math>\varphi=34^\circ</math>, (b) pour <math>\varphi=25^\circ</math></i>	58
<i>Figure 4.5. Mode de rupture pour <math>\varphi=34^\circ</math>: (a) Pour <math>W/H=2</math>, (b) <math>W/H=3</math>, (c) <math>W/H=1.4</math></i>	59
<i>Figure 4.6. Distribution des pressions des terres actives derrière la zone renforcée : (a) pour <math>\varphi=34^\circ</math>, (b) pour <math>\varphi=25^\circ</math></i>	59
<i>Figure 4.7. Comparaison entre la force résultante numérique (<math>F_a</math>) par rapport à celle théorique de Rankine (<math>F_h</math>)</i>	60
<i>Figure 4.8. Déplacement horizontal de parement des murs à la fin de construction: (a) pour <math>\varphi=34^\circ</math>, (b) pour <math>\varphi=25^\circ</math></i>	61
<i>Figure 4.9. Influence du rapport <math>W/H</math> sur le déplacement horizontal des murs</i>	62
<i>Figure 4.10. Allure du coefficient de sécurité <math>F_s</math> pour <math>W/H=2</math>, <math>\varphi=34^\circ</math></i>	62
<i>Figure 4.11. Valeurs du coefficient de sécurité <math>F_S</math></i>	63
<i>Figure 4.12. Variation du coefficient sécurité <math>F_S</math> pour <math>\varphi=34^\circ</math></i>	63
<i>Figure 4.13. Surface critique de rupture : (a) cas des renforcements connectés au milieu, (b) cas des renforcements non connectés au milieu</i>	64
<i>Figure 4.14. Déplacement horizontal de mur à la fin de construction : (a) cas de renforcements connectés au milieu, (b) cas de renforcements non connectés au milieu</i>	64

## Liste des Tableaux

Désignation de Tableau	Page
<i>Tableau 1.1. Conclusion de différents types des murs de soutènement</i>	4
<i>Tableau 1.2. Coefficient de pression latérale des sols au repos (Schlosser, 1991)</i>	11
<i>Tableau 1.3. Déplacement du mur nécessaire pour une poussée</i>	12
<i>Tableau 1.4. Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive</i>	13
<i>Tableau 4.1. Paramètres de données de sol pour le modèle de base</i>	55
<i>Tableau 4.2. Caractéristiques de parement</i>	56
<i>Tableau 4.3. Caractéristiques des renforcements</i>	56
<i>Tableau 4.4. Valeurs numériques des résultantes des pressions latérales</i>	60
<i>Tableau 4.5. Point d'application de la résultante de la pression <math>F_a</math></i>	61
<i>Tableau 4.6. Variation de déplacement horizontal maximal en fonction de <math>\varphi</math></i>	62
<i>Tableau 4.7. Variation de coefficient de sécurité <math>F_s</math> en fonction de <math>\varphi</math></i>	63

## Liste des notations et abréviations

$D$	Distance entre les deux murs de remblai d'accès
$E$	Module d'Young
$H$	Hauteur de mur de soutènement
$J$	Module d'élongation du géosynthétique (kN/m)
$K$	Coefficient de poussée des terres interne au massif
$L$	Longueur du renforcement (m)
$R_v$	Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif
$S_v$	Espacement vertical entre les lits d'armatures
$T_{\max}$	Effort de traction maximale dans les renforcements
$T_p$	Effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures au niveau du parement
$U_x$	Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé
$W$	Largeur de la base de remblai d'accès de pont
$b$	Largeur d'un élément de renforcement
$C$	Cohésion
$e$	Excentricité de la résultante des charges
$z$	Profondeur depuis le sommet de mur de soutènement
$\alpha_i$	Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement
$\gamma$	Poids volumique du terrain
$\delta$	Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée
$\nu$	Coefficient de Poisson.
$\sigma_v$	Contrainte verticale appliquée sur le renforcement
$\sigma_h$	Contraint horizontale
$\tau_{\max}$	Contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\phi$	Angle de frottement interne
$\psi$	Angle de dilatance
$K_y$	L'effet dû au poids des terres
$K_c$	L'effet dû à la cohésion du matériau (théorème des états correspondants)
$K_q$	L'effet dû à la surcharge
$K_a$	Coefficient de poussée
$\sigma_p$	La contrainte de butée (passive)
$\sigma_p$	La contrainte de poussée (active)
$M$	Moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement
$F_{sr}$	Coefficient de sécurité de modèle de référence (W/H=2)
$\Delta F_s$	Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports.
$U_{xr}$	Déplacement horizontal maximal dans le modèle de référence (W/H=2).
$\Delta U_x$	Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports de W/H
AASHTO:	American Association of State Highway and Transportation Officials.
BS 8006	: British Standard Institution 8006.
FHWA	: Federal Highway Administration.
NF P94-270:	Normes française de calcul des ouvrages géotechniques.
LCPC	: Laboratoire central des ponts et chaussés.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les murs de soutènement en sol renforcé, également connus sous le nom de la Terre Armée, sont largement utilisés dans le monde entier en raison de techniques de construction simples, de l'esthétique et de leur rentabilité. En principe, la Terre Armée est un système composite qui consiste en un renforcement du sol, un matériau de remblai, un élément de parement et une fondation. Depuis la construction du premier mur de soutènement en sol renforcé par des géosynthétique, ce système a été utilisé avec succès comme structures de rétention des terres pendant plus de quatre décennies. La supériorité des géosynthétiques par rapport aux autres renforcements a fait des murs en sol renforcé par des géosynthétiques l'une des options importantes dans la conception des murs de soutènement.

Aujourd'hui, une variété de structures en sol renforcé est largement utilisée dans les projets de construction de routes sous la forme de murs de soutènement, de culées de pont et de routes d'accès. Afin de construire le pont à l'approche des remblais, des rampes d'autoroute et des rampes à largeur limitée, une géométrie spéciale de structures en sol renforcé avec deux murs opposés est couramment utilisée. Ce type de structure de sol renforcé stabilisé mécaniquement, connu sous le nom de mur à double parement « Back-to-back » est une alternative bien connue aux murs de soutènement conventionnels.

Dans ce type de murs, la distance de deux murs opposés ( $D$ ) est un paramètre clé qui joue un rôle important dans le comportement de l'ouvrage. Sur la base de cette distance, les murs à double parement sont divisés en deux. Dans le premier cas, l'espacement entre les deux murs ( $D$ ) opposés ( $D$ ) est suffisant pour mobiliser la pression active totale du sol et les deux murs peuvent agir indépendamment. Le guide américain des routes et autoroutes fédérales « F.H.W.A 2009 » estime qu'une distance  $D_i \geq H \tan(45 - \varphi/2)$ , où  $\varphi$  et  $H$  sont l'angle de frottement interne de remblai et la hauteur du mur, respectivement est suffisante pour que les deux murs peuvent être conçus de manière indépendante l'un de l'autre et les méthodes classiques de la détermination de la pression des terres sont valables.

Dans le second cas, en raison de la distance insuffisante entre les deux murs opposés, la pression active des terres ne peut pas être totalement mobilisée et la pression active réduite doit être considérée pour analyser la stabilité externe. Dans ce cas, en supprimant complètement la distance entre les murs, l'effet de remblai sur les zones renforcées s'estompe et aucune pression de terre latérale extérieure n'est appliquée sur les zones renforcées.

Malgré l'importance de ce paramètre clé, aucun critère spécifique n'a encore été fourni pour distinguer ces deux cas. Les travaux de ce mémoire reposent essentiellement par conséquent sur l'analyse de comportement de murs de soutènement à double parements en sols renforcés par les géosynthétiques. L'objectif principal est d'étudier l'influence de deux paramètres de conception sur la stabilité externe de remblai d'approche de pont couramment réalisé avec ce type de murs soumis à son poids propre seulement.

Pour en y arriver à nos objectifs, le manuscrit que l'on se propose de présenter s'articule autour de quatre chapitres cerné par une introduction générale et une conclusion générale.

- **Le premier chapitre** traitera les murs de soutènement. Nous introduirons les définitions de base et nous présenterons les différents éléments constituant ces structures. Ensuite, nous détaillerons les modes de prise des terres en particulier les pressions actives. Par ailleurs, cela a comme priorité d'exposer les méthodes classiques de calcul des pressions des terres actives derrière les écrans de soutènement.
- **Le deuxième chapitre** s'attache à décrire les murs de soutènement en sol renforcé. Tout d'abord, nous présenterons les notions relatives à Terre Armée. Ensuite, nous présenteront le mode de fonctionnement en se basant essentiellement sur la stabilité interne et externe sous l'effet des actions statiques seulement. Une attention particulière dans ce chapitre est donnée aux produits géosynthétiques qui sont aujourd'hui en pleine progression et qui sont largement utilisés comme éléments de renforcement des murs.
- Dans **le troisième chapitre**, nous aborderons les murs de soutènement en sol renforcé classé à géométrie complexe, en se basant en particulier sur les murs à double parement qui feront l'objet de notre contribution. Ensuite, nous décrirons les méthodes de dimensionnement, de justification et de vérification de ces ouvrages à travers les normes françaises et américaines existantes. À la fin du chapitre, nous exposerons quelques études numériques tirées de la littérature mettant l'accent sur leur stabilité externe. Cette synthèse bibliographique va nous permettre de mieux comprendre le comportement complexe de ces structures et nous guidera à choisir notre contribution.
- **Le quatrième chapitre** portera sur notre contribution relative à l'analyse numérique de remblais d'approche de pont couramment construit avec des murs à double parement. À cet effet, nous présenterons une application dans laquelle nous évaluerons l'influence de deux paramètres structuraux, à savoir la distance entre les murs opposés et l'angle de frottement interne de sol renforcé sur la stabilité externe de l'ouvrage. Lorsque les deux murs opposés sont très proches l'un de l'autre, l'effet de connexion des renforcements sera aussi discuté. La modélisation numérique bidimensionnelle en éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D Version 8 est adoptée. Les résultats de cette étude sont donnés sous formes de courbes montrant la variation de pression des terres actives, le coefficient de sécurité et le déplacement horizontal du mur choisis comme critère de la stabilité externe.

Nous terminons ce manuscrit par une conclusion dans laquelle nous présentons une synthèse sur les travaux réalisés au cours de ce mémoire et les perspectives qui peuvent en découler.



# Chapitre 1:

## LES MURS DE SOUTÈNEMENT

### 1.1. INTRODUCTION

Dans le domaine de la géotechnique, on définit comme structure de soutènement tout ouvrage adapté à retenir la poussée du terrain. Les soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories selon leurs formes géométriques et leurs matériaux de constructions : Murs de soutènements classiques, murs en terres renforcés et écrans plans de soutènement.

Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite en première étape la détermination des pressions des terres agissant sur la surface de contact du mur et du massif de sol, en se basant sur l'application des théories de poussée et de butée bien connues.

Les trois principales méthodes de calcul utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limites sont celles de Coulomb, de Rankine et de Boussinesq. Par ailleurs, il existe plusieurs méthodes de calcul des pressions des terres comme la méthode de Sokolovski, construction de Culmann (courbe de Culmann), théorie de Brinch Hansen et la méthode du coefficient de réaction.

### 1.2. DÉFINITION ET DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS DE MUR DE SOUTÈNEMENT

#### 1.2.1. Définition de mur de soutènement

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, voire en même bois ou en polymère.

#### 1.2.2. Éléments de mur de soutènement

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles: un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage (Figure 1.1).

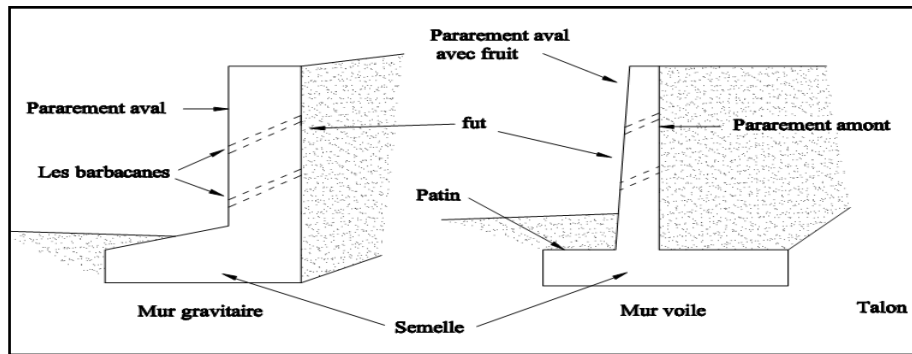


Figure 1.1. Les différents éléments d'un mur de soutènement

### 1.3. DIFFÉRENTS TYPE DE MURS DE SOUTÈNEMENT

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques (Tableau 1.1).

Tableau 1.1. Conclusion de différents types des murs de soutènement

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou maçonnerie	Mur en Terre Armée	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur cantilever en béton armé	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

L'effort de poussée exercé par le massif de terres retenu peut être repris de diverses manières, trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est reprise par l'encastrement ;
- La poussée est reprise par des ancrages.

### 1.3.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Dans ce type d'ouvrage on trouve :

#### A) Les murs en béton ou en maçonnerie

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façon multiples (Annane, 2013).

#### B) Mur en T renversé classique

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé, dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

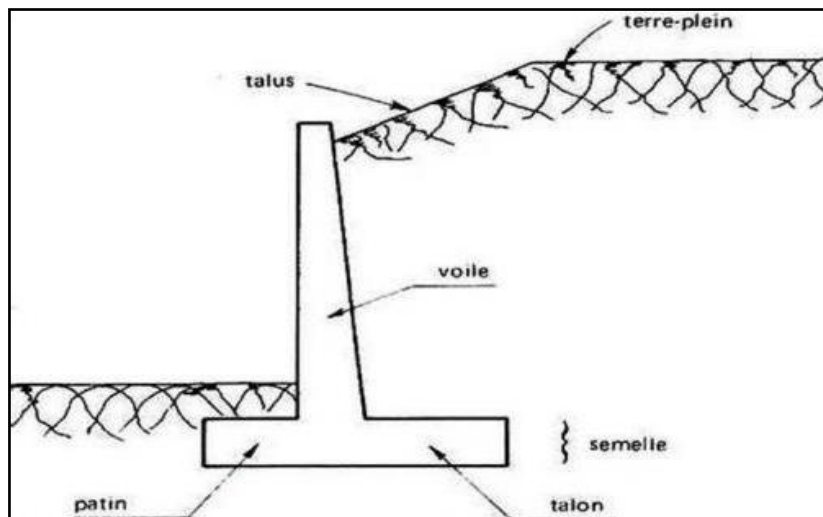


Figure 1.2. Mur en T renversé (Annane, 2013)

#### C) Murs en déblai

Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus, les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin.

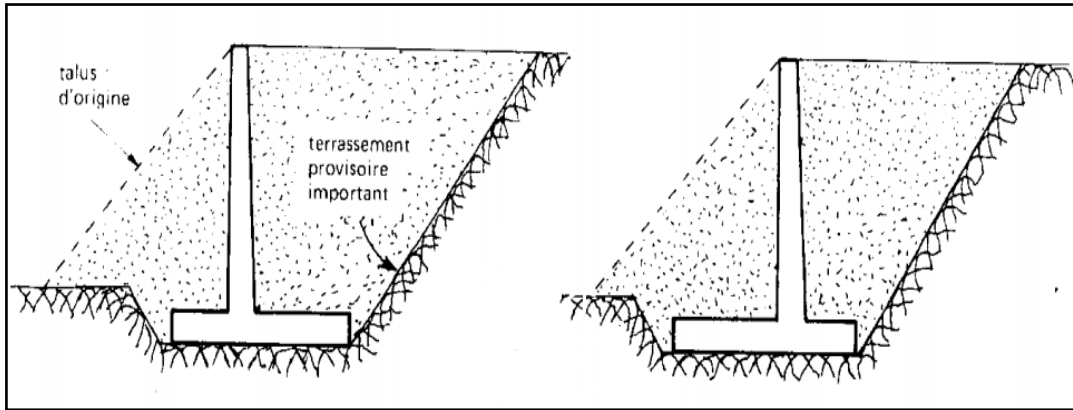


Figure 1.3. Mur en déblai (Annane, 2013)

#### D) Diverses dispositions de bêches

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant (Figure 1.4.a) ou à l'arrière de la semelle (Figure 1.4.b), ou parfois encore en prolongement du voile (Figure 1.4.c).

Cette bêche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage, le premier cas peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel (Figure 1.4.a). Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement.

Le troisième cas peu usité, est néanmoins intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant aciers en attente (Figure 1.4.c).

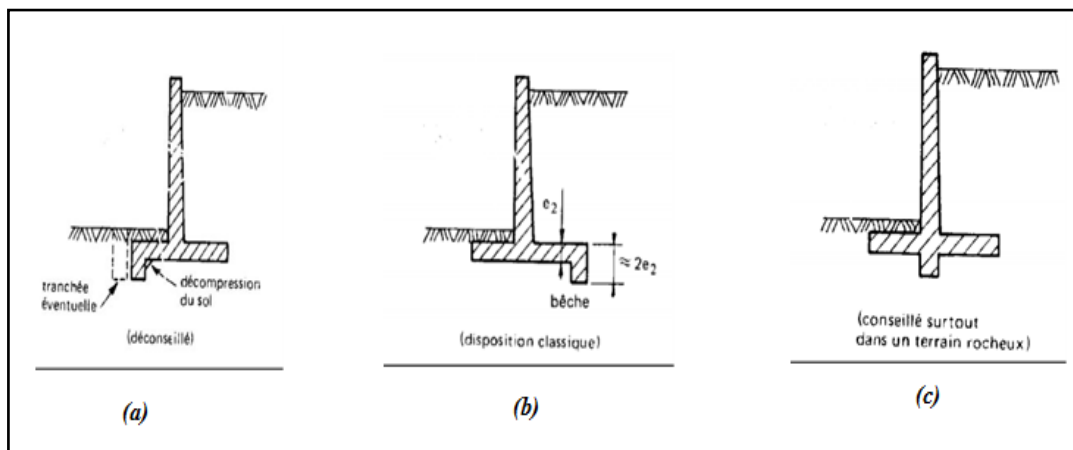


Figure 1.4. Diverses dispositions de bêches (Annane, 2013)

#### E) Mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts ayant pour but de raidir le voile (Figure 1.5).

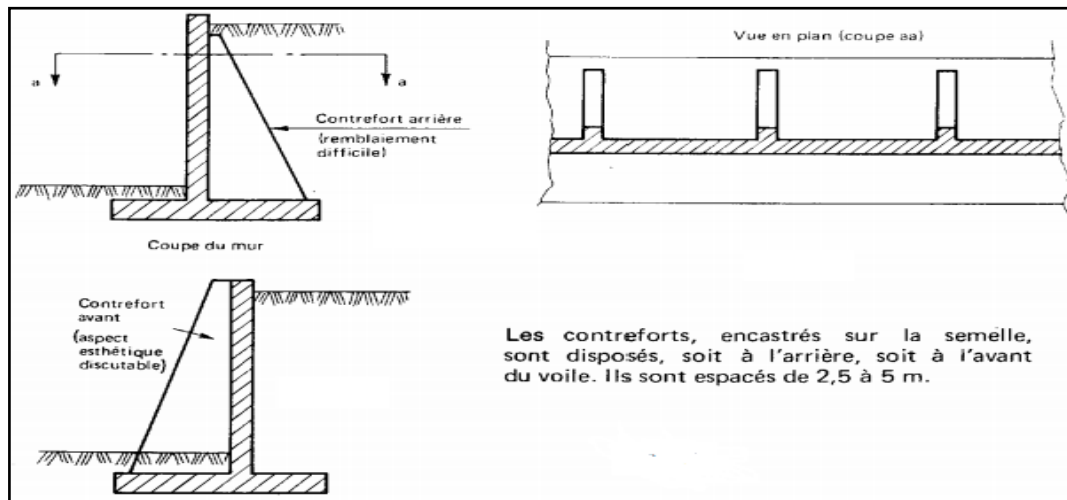


Figure 1.5. Mur à contreforts (Annane, 2013)

## F) Mur en terre armée

Un massif en terre armée est constitué de trois composants;

- Un remblai granulaire compacté en couche peu épaisses ;
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures : Les métalliques et les géosynthétiques.
- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en élément de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place.

## G) Des Ouvrages cellulaires

Sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en élément préfabriqué. Dans les travaux maritimes par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaire en palplanches métallique ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

### 1.3.2. Cas où la poussée est reprise par l'encastrement

#### A) Les murs cantilevers

Un mur cantilever est la structure la plus commune pour retenir le sol ou un autre type de matériel. Ce sol appelé remblai, est maintenu dans des positions qui ne serait pas normalement se trouver, et s'effluence de la gravité, sans le mur de soutènement ou si la structure a échoué.

Une paroi en porte à faux est construite à partir de béton armé et est construite avec une plaque de base et la tige qui est plus mince que dans les autres types de murs de soutènement la base est constituée d'un talon, qui se trouve au-dessous du sol et une pointe qui se trouve sur la partie extérieure de la paroi de base.

La construction en porte à faux est plus efficace lorsque les murs sont à moins de 25pieds (environ 7.6m) de hauteur, un mur cantilever est constitué de semelles de construction, entrains et le béton, acier principal est placé sur la cote qui rencontre le plus de tension.

### **B) La paroi moulée**

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres.

Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation ou les déformations liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements horizontaux et verticaux du sol ne risquent pas d'endommager les constructions existant à proximité.

### **C) Les rideaux de palplanches**

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

#### **1.3.3. Cas où la poussée est reprise par des ancrages**

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encaster et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planchers disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés. Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc :

- les murs ancrés ;
- les parois moulées ancrées ;
- les palplanches ancrées.

Dans les parois (parois moulées ou palplanches) ancrées la stabilité est assurée par la mise en butée, mais aussi la mise en contrebutée du terrain sur la hauteur ancrée de la paroi.

## **1.4. MODE DE PRISE DES TERRES ACTIVES**

### **1.4.1. Rappels sur les pressions latérales de la terre**

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols.

Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus.

Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

### 1.4.2. Notion de poussée et de butée

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos.

En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif).

En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif).

On représente la force horizontale  $F$  à appliquer à cet écran de soutènement pour le déplacer d'une longueur  $\varepsilon$  (Figures 1.6 et 1.7).

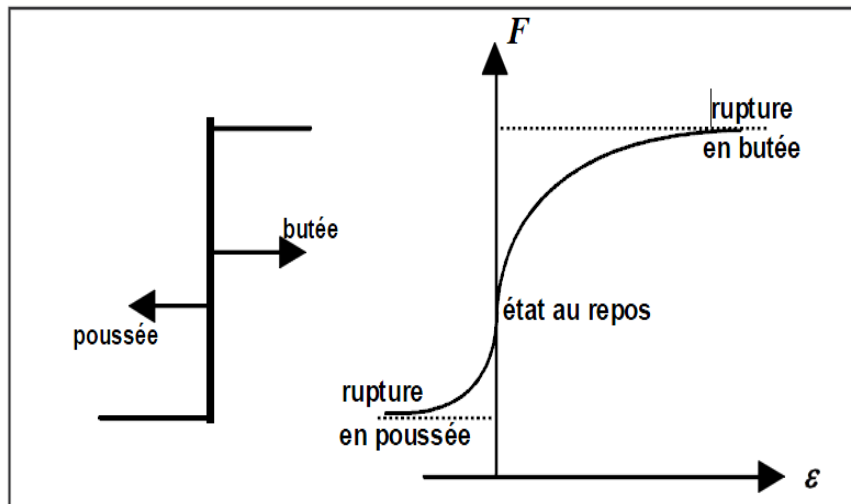


Figure 1.6. Principe de la poussée et de la butée

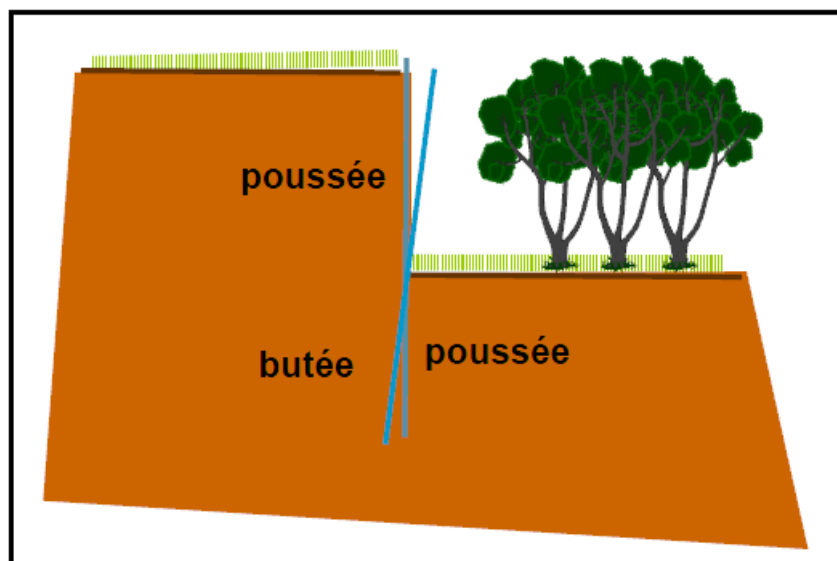


Figure 1.7. La poussée et la butée

### 1.4.3. Catégories de pression latérale de la terre

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit (Figure 1.8).

Les trois catégories sont:

- État de repos du sol ;
- État de poussée du sol (Pression active de la terre) ;
- État de butée du sol (Pression passive de la terre).

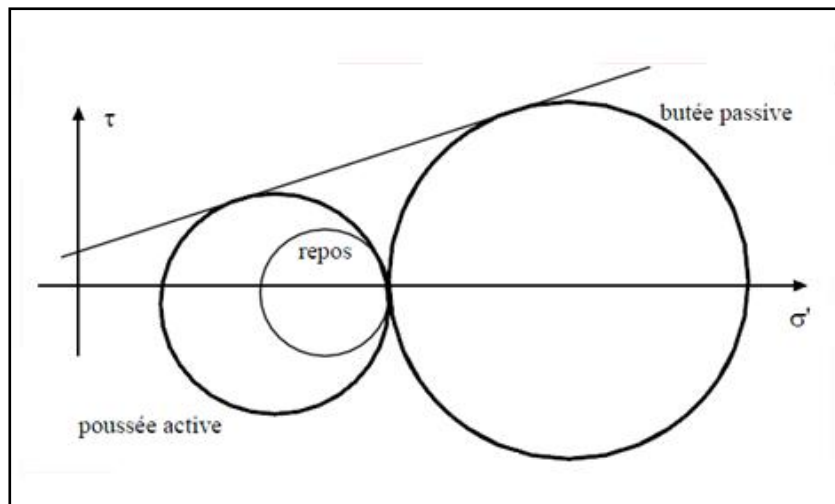


Figure 1.8. Développement des pressions actives et passives de la terre

#### A) État des sols au repos

A la profondeur  $z$  sous un remblai indéfini (Figure 1.9):

- la contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est :

$$\sigma'v = \gamma' \cdot z \quad (1.1)$$

- la contrainte horizontale (sur une facette verticale), s'il n'y a pas de déplacement latéral est :

$$\sigma'h = K_0 \cdot \sigma'v \quad (1.2)$$

$K_0$  étant, par définition, le coefficient des terres au repos.

#### Exemples:

Pour un sable :  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

Pour les argiles molles et les vases :  $K_0 = 1$

Pour les argiles normalement consolidées :  $K_0 \approx 0,5$



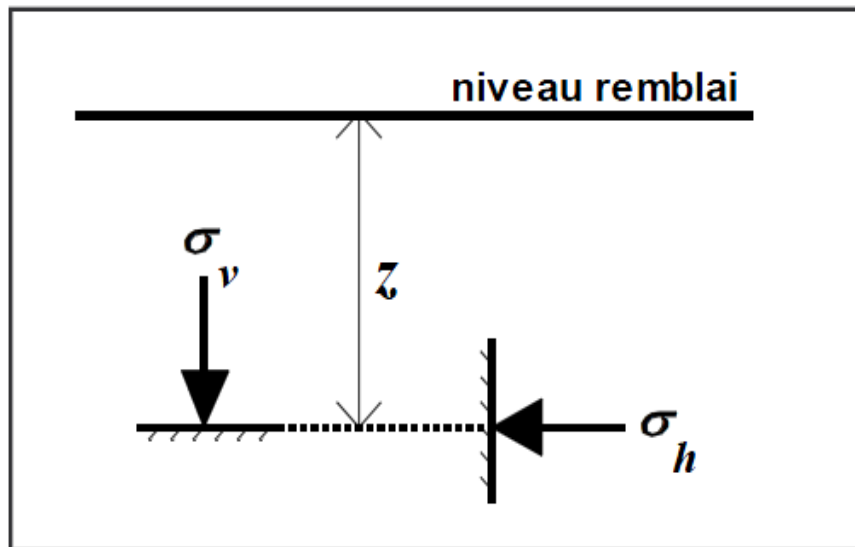


Figure 1.9. Contraintes au repos

Tableau 1.2. Coefficient de pression latérale des sols au repos (Schlosser, 1991)

Coefficient $K_0$ pour quelques types de sols	
Type de sol	Valeur de $K_0$
Sable lâche	0,45 à 0,50
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,50
Argile sur consolidée	> 0,50

### B) État de poussée du sol (Pression active de la terre)

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol (Figure 1.10). Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée.

Les études expérimentales, montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur le vertical.

Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire.

Le Tableau 1.3 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible band.

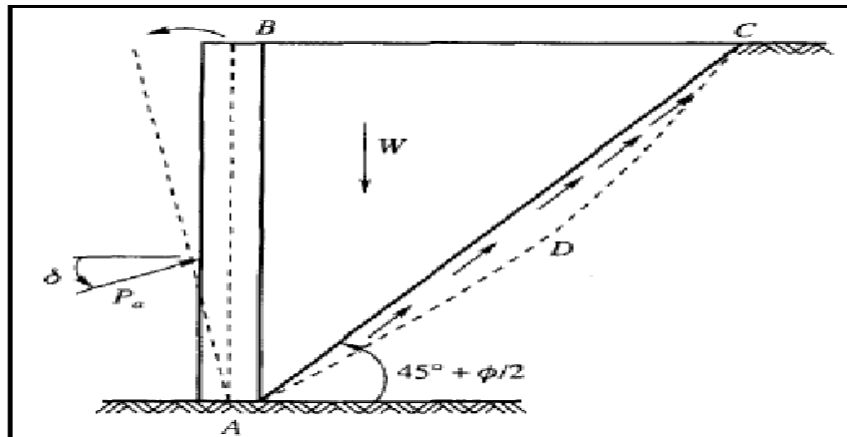


Figure 1.10. Pression active de la terre

Tableau 1.3. Déplacement du mur nécessaire pour une poussée

Types de sol	Déplacement du mur
Sables	0.001H à 0.004H
Argiles	0.01H à 0.04H

### C) État de butée du sol (Pression passive de la terre)

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée (Figure 1.11).

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le Tableau 1.4 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée. La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

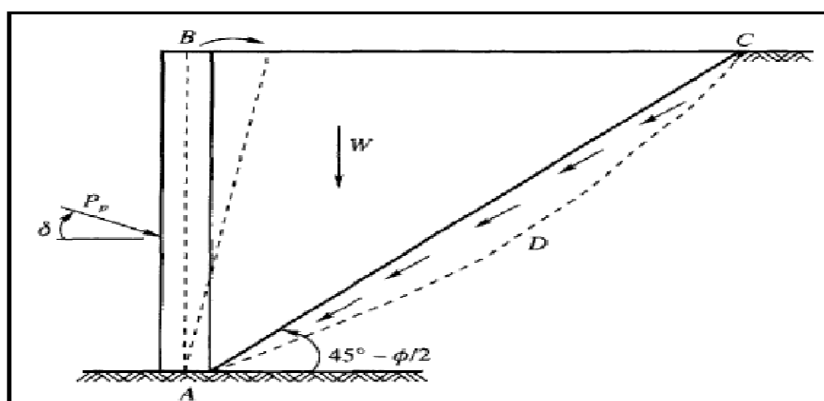


Figure 1.11. Pression passive (butée) de la terre

**Tableau 1.4. Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive**

Types de sol	Déplacement du mur
Sable dense	$0.005H$
Sable meuble	$0.01H$
Argile tendre	$0.01H$
Argile molle	$0.05H$

#### 1.4.4. Déterminations des pressions sur les écrans

Pour les murs non fixé dans un sol frottant ( $\varphi \neq 0$ ) les pressions limites agissant sur le mur peuvent être déterminées par superposition approchée des effets séparés de trois composantes principales (Bouafia, 2005):

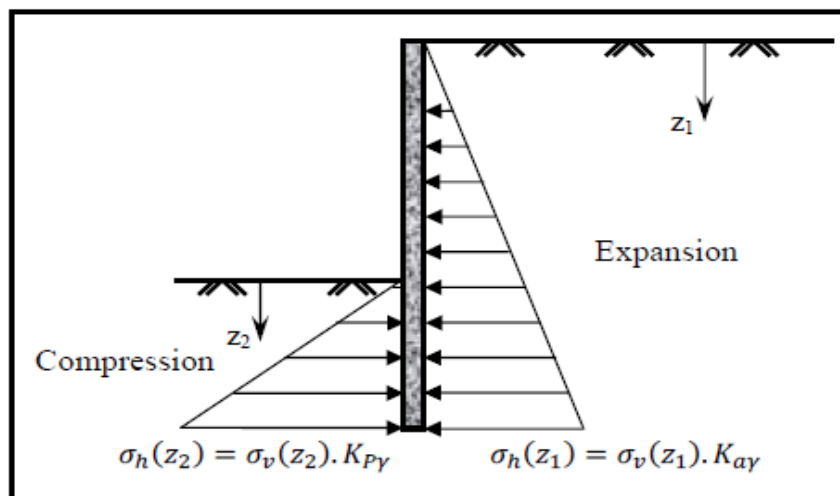
- L'effet dû au poids des terres ( $K\gamma$ ) ;
- L'effet dû à la cohésion du matériau (théorème des états correspondants) (**Kc**) ;
- L'effet dû à la surcharge (**Kq**).

##### A) Calcul de la pression due au poids des terres

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la pression due au poids des terres, notamment celles de Coulomb de Rankine et de Boussinesq, etc.

Le coefficient dû au poids des terres ( $K\gamma$ ) est noté ( $K_{a\gamma}$ ) en cas de poussée et ( $K_{p\gamma}$ ) en cas de butée.

Si le sol est homogène le diagramme de contrainte est triangulaire et la résultante agit au tiers de la hauteur à partir de la base de l'écran (Figure 1.12).



**Figure 1.12. Diagramme des pressions sur un écran dû au poids des terres**

## B) Calcul de la pression due à la surcharge

La pression ( $P_q$ ) sur le mur provenant d'une surcharge uniforme "q" agissant à la surface d'un sol non cohérent et non pesant a été déterminée par Sokolovsky par le biais de la méthode des caractéristiques des contraintes, comme suit ;

$$P_q = K_q \cdot q \quad (1.3)$$

Avec  $K_q$  en fonction de  $(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$ .

Le coefficient dû à une surcharge  $K_q$  est noté  $K_{aq}$  en cas de poussée et  $K_{pq}$  en cas de butée.

Si le sol est homogène, la pression sur le mur ( $P_q$ ) est uniforme et sa résultante agit au milieu du mur (Figure 1.13).

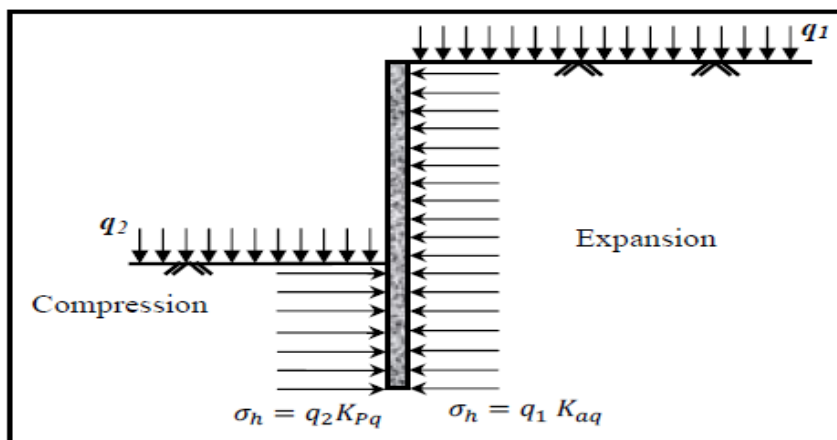


Figure 1.13. Diagramme des pressions sur un écran dû à la surcharge

## C) Calcul de la pression due à la cohésion du matériau

On tient compte de l'effet de la cohésion à l'aide du théorème des états correspondants appliqué à un massif non pesant non cohérent soumis à une surcharge ( $c / \text{tg} \varphi$ ) sur l'interface sol/mur ainsi que sur la surface du sol. La composante normale au mur est telle que :

$$P_{cn} = \mp \frac{c}{\text{tg} \varphi} (1 - K_q \cdot \cos \delta) \quad (1.4)$$

Les signes (+) et (-) correspondent respectivement au cas de la poussée et de la butée. Cette composante fait diminuer la pression globale du massif en cas de poussée et le fait augmenter en cas de butée. En pratique, les massifs ayant une cohésion élevée exercent de faibles forces de poussée sur les murs et réagissent par des fortes forces de butée. En outre, un massif de sol cohérent exerce une poussée plus petite que celle d'un massif pulvérulent.

En cas d'un sol purement cohérent ( $\varphi = 0$ ), le principe de superposition des effets n'est applicable, puisqu'on ne peut étudier séparément l'effet de la cohésion (théorème des états correspondants non applicable).

On calcul alors une pression globale en se basant sur la méthode de Rankine applicable à ce cas.

## 1.5. MÉTHODES DE CALCUL DES POUSSÉES ET DES BUTÉES DES TERRES

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain.

Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol.

### 1.5.1. Méthodes de calcul classiques

Les trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont: la méthode de Coulomb (Coulomb, 1776), la méthode de Rankine (Rankine, 1857) et la méthode de Boussinesq (Boussinesq, 1882).

#### A) Méthode de Coulomb (1776)

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée (Figure 1.14).

La méthode de Coulomb admet les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène et isotrope;
- le mur est rigide;
- la surface de rupture est plane;
- l'angle de frottement  $\delta$  entre le mur et le sol est connu ( $\delta$  est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur);
- la cohésion n'est pas prise en compte.

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (1.5)$$

Où  $K_a$  coefficient de poussée, est donné par la formule de Poncelet :

$$K_a = \frac{\sin^2(\rho - \varphi)}{\sin^2 \rho \cdot \sin(\rho + \delta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\rho + \delta) \cdot \sin(\rho - \beta)}} \right]^{-2} \quad (1.6)$$

Pour  $\beta = 0$ ,  $\rho = \pi/2$  et  $\delta = 0$  (mur lisse), on obtient:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.7)$$

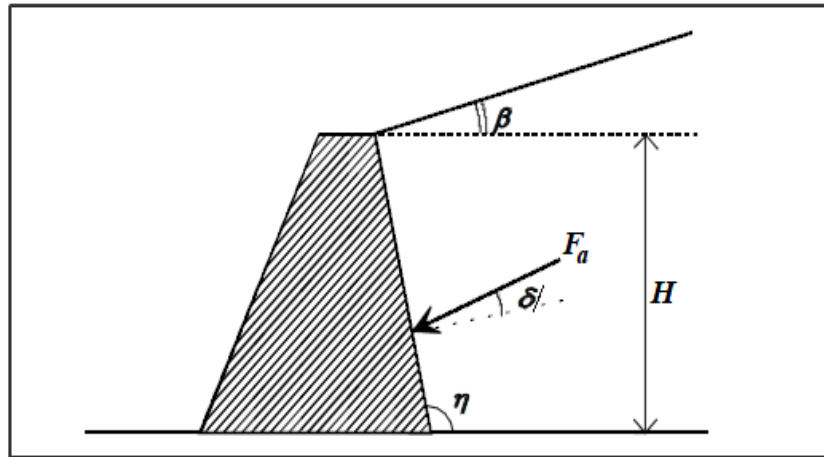


Figure 1.14. Poussée sur un mur selon Coulomb

### B) Théorie de Rankine (1860)

Hypothèses :

- le sol est isotrope ;
- le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$\sigma_v = \gamma \cdot h$  pour un sol à surface horizontale ;

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$  pour un sol à surface inclinée d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale.

Nous considérerons seulement le cas d'un écran vertical.

Pour les sols pulvérulents ( $c = 0$ ) et à surface horizontale.

La contrainte de poussée (active) est :

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot h \quad (1.8)$$

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.9)$$

De même, la contrainte de butée (passive) est :

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad (1.10)$$

Avec :

$$K_p = 1/K_a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.11)$$

- Pour les sols purement cohérents ( $\phi = 0$ )

$$K_a = 1 - 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \quad (1.12)$$

$$K_p = 1 + 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \quad (1.13)$$

- Pour les sols cohérents et frottant

Un changement d'origine sur l'axe des  $\sigma$  tel que  $OO' = H \cdot c \tan \phi$  ramène au cas d'un sol sans cohésion (Figure 1.15).

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right) - 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right) \quad (1.14)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi + \phi}{4}\right) + 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi + \phi}{4}\right) \quad (1.15)$$

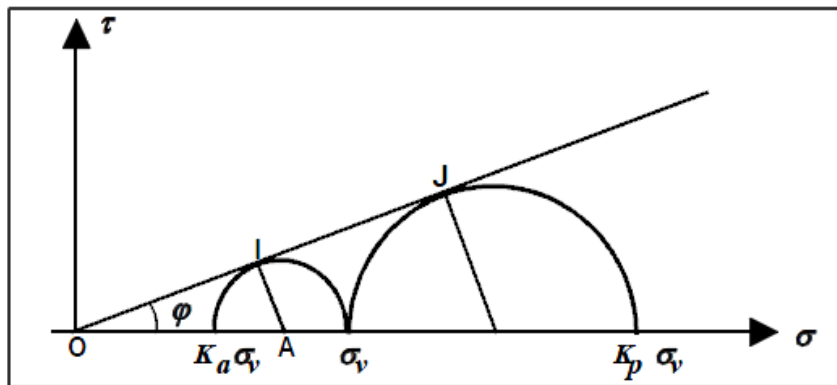


Figure 1.15. Représentation des états de poussée et de butée dans le plan de Mohr

### C) Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine, en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire, en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte de conditions aux limites sur l'écran (Figure 1.16).

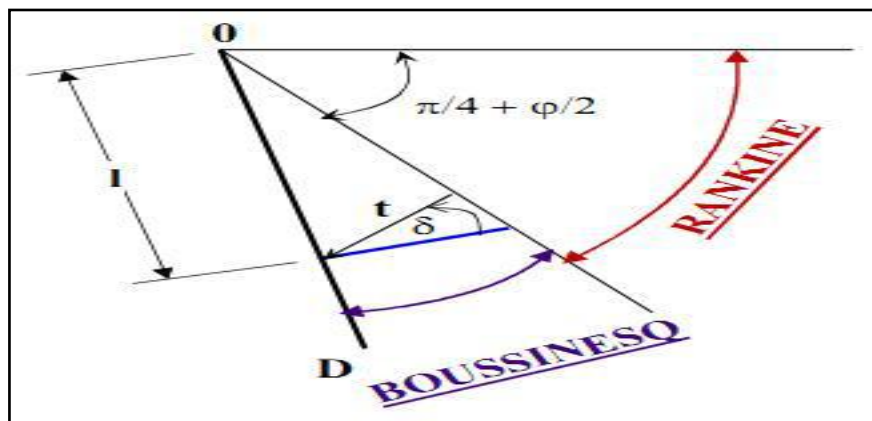


Figure 1.16. Equilibres de Boussinesq et de Rankine

En 1948, Caquot et Kerisel rassemblent des tables de coefficients de poussée et de butée des terres qui sont encore utilisée aujourd'hui.

D'une façon pratique, on déterminera l'action des terres derrière un écran en distinguant trois actions : action du poids propre, action de la surcharge et action de la cohésion.

- **action de la cohésion**

En butée :

$$\sigma'h = C/tg\phi (K_{pq}-1) = C/tg\phi \cdot K_{pc} \quad (1.16)$$

Qui est supérieure à zéro c'est à dire que la cohésion pousse l'écran vers l'amont

En poussée :

$$\sigma'h = C/tg\phi (K_{aq}-1) = C/tg\phi \cdot K_{ac} \quad (1.17)$$

Qui est inférieure à zéro c'est à dire que la cohésion tire l'écran vers l'amont (Figure 1.17).

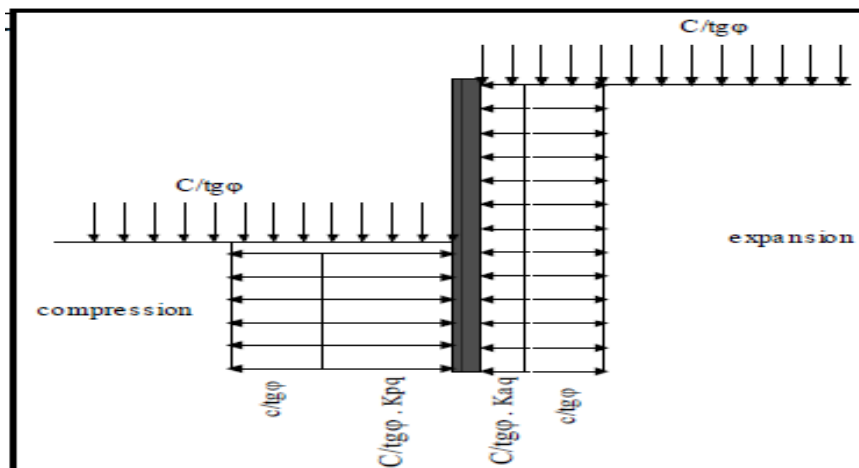


Figure 1.17. Détermination de l'action de la cohésion dans le massif de Boussinesq

### 1.5.2. Autres méthodes

#### A) Construction de Culmann (courbe de Culmann)

Cette méthode est une méthode graphique a été présentée par le mathématicien allemand Karl Culmann (1821-1881). Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'amplitude et la position de la résultante de la poussée active ou passive.

Elle est utilisé pour des remblais horizontaux ou en pente, avec un matériau stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif.

#### B) Méthode de Sokolovski (1960)

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent ou cohérent permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique.



Il donne des équations générales de l'équilibre qui se prêtent fort bien à l'intégration numérique par la méthode des lignes de glissement. Mais cette méthode nécessite pour chaque cas examiné des calculs numériques assez longs. De plus, la non-linéarité de la distribution des contraintes sur l'écran ne facilite pas l'exploitation des résultats.

### C) Théorie de Brinch Hansen (1953 ; 1962)

Il ya beaucoup de problèmes qui ne peuvent se résoudre par le seul biais de zones plastiques et des schémas plus élaborés comportant à la fois des zones plastiques et des zones élastiques doivent donc être envisagées. Brinch Hansen a développé ce point de vue et, au prix de quelques simplifications, il a donné des modèles de calculs pratiques très complets, tout en se basant sur la théorie de l'équilibre plastique comme support.

### D) Brinch-Hansen

La méthode propose des schémas plus élaborés comportant à la fois des zones plastiques et des zones élastiques ;

- Les modèles de calculs sont pratiques et très complets ;
- La méthode est basée sur la théorie de l'équilibre plastique.

### E) Méthode du coefficient de réaction

La méthode du coefficient de réaction considère une loi reliant la pression exercée par le sol sur le rideau aux déformations du rideau. En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure.

La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau. L'écran est représenté par une poutre élastique d'un certain module d'élasticité.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de réaction. Ces méthodes relient souvent ce coefficient aux paramètres du sol et de l'ouvrage sous forme d'équation (Exemples : [Ménard et al., 1964](#) ; [Balay, 1984](#) ; [Schmitt, 1991](#)). De nombreux auteurs ont également travaillé à l'amélioration de cette méthode (Exemples : [Onishi et Sugawara, 1999](#)).

## 1.6. CONCLUSION

Un mur de soutènement est une structure habituellement utilisée lorsqu'il y a de la terre ou d'autres matières pulvérulentes ou granulaires à retenir. Il est surtout nécessaire pour les terrains en pente.

Un mur de soutènement est aussi utilisé quand l'aménagement d'une surface plane dans un endroit au relief irrégulier est indispensable. Souvent, il est érigé en bord de route pour contenir les terres d'une montagne ou d'une vallée. Il permet de lutter contre les éboulements et les glissements de terrain.

Ces ouvrages ne doivent pas être réalisés à la légère : les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai dans les projets routiers.

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols, est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Les méthodes d'évaluation des pressions des terres, sont essentielles pour la conception. La mauvaise mise en œuvre des règles de construction se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.

Les méthodes classiques sont souvent utilisées pour déterminer les pressions des terres actives derrière les murs de soutènement classique. Pour les murs de soutènement en sol renforcé connus souvent sous le nom de la terre Armée, la détermination de ces pressions sera difficile vu l'interaction entre les différents éléments constituant l'ouvrage. Dans le prochain chapitre, on va mettre l'accent sur la technique de la Terre Armée qui ne cessent se développer à travers le monde.

## Chapitre 2 :

# LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

### 2.1. INTRODUCTION

La stabilisation des massifs de sol se fait, dans certains cas, par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, c'est des massifs en sol renforcé.

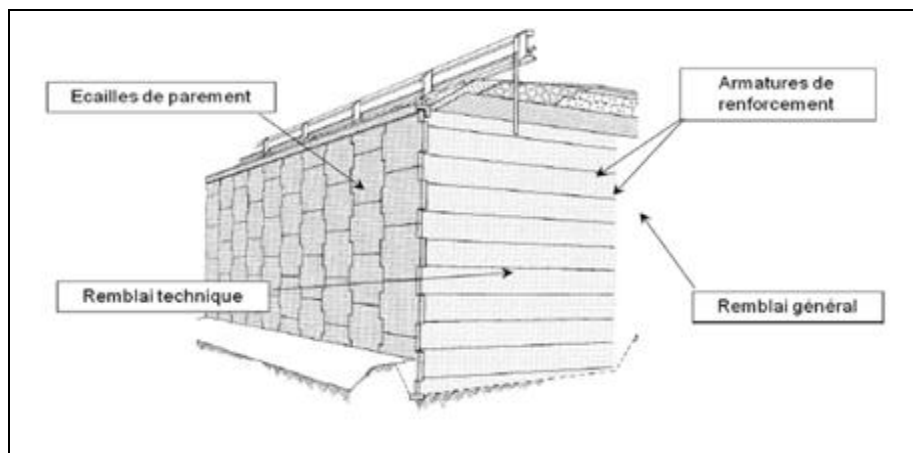
La Terre Armée est l'un des premiers types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couches successives horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Les ouvrages réalisés avec la technique Terre Armée sont essentiellement de deux types : murs de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts.

Les renforcements utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures métalliques sont remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables qui présentent une extensibilité plus importante.

### 2.2. LA TERRE ARMÉE

#### 2.2.1. Définition de la Terre Armée

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement ([Figure 2.1](#)). L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage.



*Figure 2.1. Mur en Terre Armée*

Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement pour les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

Ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

Il y a d'autres techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû aux progrès technologiques, consistent à améliorer les propriétés mécaniques des sols (clouage, jet grouting, micropieux, colonnes ballastées...etc.).

### 2.2.2. Les éléments de la Terre Armée

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée (Figure 2.2) a une influence directe sur sa stabilité et ses performances (Abdelouhab, 2010).

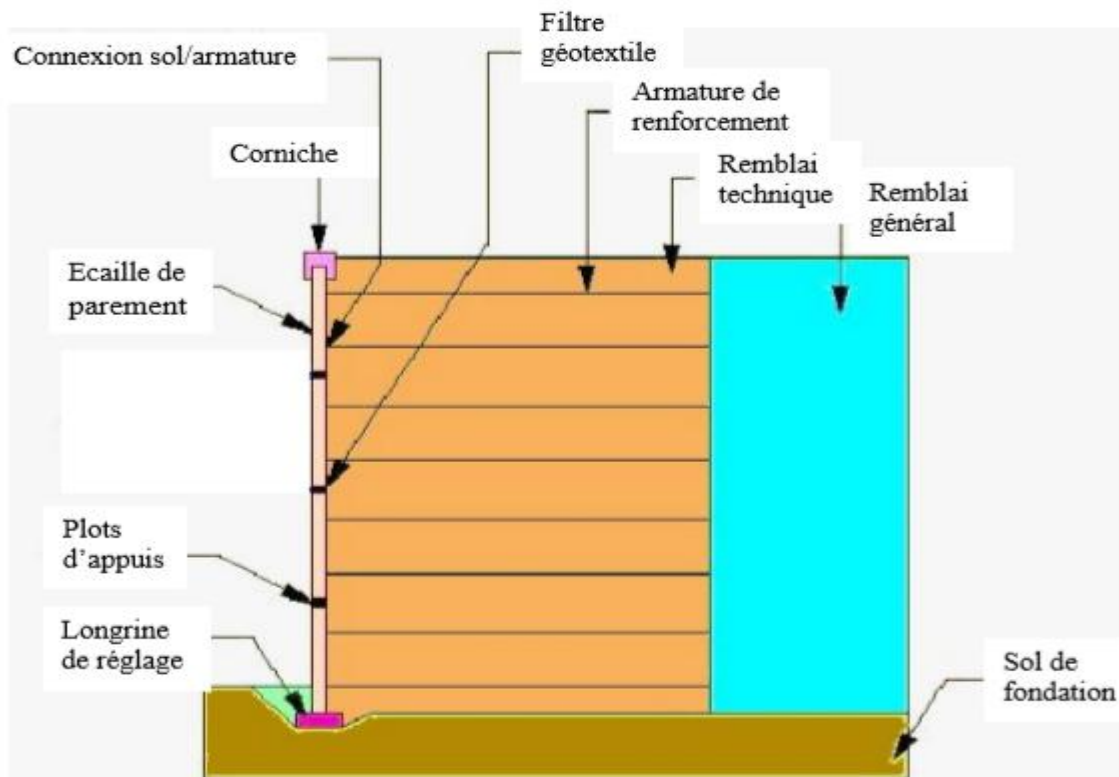


Figure 2.2. Éléments d'un mur en Terre Armée

#### A) Les renforcements

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence (Figure 2.3a).

D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés, ont été développés et utilisés dans les structures en Terre Armée (Figure 2.3b). Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées en France et dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.



**Figure 2.3. Armatures métalliques : (a) bandes métallique haute adhérence, (b) treillis soudés**

Avant l'acquisition de la société Terre Armée Internationale (TAI) par le groupe Freyssinet en 1998, ce dernier avait commercialisé un système concurrent, le Freyssisol® (initialement Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Figure 2.4a). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité.

Une nouvelle innovation est commercialisée en 2004 : le système GeoMega® (Figure 2.4b). Il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm) et apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écailles de parement en béton et les bandes de renforcement. En effet, l'utilisation d'éléments métalliques galvanisés dans les remblais impose, du fait de la corrosion, des limitations sur ces remblais (caractéristiques électrochimiques) et sur l'environnement.



**Figure 2.4. Les renforcements géosynthétiques : (a) système Freyssisol, (b) système de connexion GeoMega**

Le renforcement des sols par des armatures géosynthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-armature.

## B) Remblai général

Le remblai général est le sol qui constitue l'arrière du mur. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

## C) Remblai dit technique

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les armatures et répond aux critères tels que celles cités ci-dessous :

### ❖ Critères géotechniques

Plusieurs recommandations (Exemples: [LCPC, 2003](#) ; [FHWA, 2009](#) ; [NF P 94-270, 2009](#)) 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.

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 80 $\mu$ m sont acceptés 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 et la mesure de l'angle de frottement du sol 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 inférieur représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où  $C_u$  serait inférieur à 2, il faudrait dimensionner l'ouvrage en conséquence.

### ❖ Critères de mise en œuvre

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les critères exigés sont généralement les mêmes que ceux utilisés pour la réalisation des remblais et des couches de forme ([LCPC, 2003](#) ; [FHWA, 2009](#)).

Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures. Ces couches sont réalisées avec les engins de terrassement traditionnels. 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 écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité).

Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Dans le cas d'ouvrages routiers notamment, le compactage sera identique à celui des remblais routiers correspondants, et sera réalisé avec un compacteur type P1, V1 ou P2, V2.

Toutefois, le remblai situé à moins de 1.50 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant. Les matériaux ne doivent jamais être mis en place à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor. Un système d'évacuation des eaux superficielles (pentes des remblais, rigoles) sera prévu à chaque niveau de remblaiement.

### ❖ Critères électro-chimiques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, pH, teneur en sels solubles. C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures.

Pour les armatures métalliques et dans le cas des ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères suivants :

- résistivité du sol saturé supérieure à 1000  $\Omega \cdot \text{cm}$  ;
- 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 ( $[\text{Cl}^-] \leq 200 \text{ ppm}$ ) ;
  - teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ( $[\text{SO}_4^{--}] \leq 1000 \text{ ppm}$ ) ;
  - limite de la combinaison des chlorures et des sulfates à  $5 \times [\text{Cl}^-] + [\text{SO}_4^{--}] \leq 1000 \text{ ppm}$  (NF P 94270, 2009)
- teneur en soufres totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ( $S < 300 \text{ ppm}$ ) ;
- pas de matières organiques. Il convient de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce. Les matériaux d'origine minière (schistes houillers) doivent être analysés car ils peuvent comporter des teneurs excessives en sulfures ou en sulfates.

Pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée, seul le critère de pH doit être vérifié.

### D) Panneaux ou écailles de la façade du mur

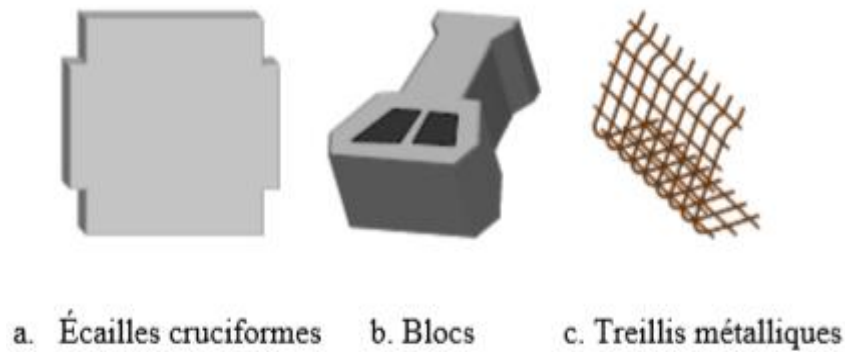
Ils sont utilisés pour maintenir le sol en place à la face du mur mais ils ne jouent pas un rôle de soutènement. Ils sont généralement en béton, mais ils peuvent être en métal, en bois, en béton sec moulé ou autre matière (Figure 2.5).

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Figure 2.6). Ce sont des plaques d'environ 850 kg et de 1.5 m de largeur et de hauteur.

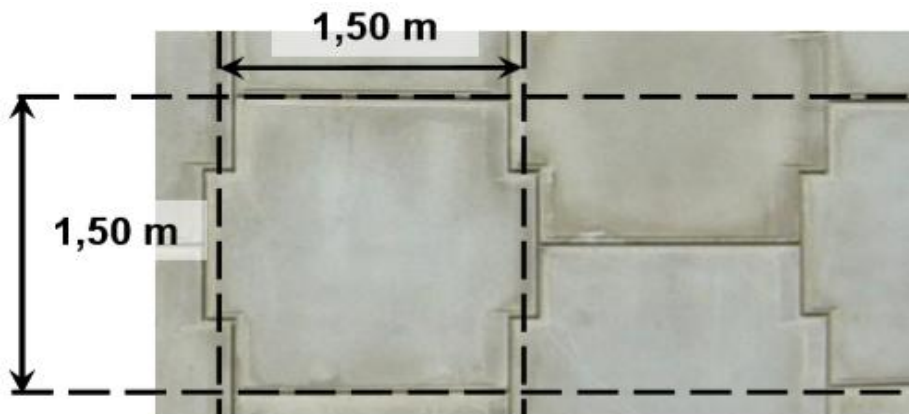
Lors de leur mise en place, elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destinés à faciliter le montage et à assurer la continuité de la pose. L'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments métalliques en forme de fines plaques cintrées initialement conçues par H. Vidal. Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard.



La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écailles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur.



*Figure 2.5. Panneaux ou écailles de la façade du mur*



*Figure 2.6. Écaille cruciforme de la façade du mur*

### **E) Plots d'appuis**

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufrures.

Les plots d'appuis assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de la Terre Armée.

### **F) Filtre en géotextile**

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux. Il est placé à l'arrière des panneaux côté sol renforcé. Ceci, empêche le sol de s'éroder par les joints et permet l'écoulement de l'eau qui est en excès.

### **G) Semelle de réglage**

C'est une semelle en béton non armé utilisée pour garantir un niveau de planéité approprié pour placer la première rangée d'écailles.



## H) Connexion panneau/armature

Pour les armatures métalliques, il s'agit généralement d'un système de chape métallique encastrée dans le béton des écailles lors de leur préfabrication (amorces). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisiées aux écailles par un boulon.

Pour les armatures synthétiques, le système GeoMega implique l'encastrement d'une gaine en polyéthylène à haute densité dont la forme a été étudiée pour assurer un ancrage optimal tout en assurant que les bandes souples émergent de l'écaille à plat et dans un même plan.

## 2.3. AVANTAGES ET DOMAINES D'UTILISATION DE LA TERRE ARMÉE

### 2.3.1. Les avantages de la Terre Armée

L'utilisation de la Terre Armée présente plusieurs avantages, à savoir :

- la grande souplesse du massif obtenu ;
- l'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger ;
- le coût relativement faible.

### 2.3.2. Domaines d'utilisation de la Terre Armée

Les avantages de la Terre Armée ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie Civil.

#### A) Ouvrages ferroviaires

La technique de la Terre Armée est utilisée dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro ([Figure 2.7a](#)).

Hormis quelques constructions spécifiques, l'application de la technique Terre Armée fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, même si le souci de sécurité tend parfois à faire augmenter la durée de vie et les coefficients de sécurité pour les ouvrages ferroviaires.

#### B) Ouvrages routiers

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains.

Les exemples pour ces ouvrages : les murs sous chaussées, simples ou étagés - les culées porteuses - les culées mixtes - les murs de rampes - les talus raidis - les merlons anti-bruit) ([Figure 2.7b](#)).

#### C) Ouvrages hydrauliques

La résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc.).

La rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime (Figure 2.7c).

Aussi l'utilisation d'armatures géosynthétiques non corrodables et la possibilité de la construction de murs de quai en Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, ports de pêche).

#### D) Ouvrages industriels et de protection

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre à des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage (Figure 2.7d).

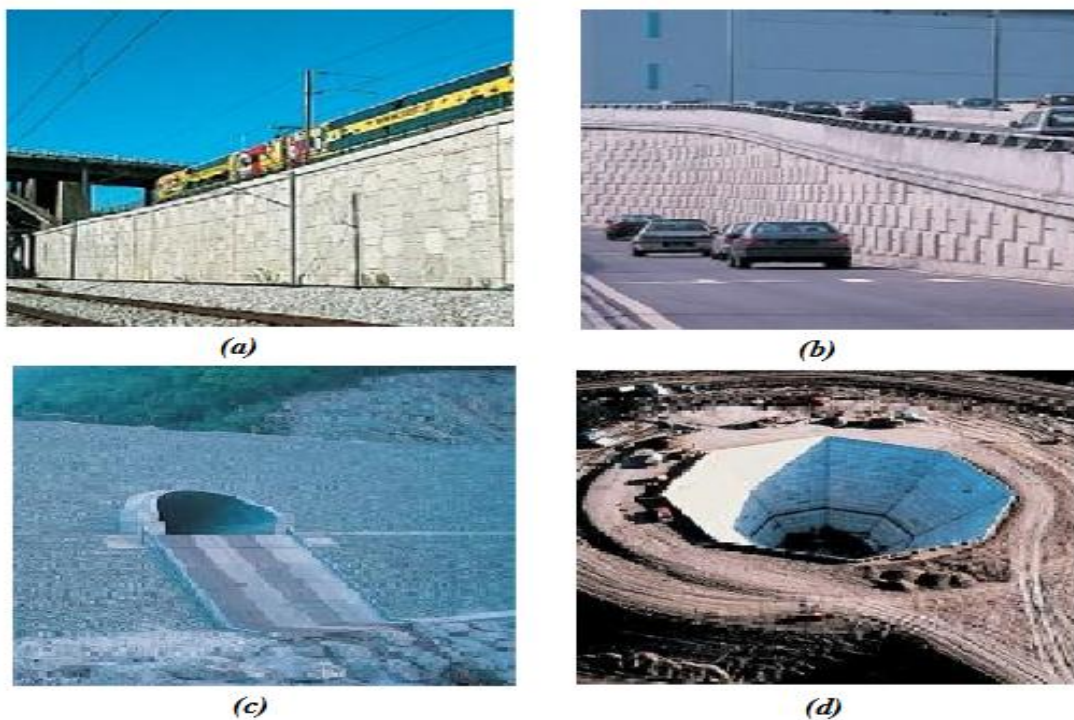


Figure 2.7. Quelques ouvrages en Terre Armée

#### 2.4. MODE DE FONCTIONNEMENT DE LA TERRE ARMÉE

L'analyse du comportement en service des massifs en Terre Armée provient d'études en modèles réduits, d'expérimentations d'ouvrages en vraie grandeur, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études menées essentiellement sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques ont permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local (SETRA, 1994 ; NF-P94-270, 2009 ; BS 8006, 1995 ; FHWA, 2009). L'étude des massifs en Terre Armée se fait en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte du massif.

La stabilité globale du site est considérée comme un problème de stabilité de pentes, la justification se fait par rapport au glissement.

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.

La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de toute surface de rupture potentielle recoupant les armatures à l'intérieur du massif renforcé.

#### 2.4.1. La stabilité interne

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en Terre Armée, a montré qu'un effort de traction maximum  $TM$  ( $t_m$ ) est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (Figure 2.8).

L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones :

- **zone active** située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.
- **zone résistante** dans laquelle la contrainte tangentielle est dirigée vers l'intérieur et le sol à tendance à retenir les armatures.

La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b} \quad (2.1)$$

avec  $b$  : largeur de l'armature,  $L$  : abscisse sur l'armature et  $T$  : effort de traction dans l'armature.

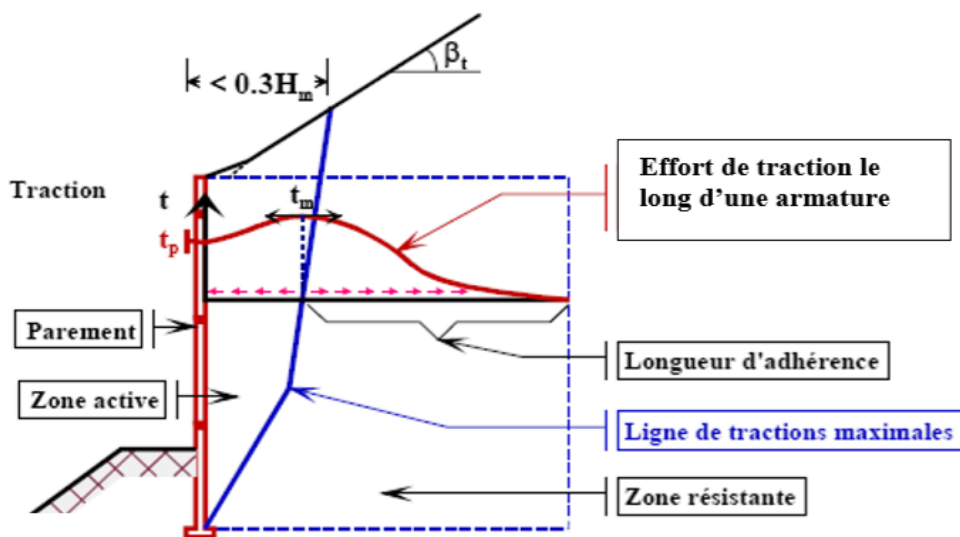


Figure 2.8. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée

### 2.4.2. La stabilité externe

Les résultats des études expérimentales et numériques ont montré que, dans le cas des renforcements métalliques, un mur en Terre Armée se comporte comme un massif cohérent, souple et peut admettre sans désordre irréversible des tassements différentiels. Le mur en Terre Armée transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids ( $W$ ) et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent. La contrainte de référence appliquée à la base et nommée  $v$  est calculée par la formule de Meyerhof dans la norme NF P 94-270-2009 (Figure 2.9).

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (2.2)$$

$$\text{avec } e = \frac{M}{R_v} \quad (2.3)$$

$R_v$  : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif ;

$L$  : longueur du mur correspondant à celle des armatures ;

$M$  : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (voir : NF P 94-220).

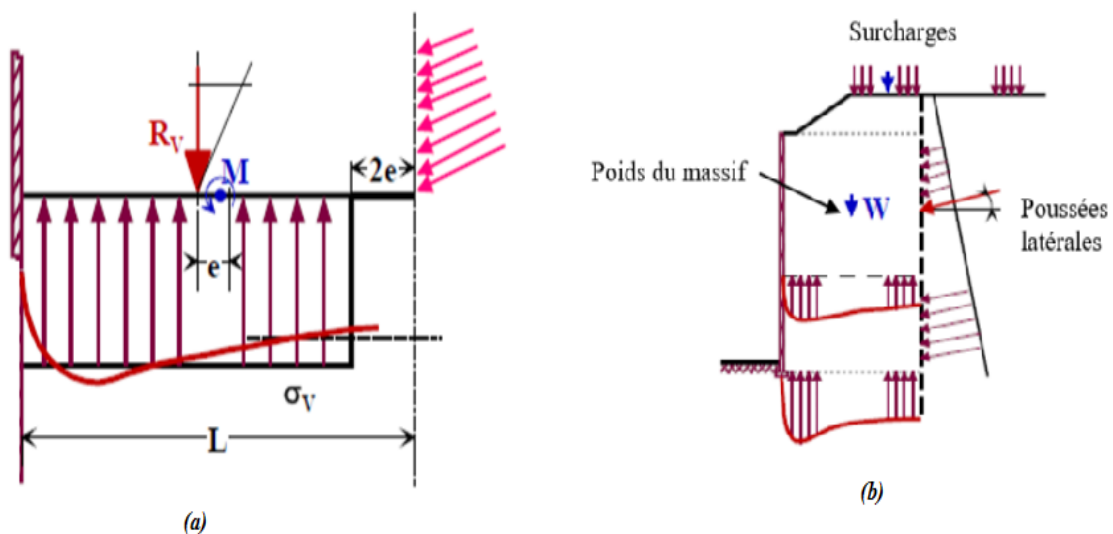


Figure 2.9. Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en Terre Armée : (a) la contrainte de référence, (b) les différentes sollicitations

## 2.5. LES PRODUITS GÉOSYNTHÉTIQUES

Apparu dans les années soixante, les géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certain matériaux composants des solutions technique traditionnelles dans le géotechnique ou le génie civil.

### 2.5.1. Définition des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Ces produits sont utilisés dans plusieurs domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères :

- **Polyester (PET)**, L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité).
- **Polyvinyle alcool (PVA)**, L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.
- **Polypropylène (PP)**, L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

### 2.5.2. Principales produits géosynthétiques

#### A) Géotextiles

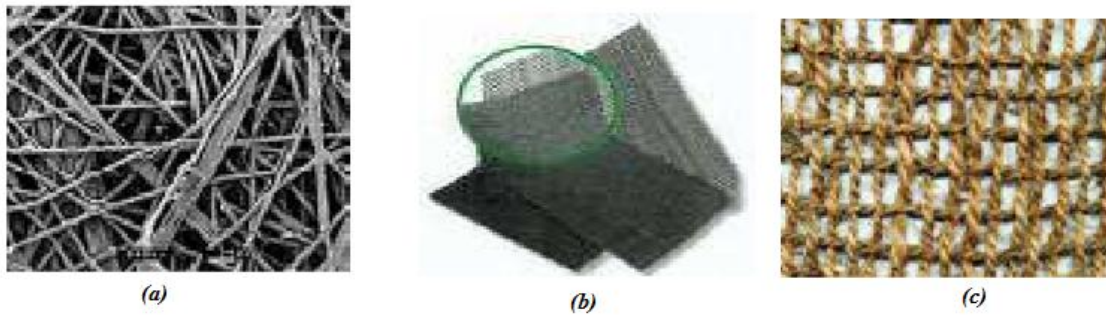
Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil (Figure 2.10). La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

**Un non tissé** (Figure 2.10a) est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- **La liaison mécanique** : est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguillent).
- **La liaison chimique** : est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.
- **La liaison thermique** : est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermo soudé).

**Un tissé** (Figure 2.10b) est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (Exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).

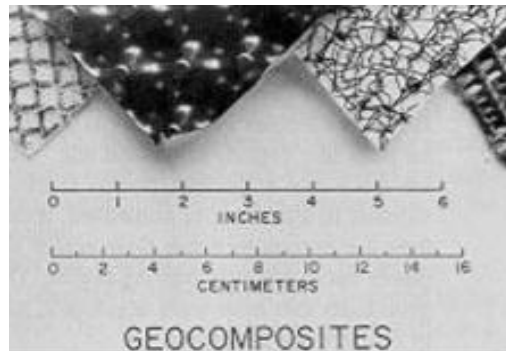
**Un tricoté** (Figure 2.10c) est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.



*Figure 2.10. Exemple de géotextile : (a) Géotextile non tissé, (b) Géotextile tissé, (c) Géotextile tricoté*

## B) Géocomposites

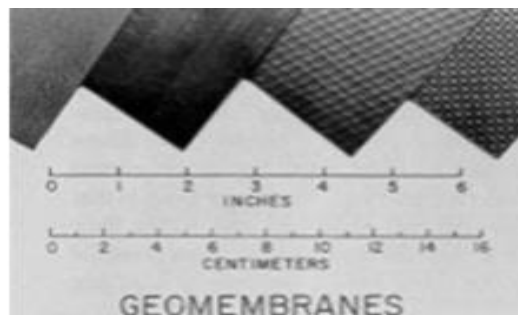
Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogridde complexée avec un géotextile non-tissé (Figure 2.11). Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).



*Figure 2.11. Géocomposites*

## C) Géomembranes

Sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc constituer une barrière étanche entre un sol et un fluide (Figure 2.12).



*Figure 2.12. Géomembranes*



## D) Géogrilles

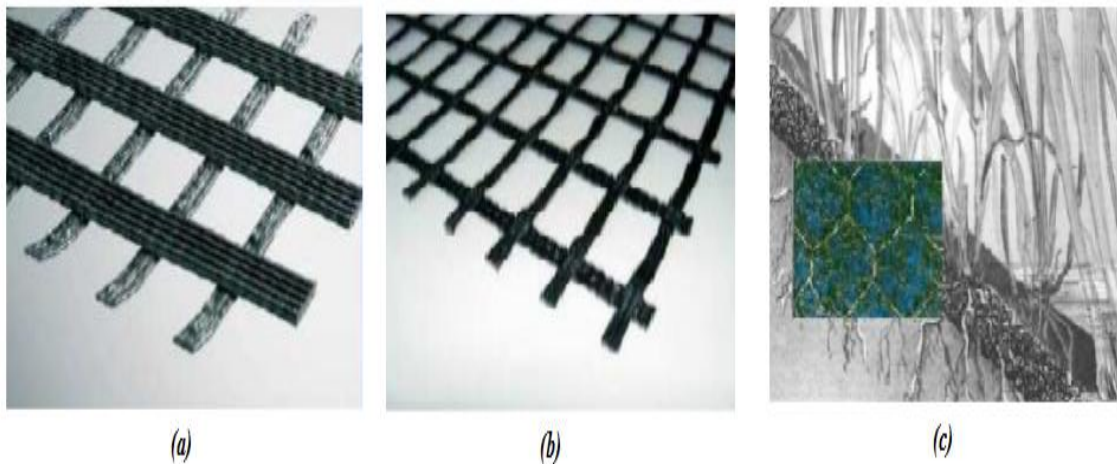
Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol (Figure 2.13).

Il existe trois grands types de géogrilles :

**Les géogrilles Uni-axiales** dont la résistance à la traction étant plus importante dans un sens (travers ou production) que dans l'autre, elles seront surtout utilisées pour renforcer les talus et les berges (Figure 2.13a).

**Les géogrilles Bi-axiales** dont la résistance à la traction étant sensiblement équivalente dans les deux sens. Ce type de géogrilles sera plutôt utilisé pour le renforcement et la fondation des routes (Figure 2.13b).

**Les géogrilles Tridimensionnelles** qui servant de protection contre l'érosion (de talus très raides, berges et canaux de drainage à fort débit), cette géogrille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination (Figure 2.13c).



*Figure 2.13. Types de Géogrilles : (a) Géogrille uni-axiale, (b) Géogrille bi-axiale, (c) Géogrille tridimensionnelle*

## 2.6. LES FONCTIONS PRINCIPALES DES GÉOSYNTHÉTIQUES

### 2.6.1. Séparation et filtration

La protection consiste de la prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblai adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile (Figure 2.14a).

Le maintien du sol ou d'autres particules soumis(es) à des forces hydrodynamiques tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile ou un produit apparenté aux géotextiles (Figure 2.14b).

### 2.6.2. Drainage

Collecte et transport des eaux, souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles (Figure 2.14c).

### 2.6.3. Renforcement

L'utilisation du comportement en résistance déformation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction (Figure 2.14d).

### 2.6.4. Étanchéité

L'utilisation d'un géosynthétique afin de prévenir ou de limiter la migration de fluides (Figure 2.14e).

### 2.6.5. Protection, lutte contre l'érosion et anti fissuration

La prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné en utilisant un géotextile ou un produit apparenté aux géotextiles (Figure 2.14f).

L'utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface, par exemple, d'une pente (Figure 2.14g).

Aussi, les géosynthétiques empêchent et retardent les remontées des fissures (Figure 2.14h).

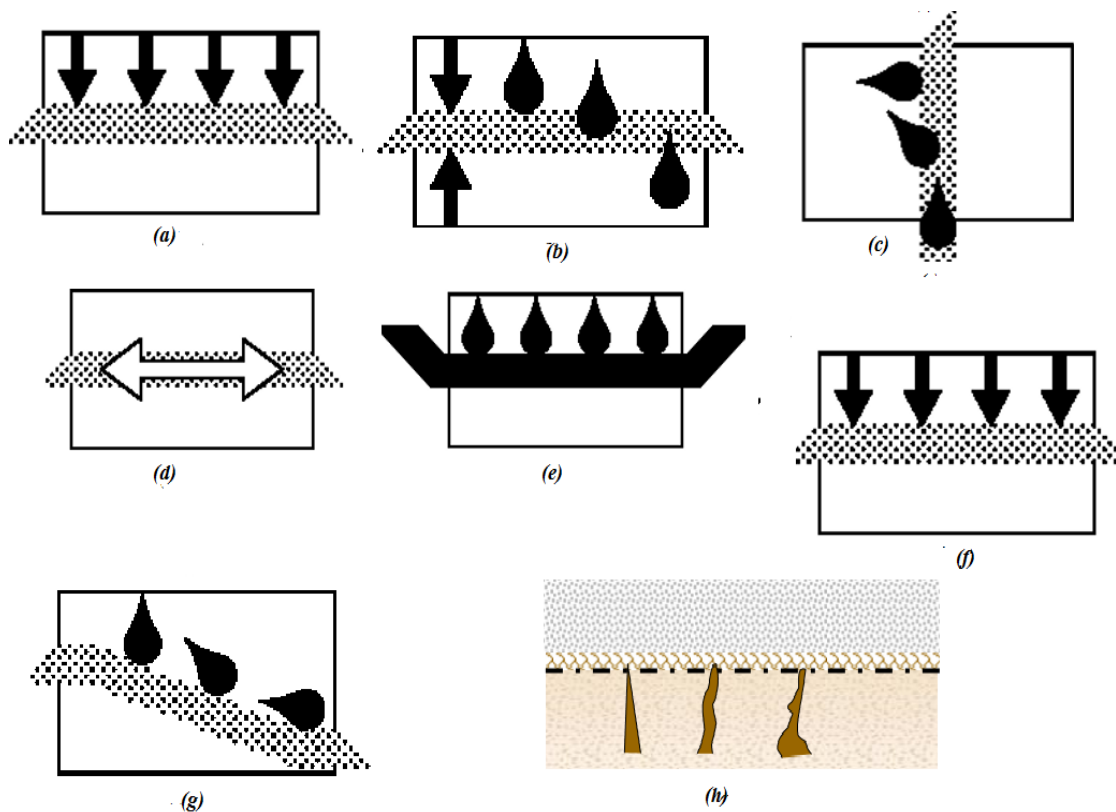


Figure 2.14. Principales fonctions des géosynthétiques



## **2.7. PRINCIPALES PROPRIÉTÉS ET CARACTÉRISTIQUES DES PRODUITS GÉOSYNTHÉTIQUES**

### **2.7.1. Principales propriétés des géosynthétiques**

Les principales propriétés des géosynthétiques, par comparaison aux matériaux naturels qu'ils servent à remplacer, sont :

#### **A) Une performance généralement meilleure**

Puisque les géosynthétiques sont développés autour d'une ou deux fonctions spécifiques. Chaque fonction est par conséquent optimisée au sein du produit. Par exemple, un produit drainant développera la fonction unique de drainage.

Ses propriétés hydrauliques seront spécifiquement développées pour répondre de manière optimale à un besoin spécifique, ce que ne pourrait faire un autre produit comme le sable par exemple, dont les caractéristiques sont plus difficilement prévisibles sur site.

#### **B) Une qualité supérieure**

Ou tout au moins parfaitement maîtrisée, puisque les géosynthétiques sont fabriqués dans un espace conditionné, leur contrôle en usine est possible, dans des conditions idéales, à une fréquence régulière et adaptable.

#### **C) Un coût généralement plus économique**

Ou tout au moins plus stable, quelle que soit la région où le projet a lieu, la nature des matériaux naturels et leur quantité présente sur site. Dans certains cas, il pourra être avantageux de favoriser l'utilisation locale de matériaux naturels, s'ils sont de bonne qualité et en quantité suffisante.

Mais bien souvent, l'utilisation des géosynthétiques s'avèrera la solution la plus judicieuse du point de vue économique.

#### **D) Une durabilité plus grande**

Puisque les géosynthétiques sont développés autour d'une ou deux fonctions principales, la durabilité des produits est plus facile à assurer (choix des résines, des additifs, produits synthétiques non ou faiblement dégradables). Par exemple, une géogrille de renforcement en PeHD ne sera pas dégradée dans le temps par l'action de l'eau (rouille, électrolyse).

Un géotextile de filtration pourra être réalisé dans une fibre traitée contre l'effet des rayonnements UV.

### **2.7.2. Les caractéristiques principales des géosynthétiques**

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO ou européennes de type EN, ou nationales de type NN, NF, DIN, ASTM, etc.

### A) Les Caractéristiques Physiques

- L'épaisseur ; le type de fabrication : tissé, non tissé, aiguilleté, tricoté, géogrid... ; le type de polymère : polypropylène, polyéthylène, polyester, etc. ; le taux de noir de carbone ; la densité.

### B) Les Caractéristiques Mécaniques

- La résistance à la rupture ; l'allongement à la rupture ; le poinçonnement statique ; la perforation dynamique ; le fluage ; la résistance au seuil d'écoulement ; l'allongement au seuil d'écoulement ; la résistance à la déchirure ; la résistance à la fissuration ; la stabilité dimensionnelle.

### C) Les Caractéristiques Hydrauliques

- La perméabilité normale au plan ; la capacité de débit dans leur plan ; l'ouverture de filtration ; la résistance à la pénétration de l'eau ; la souplesse.

## 2.8. DOMAINE D'UTILISATION DES GÉOSYNTHÉTIQUES

### 2.8.1. Principales domaines d'utilisation

#### A) Les remblais routiers et ferroviaires

Les routes et autoroutes sont de la plus haute importance pour le développement d'un pays.

Le trafic répété de véhicules lourdement chargés, les conditions climatiques et les propriétés mécaniques des matériaux employés dans ces constructions peuvent entraîner une durabilité bien moindre des chaussées routières que ce qui était attendu (Mirech, 2013) (Figure 2.15a).

#### B) Stabilisation des talus

Les géosynthétiques de renforcement sont utilisés en couches horizontales pour stabiliser les pentes dans le cas de risques potentiels de rupture profonde.

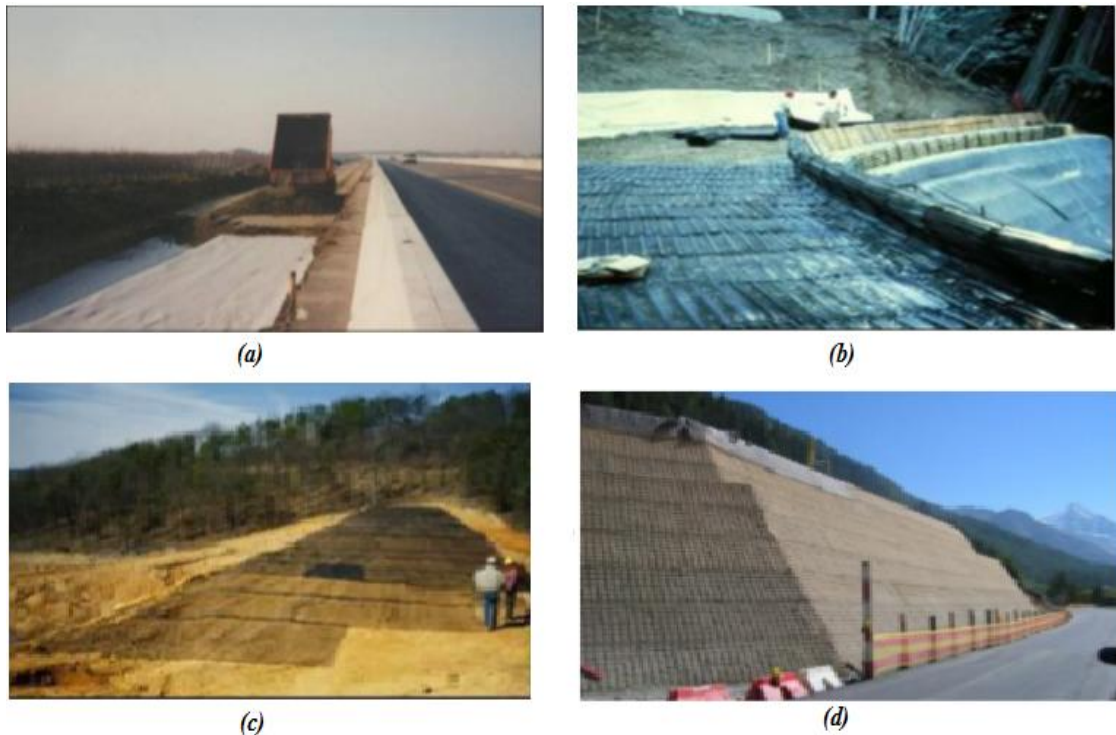
Le massif renforcé peut faire partie du rétablissement d'une pente et/ou renforcer les talus d'un remblai en terre (Figure 2.15b).

#### C) Les remblais

L'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée (Figure 2.15c).

#### D) Les murs de soutènement

Des nappes horizontales de géosynthétiques peuvent être associées à un massif de remblai à parement vertical ou sub-vertical pour constituer un massif en sol renforcé équivalent à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage (Figure 2.15d).



**Figure 2.15.** Principales domaines d'utilisation des géosynthétiques : (a) construction routière (b) renforcement d'une pente par des géosynthétiques, (c) une nappe géosynthétique pour une construction d'un remblai, (d) un mur de soutènement renforcé par géosynthétiques

## 2.8.2. Autres domaines d'utilisation

### B) Le contrôle de l'érosion

L'érosion est un processus naturel causé par l'action de l'eau et du vent.

Ce processus est influencé par nombreux facteurs tels que la nature du sol, de la végétation et la topographie et il peut être accéléré par l'activité humaine. L'absence de contrôle du processus d'érosion peut causer des dommages importants à l'environnement et aux infrastructures.

### A) En agriculture

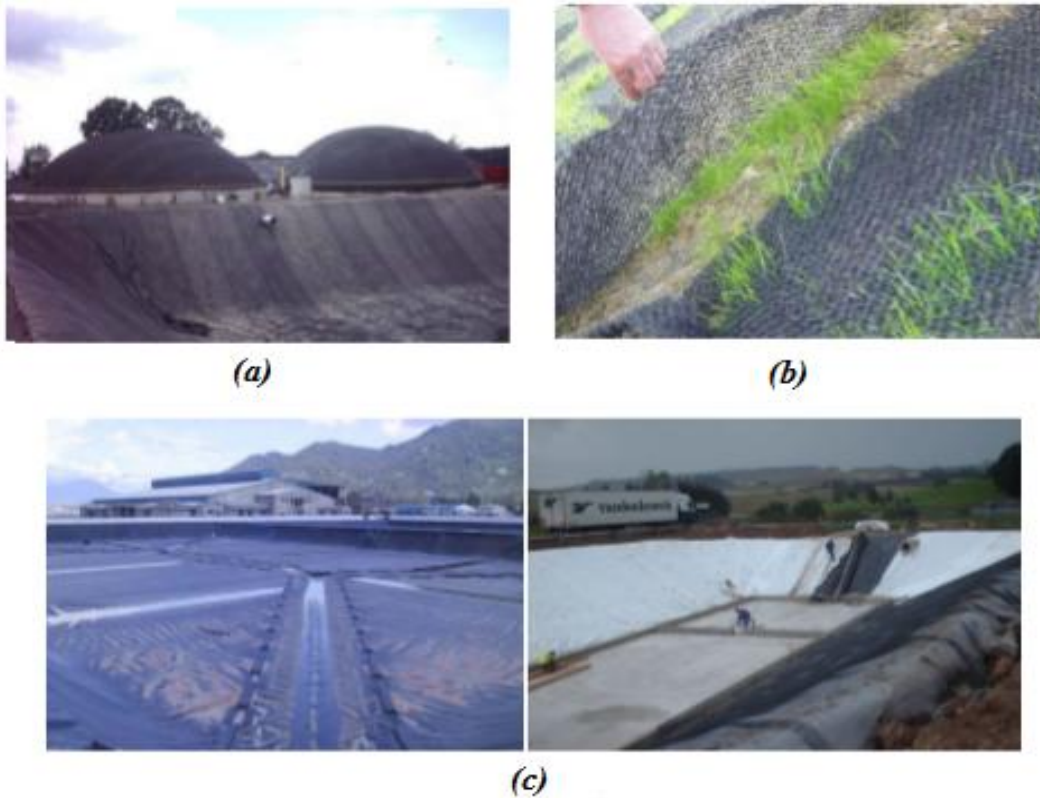
Le domaine agricole est, parmi les marchés des géosynthétiques, celui connaissant la croissance la plus rapide au niveau international.

Les premiers usages concernaient les applications à la ferme et un certain nombre des premières spécifications s'adressaient directement à l'étanchéité de bassins à vocation agricole (Figure 2.16b).

### C) Traitement des eaux usées

Les géosynthétiques sont utilisés dans de nombreuses applications dans les installations de traitement d'eaux usées.

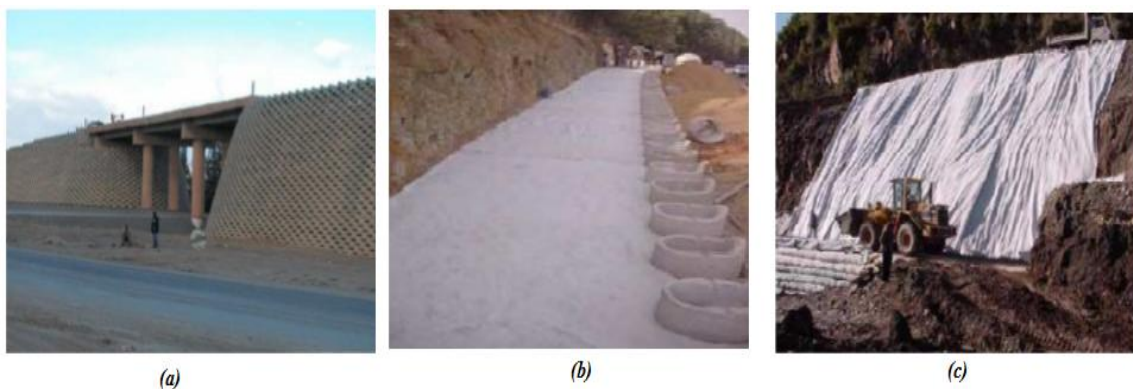
L'utilisation la plus fréquente se situe dans les bassins de traitement aérobie et anaérobie (Figure 2.16c).



*Figure 2.16. Autres domaines d'utilisation des géosynthétiques : (a) végétation à l'aide de géogrid, (b) un bassin couvé par géomembrane, (c) les géosynthétiques dans les bassins de traitement*

### 2.8.3. Exemples d'utilisation des géosynthétiques en Algérie

Les géosynthétiques sont utilisés dans de nombreux projets en Algérie notamment dans la construction des ouvrages d'arts, dans la construction des murs de soutènement et dans le traitement des talus (Figure 2.17).



*Figure 2.17. Exemples d'utilisation des géosynthétiques en Algérie : (a) rampes d'accès à un ouvrage d'art à MSILA, (b) mur de soutènement Chevalay wilaya d'Alger, (c) traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétiques dans la wilaya de Bejaïa*

## 2.9. CONCLUSION

La technique de soutènement notée la Terre Armée est l'une des techniques qui améliore les propriétés mécaniques des sols. Le massif renforcé comporte comme un bloc cohérent flexible capable de supporter d'importants chargements et déformations grâce à l'interaction entre le matériau de remblai et les éléments de renforcement.

Les méthodes de dimensionnement des murs en Terre Armée renforcé soit par des bandes métalliques inextensibles soit par des bandes géosynthétiques extensibles sont fondées sur la théorie de poussée des terres et l'équilibre locale. Ces méthodes ont été développées à l'origine à partir de l'observation des murs renforcés par les armatures métalliques puis elles ont été extrapolées à tous les renforcements géosynthétiques en modifiant certains paramètres.

Les méthodes classiques de calcul des pressions des terres sont pratiquement incapables de reproduire correctement et globalement le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé qui est directement liée à l'interaction entre le sol et les autres éléments de la structure.

En plus, pour les structures plus complexes, il est souhaitable l'utilisation des méthodes numériques pour le calcul de ces ouvrages, avec l'examen des travaux expérimentaux existant dans ce domaine. Dans le prochain chapitre, on présente les structures ayant une géométrie complexe en particulier les murs de soutènement en sol renforcé à double parement largement rencontrés dans les projets routiers notamment les approches de pont.

## **Chapitre 3:**

# **LES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT**

### **3.1. INTRODUCTION**

Les méthodes de conception de base décrites précédemment (chapitre 2) considèrent que la plupart des murs de soutènement en sols renforcés sont des structures à géométries simples. Bien que la plupart de ces types d'ouvrages appartiennent à cette catégorie, les structures avec des géométries plus complexes ou des charges externes significatives sont pratiques et nécessitent une considération pendant le processus de sélection.

Nonobstant, pour les murs à double parement souvent rencontrés dans la construction des approches de ponts, il est toujours difficile de séparer la stabilité interne de la stabilité externe, car la surface de rupture la plus critique peut traverser les sections renforcées et non renforcées de la structure.

### **3.2. LES MURS DE SOUTÈNEMENT À GEOMETRIE COMPLEXE**

Les méthodes de conception de base présentées dans le chapitre 2 prennent en compte les murs de soutènement en sol renforcé avec des géométries simples avec des couches de renfort de la même longueur supportant soit un remblai horizontal soit une pente supplémentaire.

Pour les structures à géométrie complexe, des attentions de conception doivent être attribuées lors du processus de sélection et plusieurs ouvrages peuvent être considérés ([Figure 3.1](#)):

- Culée de pont avec mur en terre stabilisé mécaniquement ;
- Murs superposés (étagés) ;
- Murs avec des renforts de longueur inégale (murs trapézoïdaux) ;
- Murs doubles parements ;
- Murs étayés pour les terrains escarpés et les routes à faible volume ;
- Murs à fonction stable.

La forme et l'emplacement de la ligne des forces de traction maximales sont généralement modifiés à la fois par la géométrie et les charges appliquées sur la structure complexe du mur. Il est possible de supposer une ligne de force de traction maximale approximative pour chacun. Cependant, l'expérience et l'analyse de soutien sont plus limitées que pour les murs de sol renforcés rectangulaires.

Pour les structures complexes ou composées, il est toujours difficile de séparer la stabilité interne de la stabilité externe car la surface de rupture par glissement la plus critique peut traverser à la fois les sections renforcées et non renforcées de la structure. Pour cette raison, des analyses de stabilité globale sont nécessaires pour ces types de structures complexes. La méthode

actuelle pour effectuer ces analyses consiste à utiliser une méthode informatique de stabilité des pentes du sol renforcée. On va présenter par la suite les ouvrages les plus rencontrés.

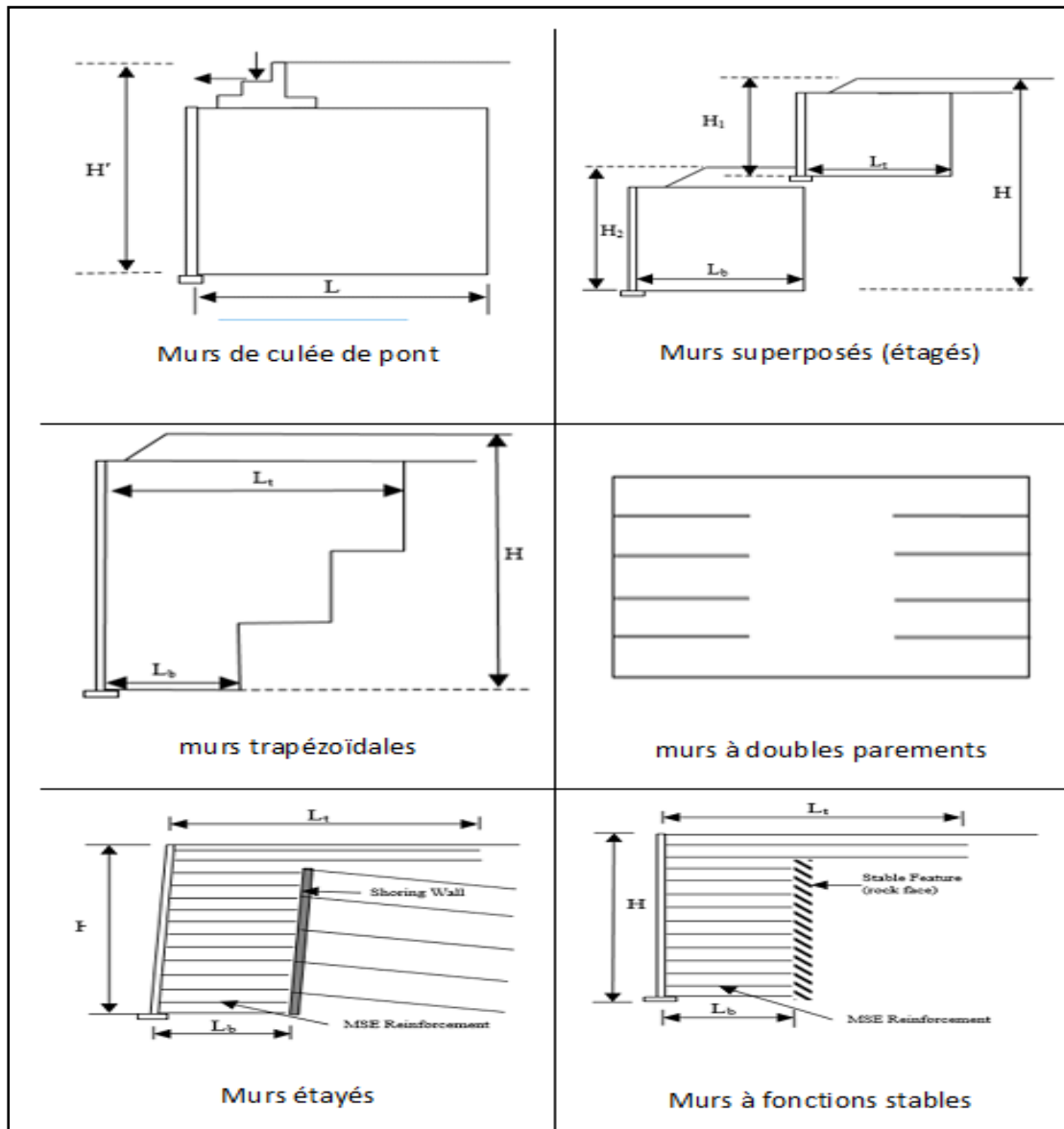


Figure 3.1. Les murs de soutènement à géométrie complexe (FHWA, 2009)

### 3.2.1. Les culées de pont

Les culées de pont ont été conçues pour soutenir la superstructure du pont sur une fondation étalée construite directement sur la zone de sol renforcé ou sur des fondations profondes construites à travers la zone de sol renforcé (Figure 3.2).

La configuration dans laquelle la superstructure du pont est supportée sur une semelle répartie au-dessus de la zone de sol renforcée peut être plus économique que les culées soutenues par des fondations profondes à travers la zone de sol renforcée, et doit être prise en compte lorsque le tassement projeté des fondations et du volume renforcé est rapide / petit ou essentiellement complet, avant l'érection des poutres du pont.



Sur la base d'études sur le terrain des structures réelles, la norme [AASHTO \(2007\)](#) suggère que les distorsions angulaires tolérables (c'est-à-dire limitant les tassements différentiels) entre les piliers ou entre les piles et les piliers soient limitées aux distorsions angulaires suivantes (en radians) : 0.008 pour des portées simples et 0.004 pour des portées continues

Ce critère suggère que pour une portée de 100 pieds (30 m) par exemple, des tassements différentiels de 4.8 pouces (120 mm) pour une portée continue ou de 9.6 pouces (240 mm) pour une portée simple, seraient acceptables, sans une surcharge excessive et des dommages aux éléments de superstructure. Sur la base d'un projet individuel, des règlements différentiels de plus petits montants peuvent être requis en fonction de critères fonctionnels ou de performance. Des tassements bien dans la plage tolérable peuvent souvent être obtenus avec des piliers sur semelles écartées.



*Figure 3.2. Culée de pont*

### 3.2.2. Les murs superposés (étagés)

Pour les murs de grande hauteur, il convient de tenir compte des murs superposés (en gradins) du point de vue de la constructibilité ([Figure 3.3](#)). La reconfiguration d'un mur haut en murs superposés avec des hauteurs plus petites permet un nouveau départ avec un nouveau patin de mise à niveau, réduit les contraintes verticales sur les éléments de revêtement et permet un meilleur contrôle de l'alignement vertical de la face du mur. Analytiquement, en fonction des décalages entre les murs superposés, un autre effet bénéfique pourrait être une face de mur inclinée globale (équivalente) qui se traduit par une force latérale moindre sur l'ensemble du système de murs.



*Figure 3.3. Murs superposés (étagés)*



### 3.2.3. Les murs trapézoïdaux

L'utilisation de ce type de géométrie de mur en sol renforcé ne doit être envisagée que si la base de la structure du mur est en roche ou en matériau de fondation compétent, c'est-à-dire des matériaux de fondation qui présenteront des tassements post-construction minimaux (Figure 3.4).

La conception de ces murs nécessite deux analyses comme suit:

1. Une conception utilisant des règles de conception simplifiées pour déterminer la stabilité interne et externe.
2. Une analyse de la stabilité des pentes réalisée à l'aide d'un programme de stabilité du sol renforcé vérifiant à la fois les plans de rupture globaux (c.-à-d. analyse circulaire et de type coin) et les plans de rupture composés.



*Figure 3.4. Murs trapézoïdaux*

### 3.2.4. Les murs étayés

Dans les terrains escarpés, la construction du mur de soutènement en sol renforcé nécessite une excavation pour établir un banc plat pour accueillir les renforts de sol d'une longueur minimale supérieure à 8 Pouces (2.5m) ou 70% de la hauteur du mur (Figure 3.5). De plus, les profondeurs d'encastrement requises sont proportionnelles à la pente de la pente sous le pied du mur.



*Figure 3.5. Murs étayés*

Dans certains cas, l'excavation requise pour la construction du mur devient importante, et l'excavation sans revêtement n'est pas pratique, en particulier si la circulation doit être maintenue pendant la construction de l'ouvrage. Un étaieage, le plus souvent sous la forme de clous de terre, a été utilisé pour stabiliser la pente arrière (ou la coupe arrière), avec des murs MSE conçus et construits devant.

### 3.3. CONCEPTION DES MURS À DOUBLE PAREMENT

#### 3.3.1. Définition des murs à double parement

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 3.6). 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.



*Figure 3.6. Construction de murs à double parement*

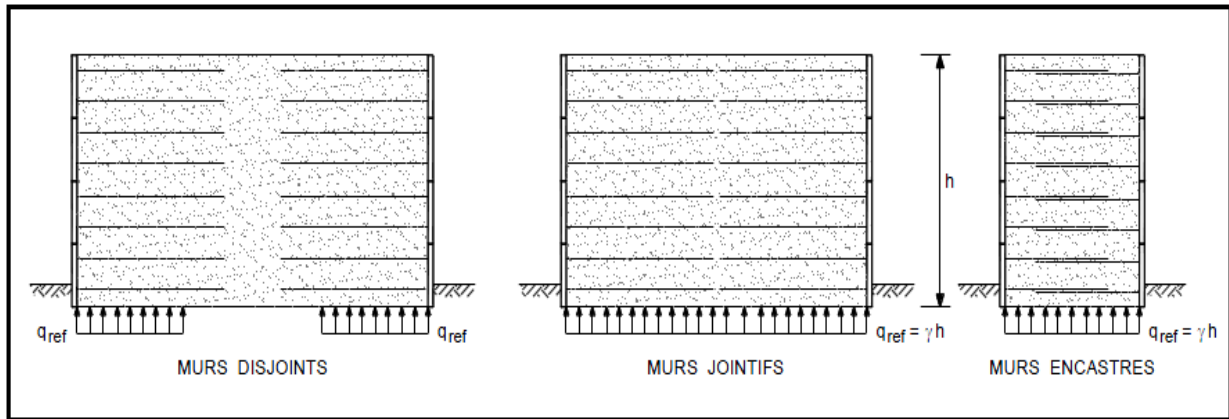
#### 3.3.2. Conception selon les guides Français

Le document du SETRA-LCPC donne quelques règles pour la conception de ce type d'ouvrage (SETRA-LCPC, 1979) adoptés par la norme française NFP 9-270 (NF P94-270, 2009).

##### 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 3.7).
- Murs encastrés : 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 encastrés, la contrainte de référence  $q_{ref}$  est égale au poids des terres  $\gamma_h$  (Figure 3.7).



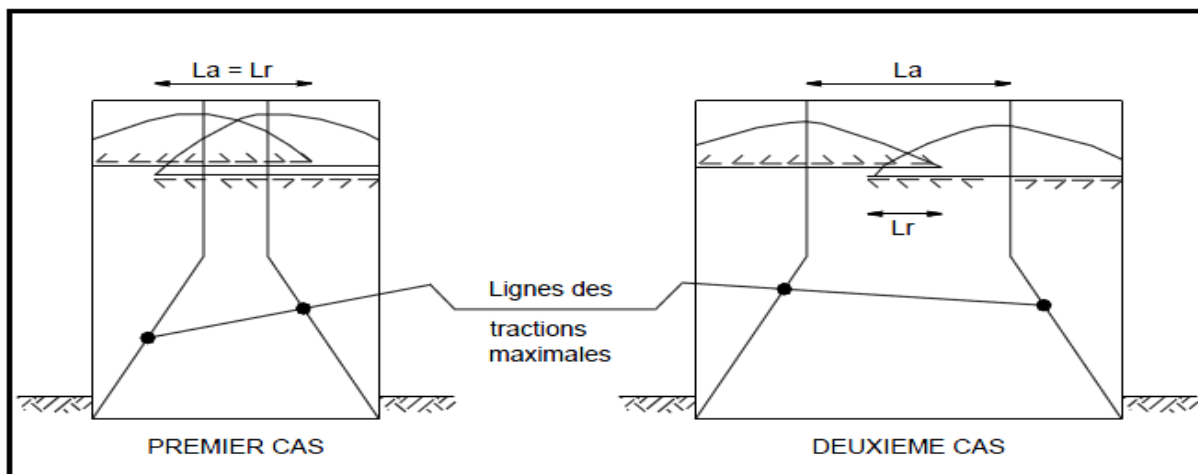
**Figure 3.7. Largeur de massif conventionnelle pour la vérification au poinçonnement (SETRA-LCPC, 1979)**

### 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 encastrés (Figure 3.7). 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 3.8).

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 3.8. 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 concernant les murs à double parement.

### 3.3.3. Conception selon les guides Américains

Dans les directives de l'Administration Américaines des Routes et Autoroutes Fédérales « F.H.W.A », les murs de soutènement en sol renforcé à double parement « Back-to-back » sont utilisés pour les ponts routiers, les systèmes de protection contre les chutes de roche et aussi pour les barrages en terres et les digues (FHWA, 1997 ; FHWA, 2009).

#### A) Les guides FHWA (1997)

Les anciens guides de l'Administration Américaine des Routes et Autoroutes Fédérales « F.H.W.A 1997 » indiquent que la conception des murs à double parement est considérée comme une situation particulière (FHWA, 1997). Selon ces guides, la distance entre les deux parements est un paramètre clé pour l'analyse de ce type de mur. Dans ces guides de conception, une seule géométrie est adoptée et deux cas, basés sur la distance  $D$  entre les parois, sont considérés (Figure 3.9).

- Lorsque  $D$  est supérieure à  $(H \tan (45^\circ - \phi/2))$ , où  $H$  est la hauteur des murs et  $\phi$  est l'angle de frottement du remblai, toute la poussée active de la zone renforcée peut être mobilisée et les deux murs peuvent être conçus indépendamment. Pour ce cas, la méthode typique de conception pour les simples murs de soutènement en sols renforcés peut être utilisée.

- Lorsque  $D$  est égal à zéro, les deux murs sont toujours conçus de manière indépendante pour la stabilité interne, mais aucune poussée active de la zone renforcée n'est assumée par le remblai. En d'autres termes, aucune analyse pour la stabilité externe n'est nécessaire.

- Les directives indiquent que lorsque  $D$  est inférieur à  $(H \tan (45^\circ - \phi/2))$ , la poussée active derrière la zone renforcée ne peut être totalement mobilisée, pour cela la poussée active devrait être réduite.

Cependant, les guides F.H.W.A 1997 n'ont fourni aucune méthode sur la façon d'envisager la réduction de la poussée active lorsque  $D < H \tan (45^\circ - \phi/2)$ .

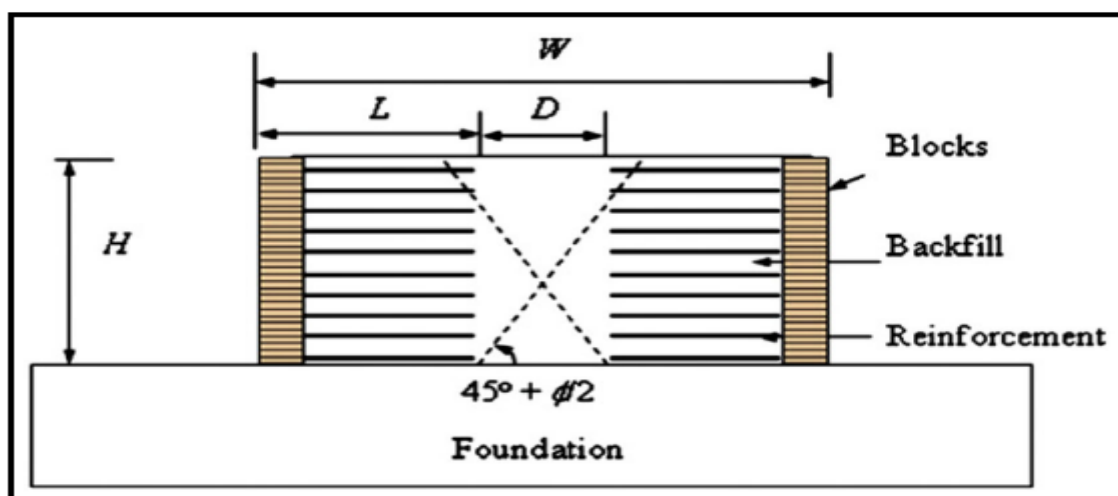


Figure 3.9. Conception et définition des murs de soutènement en sols renforcés à double parement (FHWA, 1997)

## B) Les guides FHWA (2009)

Dans les dernières lignes directives F.H.W.A 2009, ce type de murs de soutènement est classé à géométrie complexe. La pression des terres actives derrière la zone renforcée est modifiée et deux cas sont envisagés (FHWA, 2009) (Figure 3.10).

### ❖ Cas I :

Pour le cas I : la base du mur ( $W$ ) est large et chaque mur peut être conçu de façon indépendante par rapport à l'autre. Théoriquement, si la distance entre les deux murs est inférieure à  $D_i$  :

$$D \leq D_i = H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \approx 0.5H_1$$

Où  $H_1$  est la grande hauteur des murs parallèles. Alors dans ce cas, la surface de rupture ne peut pas être totalement développée, la pression des terres actives est réduite et les deux murs opposés ne peuvent pas être conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre.

Cependant, pour une conception des murs assumée à une valeur :

$$D > D_i = H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \approx 0.5H_1$$

Alors, toute la pression active est mobilisée et les deux murs sont conçus d'une manière indépendante.

### ❖ Cas II :

Dans le cas II : il y a un chevauchement de renforcements, autrement dit, il y a une interaction entre les deux murs.

Lorsque le rapport,  $L_R/H_2$ , est supérieur à 0.3 ( $L_R > 0.3H_2$ ), où  $L_R$  est la longueur de chevauchement et  $H_2$  est la petite hauteur des murs parallèles, aucune pression des terres actives derrière la zone renforcée ne sera considérée dans le calcul de la stabilité externe.

Pour une géométrie intermédiaire, la pression des terres actives devrait être interpolée entre la pression totale et le cas zéro (FHWA, 2009).

Pour le cas II, avec  $L_R > 0.3H_2$ , les conditions suivantes doivent être respectées :

- $L_1/H_1 \geq 0.6$ , où  $L_1$  et  $H_1$  sont la longueur de renforcement et la hauteur de mur le plus grand,
- $L_2/H_2 \geq 0.6$ , où  $L_2$  et  $H_2$  sont la longueur de renforcement et la hauteur de mur le plus petit,
- $W/H_1 \geq 1.1$ , où  $W$  est la largeur de la base de mur et  $H_1$  et la hauteur de mur le plus grand.

Les guides F.H.W.A 2009 sont valables pour les conditions statiques ainsi que pour les actions sismiques où l'accélération horizontale au niveau de la fondation est mois de 0.05g.



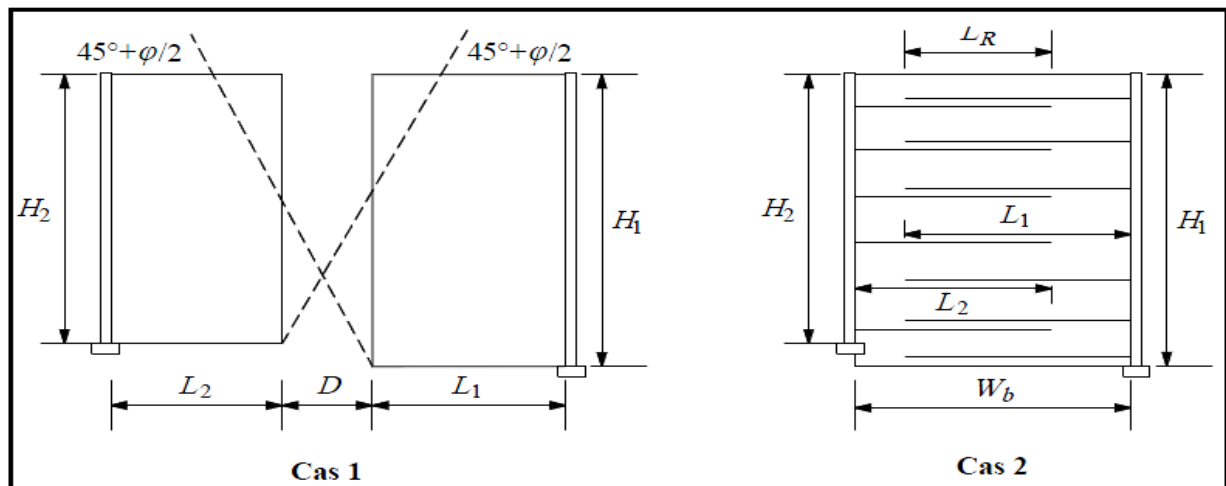


Figure 3.10. Conception de murs à double parement (FHWA, 2009)

### 3.3.4. La comparaison entre les deux guides

La norme Française NF P94-270 2009 et le guide Américain F.H.W.A 2009 présentent en fait une différence remarquable. On cite les différences importantes dans les cas suivants:

#### A) Stabilité externe

La poussée du remblai pulvérulent situé derrière le massif est supposée inclinée à l'angle  $\delta$  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.

#### B) 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.

**Remarque :** Absence de normes ou guides Françaises qui traitent la justification du dimensionnement des murs à double parement.

## 3.4. COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT (Stabilité externe)

Les remblais d'accès de pont en sol renforcé construits par des murs à double parement pour augmenter l'élévation de la structure sont considérés à géométrie complexe.

Toutefois, les directives de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées et les études antérieures sont insuffisantes afin de comprendre leurs comportements vis-à-vis de la stabilité externe (Han et Leshchinsky, 2010 ; El-Sherbiny et al., 2013 ; Benmebarek et al., 2016).

### 3.4.1. Les travaux de Han et Leshchinsky (2010)

Pour étudier l'effet du rapport de la largeur à la hauteur du mur ( $W/H$ ) et la qualité des matériaux de remblai (l'angle de frottement interne du sol  $\phi$ ) sur le comportement d'un mur à

double parement sous un chargement statique, des méthodes numériques en différences finies (le logiciel FLAC) ont été adoptées (Han et Leshchinsky, 2010) (Figure 3.11).

La surface critique de rupture ainsi que la poussée active derrière la zone renforcée sont sélectionnées comme des critères d'évaluation de la stabilité externe de l'ouvrage conçu avec des armatures métallique.

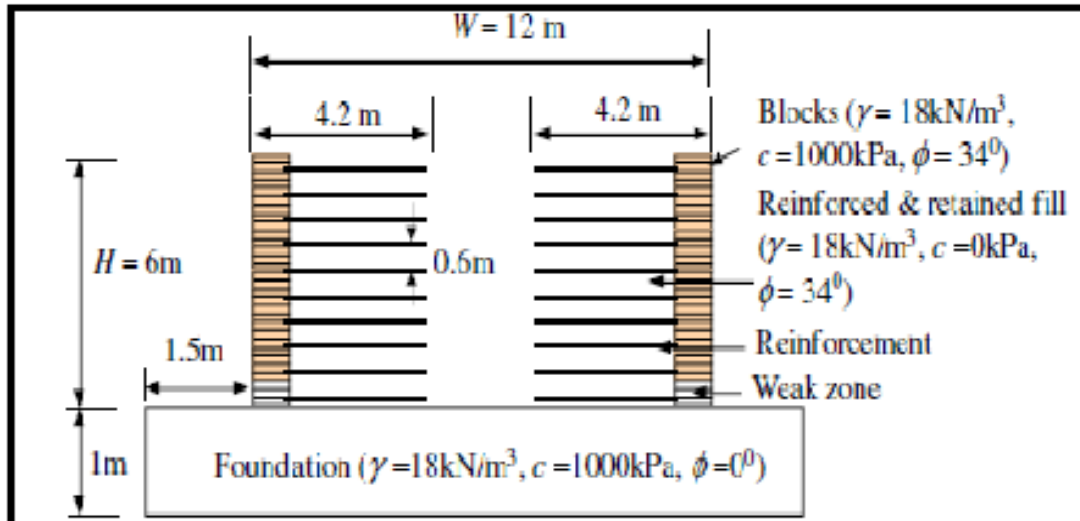


Figure 3.11. Modèle de base pour le cas  $W/H=2$  (Han et Leshchinsky, 2010)

Les résultats suivants ont été obtenus :

- l'analyse de la surface de rupture montre que les deux murs opposés sont traités d'une façon indépendante l'un de l'autre lorsque le rapport  $W/H$  est supérieur à 2, Cela est justifié en analysant les surface de rupture développée derrière la zone renforcé (Figure 3.12.a).

- lorsque la distance entre les parements devient très petite ( $W/H=1.4$ ), la pression latérale des terres derrière la zone renforcée est toujours existante (Figure 3.12.b).

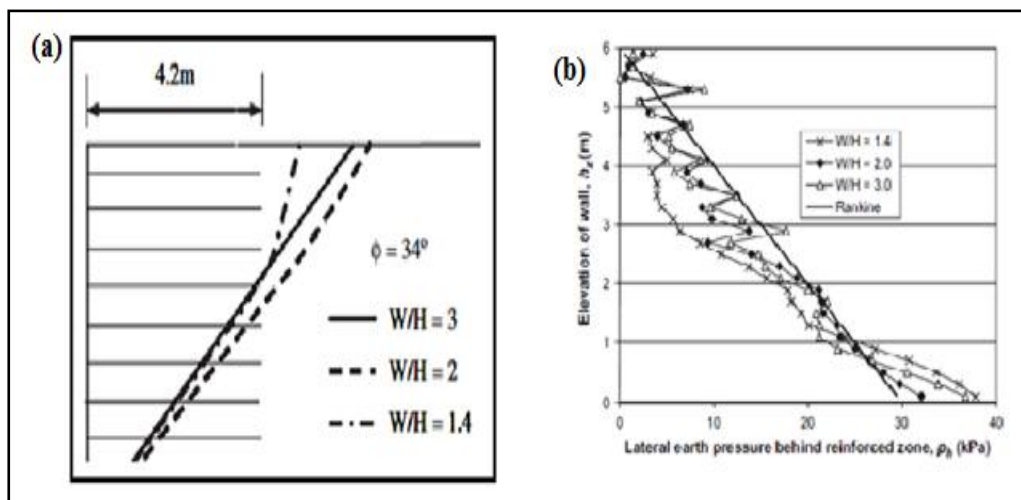


Figure 3.12. Comportement de mur a double parement : (a) surface critique de rupture, (b) pression latérale des terres (Han et Leshchinsky, 2010)

### 3.4.2. El-Sherbiny *et al.* (2013)

Une analyse en éléments finis (logiciel PLAXIS) a été effectuée sur des murs à double parement pour une rampe d'accès de hauteur  $H=5$  m (El-Sherbiny *et al.* 2013). L'ouvrage a été dimensionné et conçu conformément à la procédure décrite par les guides FHWA 2009.

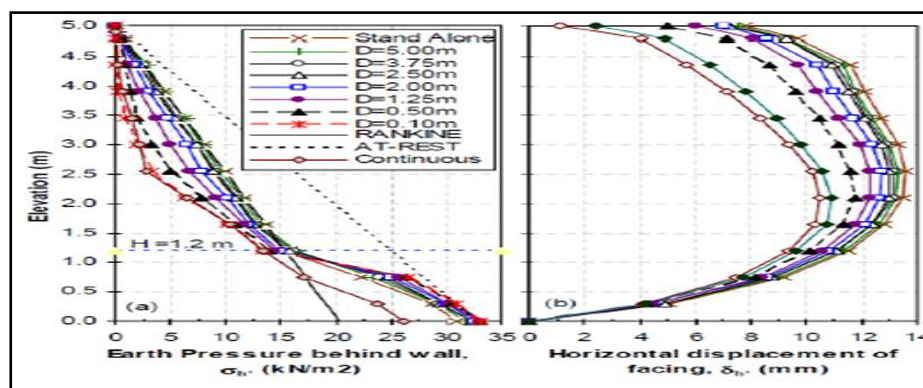
La largeur de la rampe d'accès de pont ( $W$ ) a été diversifiée pour chaque hauteur telle que la distance libre entre les murs ( $D$ ) variait de zéro à l'équivalent de toute la hauteur de la paroi du mur. La longueur du chevauchement a été limitée à  $0.3H$  et la longueur de renforcement pour chaque mur a été fixée à la valeur typique de  $0.7H$ , sauf dans le cas où l'armature se chevauche. L'espacement entre les couches de renforcement a été fixé à  $0.45$  m dans toutes les simulations.

Des faces en blocs modulaires sont sélectionnées pour modéliser la structure, tandis que les renforcements sont des géogrilles en polystyrène à rigidité variante.

Il a été observé que la pression de la terre latérale derrière le mur est approximativement égale à la pression de la terre active calculée selon la théorie de Rankine lorsque l'espacement entre les deux murs est égal à la hauteur de la paroi (Figure 3.13.a).

Cependant, la pression de la terre agissante a été augmentée dans le quart inférieur du mur pour s'approcher de la pression de terre au repos. Ceci est dû à la contrainte inférieure imposée à la base du mur par la semelle rigide.

Le déplacement horizontal diminue légèrement avec la réduction de la distance entre les deux parois, cette diminution est plus significative pour une distance,  $D$ , proche de la hauteur du mur (Figure 3.13.b).



**Figure 3.13. Effets de la distance sur la stabilité externe : (a) pression des terres, (b) déplacement horizontal du mur (El-Sherbiny *et al.*, 2013)**

Les surfaces critiques de rupture ont été identifiées à partir du facteur d'analyse de sécurité effectué en utilisant la technique de réduction de la résistance au cisaillement «  $\phi/C$  reduction ».

Elles ont été observées, pour ne pas se croiser, lorsque  $D$  est plus grand que la hauteur du mur.

Cela indique que les murs opposés, avec une distance  $D$  supérieure ou égale à la hauteur du mur, se comportent séparément l'un de l'autre et devraient être conçus comme des murs autonomes.



L'interaction des surfaces de défaillance critique commence à partir d'une distance,  $D$ , inférieure à la hauteur du mur. Comme on peut l'observer, la surface de rupture est forcée vers la paroi du mur alors que  $D$  diminue en raison de l'interaction entre les deux parois, ce qui réduit le bloc de rupture (Figure 3.14.a).

La longueur de renforcement,  $L$ , a été réduite à  $0.5H$  et  $0.6H$ . La diminution de la longueur de renfort à  $0.5H$  a entraîné une déformation horizontale supérieure dans le mur. Cependant, l'augmentation n'a pas été significative en diminuant la longueur à  $0.6H$  (Figure 3.14.b).

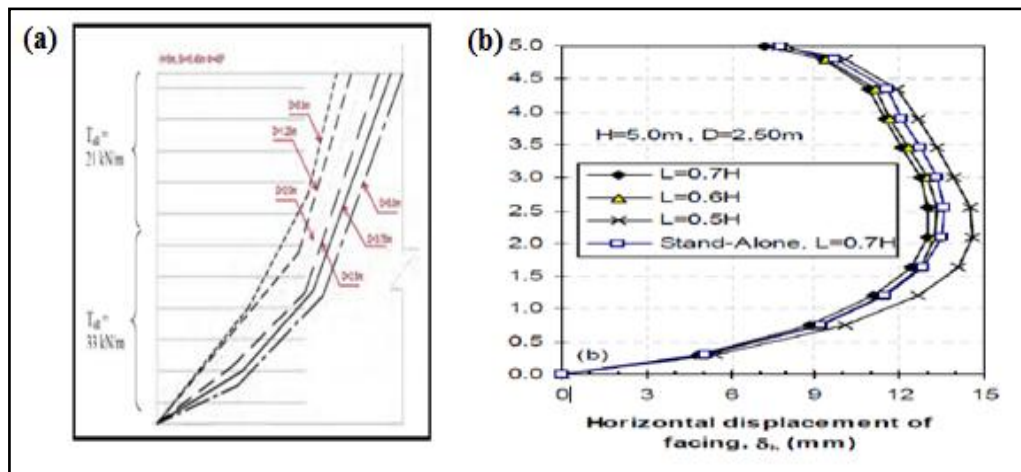


Figure 3.14. Effets de la longueur de renforcement sur la stabilité externe : (a) pression des terres, (b) déplacement horizontal du mur (El-Sherbiny et al., 2013)

### 3.4.3. Benmebarek et al. (2016)

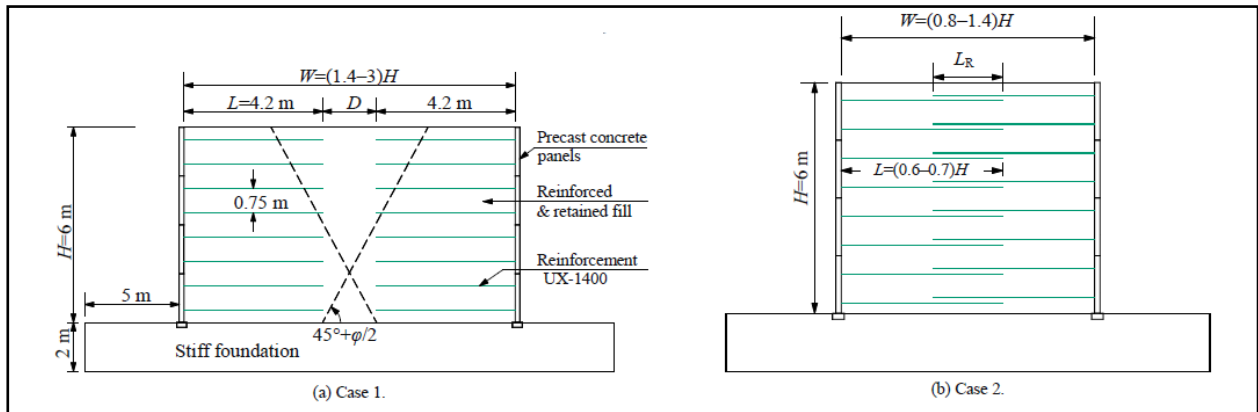
Une investigation numérique, par le code PLAXIS 2D, sur le comportement des remblais d'accès en sol renforcé a été publiée en 2016 (Benmebarek et al., 2016).

L'objectif était d'évaluer les effets de la réduction de la distance entre les deux parements opposés de l'ouvrage. La longueur de renforcement, la qualité du matériau de remblai ainsi que les conséquences de la connexion des renforts au milieu, lorsque les parois sont jointées, sont aussi abordées (Figure 3.15).

La géométrie du modèle de base dans cette étude a la même configuration que celle rapportée par d'autres chercheurs (Han et Leshchinsky, 2010) (Figure 3.15). La hauteur des murs est maintenue constante et égale à 6 m, la distance entre les murs varie de  $3H$  à  $0.8H$  (grande à étroite largeur de remblai).

Les résultats ont indiqué que chacun des murs se comporte indépendamment si la largeur du remblai entre les parois est supérieure à celles de la zone active. Cela est en accord avec le résultat de la directive F.H.W.A 2009 (FHWA, 2009). Cependant, les résultats ont montré que le guide F.H.W.A 2009 sous-estime la pression latérale de la terre lorsque les murs interagissent l'un avec l'autre.

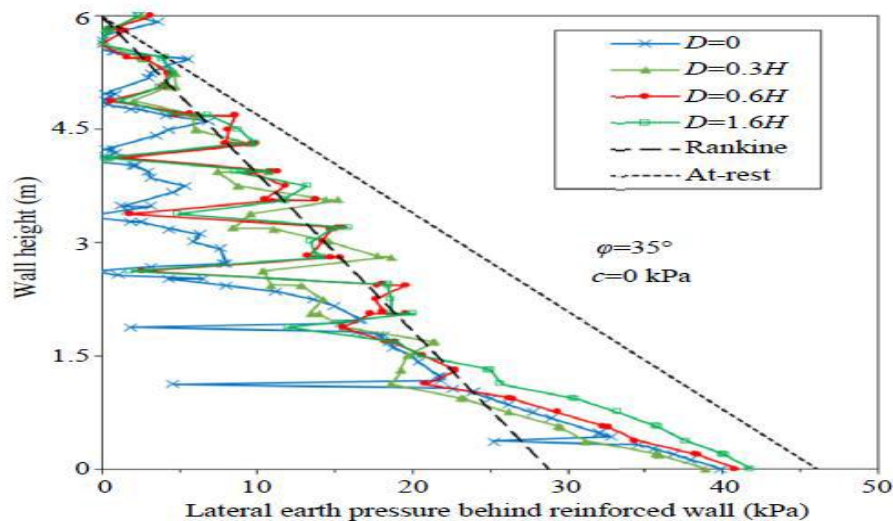
D'autre part, une augmentation mineure de la cohésion du remblai peut conduire à des réductions significatives de la pression latérale de la terre et de la force de traction maximale dans les géosynthétiques. Lorsque la distance entre les deux parois est proche de zéro, la connexion du renfort entre les murs améliore considérablement le facteur de sécurité.



**Figure 3.15. Dimensions et paramètres des modèles étudiés (Benmebarek et al., 2016)**

La pression latérale moyenne de la terre derrière le mur est proche de la pression latérale active de Rankine lorsque le rapport normalisé  $D/H$  est grand (Figure 3.16). Néanmoins, dans le quart inférieur du mur, correspondant à la première écaille préfabriquée, la pression latérale de la terre s'accroît et s'approche de la pression de terre au repos ; ceci est attribué à la contrainte imposée à la base du mur par la fondation rigide (Figure 3.16).

Cependant, lorsque  $D$  diminue de  $1.6H$  à zéro, la pression latérale de la terre est amoindrit et la pression latérale de la terre existe derrière le mur renforcé même pour le cas  $D=0$  m.



**Figure 3.16. Distribution de la pression latérale (Benmebarek et al., 2016)**

L'effet de la cohésion est examiné en l'augmentant de 0 à 5 kPa, ce qui peut couvrir des valeurs pratiques. La pression de la terre latérale derrière le mur renforcée diminue avec l'augmentation de la cohésion des sols (Figure 3.17).

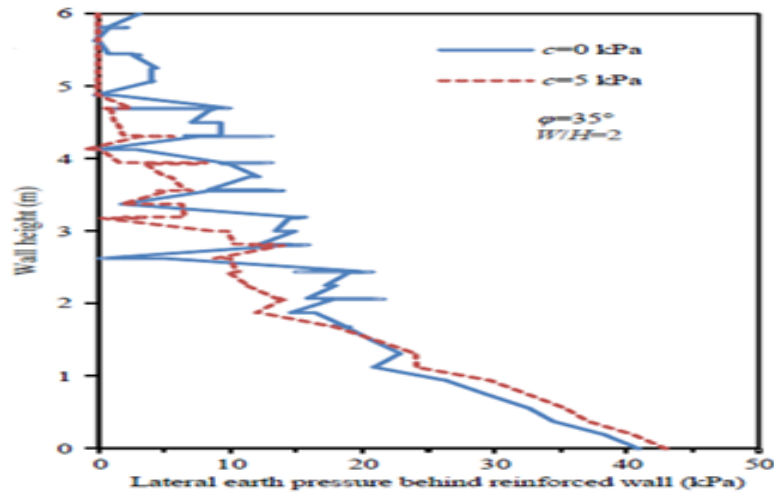


Figure 3.17. Effet de la cohésion du sol sur la pression latérale (Benmebarek et al., 2016)

### 3.5. CONCLUSION

Le comportement des murs classiques de soutènement en sol renforcé est largement abordé en utilisant les méthodes analytiques, expérimentales et numériques pour l'évaluation de la stabilité externe. Par contre, les études concernant le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé classés à géométrie complexe tel que les murs à double parement sont assez limitées.

Les murs de soutènement à double parement sont relativement proches les uns des autres. Ils sont principalement utilisés dans la construction de remblais de ponts ferroviaires ou de remblais d'approche de ponts routiers à deux à quatre voies. Le comportement de ce type de mur est très différent de celui d'un mur simple.

La méthode d'analyse de ce type de structure est liée essentiellement à la distance,  $D$ , entre les deux murs composant le remblai. Se référant à cette distance, les guides américains F.H.W.A 2009 envisagent deux cas extrêmes.

Les méthodologies de conception existantes ainsi que les études expérimentales et numériques ne fournissent pas une réponse claire et justifiée concernant la fiabilité de la stabilité externe des murs de soutènement à double parement. Par conséquent, il n'y a toujours pas de compréhension globale du comportement de cette structure stratégique. Ainsi, dans le prochain chapitre, une tentative a été faite pour évaluer l'effet de quelques paramètres importants de conception structurelle sur le comportement statique des murs de soutènement en sol renforcé à double parement en utilisant l'analyse numérique en éléments finis.

## Chapitre 4 :

# ANALYSE NUMERIQUE DES REMBLAIS D'ACCES DE PONT

### 4.1. INTRODUCTION

Les remblais d'accès à l'approche du pont sont couramment construits avec deux murs de soutènement en sols renforcés avec deux faces opposées. D'après les guides de la F.H.W.A 2009, ce type des murs de soutènement est à géométrie complexe, la pression des terres actives derrière la zone renforcée est modifiée, et deux cas sont envisagés (Voir chapitre 3 Section 3.4.3).

L'objectif de ce travail de mémoire est de se familiariser avec le logiciel PLAXIS et d'approfondir la compréhension du comportement des remblais d'accès de pont construits avec deux murs en sol renforcé par des géosynthétiques sous leurs poids propres. Dans ce contexte, une application numérique est présentée qui concernent le comportement des remblais d'accès de pont sous les dans le cas des renforcements qui se rencontrent au milieu.

La présente étude est focalisée sur l'effet de deux paramètres à savoir la distance  $D$  entre les deux murs et l'angle de frottement interne du sol renforcé  $\varphi$ , sur la stabilité externe des murs du remblai d'accès de pont. Les résultats sont donnés en terme de surface rupture, pression des terres, coefficient de sécurité et le déplacement du mur. L'effet de connexion des renforcements au milieu sous chargement statique est étudié.

### 4.2. ÉTUDE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT

#### 4.2.1. Modèle de base

##### A) Géométrie du remblai d'accès de pont étudié

Le remblai d'accès de pont est construit avec deux murs opposés de même hauteur  $H_1=H_2=H=6\text{m}$ , la largeur du remblai est  $W=12\text{m}$ , soit un rapport  $W/H=2$  (Figure 4.1). La longueur de renforcement est prise égale à  $L=4.2\text{m}$  ( $0.7H$ ) typiquement aux guide F.H.W.A 2009.

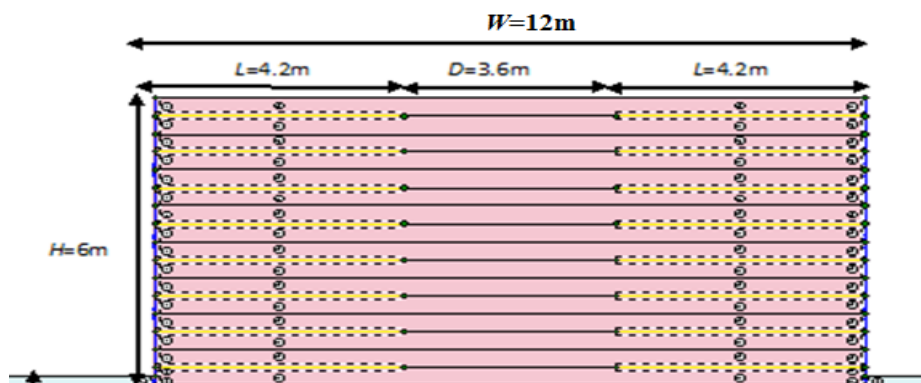


Figure 4.1. Géométrie du modèle de base ( $W/H=2$ )

Pour  $W=12\text{m}$ , et  $L=4.2\text{m}$ , la distance entre les deux murs est  $D=3.6\text{m}$ , elle est légèrement supérieure à  $D_i=H\text{tg}(45-\varphi/2)\approx 0.5H=3\text{m}$ , typiquement au guides F.H.W.A 2009 où la conception d'un mur de soutènement à une seule face peut être adoptée.

Cette géométrie est similaire à une étude antérieure lors d'une analyse de comportement d'un remblai d'accès en différences finies (Logiciel FLAC) présente par Han et Leshchinsky en 2010 (Voir chapitre 3 Section 3.5.1).

## B) Caractéristiques des éléments des murs

Dans le modèle de base définit dans l'étude antérieure mentionnée ci-dessus, les renforcements sont inextensibles et le parement est rigide (Han et Leshchinsky, 2010). Pour notre étude, nous proposons des caractéristiques qui sont proches à la pratique des murs en sols renforcés par des géosynthétiques dont lesparements sont en écailles de béton :

### ▪ Le sol renforcé et sol de fondation

Les caractéristiques de sol de fondation et de sol renforcé sont données sur le [Tableau 4.1](#).

**Tableau 4.1. Paramètres de données de sol pour le modèle de base**

<i>Mohr-Coulomb</i>		<b>Sol de fondation</b>	<b>Sol renforcé</b>
<b>Type</b>		Drained	Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22.00	16.00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22.00	16.00
$k_x$	[m/day]	1.000	1.000
$k_y$	[m/day]	1.000	1.000
$E_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50000.000	40000.000
$\nu$	[-]	0.300	0.300
$\varphi$	[°]	30.00	34.00
$C_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10.00	0.2
$\psi$	[°]	0.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.67	0.67

### ▪ Le parement

Les deux parements des murs de remblai sont construits par des écailles en béton de section carrée (1.50m·1.50m) avec un module de Young  $E=15\cdot 10^3\text{Mpa}$ , d'épaisseur  $d=0.15\text{m}$ , un poids volumique  $\rho=2500\text{ kg/m}^3$ . Le nombre d'écailles pour chaque mur est 4 pour réaliser un mur de 6m de hauteur.

Les paramètres essentiels pour les écailles sont la rigidité axiale et la rigidité flexionnelle :

$$EA=15\cdot 10^6\cdot(0.15\cdot 1)=2.25\cdot 10^6\text{kn, m (pour 1ml de calcul) ;}$$

$$EI=15\cdot 10^6\cdot(0.153\cdot 1)/12=4220\text{kn/m}^2, \text{ m (pour 1ml de calcul) ;}$$

$$W= \rho\cdot d=25\cdot 0.15=3.75\text{kn/m, m.}$$

Les écailles sont modélisés par des poutres, les poutres sont reliées verticalement par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel. De plus dans la structure réelle, des joints élastomères sont insérées entre les panneaux afin d'assurer le bon espacement, ils empêchent les panneaux d'avoir des points de contact et d'éviter l'effritement de béton, ce joint élastomère est pris en compte dans la modélisation numérique en réduisant artificiellement la section de la poutre, mais en conservant son moment d'inertie réel.

Donc les données dans le [Tableau 4.2](#) pour le parement sont introduites dans la modélisation.

**Tableau 4.2. Caractéristiques de parement**

Identification	$EA$ [kN/m]	$EI$ [kN/m <sup>2</sup> /m]	$w$ [kN/m/m]	$\nu$ [-]
<b>Parement</b>	$2.2502 \cdot 10^3$	4220	3.750	0.20

#### ▪ Les renforcements

Les renforcements simulés dans le calcul correspondent aux bandes géosynthétiques dont les caractéristiques sont données dans le [Tableau 4.3](#). Les renforcements sont placés en 8 lits espacés verticalement de 0.75m.

**Tableau 4.3. Caractéristiques des renforcements**

Géosynthétiques		Valeurs
Elastique linéaire		
Module élastique (E)	[MPa]	$6.25 \cdot 10^3$
Largeur	[m]	0.1
Epaisseur	[mm]	3
Résistance à la traction	[kN]	100
Résistance à la compression	[kN]	0.0
Déformation avant la rupture	[%]	12
$J$	[kN,m]	2500

Dans les murs réels, les armatures Géosynthétiques sont mises en place en paire de bande de 50 mm de large (2.50).

Dans le modèle numérique, ces bandes sont simplifiées et considérées comme des bandes continues dont la rigidité axiale est calculé comme la rigidité équivalente sur une largeur de calcul, chaque écaille de largeur 1.5m est considérée comme largeur de calcul et deux bandes sont mis en place pour chaque panneau, la rigidité équivalente  $J$  vaut :

$$J = 6.25 \cdot 10^3 \cdot (100 \cdot 3) \cdot 2 / (1.5 \cdot 1000) = 2500 \text{ kN,m}$$

#### ▪ Longrines de niveau

Les longrines de niveau sont modélisées par des poutres de 40 cm de largeur encastées à 20 cm dans le sol de fondation, dont les caractéristiques sont les mêmes pour le parement en écailles de béton.



### ▪ Les interfaces

Les interfaces parement /sol renforcé sont sur un seule coté, les renforcements le sont sur les deux parties (les parties supérieure et inferieure des géosynthétiques).

#### 4.2.2. Présentation de l'étude

Deux paramètres importants sont sélectionnés pour l'étude du comportement du remblai d'accès, la distance  $D$  entre les deux murs (le rapport  $W/H$ ) et la qualité du remblai (l'angle de frottement interne du sol renforcé  $\varphi$ ).

Additionnement au cas  $W/H=2$  ( $D=3.6m$ ) qui est pris par la suite comme modèle de référence, deux autres rapports sont sélectionnés pour l'étude paramétrique,  $W/H=1.4$  ( $D=0m$ ) et  $W/H=3$  ( $D=9.6m$ ). L'influence de la qualité du remblai sur le comportement de l'ouvrage est étudiée en variant son angle de frottement de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ .

Les poussées des terres actives obtenues numériquement sont comparées avec celle de Rankine, les forces des tractions maximales dans les renforcements sont comparées avec les résultats analytiques des normes NF P94-270 basés sur la théorie de Meyerhof, et les lignes des tractions maximales sont comparées avec les lignes pratiques des normes NF P94-270 et F.H.W.A 2009.

L'effet de connexion des renforcements au milieu est abordé à la fin de cette étude. Les résultats

### 4.3. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

#### 4.3.1. Surface critique et mode de rupture

##### A) Surface critique et distance d'interaction

Les surfaces critiques de rupture (localisation des zones de cisaillement maximal) pour le mur de référence  $W/H=2$  ( $D=3.6m$ ) sont présentées (Figure 4.2).

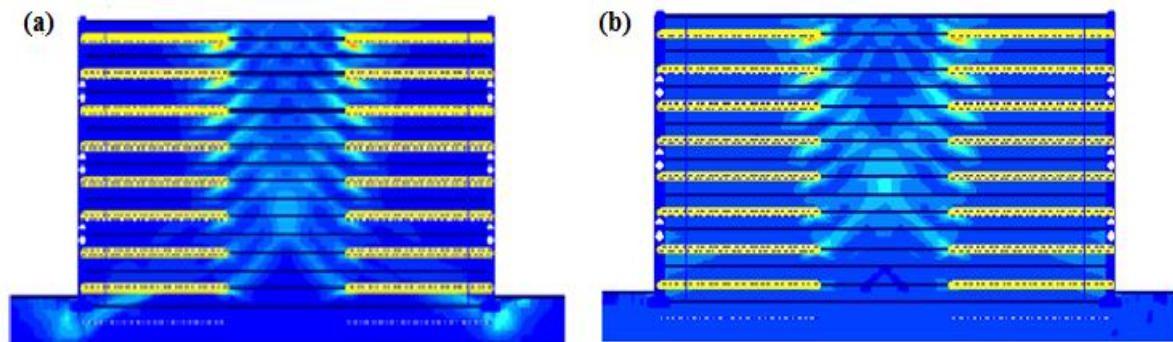


Figure 4.2. Surface de rupture pour  $W/H=2$  : (a) pour  $\varphi=34^\circ$ , (b) pour  $\varphi=25^\circ$

Le cisaillement maximal pour chaque mur est observé dans trois zones (Figure 4.2):

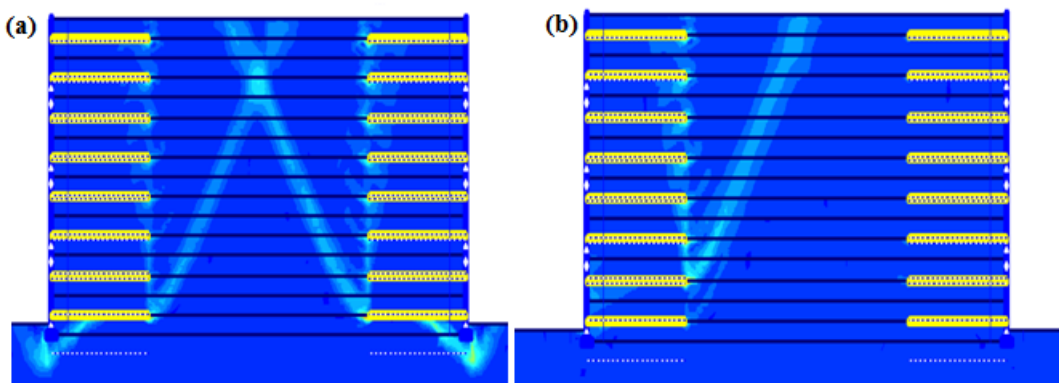
- La première zone est localisée en bas du sol renforcé (entre l'encastrement et le premier lit de renforcement) et forme un angle d'environ  $40^\circ$  par rapport à l'horizontal.
- La deuxième zone est la suite de la première dans le remblai général avec un angle plus grand que le premier, elle a l'allure de la surface de rupture de Coulomb.

- La troisième zone est localisée en tête des renforcements, à l'interface entre le sol renforcé et le remblai général.

Les deux zones de cisaillement derrière les renforcements s'intersectent, mais ne se propagent pas dans la zone renforcée de l'autre face opposée, elles sont arrêtées à l'approche du dernier lit.

Dans ce cas, et pour une distance  $D \geq 3.6\text{m}$ , qui est légèrement supérieure à  $D_i \approx 0.5H = 3\text{m}$ , les deux murs peuvent être conçus d'une manière indépendante, cela se concorde avec l'inéquation des guides F.H.W.A 2009 (Voir chapitre 3 Section 3.4.3).

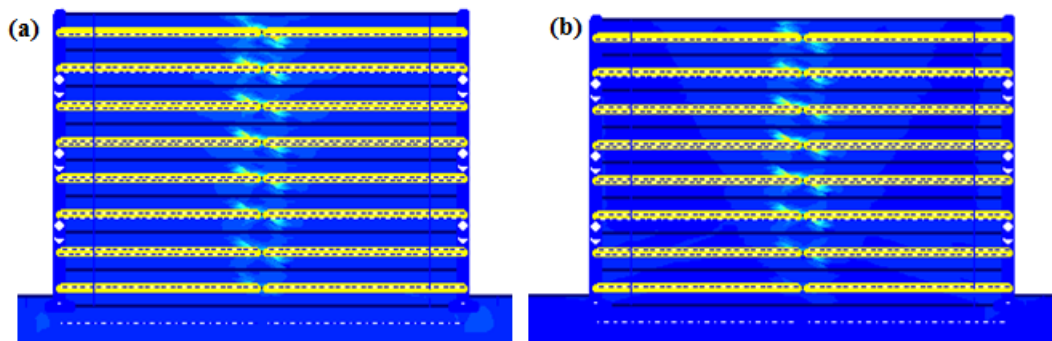
A noter que cette distance est aussi trouvée dans l'étude antérieure en différences finies (Han et Leshchinsky, 2010). Alors pour vérifier cette distance d'interaction, deux autres modèles sont étudiés à savoir  $W/H=3 (D=9 > D_i)$  et  $W/H=1.4 (D=0 < D_i)$ .



**Figure 4.3. Surface de rupture pour  $W/H=3$  : (a) pour  $\varphi=34^\circ$ , (b) pour  $\varphi=25^\circ$**

Pour un rapport  $W/H=3$ , le cisaillement maximal est observé dans trois zones identiquement au modèle  $W/H=2$ , les deux zones de cisaillement derrière la zone renforcée s'interagissent, mais elles sont très lointaines de la zone renforcée du côté opposé (Figure 4.3). Donc, les deux murs sont conçus d'une manière indépendante l'un de l'autre.

Pour  $\varphi=25^\circ$ , la surface de rupture derrière la zone renforcée n'est pas totalement développée, ce qui résulte que les deux murs n'ont pas subi la rupture en même temps (Figure 4.3.b).



**Figure 4.4. Surface de rupture pour  $W/H=1.4$  : (a) pour  $\varphi=34^\circ$ , (b) pour  $\varphi=25^\circ$**

Lorsque les murs sont très proches (le cas  $W/H=1.4$ ,  $D=0\text{m}$ ), il y'a une interaction entre les deux murs du remblai.



Dans ce cas, la zone de cisaillement derrière les renforcements ne peut pas être développée et le cisaillement maximal est localisé uniquement en tête des renforcements (Figure 4.4). Alors, les deux murs du remblai d'accès s'interagissent, donc ils ne sont pas conçus d'une manière indépendante l'un de l'autre.

### B) Mode de rupture

Les mécanismes de rupture développés tendent vers un mode de glissement dans deux sens opposés (Figure 4.5). Alors, l'interaction entre les deux murs n'influe pas sur le mode de rupture de deux murs du remblai d'accès.

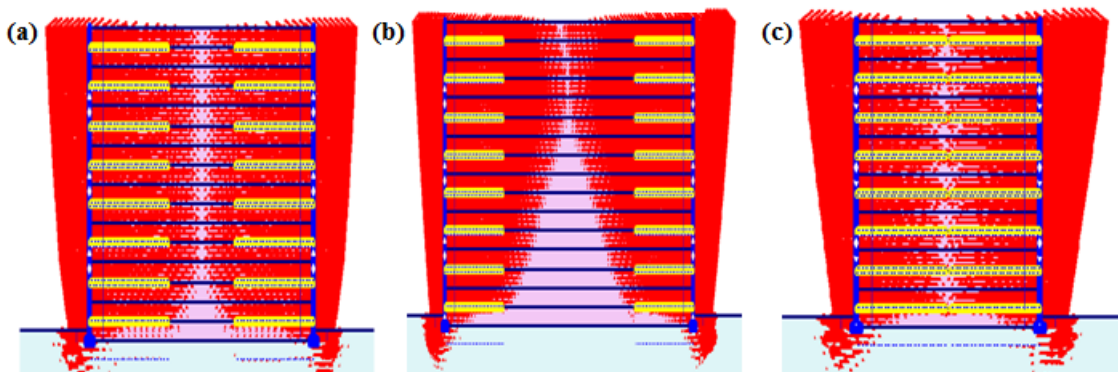


Figure 4.5. Mode de rupture pour  $\varphi=34^\circ$ : (a) pour  $W/H=2$ , (b)  $W/H=3$ , (c)  $W/H=1.4$

### 4.3.2. Pression des terres actives derrière la zone renforcée

La détermination de la pression des terres actives derrière la zone renforcée est fondamentale pour le dimensionnement de la stabilité externe dont les courbes de variation des pressions sont tracées (Figure 4.6). Ces pressions sont comparées avec les résultats analytiques basés sur la théorie de Rankine (Tableau 4.4).

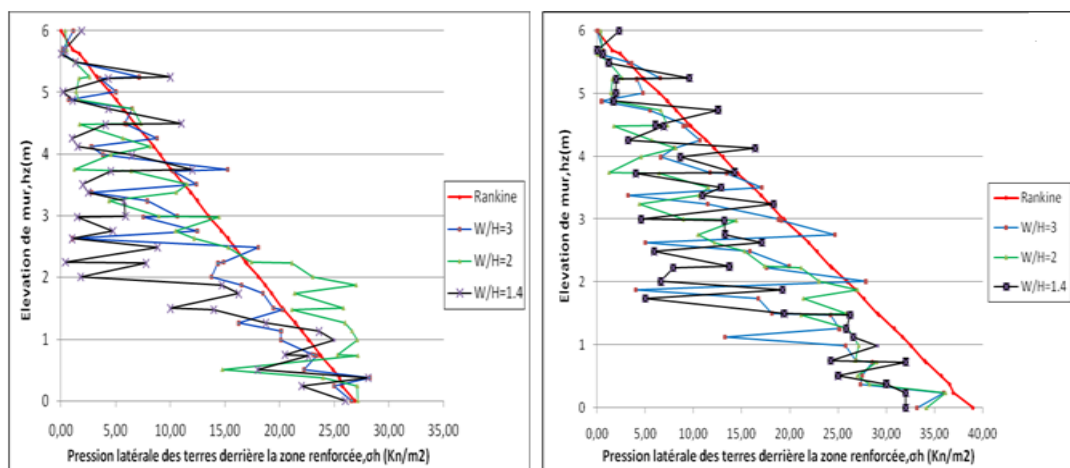


Figure 4.6. Distribution des pressions des terres actives derrière la zone renforcée : (a) pour  $\varphi=34^\circ$ , (b) pour  $\varphi=25^\circ$

La pression des terres actives est toujours existante lorsque les deux murs opposés sont très proches (le cas  $W/H=1.4$ ), elle diminue sous l'effet de l'interaction entre les deux murs de remblais (Figure 4.6).

Ce résultat se concorde bien avec les nouveaux guides américains F.H.W.A 2009 et les résultats obtenus par le calcul en différences finies (Han et Leshchinsky, 2010).

Les résultantes des pressions latérales derrière la zone renforcée ( $F_a$ ) sont données par le logiciel PLAXIS (Tableau 4.4).

**Tableau 4.4. Valeurs numériques des résultantes des pressions latérales**

	$\varphi=34^\circ$			$\varphi=25^\circ$		
$W/H$	2	3	1.4	2	3	1.40
$F_a$ (kn /m)	72.01	72.74	53.92	84.13	85.13	48.88
$\Delta F_a/F_a$ (%)	---	+1	-25	---	+1	-42

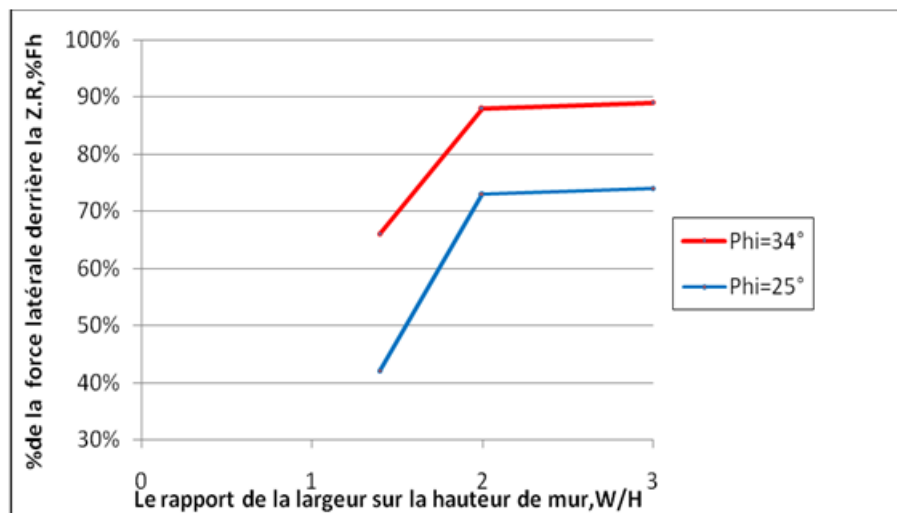
$F_a$  : Résultante des pressions latérales pour le modèle de référence ( $W/H=2$ ).

$\Delta F_a$  : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports de  $W/H$ .

L'influence de la géométrie du remblai sur la pression des terres actives n'est pas prononcée à des rapports  $W/H \geq 2$  ( $D \geq 3.6$ m), il n'y a pas d'interaction entre les deux murs de remblai. D'autre part, l'interaction entre les deux murs ( $W/H=1.4$ ) induit une diminution de la résultante des pressions latérales d'environ 25% (pour  $\varphi = 34^\circ$ ) et 42% (pour  $\varphi = 25^\circ$ ).

Concernant l'angle de frottement, une diminution de 26% (en passant de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ ) conduit à une augmentation de la résultante des pressions latérales de 16% (le cas  $W/H=2$ ) et 09% (le cas  $W/H=1.4$ ).

Une comparaison des résultantes des pressions latérales ( $F_a$ ) avec celle de Rankine ( $F_h$ ) montre que le calcul théorique est très conservatif due à la non linéarité de la distribution des pressions obtenue par le calcul numérique (Figure 4.7). Par exemple, pour le cas  $W/H=1.4$  et un angle  $\varphi=34^\circ$ , la valeur de la résultante obtenue numériquement est d'environ 65% de celle de Rankine (Figure 4.7).



**Figure 4.7. Comparaison entre la force résultante numérique ( $F_a$ ) par rapport à celle théorique de Rankine ( $F_h$ )**

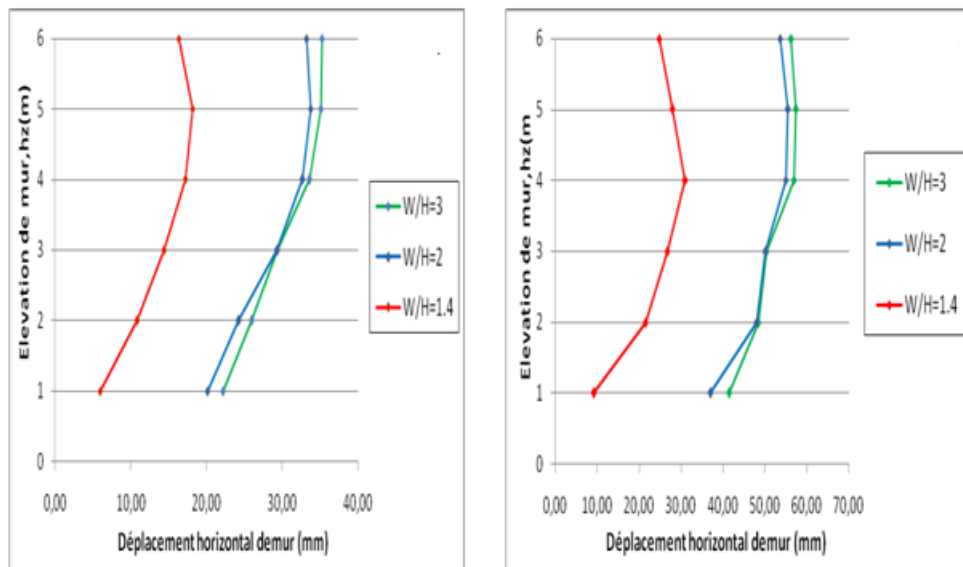
Le point d'application de la force résultante des terres actives derrière la zone renforcée obtenu numériquement se trouve légèrement au dessous de celle de Rankine pour les trois rapports ( $W/H$ ) étudiés (Tableau 4.5). Ce point est légèrement influencé par la distance entre les deux murs de remblai et l'angle de frottement  $\varphi$ . Donc, la distribution de la force de Rankine ( $F_h$ ) est plus conservative lorsqu'il s'agit de calcul du moment de renversement induit par la force de pression latérale des terres actives.

**Tableau 4.5. Point d'application de la résultante de la pression  $F_a$**

Angle de frottement	$\varphi=34^\circ$			$\varphi=25^\circ$		
$W/H$	2	3	1.4	2	3	1.40
Point d'application de $F_a$ (m)	1.63	1.91	1.26	1.96	1.94	1.55

### 4.3.3. Déplacements horizontaux des murs

L'analyse des courbes des déplacements horizontaux montre que l'influence de la distance  $D$  n'est pas prononcée pour les rapports  $W/H \geq 2$  ( $D \geq 3.6m$ ) (Figure 4.8) ce qui résulte qu'il n'y a pas d'interaction entre les deux murs du remblai d'accès.

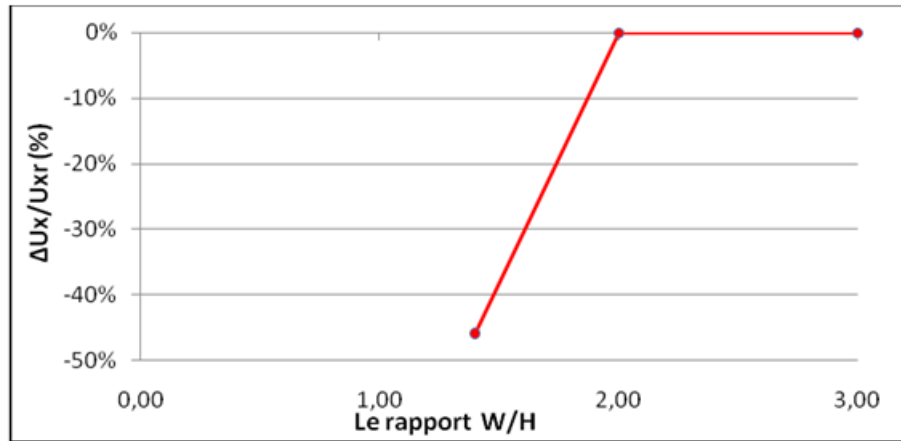


**Figure 4.8. Déplacement horizontal de parement des murs à la fin de construction: (a) pour  $\varphi=34^\circ$ , (b) pour  $\varphi=25^\circ$**

D'autre part, l'interaction entre les deux murs (le cas  $W/H=1.4$ ) induit une diminution de déplacement horizontal maximal et le maximum se produit à  $3/4H$  à partir de la base du mur (Figure 4.8).

La courbe de variation des déplacements horizontaux maximaux est tracée et l'interaction de deux murs induit une diminution de déplacement maximum d'environ 45% (Figure 4.9).

Concernant l'angle de frottement  $\varphi$ , une diminution de 26% (lorsque  $\varphi$  passe de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ ) conduit à une augmentation du déplacement horizontal maximal d'environ 40% (Tableau 4.6). Cette variation de déplacement n'est pas proportionnelle avec la variation de l'angle  $\varphi$ .



$U_{xr}$  : Déplacement horizontal maximal dans le modèle de référence ( $W/H=2$ ).  
 $\Delta U_x$  : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports de  $W/H$ .

**Figure 4.9. Influence du rapport  $W/H$  sur le déplacement horizontal des murs**

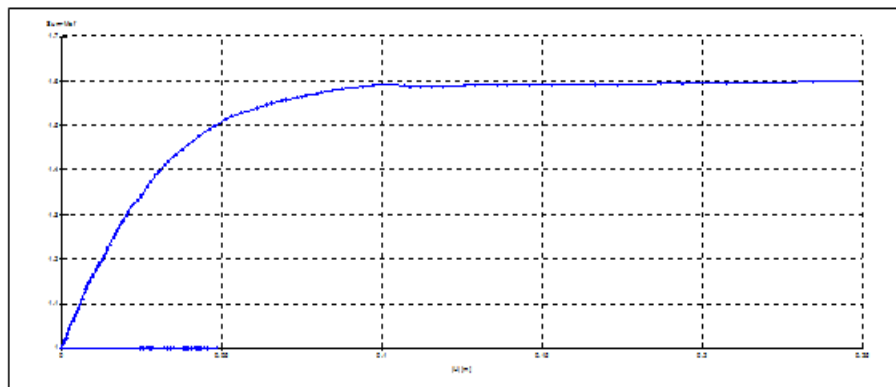
**Tableau 4.6. Variation de déplacement horizontal maximal en fonction de  $\phi$**

$W/H$		2	3	1.4
$\phi=34^\circ$	$U_x$	33.50	33.61	18.14
$\phi=25^\circ$	$U_x$	55.53	57.39	31.17
$\Delta U_x/U_x$ (%)		+40	+41	+42

$\Delta U_x$  : Différence de  $U_x$  calculée entre l'angle de frottement  $34^\circ$  et  $25^\circ$

#### 4.3.4. Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est calculé par la méthode « Phi/c » réduction. Pour cette approche, les paramètres de résistance de sol (frottement et cohésion) sont progressivement réduits jusqu'à la rupture de la structure, le coefficient de sécurité est alors le rapport de la résistance initiale sur la résistance à la rupture. À titre indicatif, la Figure 4.10 visualise par exemple l'allure de la courbe du facteur de sécurité donnée par PLAXIS pour le modèle de référence ( $W/H=2$ ,  $\phi=34^\circ$ ).



**Figure 4.10. Allure du coefficient de sécurité  $F_s$  pour  $W/H=2$ ,  $\phi=34^\circ$**

L'effet de la distance  $D$  entre les deux murs de remblai sur le coefficient de sécurité n'est pas prononcé pour des rapports  $W/H \geq 2$  ( $D \geq 3.6m$ ), ce qui résulte qu'ils sont conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre (Figure 4.11).

Ainsi, l'interaction entre les deux murs (le cas  $W/H=1.4$ ) induit une diminution du coefficient de sécurité d'environ 11% (pour  $\varphi = 34^\circ$ ) (Figure 4.12).

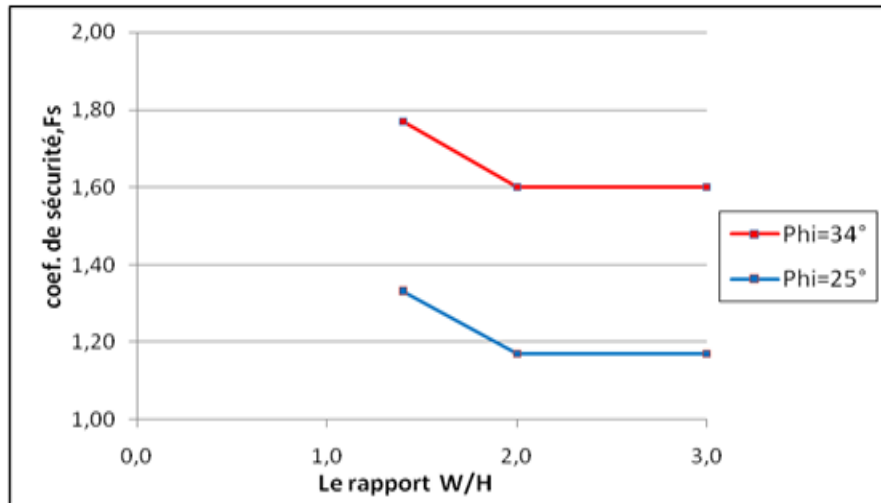
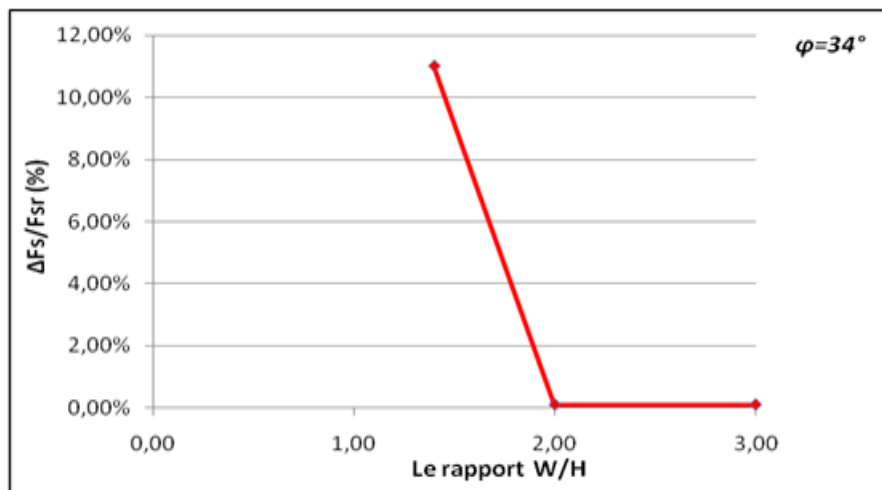


Figure 4.11. Valeurs du coefficient de sécurité FS



Fsr : coefficient de sécurité de modèle de référence ( $W/H=2$ ).

$\Delta F_s$  : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports.

Figure 4.12. Variation du coefficient sécurité FS pour  $\varphi=34^\circ$

Concernant l'angle de frottement  $\varphi$ , une diminution de 26% conduit à une diminution du coefficient de sécurité d'environ 25%. On peut conclure que la variation de Fs est proportionnelle à la variation de  $\varphi$  (Tableau 4.7).

Tableau 4.7. Variation de coefficient de sécurité Fs en fonction de  $\varphi$

W/H		2	3	1.4
$\varphi=34^\circ$	Fs	1.60	1.60	1.77
$\varphi=25^\circ$	Fs	1.17	1.17	1.33
$\Delta F_s / F_s$ (%)		-27	-27	-25

$\Delta F_s$  : Différence de Fs calculée entre les angles de frottement  $\varphi=34^\circ$  et  $\varphi=25^\circ$ .

#### 4.4. EFFET DE CONNEXION DES RENFORCEMENTS AU MILIEU

Lorsque la distance entre les deux murs,  $D$ , égale à zéro, certains concepteurs tentent d'utiliser pour chaque lit de renforcement une seule bande de renforcement connectée dans les deux parements des murs, dans ce cas on dit que les renforcements sont connectés au milieu.

Afin d'étudier l'effet de connexion des renforcements au milieu, un modèle avec un angle de frottement  $\varphi=34^\circ$  pour un rapport  $W/H=1.4$  est modélisé.

##### 4.4.1. Surface critique de rupture

La surface critique de rupture débute à partir du coin d'encastrement mais elle n'est pas totalement développée dans le massif renforcé, des zones de cisaillement maximal sont localisées au niveau du parement (liaison renforcement/parement) (Figure 4.13a).

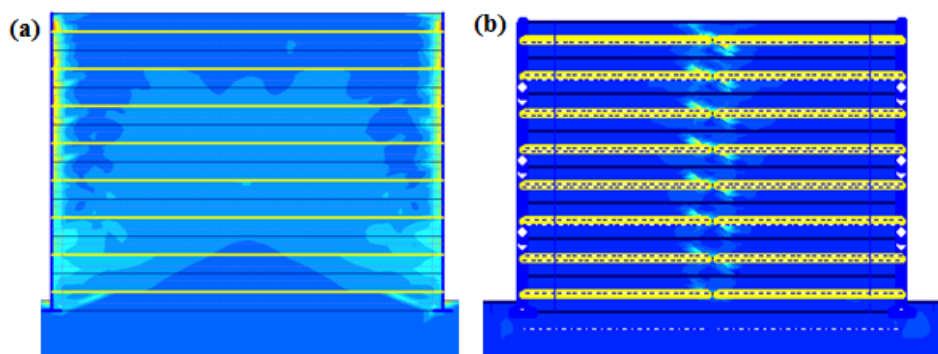


Figure 4.13. Surface critique de rupture : (a) cas des renforcements connectés au milieu, (b) cas des renforcements non connectés au milieu

##### 4.4.2. Flexibilité du mur

La courbe de déplacement horizontal du mur à la fin de la construction montre une inflexibilité du parement en haut de mur lorsque les renforcements sont connectés au milieu (Figure 4.14).

Les vecteurs de déplacements changent de direction en concordance avec les guides de la F.H.W.A 2009, qui indiquent que l'alternative de conception des murs avec connexion de renforcements au milieu engendre une inflexibilité de la structure de haut en bas de mur.

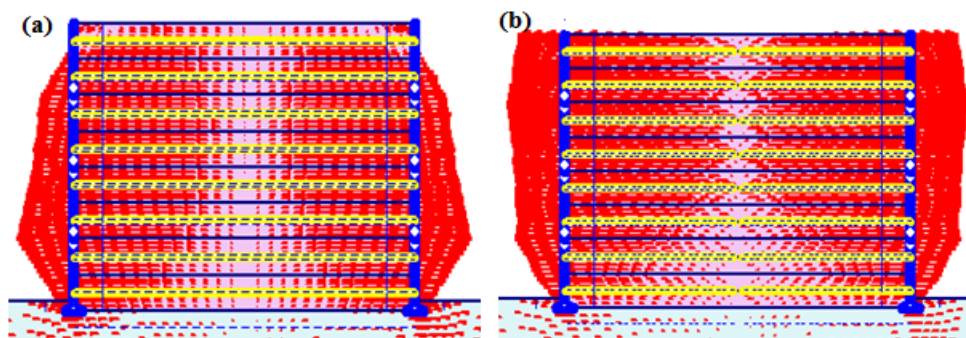


Figure 4.14. Déplacement horizontal de mur à la fin de construction : (a) cas de renforcements connectés au milieu, (b) cas de renforcements non connectés au milieu

## 4.5. CONCLUSION

L'étude de comportement de remblai d'accès de pont construit avec deux murs à double parement renforcé par les géosynthétiques qui se rencontrent au milieu sous chargement statique nous a permis de conclure ce qui suit :

- Dans cette étude où les deux murs ont une même hauteur  $H=6\text{m}$ , la distance  $D \geq 3.6\text{ m}$  est nécessaire pour que les deux murs soient conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre. Cette distance est légèrement supérieure à la distance d'interaction décrite dans les guides F.H.W.A 2009 ( $D_i \approx 0.3H = 3\text{ m}$ ).
- Lorsque  $D \geq 3.6\text{ m}$ , la surface critique de rupture se développe derrière la zone renforcée, elle peut s'étaler jusqu'à la frontière de la zone renforcée de l'autre côté opposé de mur.
- Si les murs sont très proches ( $D=0\text{m}$ ), la surface de rupture n'a pas été développée derrière la zone renforcée, c'est plutôt des zones de cisaillement maximal en têtes des renforcements.
- Si les murs sont très proches ( $D=0\text{m}$ ), la pression des terres actives derrière la zone renforcée est toujours existante.
- Si  $D < 3.6\text{m}$ , il y a une interaction entre les deux murs, cette interaction induit une diminution de la pression des terres derrière la zone renforcée.
- L'interaction entre les deux murs induit aussi une diminution de déplacement horizontal maximal et une augmentation du coefficient de sécurité.
- Lorsque les deux murs de remblai sont très proches, le calcul analytique classique de mur de soutènement en sol renforcé se trouve trop conservatif pour le dimensionnement de la stabilité externe.
- La connexion des renforcements au milieu a induit une inflexibilité en haut de mur, les zones de cisaillement maximal sont localisées au niveau du parement.
- L'utilisation d'un sol renforcé de mauvaise qualité induit une augmentation de la pression des terres actives derrière la zone renforcée et de déplacement horizontal maximum accompagné par diminution du coefficient de sécurité. Alors, pour assurer une meilleure stabilité de murs de remblai d'accès de pont, il faut être prudent lors du choix de matériau du remblai.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Les structures de soutènement sont des éléments essentiels pour les culées de ponts de chaque lors de conception d'autoroute. Pendant de nombreuses années, les structures de soutènement étaient presque exclusivement constituées de béton armé et ont été conçues comme des murs de gravité ou de porte-à-faux qui sont essentiellement des structures rigides. Avec l'augmentation de la hauteur du sol à conserver et les mauvaises conditions de sous-sol, le coût des murs de soutènement en béton armé augmente rapidement. Dans un contexte moderne, le sol renforcé est devenu une technique viable et rentable visant à améliorer les caractéristiques techniques du sol.

Aujourd'hui, on assiste à un développement rapide de renforts géosynthétiques fabriqués à partir de polymères solides et durables. Ces renforts géosynthétiques permettent de supporter les charges de tractions importantes, à des déformations limitées pendant des durées de vie étendues. De ce fait, l'utilisation de ces matériaux pour construire les murs de soutènement en sol renforcé a récemment attiré de plus en plus d'attention des géotechniciens. Les murs de soutènement en sol renforcés par géosynthétiques sont des alternatives bien connues aux murs de soutènement conventionnels en raison de nombreux avantages en termes de facilité de construction, d'économie et d'esthétique.

Ce mémoire porte sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement largement rencontré dans les projets routiers pour réaliser les remblais d'approche de pont. Ces structures sont caractérisées par leur géométrie complexe où il est toujours difficile de déterminer les pressions des terres actives derrière la zone renforcée. En plus, la revue de littérature existante pour ce type d'ouvrage est limitée dans quelques études numériques qui traitent essentiellement l'effet de la distance entre les parois du mur. C'est afin d'améliorer nos connaissances du comportement des murs à double parement que nous avons entrepris d'étudier la question du comportement sous sollicitation statique de ces ouvrages. C'est ce qui a constitué l'objet de ce travail de mémoire.

Dans le premier chapitre, on a présenté les méthodes classiques qui sont couramment utilisées pour déterminer les pressions des terres actives derrière les murs de soutènement classique. Elles sont basées sur l'équilibre limite.

Dans le deuxième chapitre, on a commencé par présenter les murs de soutènement en sol renforcé connus aussi sous le nom de la Terre Armée qui sont amplement étudiés et construits à travers le monde. Néanmoins, pour ces structures, la détermination des pressions des terres actives sera difficile vu l'interaction entre les différents éléments constituant l'ouvrage. Ensuite, On a présenté un recueil des méthodes de dimensionnement de ce type d'ouvrages. En dernier, on a met une perspective sur les matériaux géosynthétiques qui se sont aujourd'hui fortement présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations. Les renforcements géosynthétiques remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer les armatures métalliques offrant ainsi des solutions techniques et économiques dans les projets routiers.



Le troisième chapitre est un regard sur les murs à double parement ; ils sont des murs de soutènement relativement proches les uns des autres. Ils sont principalement utilisés dans les projets routiers et ferroviaires. Leur comportement est significativement différent de celui d'un mur simple. Les quelques études disponibles dans la littérature sont incomplètes car elles ne prennent pas en compte l'effet de tous les paramètres structuraux de l'ouvrage.

Dans le quatrième chapitre, on a visé d'approfondir la compréhension du comportement des murs de soutènement à double parement. Pour faire, on a est présenté une étude numérique qui traite la stabilité externe d'un remblai d'approche de pont construit par ce type de mur. En particulier, on a montré, a travers une étude paramétrique, l'effet de deux paramètres à savoir la distance entre les deux murs opposés et l'angle de frottement interne du sol renforcé, sur la stabilité externe des murs du remblai d'accès de pont. Les résultats sont donnés en terme de surface rupture, la pression des terres, le coefficient de sécurité et le déplacement horizontal du mur. L'effet de connexion des renforcements au milieu est aussi étudié.

Les conclusions déduites de l'étude paramétrique et de la recherche bibliographiques sont:

- Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain.
- L'utilisation des renforcements flexibles telles que les géosynthétiques présente de nombreux avantages, concernant notamment l'amélioration de la réversibilité des ouvrages, l'allongement de leur durée de vie ou encore la préservation des ressources naturelles. Ce type de renforcement devient plus adapté que l'ancien type de renforcement par armature métallique.
- La norme française NF P94-270 2009 et le guide américain F.H.W.A 2009 présentent en fait une différence remarquable dans les cas suivants:
  - Stabilité externe : L'angle  $\delta$  selon la norme française est calculé avec le coefficient de Coulomb, par contre, la norme américaine  $\delta=0$ , la poussée est calculée avec le coefficient de Rankine.
  - 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 normes ou guides Françaises qui traitent la justification du dimensionnement des murs à double parement.
- La pression des terres actives est toujours existante lorsque les deux murs opposés sont très proches (le cas  $W/H=1.4$ ,  $D=0m$ ) et elle diminue sous l'effet de l'interaction entre les deux murs de remblais.
- L'effet de la géométrie du remblai sur la pression des terres actives n'est pas prononcé pour des rapports  $W/H \geq 2 (D \geq 3.6m)$ . Par ailleurs, l'interaction entre les deux murs ( $W/H=1.4$ ) induit une diminution de la résultante des pressions latérales d'environ 25% (pour  $\varphi = 34^\circ$ ).
- Concernant l'angle de frottement, une diminution de 26% (en passant de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ ) implique une augmentation de la résultante des pressions latérales de 16% (le cas  $W/H=2$ ) et 09% (le cas  $W/H=1.4$ ).

- L'interaction entre les deux murs (le cas  $W/H=1.4$ ) diminue le déplacement horizontal maximal qui se produit dans ce cas à  $3/4H$  à partir de la base du mur.
- En diminuant l'angle de frottement  $\varphi$  de  $34^\circ$  à  $25^\circ$ , le déplacement horizontal maximal augmente d'environ 40%. Cette variation de déplacement n'est pas proportionnelle avec la variation de l'angle  $\varphi$ .
- L'influence de la distance  $D$  entre les deux murs de remblai sur le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) n'est pas prononcée pour des rapports  $W/H \geq 2$  ( $D \geq 3.6\text{m}$ ). Par contre, l'interaction entre les deux murs ( $D=0\text{m}$ ) induit une diminution du coefficient de sécurité d'environ 11%.
- La variation de  $F_s$  est proportionnelle à la variation de  $\varphi$  de fait que la diminution de l'angle de frottement de 26% diminue le coefficient de sécurité de 25%.
- Pour un mur de hauteur 6m, une distance  $D \geq 3.6\text{m}$  est suffisante pour que les deux murs opposés peuvent être d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre.
- Pour assurer une meilleure stabilité de murs de remblai d'accès de pont, il faut être prudent lors du choix de matériau du remblai.

Il est évident que cette étude améliore la compréhension du comportement de murs de soutènement à double parement. Par ailleurs, elle reste insuffisante vu qu'elle n'a pas totalement cerné l'effet de tous les paramètres de structure, tels que la rigidité du renforcement et la hauteur du mur. En fin, il est souhaitable de confronter les résultats obtenus par une approche expérimentale et d'étudier la stabilité des murs sous chargement sismique.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2007).** Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.
- Abdelouhab A. (2010).** Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 195p.
- Annane A. (2013).** Mur de soutènement en zone sismique. Mémoire de Magister, Université de Batna, 79p.
- Balay J. (1984).** Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Note d'information technique, LCPC, Paris, France, 24p.
- Benmebarek S., Attalaoui S., Benmebarek N. (2016).** Interaction analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnics Engineering*, 8(5), pp 697–702.
- Bouafia A. (2005).** Calcul pratique des fondations et des soutènements. Office des publications universitaires, Alger, 256p.
- Boussinesq M.J. (1882).** Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale. *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, pp 623–643.
- BS8006 (British Standard Institution). (1995).** Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- Coulomb C.A. (1776).** Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences présentés par des savants, vol.7, pp 343–382.
- El-Sherbiny R., Ibrahim E., Salem A. (2013).** Stability of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Proceedings of Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers (ASCE), pp 555–565.
- FHWA (Federal Highway Administration). (1997).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-SA-96-071, 371p.
- FHWA (Federal Highway Administration). (2009).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced Soil slopes design and construction guidelines V1 and V2. FHWA-NHI-10-024-025, 737p.
- Han J., Leshchinsky D. (2010).** Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, pp 262–367.
- LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). (2003).** Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques.
- Ménard, L., Bourdon, G., Houy, A. (1964).** Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols* 3 (9), pp 231–245.
- Mirech A. (2013).** Utilisation des geosynthétiques en géotechnique routière. Mémoire de master, université de Guelma, 63p.
- NF P 94-270 (Norme française). (2009).** Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement, Ed. AFNOR.
- Onishi K., Sugawara T. (1991).** Behavior of an earth retaining wall during deep excavation in Shanghai soft ground. *Soils and foundations*, 39 (3), pp 89–97.

**Rankine W. (1857).** On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol. 147.

**Schlosser F. (1991).** Murs de soutènement. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244, Paris A.

**Schmitt, P. (1991).** Pré-dimensionnement des écrans continus ou discontinus à la rupture, Technical support, Nanterre, France.

**SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes). (1994).** Les ouvrages en terre armée, recommandation et règles de l'art, 112p.

**SETRA-LCPC. (1979).** Les ouvrages en terre armée : recommandations et règles de l'art. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Guides techniques, 195p.

**Site web consulté :** <http://www.afitexalgerie.com/>