



**Ministère de l'enseignement supérieur  
et de la recherche scientifique**



**Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou**

**Faculté de Génie de la Construction**

**Département de Génie Civil**

**Filière Travaux Publics**

**Spécialité Voies et Ouvrage d'Arts**

**Mémoire de fin d'étude**

**Thème :**

**Comportement des murs de soutènements à double  
parement en sol renforcé par geosynthétique**

**Réalisé par :**

***HAMIDANI KOCEILA***

***MEFTALI REDHA***

**Dirigé par :**

**RAHMOUNI Ouassim**

**Promotion 2019/2020**

# **REMERCIEMENT**

**Au terme de ce modeste travail on remercie le bon DIEU le tout puissant qui nous a donné santé et force pour réaliser ce travail et nous a guidé dans la bonne voie de la science et de la connaissance.**

**On tient à remercier tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin, que ça soit par leur amitié, conseil et soutien.**

**En cet effet on cite :**

**❖ Notre profonde gratitude et notre sincère remerciement à nos parents.**

**❖ Notre encadreur : Ms Rahmouni.**

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

❖ la mémoire de mes sœurs **KATIA** et **NASSIMA** que dieu ait leurs âmes.

❖ mes parents qui m'ont soutenu tout au long de mes études.

❖ mes sœurs : **LILIA ET CELIA.**

❖ mes frères : **YACINE ET SAMIR.**

❖ mes neveux: **JUBA, DANY, YOUNES.**

❖ mes nièces : **KATIA, VANESSA ET ALISSI**

❖ mes belles sœurs : **LAMIA et FATMA ZOHRA.**

❖ Mon beau frère ; **khlifa**

❖ ma fiancée : **MOUNIA**

❖ mes amis : **Arezki, Khaled, Toufik, Anis**

**Spécialement à mon binôme Redha**

**Je dédie ce modeste travail à :**

**la mémoire de ma grand mère Ouardia que dieu ait son âme**

- ❖ mes parents qui m'ont soutenu tout au long de mes études.**
- ❖ mon grand-père : Boualem**
- ❖ mes cousins : Mouloud et Boualem**
- ❖ ma tante : Ouiza et son époux Rabah**
- ❖ Mes amis : Arezki, Khaled, Toufik, Anis, Yacine, Fatah, Isguem**

**Spécialement à mon binôme Koceila**

# RESUME

Les technique géosynthétique pour la construction d'ouvrages de soutènement, constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Les méthodes de dimensionnement actuelles des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'approche de l'équilibre limite de nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques ont montré que ces méthodes sont conservatrices.

Cemémoire est consacrée d'une part, à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par geosynthétique, d'autre part, l'analyse des paramètres qui conduisent à une étude conservatrice. L'objectif de ce mémoire est de contribuer à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement, renforcés par geosynthetic et d'analyser numériquement les surfaces critiques de rupture, les forces de traction dans les géogrilles et les déplacements latéraux du parement. De nombreux paramètres géométriques et mécaniques ont été considérés et implémentés dans les codes de calcul numérique FLAC et FLAC2D pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par geosynthétique.

**Mots clés :** Ouvrage de soutènement, sol renforcés, géosynthétique, modélisation numérique, interface, rupture.

# *Abstract*

Geosynthetic techniques for the construction of retaining structures are at present an interesting economic solution. The current design methods of reinforced soil retaining walls are based on the limit equilibrium approach; several theoretical, experimental and numerical studies have shown the conservatism of these design methods.

this memory is devoted on the one hand; to the presentation of a bibliographic search concerning geosynthetics reinforced soil retaining walls design methods, on the other hand, the analysis of the parameters that lead to a conservative study. The objective of this memory is to contribute to the study of the behaviour of geosynthetics -reinforced soil retaining walls and to numerically analyze the critical failure planes, tensile loads in the geogrids and the lateral facing displacements. Numerous geometric and mechanical parameters have been considered and implemented in the numerical codes FLAC and FLAC2D for a better understanding of the behaviour of geosynthetics reinforced soil retaining walls.

Keywords: Retaining walls, reinforced soil, Geosynthetics, numerical modeling, interface, failure.

## ملخص

تقنيات الجيوسنتتيك لبناء جدران الاستناد تشكل في الوقت الحاضر حل مثير للاهتمام من الناحية الاقتصادية، طرق التصميم الحالية لمنشآت الاستناد ذي التربة المدعمة تعتمد على تقريب التوازن الحاد، عدة دراسات نظرية، تطبيقية ورقمية أثبتت أن هذه الطرق محافظة.

هذه المدكرة مخصصة من جهة، لعرض البحوث المرجعية لطرق تصميم منشآت الاستناد ذي التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتتيك، من ناحية أخرى، تحليل العوامل التي تؤدي الى دراسة محافظة. الهدف من هذه المدكرة هو المساهمة في دراسة سلوك منشآت الاستناد ذات التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتتيك، والتحليل الرقمي للسطح الحرج للانقيار، قوى الشد في طبقات الجيوسنتتيك و الازاحات الجاذبية لواجهة المنشئ. عدة عوامل هندسية وميكانيكية أخذت بعين الاعتبار وأدخلت في البرنامج الرقمي من أجل فهم أفضل لسلوك المنشآت ذي التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتتيك. FLAC ET  
FLAC 2D

**كلمات مفتاحية:** جدران الاستناد، تربة مدعمة، جيوسنتتيك، النمذجة الرقمية، ما بين الواجهات، الانقيار

# Notations

$T_{max}$  est la force de traction maximale dans les armatures

.**Ta** la résistance à la traction requise pour les armatures

.**RC** rapport de couverture d'armature.

.**Ta** est donné par les équations (1-6,1-7) pour les armatures métalliques et géo synthétiques respectivement.

.**AC** est le nombre des barres longitudinal.

.**Fy** est la limite de rupture d'armature métallique.

.**B** est le nombre des barres dans une unité de largeur.

.**Tult** est la résistance à la traction ultime de géo synthétique.

.**Fs** est le facteur de sécurité.

.**RF** est le facteur de réduction combiné donné par l'équation (1-8).

.**RFID** est le facteur de réduction de résistance due à l'endommagement subit lors de l'installation des géo synthétiques

.**RFCR** est le facteur de réduction de la résistance due au phénomène du

.**RFC** est le facteur de réduction combiné.

. $\delta$  est la contrainte horizontale.

.**Sy** est l'espacement vertical entre les armatures.

.**KR** est le coefficient de pression latérale qui dépend du type d'armature et la profondeur (figure 1-9)

. $\gamma$  est le poids volumique du sol renforcé.

.**Z** est la profondeur de la nappe de renforcement.

.**Q** est la surcharge.

. $F^*$  est facteur de frottement à l'extraction.

.**A** est le facteur de correction.

# Notations

- .  $\sigma_v$  Est la contrainte verticale agissante sur l'armature.
- .  $C$  Est le facteur de la géométrie de la surface.
- .  $R_c$  Est le rapport de couverture.
- .  $FS_p$  Est le facteur de sécurité contre l'extraction des armatures.
- .  $K$  Est le coefficient de pression latérale.
- .  $\gamma$  Est le poids volumique du sol.
- .  $H$  Est la hauteur de l'ouvrage.
- .  $S$  Est la hauteur équivalente à la surcharge.
- .  $S_v$  Est l'espacement vertical entre les armatures.
- .  $D_{max}$  est le facteur de distribution de force.
- .  $\emptyset$  Est le facteur d'influence donné par l'équation (1-23).
- .  $p_a$  La force de poussée du sol.
- .  $W$  Le poids des blocs.
- .  $T_i$  Les forces de traction dans les armatures.
- .  $R_v$  La réaction du pied de parement.
- .  $\phi$  L'angle de frottement.
- .  $i_b$  L'angle d'inclinaison des blocs.
- .  $K$  Et de cisaillement.
- .  $G$  Est le module d'Young.
- .  $E$  Et le coefficient de Poisson.
- .  $\emptyset$  Les relations entre ces divers paramètres sont données par les équations (3-1 et 3-2).
- .  $\tau'$  La contrainte de cisaillement.
- .  $\sigma'_n$  La contrainte normal.
- .  $\emptyset'$  L'angle de frottement interne du sol.
- .  $C'$  La cohésion effective.
- .  $\Psi$  L'angle de dilatance.
- .  $\sigma_1$  Est la contrainte principale majeure.
- .  $\sigma_3$  Contraintes principales mineures.
- .  $P_a$  Pression atmosphérique.
- .  $R_f$  Rapport de rupture.
- .  $K_e$  Nombre de module d'élasticité.
- .  $n$  Exposant du module d'élasticité .

# Notations

- .  $S$  Patin.
- .  $T$  Résistance à la traction.
- .  $S_s$  La résistance au cisaillement.
- .  $D$  La dilatance.
- .  $K_n$  La rigidité normale.
- .  $K_s$  La rigidité de cisaillement.
- .  $L_n$  La longueur associée avec le point de grille.
- .  $L_m$  Associé avec le point de grille M.
- .  $S_{bond}$  Cohésion de l'interface ( $S_{bond}$ ).
- .  $\sigma_c$  La contrainte de confinement normale à l'élément.
- .  $S_{Friction}$  Angle de frottement de l'interface ( $s_{friction}$ ).
- . *périmètre* Périmètre de l'élément (perimeter).
- .  $e$  épaisseur.
- .  $J$  rigidité.

# *Abréviations*

<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials
<b>FLAC</b>	Fast Lagrangian Analysis of Continua
<b>MEF</b>	méthodes des éléments finis
<b>MDF</b>	méthodes des différences finies
<b>PET</b>	Polyester tissé
<b>HDPE</b>	polyéthylène à haute densité
<b>WWM</b>	un treillis métallique soudé

# Sommaire

Introduction générale.....	01
<b>Chapitre 1: Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la geosynthétique .....</b>	<b>03</b>
1-1/introduction : .....	03
1-2/Généralités sur les ouvrages de soutènements : .....	03
1-3/ Les différents types des ouvrages de soutènement : .....	04
1-3-1/Les murs auto-stables : .....	04
1-3-2/ Les murs poids .....	04
1-3-2-1/Les caissons végétal sables : .....	05
1-3-2-2/Les gabions : .....	05
1-3-2-3/La terre armée : .....	06
1-3-2-4/Ouvrage maçonné : .....	07
1-3-2-5/Le talus : .....	07
1-4/ Le classement des ouvrages de soutènement : .....	08
1-5/classement des ouvrages de soutènement selon l'Eurocode 7 : .....	10
1-6/le renforcement des sols : .....	11
1-7/la geosynthétique et ses domaines d'applications : .....	12
1-7-1/Introduction : .....	12
1-7-2/définition et l'origine de la geosynthétique : .....	12
1-7-3 /fonctions et applications principales de la geosynthétique : .....	12
1-7-3-1/séparation : .....	13
1-7-3-2/ filtration : .....	13
1-7-3-3/ drainage : .....	14
1-7-3-4/étanchéité : .....	15
1-7-3-5 /anti érosion : .....	15
1-7-3-6/ Anti fissuration : .....	16
1-8/les ouvrages en terre armée : .....	16
1-8-1/ définition et principe : .....	16
1-8-2/ les éléments de la terre armée : .....	17
1-9- les avantages des murs de soutènement par geosynthétique : .....	18
conclusion : .....	19
<b>Chapitre 2 méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé.....</b>	<b>20</b>

# Sommaire

2-1/ selon l'Eurocode 7 la norme française NF P 94-270 .....	20
2-1-1/ Renforcements géosynthétique .....	20
2-1-2/ Béton.....	20
2-1-3 /la Stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé.....	20
2-1-3-1//Principe général.....	20
2-1-3-1-1/ Portance du sol de fondation.....	21
2-1-3-1-1-1/ Principe général .....	21
2-1-3-1-1-2/Modèles de calcul .....	22
2-1-3-1-2/ Glissement .....	25
2-1-3-1-2-1/ Principe de calcul.....	25
2-1-4/ Stabilité générale du site .....	26
2-1-4-1/ Généralités.....	26
2-1-4-2/ Principe du calcul.....	27
2-1-4-3/ Modèles de calcul.....	27
2-1-4-4/ Surfaces de glissement .....	28
2-1-4-5/ Facteur partiel de modèle $\gamma_{r;d}$ .....	29
2-1-4-6/ Massifs édifiés sur une pente ou un versant de faible stabilité .....	29
2-1-5/ Stabilité interne d'un ouvrage en sol renforcé .....	30
2-1-5-1/ Généralités.....	30
2-1-5-1-1/ Résistance structurelle d'un lit de renforcements.....	31
2-1-5-1-2/ Résistance d'interaction sol – renforcement.....	32
2-1-5-1-3/ Résistance des dispositifs de liaison au parement .....	33
2-1-5-1-4/.Résistance structurelle du parement .....	34
2-1-6/ Stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé .....	36
2-1-6-1/ Généralités.....	36
2-1-6-2/ Principe du calcul.....	37
2-1-6-3/ Modèles de calcul.....	37
2-1-6-4/ Surfaces de glissement .....	39
2-1-6-5/ Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$ .....	41
2-1-6-6/ Résistance au cisaillement du terrain .....	42
2-1-6-7/ Contribution des éléments de renforcement.....	42
2-1-6-8/ Contribution du parement .....	43
2-1-6-9/ Massifs édifiés sur une pente ou un versant de faible stabilité .....	44

# Sommaire

2-2/ La méthode AASHTO.....	44
2-2-1 définition .....	44
2-2-2/ La stabilité externe .....	44
2-2-2-1/ Stabilité au Glissement.....	46
2-2-2-2/ Stabilité au renversement .....	47
2-2-2-2-1/ Résistance d'incidence.....	47
2-2-2-3/ Poinçonnement .....	48
2-2-3// Stabilité interne : .....	48
2-2-3-1/ Chargement .....	48
2-2-3-2/Charges de renforcement maximales : .....	48
2-2-3-3/ Traction dans les nappes de renforcement .....	51
2-2-3-4/résistance à La force de traction maximale : .....	54
2-2-4/ Stabilité globale.....	55
2-3/Paramètres négligés par l'AASHTOO et L'EUROCODE ; .....	57
2-4/Exemple de calcul d'un mur de soutènement .....	57
Conclusion : .....	60
<b>Chapitre 3 : le model numérique et l'outil numérique utilisé .....</b>	<b>60</b>
3-1 / Introduction .....	60
3-2// Outils de modélisation numérique adopté FLAC/FLAC2D : .....	61
3-2-1/Méthodologie de modélisation par FLAC et FLAC2D.....	62
3-3/ Définition des lois de comportement : .....	64
3-4/validation du modèle numériques .....	64
3-4-1/ introduction.....	64
3-5/Présentation du model numérique étudié .....	66
3-6 / Propriétés du model de la validation .....	66
3-6-1/propriétés du sol.....	66
3-6-2/propriétés du bloc modulaire.....	67
3-6-3/Les interfaces.....	68
3-7/Maillage et conditions aux limites .....	68
3-8//etude parametrique .....	69
3-9/ le chargement.....	71
Conclusion : .....	71

# Sommaire

<b>Chapitre 4 : les résultats et discussion.....</b>	<b>73</b>
4-1/Introduction .....	73
4-2/ validation du model numerique devloppé .....	73
4.-3/ etudes parametriques .....	75
4-3-1/ Effet interférence distance semelle- parement .....	75
4-3-1-1/ l'évolution de la force de traction selon la charge appliquée : .....	80
4-3-2/ Effet interférence et la présence du deuxième parement .....	77
4-3-2-1/ Force de traction maximale dans les nappes de renforcement.....	82
4-4 le mécanisme de rupture pour un mur a double parement : .....	82
4-5/ l'évolution de la force de traction en fonction de la charge pour un double parement avec une seule semelle.....	83
4-6/ l'évolution de la force de traction pour un double parement avec deux semelle.....	84
Conclusion.....	85
Conclusion générale.....	86

# LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : exemple d'un soutènement.....	04
Figure 1-2 ;le caisson végétal sable .....	05
Figure 1-3 : exemple d'un gabion .....	06
Figure 1-4 : exemple d'une terre armée .....	06
Figure 1-5 : ouvrages maçonné .....	07
Figure 1-6 : le talus .....	08
Figure 1-7 : séparation de route , voies ferrées ,piste ferroviaire .....	13
Figure 1-8 filtration .....	13
Figure 1-9 le drainage.....	14
Figure 1-10 : le renforcement 1 .....	14
Figure 1-11 : le renforcement 2 .....	14
Figure 1-12 : anti érosion.....	15
Figure 1-13 : anti fissuration .....	16
Figure 1-14 : mur en terre armée .....	17
Figure 1-15 : éléments du mur en terre armée.....	17
figure1-16 couts de réalisation de chaque type de mur de soutènement.....	18
Figure 2-1 :poids à retrancher au desous de la fondation .....	22
Figure 2-2 :exemple d'ouvrage ou le calcul de la portance à partir des methodes applicable aux fondations superficielles rigides n'st pas approprié.....	23
Figure 2-3 exemple d'ouvrage ou le calcul de la portance à partir des methodes applicables aux fondations superficielles rigides n'est pas approprié.....	24
Figure 2-4 : principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé à partir des methodes applicable aux superficielles rigides .....	24
Figure 2-5 : action à prendre en compte pour vérifier l'ELU de portance lorsque la résistance du terrain de fondation est déterminée selon la procédure simplifiée .....	25
Figure 2-6: exemple de mode limites pour la stabilité des ouvrages en sol renforcé.....	27
Figure 2-7 : calcul ^par la méthode des tranches.....	28
Figure 2-8: exemple de surface de rupture non circulaire .....	28
Figure 2-9: mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire.....	29
Figure 2-10:exemple d'analyse de la stabilité générale de massifs sur pente de faible stabilité .....	30
Figure 2-11: ligne des tractions maximales .....	31

# LISTE DES FIGURES

Figure 2-12 : vérification de la résistance d'interaction.....	33
Figure 2-13 : limites éventuelles de la vérification de la stabilité mixte.....	36
Figure 2-14 : calcul par la méthode des tranches .....	37
Figure 2-15 :principe du model "sans déplacement" .....	38
Figure 2-16:principe du modèle "avec déplacement" .....	38
Figure 2-17 : exemple de surface de glissement potentiel circulaire.....	39
Figure 2-18 : exemple de surface de glissement non circulaire .....	39
Figure 2-19 :conditions de projets nécessitants de considérer des surface de glissement non circulaire.....	40
Figure 2-20 : mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire.....	40
Figure 2-21 :exemple de surface de rupture planes .....	40
Figure 2-22 : principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement .....	42
Figure 2-23 : surface de rupture potentielle traversant un voile de parement continu .....	42
Figure 2-24 : exemple d'analyse de la stabilité mixte de massif sur pente de faible stabilité .....	43
Figure 2-25 : poussées du sol pour un mur en sol renforcé .....	44
Figure 2-26 : stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement chargé.....	45
Figure 2-27 :les éléments nécessaires pour la conception d'un mur en sol renforcé .....	46
Figure 2-28 : calcul de la contrainte verticales pour une petite horizontale y' compris les charges actives et les charges mortes pour l'analyse de stabilité interne .....	48
Figure 2-29 : calcul de la contrainte verticale pour une pente incliné mortes pour l'analyse de stabilité interne .....	49
Figure 2-30 : variation du coefficient de pression latiale en profondeur.....	50
Figure 2-31 :l'emplacement de la zone de contrainte maximale pour le mur en sol renforcé pour la stabilité interne .....	51
Figure 2-32 : valeurs de facture $F^*$ pour différentes types de renfort .....	52
Figure 2-33 : rapports de couverture de renforts métallique .....	54
Figure 2-34 : rapports de couverture des renforts geosynthetique .....	54
Figure 2-35 surfaces de glissement d'un mur de soutènement pour la stabilité globale.....	55
Figure 2-36 : stabilité composée et globale pour un mur de soutènement en géométrie complexe .....	55
Figure 2-37 : les paramètres négligés par AASHTOO.....	56

# LISTE DES FIGURES

Figure 3-1 Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC .63

Figure 3-2 :geometrie d'un test et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé(Hatami et Bathurst 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (c) modèle numérique de FLAC..... 65

Figure 3- 3 : Le modèle de la validation..... 66

Figure 3-4 :présentation du modèle numérique étudié sur le flac ..... 70

Figure 4-1 :figure présente variation les force de connexion ..... 74

Figure 4-2 : variation de déplacement ..... 74

Figure 4-3 : deplacement en fonction de la capacite portante ..... 76

Figure 4-4 : Distance semelle ..... 76

Figure 4-5 : mécanisme de rupture ..... 77

Figure 4-6 : Capacité portante pour un mur en double parement..... 78

Figure 4-7: déplacement latéraux du parement à 150 kpa..... 79

Figure 4-8 : déplacement du parement latéraux à la rupture ..... 80

Figure 4-9 : force de traction maximale dans les nappes de renforcement ..... 81

Figure 4-10 :l'évolution de la force de traction selon la charge..... 82

Figure 4-11 :mecanisme de rupture pour un double parement..... 83

Figure 4.12 : Variation de la force de traction pour un double parement avec une seule semelle.....84

Figure 4-13: Variation de la force de traction pour un double parement avec deux semelles

.....84

# Liste des tableaux

Tableau 1-1 : ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids.....	8
Tableau 1-2 : ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement ..	9
Tableau 1-3: ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrages dans le massif retenu ou dans le sol de fondation .....	10
Tableau 1-4 :classement des ouvrages de soutènement en fonction des caractéristiques du projet (d'après l'Eurocode 7) .....	11
Tableau 2-1 : Caractéristiques minimales requises pour les polymères courants .....	20
Tableau 2-2 : valeurs par défauts pour le facteur de correction des effets d'échelle, $\alpha$ .....	52
Tableau 3-1 : Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires (Hatami et Bathurst 2005; Bathurst et al. 2006; Huang et al. 2009).....	67
Tableau 3-2 : propriétés des interfaces .....	68

## **Introduction générale**

Depuis l'invention de la terre armée par Henri. VIDAL il ya maintenant plus de cinquante ans, les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ils se sont progressivement imposés comme des méthodes à la fois simples de mise en œuvre et économiquement avantageuses par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles qui permettent d'améliorer les propriétés mécaniques des sols. Par-delà l'extrême diversité des techniques utilisées (terre armée, clouage, traitement par colonnes, géosynthétique...), qui sont fonctions tant du type d'ouvrage que l'on cherche à réaliser, que de la nature des terrains rencontrés, ces procédés se caractérisent tous par l'introduction dans le sol naturel d'éléments de structure appelés inclusions, destinés à accroître les capacités de résistance de l'ouvrage, et donc à assurer la tenue sous l'action des charges qu'il est amené à supporter. La technique de renforcement des massifs de remblais par géosynthétique permet de réaliser d'importants ouvrages de soutènements en renforçant un massif de remblais associé à un parement, ce type d'ouvrage 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 murs de soutènement renforcés par géosynthétique et construits de blocs modulaire en béton (segmentaires) se répandent depuis quelques années en raison de leur bonne performance, l'esthétique, le coût et la rapidité de construction (Bathurst et Simac 1994; Collin 1997). Le coup de la réalisation de ce type d'ouvrage de soutènement est beaucoup moins cher par rapport à les murs de soutènement classique .cependant , plusieurs chercheurs ont montré que les méthodes de dimensionnements de ce type d'ouvrage de soutènement sur estiment leur dimensionnement

L'objectif de ce projet de fin d'étude est de mettre la lumière sur cette technique à travers une étude bibliographique très étayée.

Ce mémoire est structuré en 4 chapitres :

Le premier chapitre est une revue bibliographique sur les murs de soutènement a doublé parement en sol renforcé. Il sera exhibé dans ce chapitre : présentation générale des murs en sol renforcé et ses composantes, techniques de renforcement des remblais par géosynthétique et domaine d'emploi, avantage des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique

Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes de calcul et de conception des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, on rappellera évidemment les méthodes les

## Introduction générale

plus utilisées actuellement à savoir, la méthode AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et l'Eurocode 7 selon la norme française.

Le troisième chapitre présente le modèle numérique utilisé pour la modélisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Ce chapitre est consacré aussi à la description de l'outil numérique FLAC

Enfin et dans le quatrième et dernier chapitre, nous présentons l'analyse des résultats numérique et déduire les paramètres influençant sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par geosynthetic.

## **Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique**

### **1-1/introduction :**

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer une dénivelée entre des terres en leur amont et en leur aval. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé. Le domaine des sols renforcés s'est développé à partir des années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse.

### **1-2/Généralités sur les ouvrages de soutènements :**

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés,

- Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches
- Soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement :

- Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussés sur l'ouvrage.
- L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

Ces ouvrages qui sont considérés généralement comme éléments secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

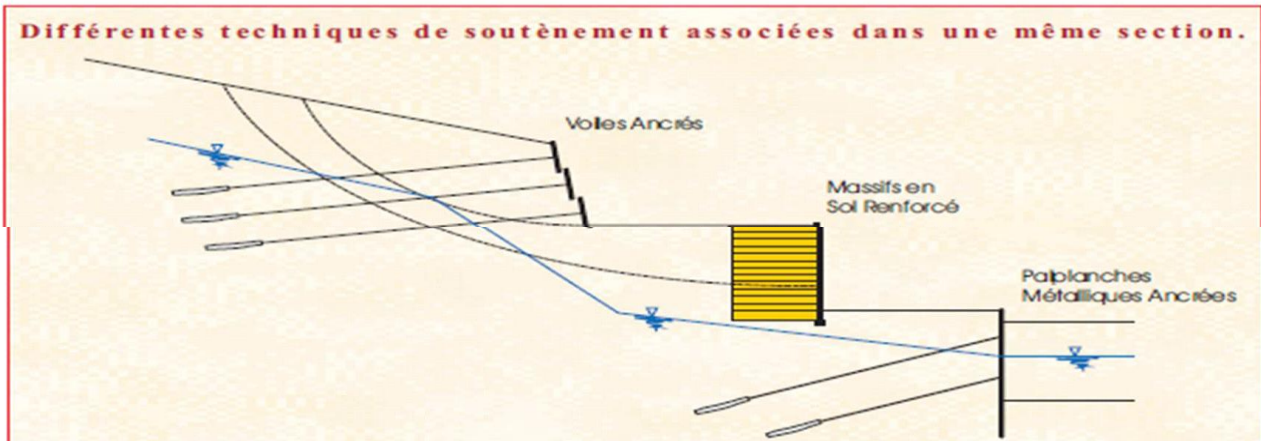


Figure1- 1 : exemple d'un soutènement

### 1-3/ Les différents types des ouvrages de soutènement :

Il existe 2 catégories de murs de soutènement, elles-mêmes divisées en plusieurs types de murs exerçant une forte poussée contre les terres retenues :

#### 1-3-1/ Les murs auto-stables :

Le mur de soutènement auto-stable est généralement construit en béton armé ou en parpaing. Il a pour avantage d'être relativement léger, discret et soigné esthétiquement avec de fortes qualités de finition. Il s'agit en réalité d'une structure en forme de « t » à l'envers, dont la partie inférieure la plus longue est enterrée sous le remblai. Les terres à soutenir vont porter sur cette partie, et donc rendre la structure solide. Mais s'il est souvent plus économique, et si les éléments préfabriqués simplifient la mise en œuvre, ce type de mur est cependant plus complexe à construire. Il nécessite un moyen de levage et le drainage est à prévoir. Il risque de se briser s'il n'est pas parfaitement conçu.

Les murs de soutènement auto-stables, aussi appelés murs souples en béton armé, peuvent avoir plusieurs configurations selon les caractéristiques du terrain à équiper.

#### 1-3-2/ Les murs poids

Le mur poids est bien plus simple à construire que le mur de soutènement auto stable. Il se contente en effet de résister à la pression des terres grâce à sa masse. Moins exigeant techniquement que le mur auto-stables, le mur poids nécessite cependant plus de matériaux, et est donc souvent plus onéreux.

Selon le rendu esthétique souhaité, le budget, la qualité du sol...différentes solutions techniques de murs poids sont possibles. En voici quelques-unes :

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

### **1-3-2-1/Les caissons végétaux sable :**

Ils sont souvent utilisés comme soutènement routier ou piéton, soutènement de talus, comme mur antibruit ou encore mur parasismique.

- Il s'intègre facilement à l'environnement naturel,
- On peut réaliser de grandes structures,
- Les caissons permettent une personnalisation totale de l'ouvrage. On peut y intégrer toute sorte de végétaux ou autres éléments de décoration,
- L'ouvrage en caisson est très stable
- Le mur s'adapte parfaitement aux caractéristiques du terrain et du sol.



Figure 1-2 ; le caisson végétal sable

### **1-3-2-2/Les gabions :**

Sont le plus souvent construits pour des soutènements routiers ou piétons ou des soutènements de talus. Ces ouvrages en gabions permettent d'y intégrer des mobiliers urbains. Ce type de mur de soutènement poids est très avantageux :

- C'est un ouvrage soigné esthétiquement et moderne, qui s'intègre
- Son installation est simple. Plus encore si vous avez recours à des gabions pré remplis.
- Le drainage est efficace,

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

- Par sa souplesse et la facilité d'installation, il est modulable et adaptable au terrain. Il est possible de personnaliser le mur en lui donnant une certaine forme et une certaine hauteur.



Figure 1-3 : exemple d'un gabion

### **1-3-2-3/La terre armée :**

Les murs en terre armée sont généralement conçus pour des soutènements routiers ou piétons, des soutènements de talus ou participent à la protection de bassins. Cet ouvrage relativement fragile donne de la place aux végétaux et ne nécessite aucun entretien particulier. Il a cependant besoin d'une large emprise sur le sol pour sa réalisation.



Figure 1-4 : exemple d'une terre armée

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

### **1-3-2-4/Ouvrage maçonné :**

Ce type d'ouvrage maçonné est la plupart du temps conçu pour des descentes de garage, des soutènements de talus, ou encore pour des aménagements urbains. En voici quelques avantages :

- Construction simple et rapide,
- Ne nécessite pas de matériaux trop complexes,
- Son installation est peu coûteuse,
- Son installation ne nécessite pas beaucoup de mains d'œuvre.



Figure 1-5 : ouvrages maçonnés

### **1-3-2-5/Le talus :**

Dans un ouvrage de soutènement, le talus est principalement mis en œuvre pour l'aménagement d'un bassin de rétention, ou un aménagement routier, ferroviaire et urbain.

- Sa mise en œuvre ne nécessite pas de machine de levage,
- L'ouvrage s'intègre parfaitement à l'environnement puisqu'il nécessite seulement des matériaux naturels pour sa mise en œuvre,
- Son coût d'installation est faible par rapport à d'autres ouvrages de soutènement.

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique



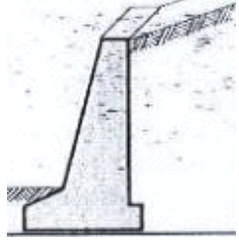
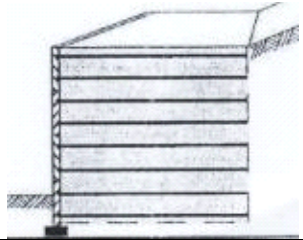
Figure 1-6 : le talus

### 1-4/ Le classement des ouvrages de soutènement :

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par :

- Le poids de l'ouvrage de soutènement (tableau 1).
- L'encastrement de l'ouvrage de soutènement (tableau 2).
- Des ancrages (tableau 3).

Tableau 1-1 : Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids

Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
Mur-poids en béton ou en maçonnerie 	Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille.
Mur en Terre Armée 	Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation

Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

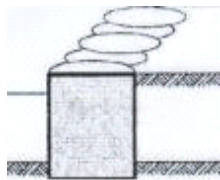
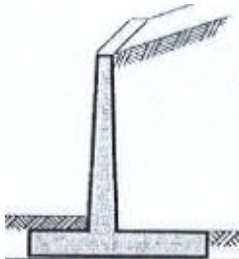
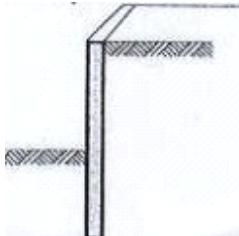
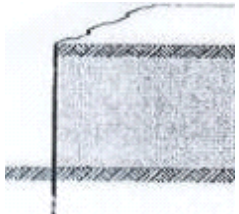
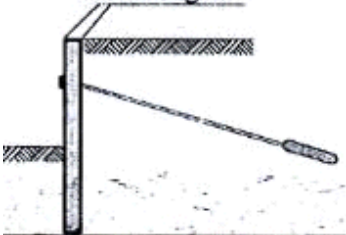
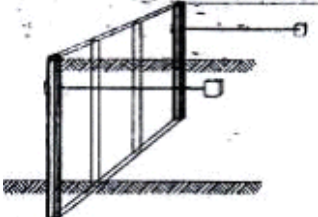
<p>Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p> 	<p>La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple</p>
---	---

Tableau 1-2 : ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement

<b>Type d'ouvrage</b>	<b>Caractéristiques de fonctionnement</b>
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p>Mur en parois moulées</p> 	<p>Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation</p>
<p>Rideau de palplanches, encastree dans le sol de fondation</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage</p>

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

Tableau 1-3: ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrages dans le massif retenu ou dans le sol de fondation

Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages 	Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection
Paroi berlinoise 	Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

### 1-5/classement des ouvrages de soutènement selon l'Eurocode7 :

Il existe également un autre classement des ouvrages de soutènement, proposé par l'Eurocode7, qui tient compte du contexte géotechnique dans lequel la construction de l'ouvrage vient s'inscrire, des caractéristiques du soutènement, du sol et des charges appliquées (tableau 1.4). L'étude d'un ouvrage de soutènement a pour objet de déterminer ses caractéristiques géométriques et mécaniques, compatibles avec la sécurité et l'économie du projet :

- Pour un mur-poids : hauteur, largeur et profondeur d'encastrement
- Pour un rideau de palplanches : fiche de l'écran, module des palplanches, forces d'ancrage et dimensions des tirants, caractéristiques des butons.
- Pour une paroi moulée en béton : fiche de l'écran, épaisseur et ferrailage, forces d'ancrage et dimensions des tirants ;
- Pour un mur composite : longueur des armatures, hauteur des couches, types de géotextiles ou de géogrilles et propriétés du renforcement.

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

Tableau 1-4 classement des ouvrages de soutènement en fonction des caractéristiques du projet (d'après l'Eurocode7)

Catégorie géotechnique	Caractéristique du soutènement, du sol et des charges appliquées
<p>Ouvrages courants de faible hauteur pour lesquels l'expérience acquise sur des ouvrages semblables, édifiés dans des sites comparables, et une reconnaissance sommaire du site</p> <p>Constitue des données suffisantes pour l'étude du projet.</p>	<p>Hauteur libre inférieure à 2 m Sols de fondation non compressibles, non évolutifs. Massif retenu de type sol pulvérulent, sol fin peu plastique, non gonflant.</p> <p>Surface du massif horizontal ou de pente inférieure à 10%.</p> <p>Surcharges limitées.</p> <p>Niveau de la nappe située au-dessous de la surface du massif avant.</p>
<p>Ouvrages courants implantés dans des sites ne présentant pas de difficultés particulières aux plans de la géotechnique, de l'hydrogéologie et de l'environnement. Une étude géotechnique normale est réalisée pour le projet.</p>	<p>Hauteur libre inférieure à 10 m.</p> <p>Surcharges non exceptionnelles</p>
<p>Ouvrages sensibles pour les quels des condition géotechniques et hydrogéologiques difficiles sont rencontrées.</p> <p>Existence à proximité de l'ouvrage de constructions sensibles aux mouvements du sol.</p> <p>La justification de l'ouvrage peut nécessiter des études très détaillées, avec des procédures d'essai non classiques (essai de chargement en vrai grandeur ou sur modèle) et des simulations numériques de l'écoulement de l'eau dans le sol ou du comportement du soutènement.</p>	<p>Hauteur libre supérieure à 10 m.</p> <p>Sols de fondation compressibles ou évolutifs, stratification complexe, présence de failles ou de cavités, sol instable, sol gonflant.</p> <p>Surcharges exceptionnelles. Risque sismique.</p> <p>Forte dénivellation des nappes des massifs avant et arrière, présence d'une nappe en charge, ou de plusieurs nappes.</p>

### 1-6/le renforcement des sols :

Le renforcement des sols est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est peu favorable à la construction. D'une manière générale, deux méthodes sont employées, la méthode par densification et la méthode par inclusions.

Le renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (pré chargement, consolidation par le vide), de

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

compactage (vibroflottation, compactage dynamique, compactage par explosifs) ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis mélange de sable et de ciment).

L'insertion d'inclusions dans le sol est une deuxième technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'ajout de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancres rigides ou encore des géosynthétiques... Le principe de renforcement par inclusions, les interactions entre les matériaux et les comportements mécaniques

Des ouvrages en sol renforcé selon cette méthode sont plus particulièrement développés dans [SCH et al. 94].(ZEROUAL 2013)

### **1-7/la geosynthetique et ses domaines d'applications :**

#### **1-7-1/Introduction :**

Les ouvrages à parements cellulaires modulables, renforcés par des nappes géosynthétiques sont très utilisés pour le raidissement des talus autoroutiers et la construction de fausses culées.

L'application de ces méthodes pour la construction de culées porteuses reste, bien que techniquement envisageable, peu utilisée faute d'une réglementation précise reposant sur une méthode de dimensionnement adaptée. C'est pour une meilleure connaissance du comportement de ces ouvrages, que des études expérimentales ont été menées dans de nombreux pays (Serre et al., 1993 ; Serre, 1995 ; Gotland et al., 1996, Bathurst, 2000. Les résultats que nous présentons ici portent sur le programme de recherche GARDEN(Géotextiles) : Application en Renforcement, Expérimentation et Normalisation) réalisé en 1994.(ARAB, VILLARD et al.)

#### **1-7-2/définition et l'origine de la geosynthetique :**

La geosynthetique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel se présentant sous forme de nappe de bandes de structures tridimensionnelles utilisées en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique ou génie civil.

#### **1-7-3 /fonctions et applications principales de la geosynthetique :**

On peut trouver la geosynthetique dans plusieurs domaines :

**1-7-3-1/séparation :**

Prévention du mélange sous actions mécaniques de deux matériaux différents adjacents on peut séparer :

- Route
- Voies ferrées
- Piste ferroviaires



Figure 1-7 : séparation de route, voies ferrées, piste ferroviaire

**1-7-3-2/ filtration :**

Rétention d'une fraction calibrée de sol soumis à un écoulement de fluide



Figure 1-8 :filtration

Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

**1-7-3-3/ drainage :**

Collecte et évacuation des fluides (liquides, gaz) présent dans le sol



Figure 1-9 :le drainage



Figure 1-10 : le renforcement 1



Figure 1-11 : le renforcement 2

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

### **1-7-3-4/étanchéité**

Minimisation des transferts de fluides (liquides, gaz).

### **1-7-3-5 /anti érosion :**

Essentiellement en talus, retenue des particules du sol susceptible d'être arrachées et entraînées par des actions mécaniques



Figure 1-12 : anti érosion

### **1-7-3-6/ Anti fissuration :**

« Empêche »et retarde les remontées des fissures

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique



Figure 1-13 : anti fissuration

### **1-8/les ouvrages en terre armée :**

La Terre Armée est un procédé de construction qui a été développé à partir de 1963 par Henri Vidal, Ingénieur des ponts et chaussées et architecte, 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.(Vidal 1972)

Les ouvrages réalisés avec la technique Terre Armée sont essentiellement de deux types :  
Murs de soutènement et ouvrages porteurs comme les culées de pont.

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

### **1-8-1/ définition et principe :**

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 comme le montre cette figure :

Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

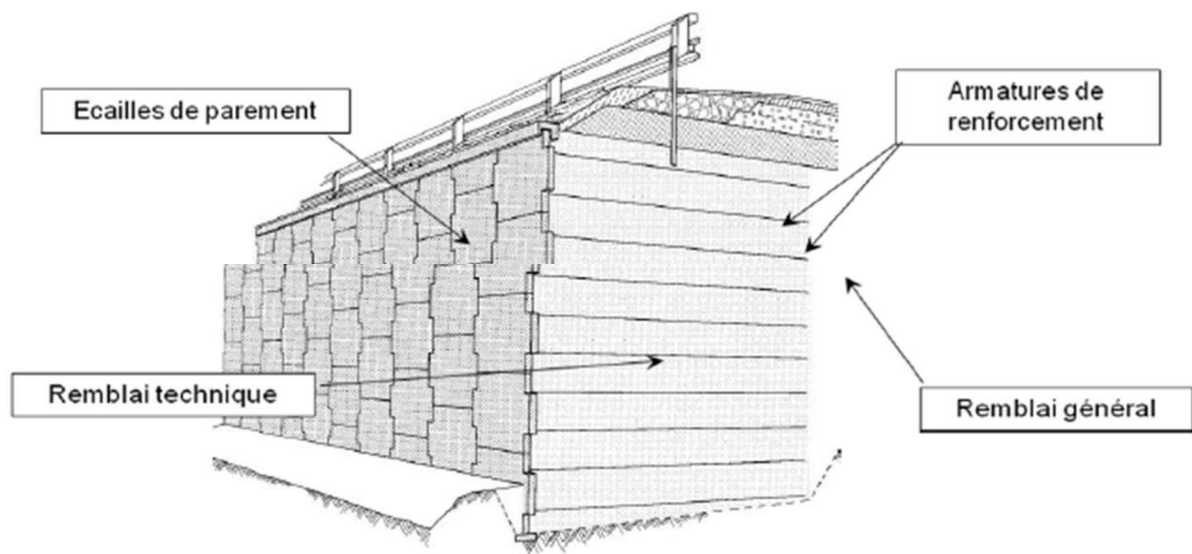


Figure 1-14 : mur en terre armée

1-8-2/ les éléments de la terre armée :

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée (Figure 1-16) a une influence directe sur sa stabilité et ses performances :

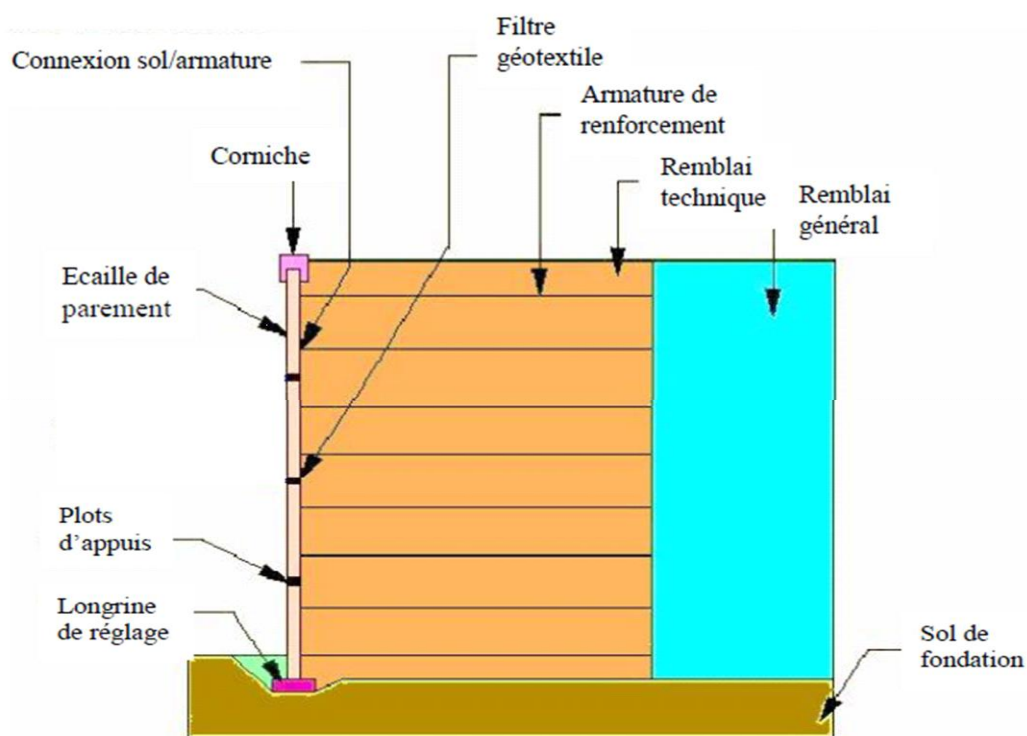


Figure 1-15 : éléments du mur en terre armée

### 1-9- les avantages des murs de soutènement par geosynthétique :

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale).
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais
- Optimisation des coûts de construction.
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés.
- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques

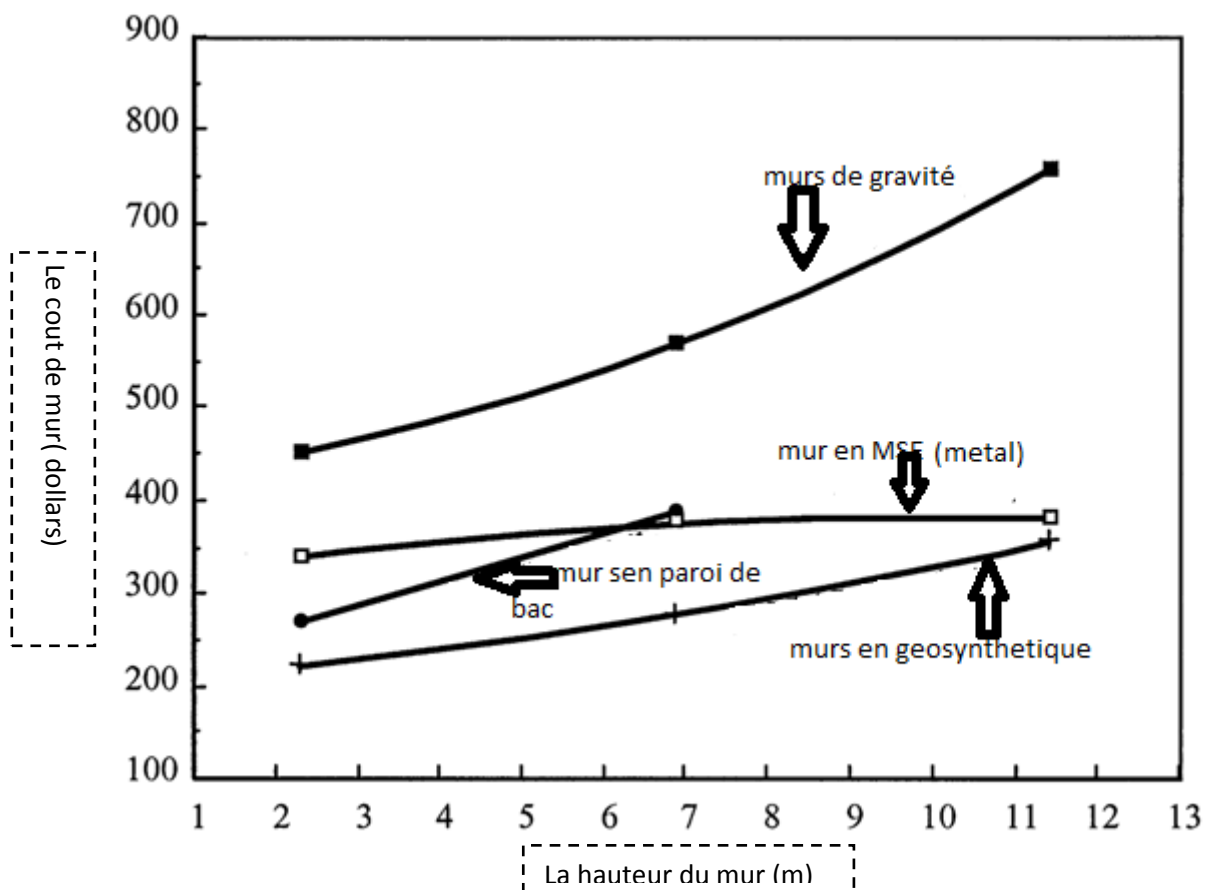


figure 1-16 coûts de référence de chaque type de mur de soutènement .

### conclusion :

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques ouvrages de soutènement en sol renforcé, l'historique de leur développement, leur mode de fonction et

## Chapitre 01 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé par la géosynthétique

les différents types. Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de génie civil et de la géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés. Les murs de soutènement jouent un rôle prépondérant dans la stabilité des ouvrages instables. Ils sont classés en nombreux types en fonction de la force de poussée des terres. A cet effet, il serait primordial de procéder à une étude approfondie du projet dans le but de choisir les types de murs de soutènement les plus efficaces et les moins chers

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

### 2-1/ selon l'Eurocode 7 la norme française NF P 94-270

#### 2-1-1/ Renforcements géosynthétique

(1) Les dispositions de cet article s'appliquent aux renforcements géosynthétique. Les géosynthétique concernés par la fonction de renforcement sont principalement constitués à partir de fibres ou de granulés de polymères tels que les polyéthylènes (PE, PEHD), les polypropylènes (PP), les polyesters (PET), les Polyamides (PA) et plus récemment les Aramides (PAr) et les Polyvinyles d'alcool (PVA). Selon le cas ils peuvent être de formes diverses (nappes, bandes, géogrilles).

	PET	PEHD et PP	PA, PAr, PVA
Résistance résiduelle (RR) > 50 % après l'essai index défini par	NF EN 12447	NF EN ISO 13438	NF EN 12447 NF EN ISO 13438

Tableau 2-1 : Caractéristiques minimales requises pour les polymères courants

(3) Les renforcements géosynthétique doivent être définis par leur résistance en traction à court terme, leur résistance de rupture de fluage pour la durée d'utilisation du projet et par les courbes isochrones de déformation en fonction de la charge.

#### 2-1-2/ Béton

(1) Pour la vérification de la résistance structurelle des éléments en béton ou en béton armé, les dispositions de la norme NF EN 1992-1-1 avec son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA s'appliquent.

#### 2-1-3 /la Stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé

##### 2-1-3-1/Principe général

(1) La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

(2) Pour démontrer que la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés :

- la portance du terrain de fondation de l'ouvrage
- la résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

(3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions sqd– de la norme NF EN 1997-1, (Rupture du sol de fondation des murs poids) et 2(Portance) et (Glissement)

(4) Les valeurs caractéristiques des résistances ultimes  $R_K$  (portance du terrain d'assise ou résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base) doivent être déterminées à partir des valeurs de calcul des actions, des propriétés caractéristiques des terrains et des valeurs de calcul des données géométriques.

NOTE 1 – Dans l'approche de calcul 2 retenue :

— les valeurs caractéristiques des actions géotechniques (poussée et butée qui agissent sur le massif renforcé, poids du massif sont déterminées à partir des propriétés caractéristiques des terrains ( $c'_K, \varphi'_K, \gamma_K$ ) ;

— la résistance caractéristique du terrain de fondation est déterminée à partir des valeurs de calcul des actions, des données géométriques et des propriétés caractéristiques du terrain de fondation ( $c'_K, \varphi'_K, p_{lK}$ , etc.).

### **2-1-3-1-1/ Portance du sol de fondation**

#### **2-1-3-1-1-1/ Principe général**

Pour démontrer que la capacité portante du terrain de fondation d'un ouvrage en sol renforcé est suffisante, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$V_d \leq R_d$$

où

$V_d$  est la valeur de calcul de la composante normale à la base de l'ouvrage en sol renforcé, de la résultante des actions prises en compte pour le calcul

$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation Lors de la vérification de l'inégalité, le poids du terrain situé avant les travaux au-dessus du niveau de fondation et sur la largeur de fondation prise en compte pour le calcul doit être retranché de la charge verticale transmise par l'ouvrage au terrain en le considérant comme une action permanente favorable.

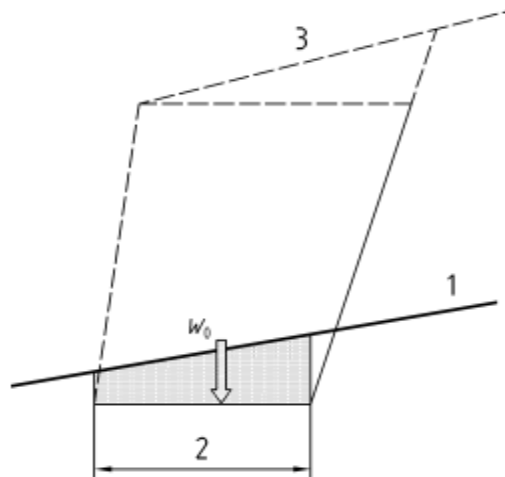


Figure 2-1 : poids à retrancher au-dessus de la fondation

Légende

1 Terrain avant travaux

3 Profil après travaux

2 Fondation

(3) La valeur de calcul de la résistance ultime du terrain  $R_d$  sous la base d'un ouvrage en sol renforcé doit être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$R_d = R_k / \gamma_{R;v}$$

où

$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation

$R_k$  est la valeur caractéristique de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation

$\gamma_{R;v}$  est le facteur partiel de sécurité pour la résistance ultime (portance) du terrain de fondation

#### 2-1-3-1-1-2/Modèles de calcul

La résistance ultime (portance) du terrain doit être déterminée à partir :

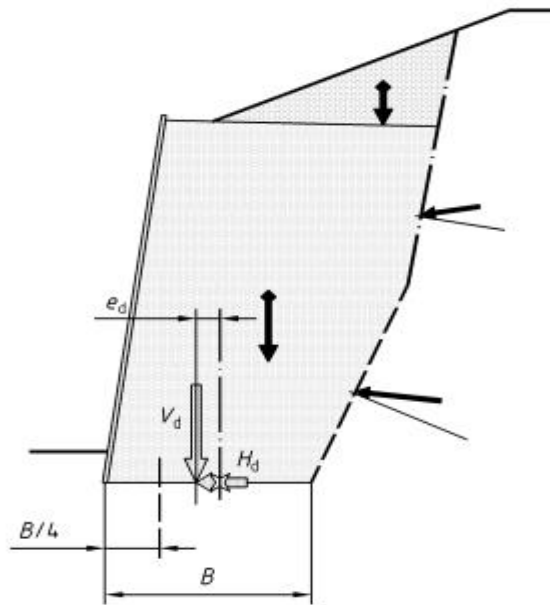
– d'une procédure fondée sur les modèles de calcul classiques des fondations superficielles rigides quand l'excentricité  $e_d$  de la composante  $V_d$  de la résultante de toutes les actions agissant sur le bloc renforcé se situe à l'aval du milieu de sa base B

– selon une procédure simplifiée quand l'excentricité  $e_d$  de la composante  $V_d$  de la résultante de toutes les actions agissant sur le bloc renforcé se situe à l'amont du milieu de sa base B ou quand la longueur moyenne de ses renforcements est supérieure à la hauteur sur laquelle s'exerce la poussée des terres à l'arrière du massif

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

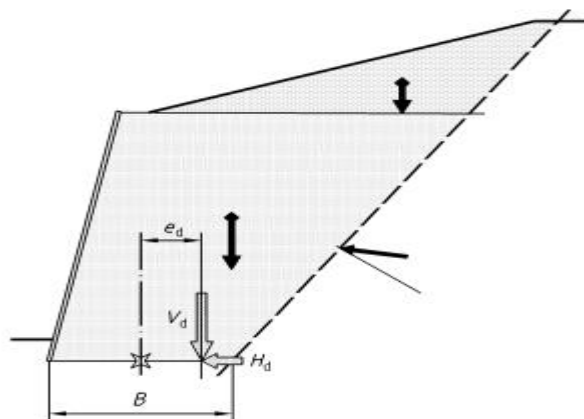
NOTE 1 – La procédure fondée sur les modèles de calcul classiques concerne en général les massifs en remblais renforcés verticaux ou à fruit dont la face arrière est faiblement inclinée ( $\tan \eta_2 < 0.25$ ).

NOTE 2 - Les ouvrages pour lesquels l'excentricité aval serait supérieure à  $B/4$  relèvent normalement de la catégorie géotechnique 3 et la pertinence d'adopter dans ces cas les procédures applicables aux fondations superficielles rigides est à vérifier.



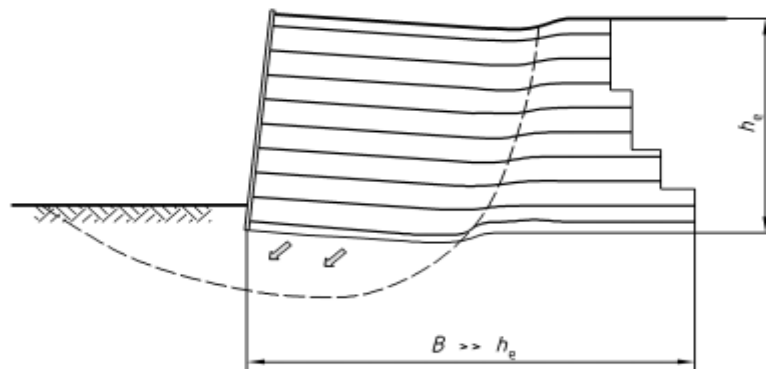
Cas d'ouvrage à excentricité aval ( $0 < e_d < B/4$ )

Figure 2-2 : Exemple d'ouvrage où le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides est approprié



Cas d'ouvrage à excentricité amont ( $e_d < 0$ )

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé



Cas d'ouvrage à renforcements très allongés

Figure 2-3 exemple d'ouvrage où le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides n'est pas approprié

- \_ Pour les ouvrages visés par le premier alinéa (excentricité aval) :
  - la valeur de calcul de  $V_d$  doit inclure le poids du massif en sol renforcé et des charges auxquelles il est soumis et toutes les forces géotechniques (pressions des terres et d'eau), favorables ou défavorables, qui s'y appliquent ;

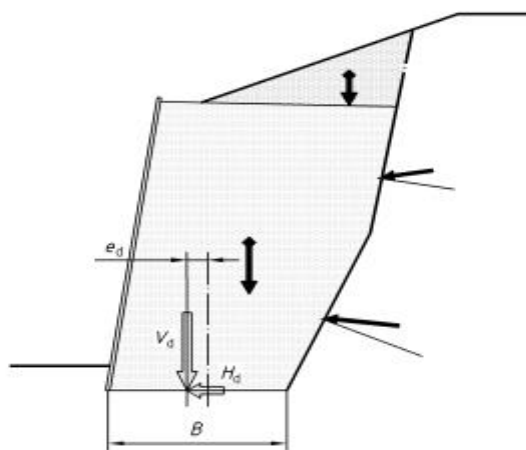


Figure 2-4 : principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé à partir des méthodes applicables aux superficielles rigides

Pour les ouvrages visés par le second alinéa (excentricité amont) :

- la valeur de calcul de  $V_d$  doit inclure, le poids propre et la charge du massif renforcé, et tous les autres poids et charges qui se trouvent à l'aplomb de l'emprise  $B_e$  de l'ouvrage
- Sauf spécifications contraires, la portance du terrain de fondation doit être déterminée conformément aux dispositions de l'annexe D du présent document.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

NOTE 1 – Les forces de poussée ne sont pas à inclure dans le calcul de  $V_d$  pour vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'état limite ultime de portance, selon la procédure simplifiée. Dans celle-ci, on vérifie simplement que la pression verticale moyenne appliquée au niveau de la base de l'ouvrage, sur la largeur de son emprise  $B_e$ , est compatible avec la portance des terrains sous-jacents sous cette seule sollicitation.

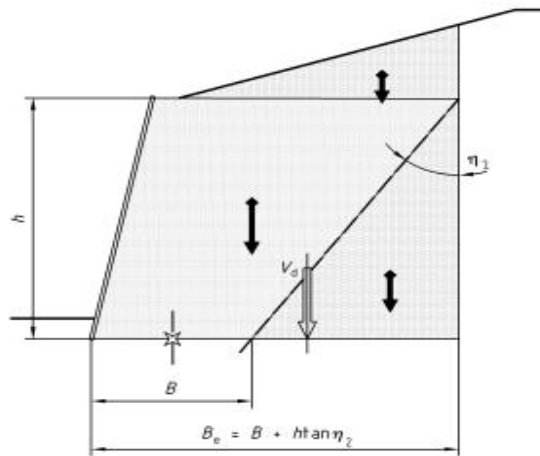


Figure 2-5 : action à prendre en compte pour vérifier l'ELU de portance lorsque la résistance du terrain de fondation est déterminée selon la procédure simplifiée

### **2-1-3-1-2/ Glissement**

#### **2-1-3-1-2-1/ Principe de calcul**

(1) On doit démontrer que la stabilité au glissement sur la base d'un ouvrage en sol renforcé est assurée en considérant le volume de sol renforcé comme un bloc monolithe

(2) Pour démontrer que la stabilité au glissement sur sa base d'un ouvrage en sol renforcé est assurée, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges, en tenant compte des indications données :

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

où

$H_d$  est la valeur de calcul de la composante, parallèle à la base de l'ouvrage de la résultante des actions appliquées au "bloc" de sol renforcé

$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement sur le terrain de fondation du "bloc" de sol renforcé

$R_{p;d}$  est la valeur de calcul de la résistance (réaction) frontale ultime s'opposant à l'effet de  $H_d$

(3) La valeur de  $R_{p;d}$  doit être déterminée de manière pertinente

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

NOTE 1 – Il convient en particulier de considérer :

- la possibilité que le sol situé devant l'ouvrage soit enlevé, par l'érosion ou des activités humaines, au cours de sa Durée d'utilisation ;
- la possibilité que le sol situé devant l'ouvrage s'en détache, si sa base est située dans la zone des mouvements saisonniers d'un terrain argileux ;
- les déplacements escomptés de l'ouvrage lors de la détermination de la résistance frontale du sol situé devant lui.

(4) La valeur de calcul  $R_d$  de la résistance ultime au glissement sur sa base du bloc de sol renforcé doit être déterminée conformément aux dispositions, en considérant le cas de rupture plausible le plus défavorable en conditions drainées ou en conditions non drainées

NOTE 1 – Dans les cas où l'excentricité  $e_d$  de la résultante des actions qui agissent sur le bloc renforcé se situe à l'amont du milieu de la base du bloc, un mécanisme de ruine par translation horizontale du bloc est peu probable, et la vérification de la stabilité générale de l'ouvrage, dans les conditions prévues, est en général suffisante.

NOTE 2 – Dans le cas où le bloc renforcé repose sur un terrain de fondation drainant, seule la résistance au glissement en conditions drainées est normalement à considérer.

### 2-1-4/ Stabilité générale du site

#### 2-1-4-1/ Généralités

La stabilité générale du site où il est prévu de construire un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé

La vérification de la stabilité générale doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1,

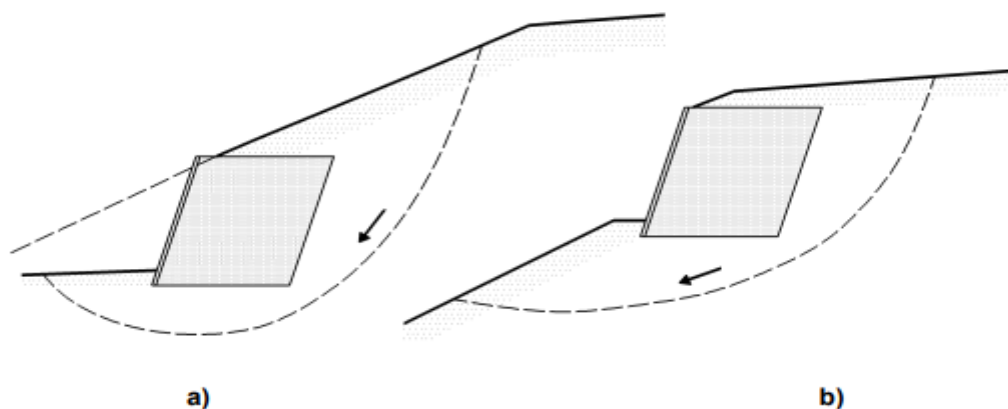


Figure 2-6 : exemple de mode limites pour la stabilité des ouvrages en sol renforcé

### 2-1-4-2/ Principe du calcul

On doit vérifier que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe le massif renforcé, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Ou

$H_d$  est la valeur de calcul de la composante, parallèle à la base de l'ouvrage du la résultante des actions appliquées au bloc de sol renforcé

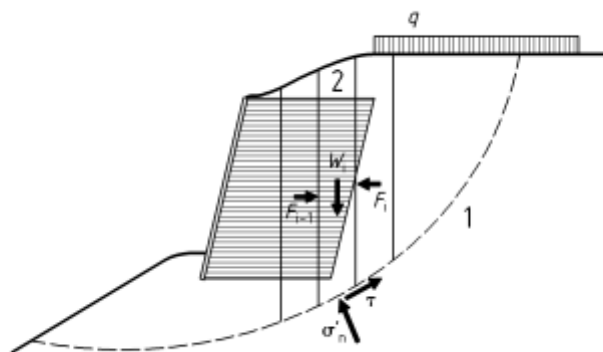
$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement sur le terrain de fondation du bloc de sol renforcé

$R_{p;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ( réaction ) frontale ultime supposant à l'effet de  $H_d$

(3) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des surfaces de glissement potentiel

### 2-1-4-3/ Modèles de calcul

Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite "de Bishop", ou celle "des perturbations", ou sur l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent être utilisés.



#### Légende

$W_i$  Poids d'une tranche

$F_i$  Interaction entre tranches

1 Surface de rupture potentielle

2 Tranche

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

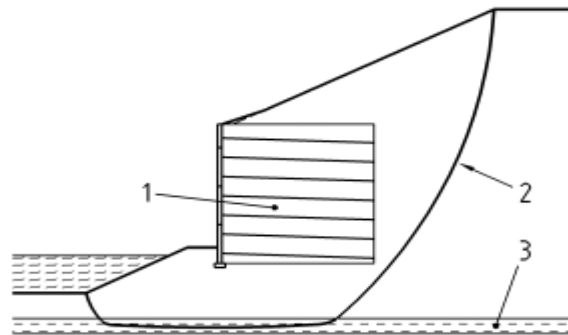
$\sigma'_{n,\tau}$  Contraintes dans le terrain

q Charge d'exploitation

Figure 2-7 : calcul par la méthode des tranches

### 2-1-4-4/ Surfaces de glissement

Il convient de rechercher les formes de surface de glissement potentiel les mieux adaptées au cas particulier de chaque ouvrage.



Légende

1 Massif renforcé

3 Couche de sol de mauvaise qualité

2 Surface de rupture non circulaire

Figure 2-8 : exemple de surface de rupture non circulaire

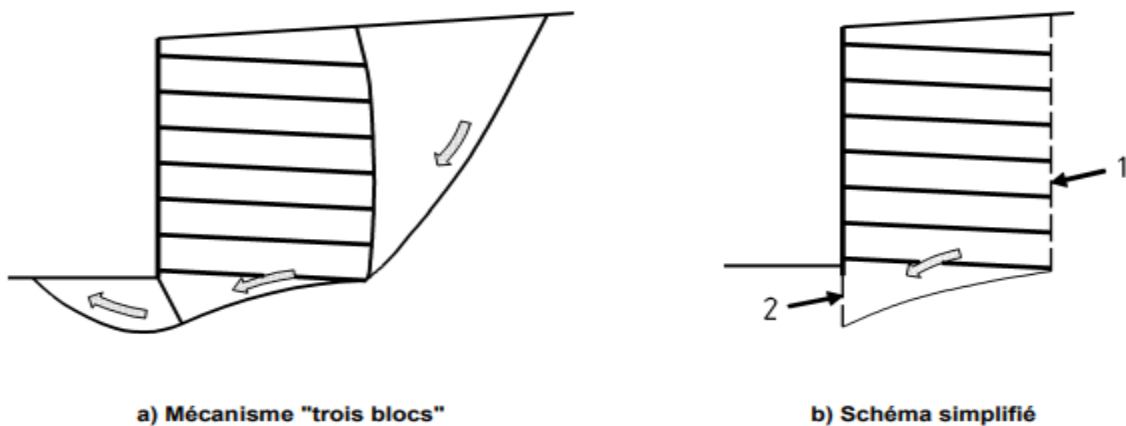


Figure 2-9 : mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire

### 2-1-4-5/ Facteur partiel de modèle $\gamma_{r;d}$

Le facteur partiel de modèle  $\gamma_{r;d}$  doit être pris égal à 1,10 pour les ouvrages relativement peu sensibles aux déformations

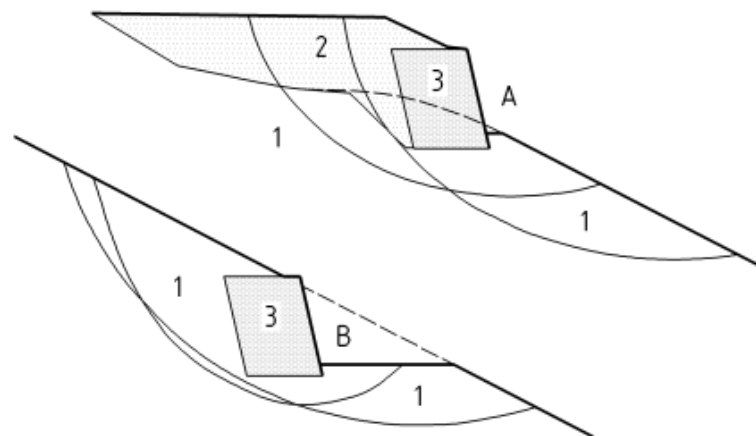
### 2-1-4-6/ Massifs édifiés sur une pente ou un versant de faible stabilité

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

Un massif en sol renforcé qu'on prévoit d'édifier sur une pente ou un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau de sécurité normalement requis doit être considéré comme relevant de la catégorie géotechnique 3 et faire l'objet d'une analyse spécifique de sa stabilité générale

Il est toutefois admis d'appliquer dans ce cas les dispositions du présent document, si

- la fonction de l'ouvrage projeté n'est pas à améliorer la stabilité du site ;
- la stabilité générale initiale du site avant travaux est assurée avec des facteurs partiels sur les propriétés des terrains en place au moins égaux à 1,10 ;
- la stabilité générale du site pendant et après la construction de l'ouvrage est vérifiée en appliquant aux terrains en place ces mêmes facteurs partiels



### **Légende**

- A Ouvrage en remblai renforcé
- B Ouvrage en sol cloué

- 1 Sols en place, facteurs M2 modifiés
- 2 Remblais, facteurs M2 standard
- 3 Sol renforcé, facteurs M2 standard

Figure 2-10: exemple d'analyse de la stabilité générale de massifs sur pente de faible stabilité

### **2-1-5/ Stabilité interne d'un ouvrage en sol renforcé**

#### **2-1-5-1/ Généralités**

Pour démontrer que la stabilité interne d'un massif de sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant toute la durée d'utilisation du projet on doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- la résistance structurelle des renforcements.
- la résistance d'interaction sol – renforcement.
- la résistance des dispositifs de liaison au parement.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

– et, au niveau de ce lit, la résistance structurelle du parement.

(1) Afin de justifier la stabilité interne d'une section d'un ouvrage en sol renforcé à partir de la connaissance de la géométrie de l'ouvrage, des actions qui lui sont appliquées et des fonctions qu'il remplit, il convient d'estimer pour chaque lit de renforcement la valeur de calcul de l'effort de traction ( $T_{max;d}$ ) sur la ligne des tractions maximales ainsi qu'au point d'attache au parement ( $T_{par;d}$ )

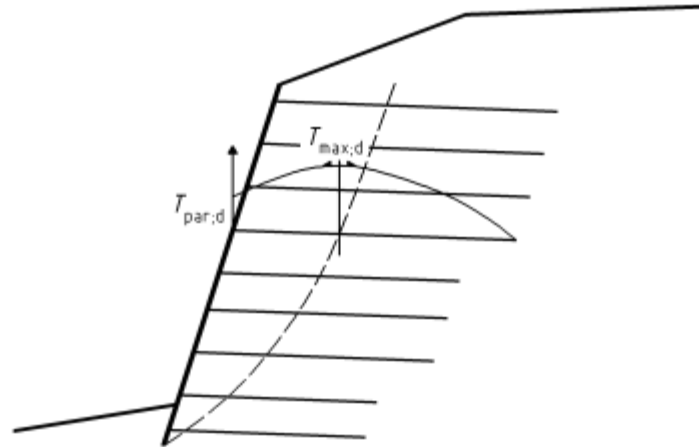


Figure 2-11 : ligne des tractions maximales

### **2-1-5-1-1/ Résistance structurelle d'un lit de renforcements**

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges

– d'une part, au point de traction maximale :

$$T_{max;d} \leq R_{tc;d}$$

Où, par mètre de parement,

$T_{max;d}$  est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement

$R_{tc;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement

– d'autre part, à l'attache au parement :

$$T_{par;d} \leq R_{ta;d}$$

Où, par mètre de parement,

$T_{par;d}$  est la valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

$R_{t;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache

(2) La valeur de calcul de la résistance ultime de traction doit tenir compte de la diminution de résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage des renforcements.

Pour tenir compte de ces effets on doit utiliser pour les calculs les résistances ultimes de traction définies par :

$$R_{t;d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t;k}}{\gamma_{M;t}}$$

Où

$R_{t;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au point considéré ( $R_{t;d}$  ou  $R_{ta;d}$ ) par mètre de parement

$\rho_{end}$ ,  $\rho_{flu}$  et  $\rho_{deg}$  sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance Possibles au point considéré (point de traction maximale ou point d'attache au parement) du fait Respectivement :

$\rho_{end}$  des agressions mécaniques (endommagement) subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage

$\rho_{flu}$  des phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements

$\rho_{deg}$  des agressions chimiques (dégradation) dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés

$R_{t;k}$  est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement ( $R_{tc;k}$  ou  $R_{ta;k}$ ) par mètre de parement

$\gamma_{M;t}$  est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

NOTE 1 – Les coefficients de réduction dépendent du type de matériau de renforcement, de son environnement et de sa susceptibilité aux agressions et phénomènes en cause et (sauf  $\rho_{end}$ ) de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

NOTE 2 – La diminution de résistance liée au fluage concerne la résistance de rupture des renforcements géosynthétique.

### 2-1-5-1-2/ Résistance d'interaction sol – renforcement

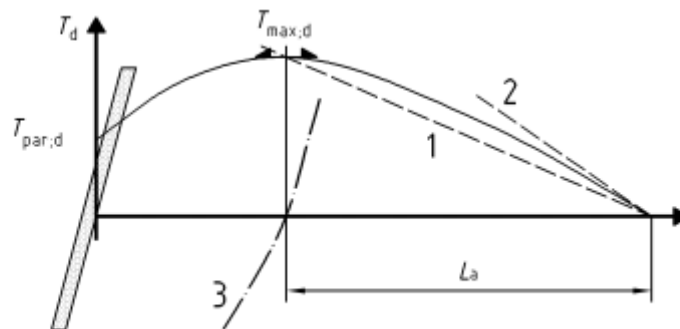
Pour démontrer que la résistance d'interaction sol – lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{\max ; d} \leq R_{f ; d}$$

Où, par mètre de parement,

$T_{\max ; d}$  est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement

$R_{f ; d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale



Légende

1 Sécante

2 Tangente

3 Ligne de traction maximale

Figure 2-12 : vérification de la résistance d'interaction

(2) La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation

$$R_{f ; d} = \frac{\tau_{\max ; k} P_s L_a}{\gamma_{M ; f}}$$

$\tau_{\max ; k}$  est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement

$P_s$  est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

$L_a$  est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$\gamma_{M ; f}$  est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement

### **2-1-5-1-3/ Résistance des dispositifs de liaison au parement**

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\frac{T_{\text{par};d}}{N} \leq R_{a;d}$$

Où

$T_{\text{par};d}$  est la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement

$N$  est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré

$R_{a;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache

Il convient, le cas échéant, que les dispositions constructives des dispositifs d'attache assurent une répartition uniforme de l'effort de traction entre tous les points d'accrochage individuels d'un même élément de renforcement, quelles que soient les tolérances dimensionnelles ou de mise en place.

La valeur de calcul de la résistance ultime des dispositifs de liaison doit être déterminée conformément aux normes ou règles de calcul des matériaux constitutifs et cohérents avec l'ensemble de facteurs partiels  $A1$  et  $M1$  utilisés pour le calcul des efforts

La valeur de calcul de la résistance ultime des dispositifs de liaison doit tenir compte de leur diminution de résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage des matériaux constitutifs, dans les conditions propres au point d'accrochage.

Il est admis que le modèle de calcul de la résistance ultime des dispositifs de liaison soit fondé sur l'expérimentation conformément aux dispositions de la norme NF EN 1990,, Dimensionnement assisté par l'expérimentation

### **2-1-5-1-4/ Résistance structurelle du parement**

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges

$$\sigma_{\text{par};d} \leq R_{\text{par};d}$$

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

Où

$\sigma_{par;d}$  est la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement

$R_{par;d}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter, avec la même configuration géométrique, pour une répartition semblable de la pression des terres

La valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement doit être déterminée à partir de schémas de calcul qui résultent de l'interprétation du comportement réel des ouvrages réalisés avec le même type de parement, ou d'une modélisation simplifiée.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée en tenant compte :

- du matériau dont il est constitué.
- de la façon dont sa stabilité mécanique est assurée et de la distribution des points

D'accrochage

- de la répartition de la pression des terres.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée conformément aux normes ou règles de calcul du matériau constitutif et en cohérence avec l'ensemble de facteurs partiels A1 et M1 utilisé pour le calcul des efforts.

NOTE 1 – Des éléments préfabriqués durs (au sens de la norme NF EN 14475) tels que des blocs ou des plaques de petite taille que leurs dimensions mettent à l'abri des fissurations dues au retrait, peuvent éventuellement être constitués de béton non armé.

Il est admis que la justification de la résistance ultime d'éléments de parement préfabriqués soit fondée sur l'expérimentation, conformément aux dispositions de la norme NF EN 1990, Dimensionnement assisté par l'expérimentation.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit tenir compte le cas échéant de la diminution possible de sa résistance au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage du matériau constitutif du parement, dans les conditions particulières de son exposition.

La vérification de la stabilité du parement d'un ouvrage en sol cloué pendant les phases de construction doit montrer que l'équilibre du parement déjà construit est assuré par le frottement contre le terrain du massif renforcé et par la traction des clous aux points de liaison au parement, ou par des micropieux

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

(2) La valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement doit être déterminée à partir de schémas de calcul qui résultent de l'interprétation du comportement réel des ouvrages réalisés avec le même type de parement, ou d'une modélisation simplifiée

(3) La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée en tenant compte :

- du matériau dont il est constitué.
- de la façon dont sa stabilité mécanique est assurée et de la distribution des points d'accrochage.
- de la répartition de la pression des terres.

(4) La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée conformément aux normes ou règles de calcul du matériau constitutif et en cohérence avec l'ensemble de facteurs partiels A1 et M1 utilisés pour le calcul des efforts.

(5) Il est admis que la justification de la résistance ultime d'éléments de parement préfabriqués soit fondée sur l'expérimentation, conformément aux dispositions de la norme NF EN 1990, Dimensionnement assisté par l'expérimentation.

(6) La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit tenir compte le cas échéant de la diminution possible de sa résistance au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage du matériau constitutif du parement, dans les conditions particulières de son exposition.

(7) La vérification de la stabilité du parement d'un ouvrage en sol cloué pendant les phases de construction doit montrer que l'équilibre du parement déjà construit est assuré par le frottement contre le terrain du massif renforcé et par la traction des clous aux points de liaison au parement, ou par des micro-pieux

### **2-1-6/ Stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé**

#### **2-1-6-1/ Généralités**

(1) La stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé

(2) Pour des raisons pratiques la vérification de la stabilité mixte peut s'effectuer en même temps que celle de la stabilité générale

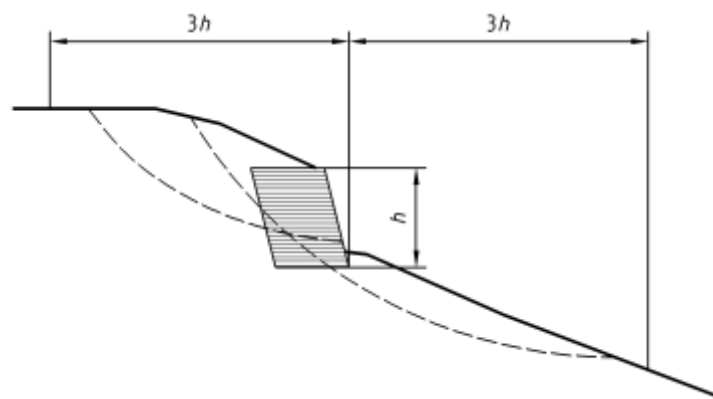


Figure 2-13 : limites éventuelles de la vérification de la stabilité mixte

### 2-1-6-2/ Principe de calcul

On doit vérifier que la stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé, vis-à-vis du risque de rupture par glissement le long de surfaces qui recoupent ou longent au moins un lit de renforcement, est assurée avec une sécurité adéquate tant en cours de construction que pendant toute la durée d'utilisation du projet.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} / \gamma_{R;d}$$

$T_{dst;d}$  est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le bloc limité par la surface de glissement étudiée

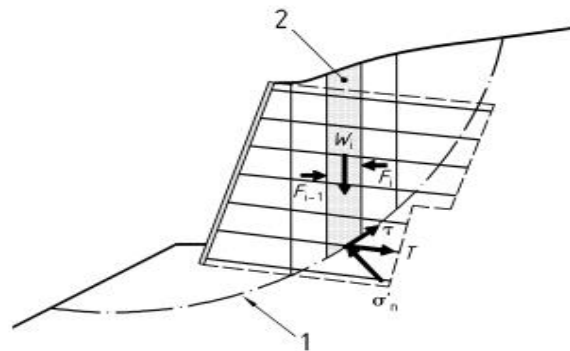
$R_{st;d}$  est la valeur de calcul de l'effet stabilisant des actions qui s'opposent au glissement du bloc étudié, déterminée à partir des indications

$\gamma_{R;d}$  est un facteur partiel de modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol

(3) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des surfaces de glissement potentiel

### 2-1-6-3/ Modèles de calcul

(1) Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite "de Bishop" ou sur celle "des perturbations", ou sur l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent être utilisés.



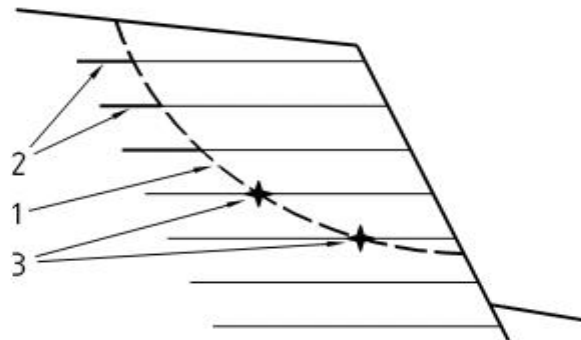
**Légende**

- |                   |                                     |   |                                   |
|-------------------|-------------------------------------|---|-----------------------------------|
| $W_1$             | Poids d'une tranche                 | 1 | Surface potentielle de glissement |
| $F_1$             | Interaction entre tranches          | 2 | Tranche                           |
| $\sigma'_n, \tau$ | Contraintes dans le sol             |   |                                   |
| $T$               | Résistance d'un lit de renforcement |   |                                   |

Figure 2-14 : calcul par la méthode des tranches

(2) Il convient d'adopter le modèle le mieux adapté au problème, au type d'ouvrage (remblai renforcé ou sol cloué) et au type de renforcement (déformable ou peu déformable).

(3) On peut adopter un modèle dit "sans déplacement", où l'on admet que toutes les résistances ultimes mobilisables sont mises à contribution simultanément.

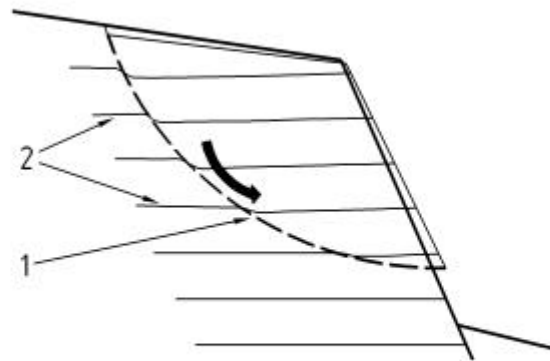


**Légende**

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Mobilisation du cisaillement du sol            |
| 2 | Mobilisation de l'interaction sol-renforcement |
| 3 | Mobilisation de la résistance de traction      |

Figure 2-15: principe du model "sans déplacement"

(4) On peut adopter un modèle dit "avec déplacement", où l'on imagine qu'un mouvement de glissement se développe et provoque la mobilisation progressive de l'interaction entre le sol et les renforcements et la mise en tension concomitante de ces derniers. Le modèle ne doit toutefois pas tenir compte du changement d'orientation des nappes.



**Légende**

- 1 Mobilisation du cisaillement du sol
- 2 Mobilisation de l'interaction sol-renforcement

Figure 2-16 principes du modèle "avec déplacement"

(5) Des modèles plus complexes que ceux qui font l'objet peuvent être utilisés, par exemple dans des cas qui relèvent de la catégorie géotechnique 3 en raison des conditions géotechniques, de la géométrie des ouvrages ou des charges qui leur sont appliquées, ou encore pour étudier des mécanismes de rupture plausibles, plus défavorables que ceux qui peuvent être analysés par la méthode des tranches.

**2-1-6-4/ Surfaces de glissement**

(1) Il convient de rechercher les formes de surface de glissement potentiel les mieux adaptées au cas particulier de chaque ouvrage.

NOTE 1 - Dans le cas d'un sol relativement homogène il est généralement suffisant de considérer des surfaces circulaires ou des successions d'arc de spirale logarithmique

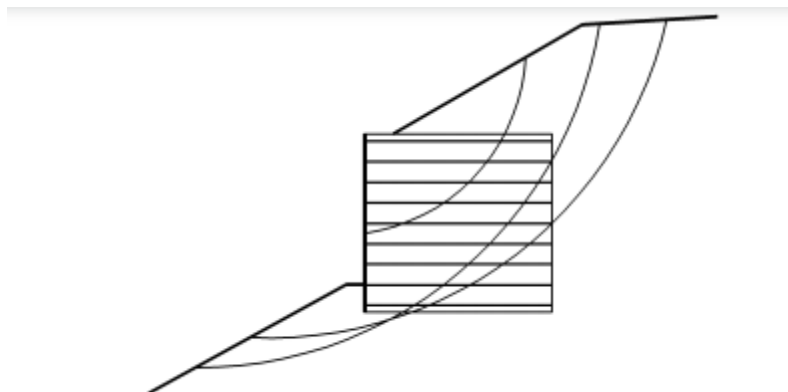
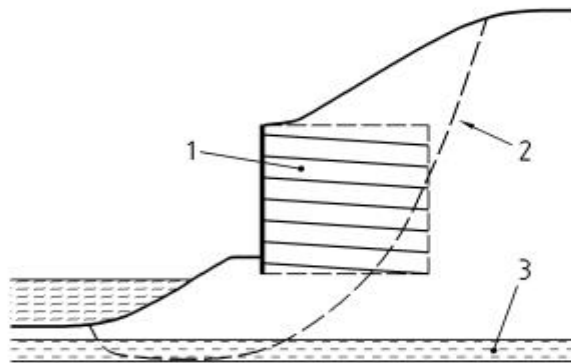


Figure2-17: exemple de surface de glissement potentiel circulaire

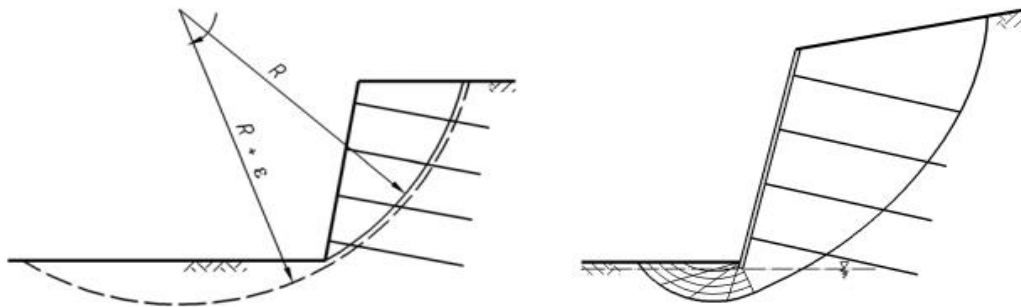
Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé



**Légende**

- 1 Massif renforcé
- 2 Surface de rupture non circulaire
- 3 Couche de sol de mauvaise qualité

Figure 2-18 : exemple de surface de glissement non circulaire



a) Discontinuité entre deux mécanismes voisins de rupture circulaire

b) Mécanisme de rupture circulaire associant la mobilisation d'une butée de pied

Figure 2-19 : conditions de projets nécessitant de considérer des surfaces de glissement non circulaire

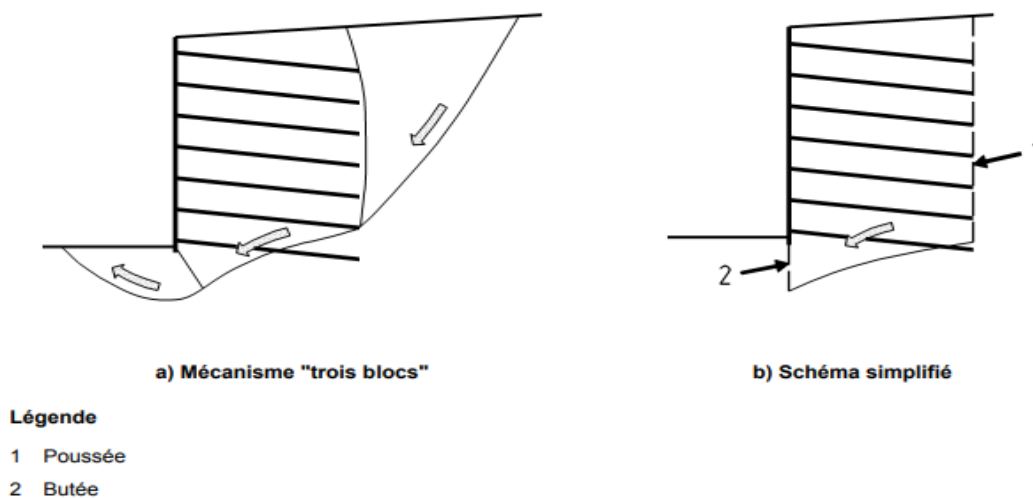


Figure 2-20 : mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire

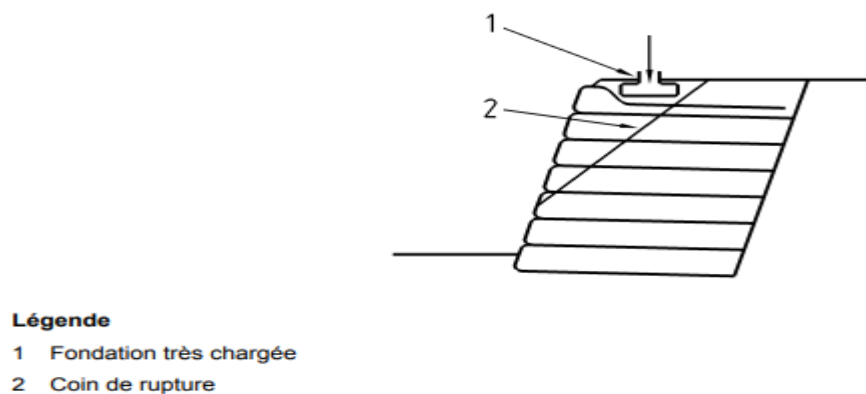


Figure 2-21 : exemple de surface de rupture plane

#### 2-1-6-5/ Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$

(1) Le facteur partiel de modèle  $\gamma_{R;d}$  doit être pris égal à 1,10 pour les ouvrages relativement peu sensibles aux déformations.

NOTE 1 – Il convient d'adopter une valeur supérieure à 1,10 quand la destination de l'ouvrage le rend très sensible à de telles déformations, sans préjuger des justifications aux états limites de service requises par ailleurs, il convient par exemple de prendre  $\gamma_{R;d} = 1,20$  quand l'ouvrage est situé à proximité immédiate d'une structure sensible.

#### 2-1-6-6/ Résistance au cisaillement du terrain

(1) La résistance au cisaillement du terrain, constitué de sols en place et le cas échéant de remblais, doit être déterminée et prise en compte conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

(2) Quand une surface de glissement potentiel longe un lit de renforcement sur une certaine longueur, il peut être nécessaire de combiner les résistances ultimes au cisaillement dans le sol et à l'interface sol – renforcement, au prorata des surfaces concernées.

(3) Dans le cas des ouvrages en remblai renforcé constitués à partir d'un matériau de remblai dont les propriétés sont prescrites ou connues, les facteurs partiels  $\gamma_M$  applicables à la résistance au cisaillement de ce matériau peuvent être multipliés par un coefficient d'ajustement  $\lambda$  égal à 0,8.

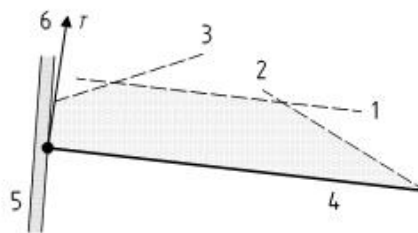
### 2-1-6-7/ Contribution des éléments de renforcement

(1) L'effort de traction mobilisable en un point d'un lit de renforcement est limité au maximum, par mètre de parement :

– la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement,  $R_{tc;d}$

– la valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol - lit de renforcement mobilisable à l'extérieur de la surface de rupture potentielle,  $R_{fe;d}$

– la valeur de calcul de la résistance ultime du point d'attache au parement,  $\text{Min}\{R_{ta;d}; R_{a;d}; (S_v \sigma_{\text{pard}})\}$ , augmentée de la valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction mobilisable à l'intérieur de la surface de rupture potentielle, entre le point d'attache et cette surface,  $R_{fi;d}$



#### Légende

- 1 Limitation par la résistance à la traction  $R_{ta;d}$
- 2 Limitation par la résistance d'interaction depuis l'extrémité libre  $R_{fe;d}$
- 3 Limitation par la résistance de la liaison au parement et la résistance d'interaction depuis la tête du renforcement  $R_{fi;d}$
- 4 Renforcement
- 5 Parement
- 6 Effort mobilisable

Figure 2-22 : principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement

(2) Les valeurs de calcul des résistances ultimes doivent être déterminées suivant les mêmes principes que pour la vérification de la stabilité interne,

### 2-1-6-8/ Contribution du parement

(1) Pour les surfaces de rupture potentielle qui recoupent le parement, il convient généralement de négliger la résistance au cisaillement de celui-ci

NOTE 1 – Quand le parement est constitué d'éléments préfabriqués, il convient généralement de considérer des surfaces qui passent par des joints horizontaux.

NOTE 2 – Quand le parement est constitué d'un voile en béton continu, il convient généralement de considérer des surfaces qui passent à une distance  $s_v/3$  au-dessus d'un lit de renforcement

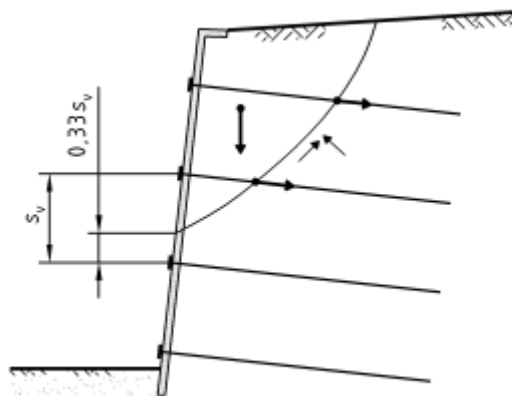


Figure 2-23 : surface de rupture potentielle traversant un voile de parement continu

### 2-1-6-9/ Massifs édifiés sur une pente ou un versant de faible stabilité

(1) Un massif en sol renforcé qu'on prévoit d'édifier sur une pente ou un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau de sécurité normalement requis doit être considéré comme relevant de la catégorie géotechnique 3 et faire l'objet d'une analyse de stabilité mixte spécifique

(2) On peut par exemple, quand la stabilité générale de l'ouvrage est justifiée suivant les dispositions adapter, l'analyse qui consiste à :

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

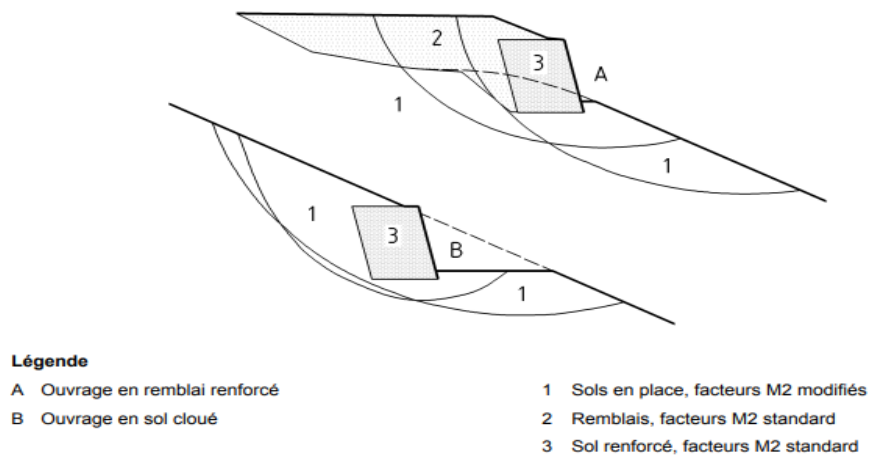


Figure 2-24 : exemple d'analyse de la stabilité mixte de massif sur pente de faible stabilité

### 2-2/ La méthode AASHTO

#### 2-2-1 définition

AASHTO (American Association of State Highway and Transport Officials): Norme largement reconnue pour la conception et la construction des ponts aux États-Unis, ce guide maintenant utilisé dans le monde entier surtout pour les travaux de recherche, parce qu'elle considère de plusieurs paramètres.

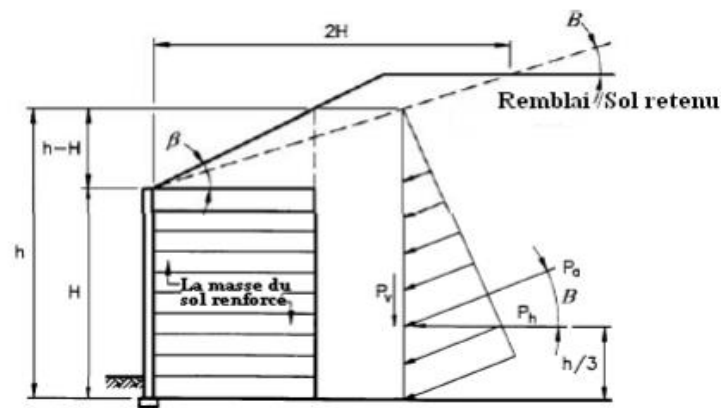
La dernière édition de AASHTO est 2012 contient 15 sections et des index, la section 11 consacré pour les murs de soutènement et une grande partie de celle-ci pour les sols renforcés.

#### 2-2-2/ La stabilité externe

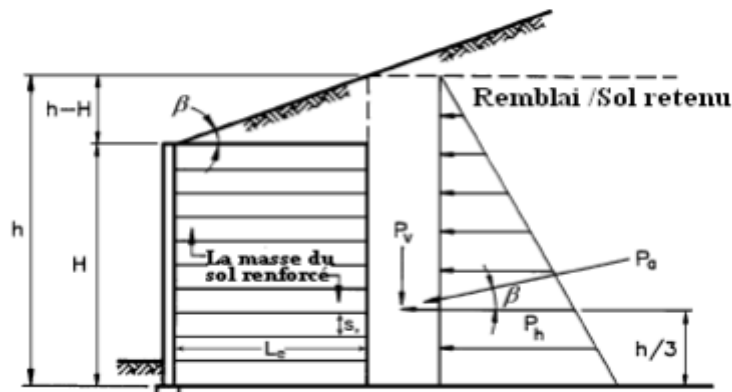
Pour étudier la stabilité externe de l'ouvrage de soutènement, la méthode AASHTOO suppose que le sol renforcé est un corps rigide

Le coefficient de poussée du sol retenu,  $kaf$ , utilisé pour calculer la pression du sol retenu derrière la masse du sol renforcé, doit être déterminé en utilisant l'angle de frottement du sol retenu. En l'absence de données spécifiques, un angle de frottement maximal de 30 degrés peut être utilisé pour les sols granulaires. Des essais devraient être effectués pour déterminer l'angle de frottement des sols cohésifs compte tenu des conditions drainées et non drainées.

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé



c) Surface de remblai cassé



b) Surface de remblai en pente

Figure 2-25 : poussées du sol pour un mur en sol renforcé

La force résultante par unité de largeur derrière un mur en sol renforcé, montré dans les figures (b) et (c), agissant à une hauteur de  $h/3$  au-dessus de la base du mur, doit être pris comme suit :

$$P_a = 0,5 K_{af} \gamma_f h^2$$

Où:

**Pa** : la force résultante par unité de largeur,  $\gamma_f$  : poids volumique du sol retenu et  $h$  : la hauteur du diagramme horizontal de la poussée du sol.

**K<sub>af</sub>**: coefficient de poussée active du sol retenu, et  $\beta$  l'angle de l'inclinaison du remblai dans la figure (b) et un angle B pour la figure (c).

**Pour une surcharge**

La distribution latérale de la poussée du sol pour le cas des surcharges est représentée dans la figure

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

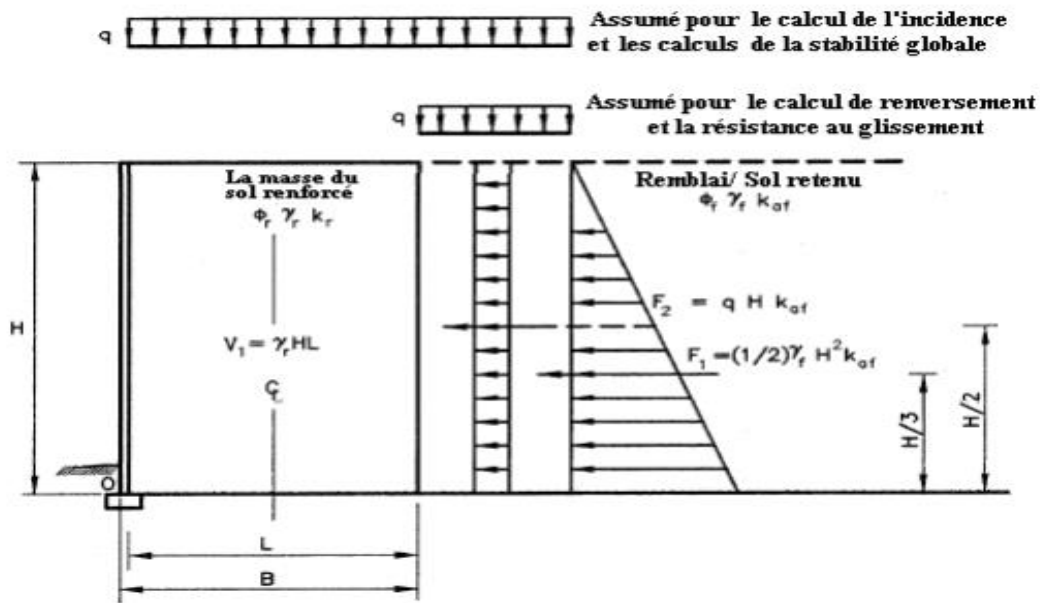


Figure 2-26 : stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement chargé

### 2-2-2-1/ Stabilité au Glissement

Le facteur de sécurité pour le glissement qui est donné par l'équation 2.2 doit être supérieur ou égal à 1,5 :

$$FS_s = \frac{\sum \text{Forces horizontales résistante}}{\sum \text{Forces horizontales motrices}} \geq 1,5$$

Les forces horizontales résistantes :  $V_1 \tan \phi$

Les forces horizontales motrices :  $F_1 + F_2$

Où :

$V_1$  : le poids propre du sol renforcé.

$F_1, F_2$  : les forces latérales derrière le sol renforcé.

Pour les renforts discontinus, par exemple, les bandes, l'angle de frottement doit être considéré comme le moindre de  $\phi_r$  du remblai renforcé et  $\phi_f$  du sol retenu.

Pour des renforts continus, par exemple, des grilles et des feuilles, l'angle de frottement doit être considéré comme le moindre de  $\phi_r, \phi_f$  et  $\rho$ , où  $\rho$  est l'angle de frottement de l'interface renfort/sol. En l'absence de données spécifiques, un angle de frottement maximal,  $\phi_f$  de 30 degrés et un angle d'interface renfort/sol maximum,  $\rho$  de  $2/3 \phi_f$  peut être utilisé.

### 2-2-2-2/ Stabilité au renversement

Le facteur de sécurité pour le renversement qui donné par l'équation 2.3 doit être supérieur ou égal à 2 :

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

$$FSs = \frac{\sum \text{Moments résistantes}}{\sum \text{Moments moteurs}} \geq 2$$

Les moments résistants :  $V_1 (L/2)$

Les moments moteurs :  $F_1 (H/3)$  et  $F_2 (H/2)$

2-2-2-2-1/ Résistance d'incidence

L'effet de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge est pris en compte par l'introduction d'une largeur effective,  $B' = L - 2e$ , au lieu de la largeur réelle.

Pour des éléments de parement relativement épais, il peut être raisonnable d'inclure les dimensions du parement et le poids dans les calculs de l'incidence, c.-à-d., l'utilisation de  $B$  au lieu de  $L$  suivant les indications

Les efforts d'incidence concentrés du poids du parement sur un sol mou pourraient créer des efforts concentrés à la connexion entre les éléments de face et le renfort.

Lorsque la valeur de l'excentricité  $e$  est négative :  $B' = L$ .

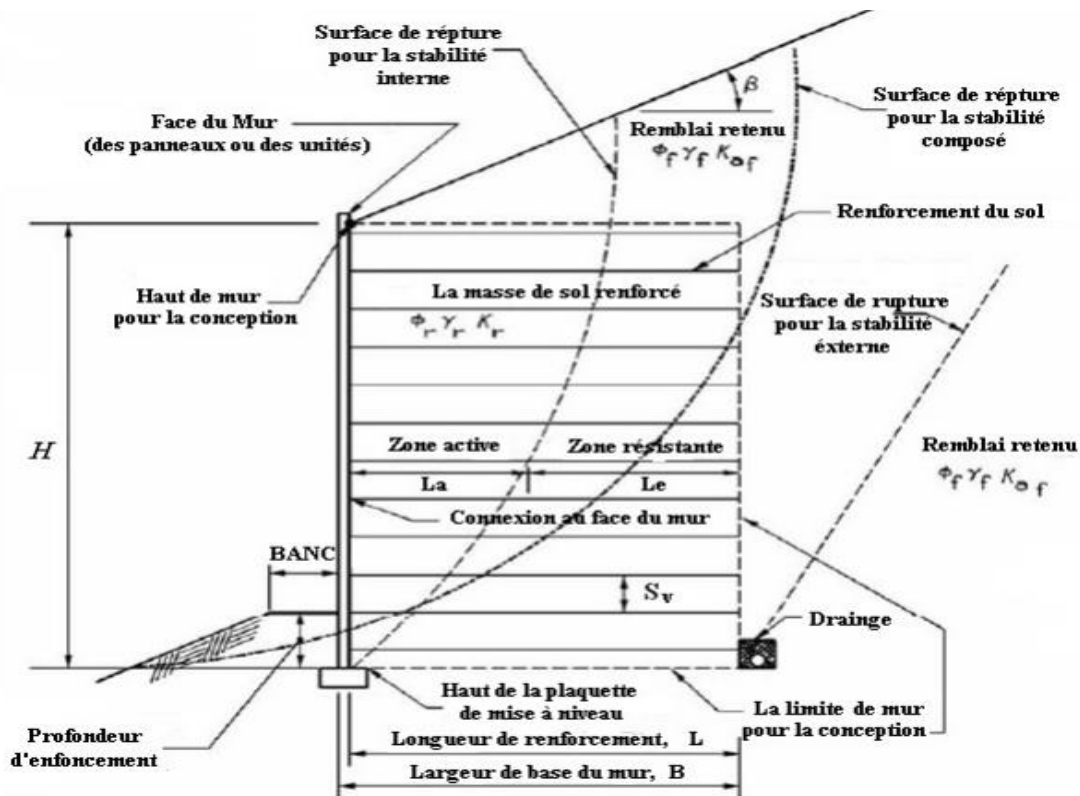


Figure 2-27 : les éléments nécessaires pour la conception d'un mur en sol renforcé

2-2-2-3/ Poinçonnement

$$FSBC = \frac{\text{Capacité portante de sol de fond}}{\text{charge verticale appliquée}}$$

**2-2-3// Stabilité interne :**

Sécurité contre les ruptures structurelles

La sécurité contre la rupture structurelle doit être évaluée par rapport à l'arrachement et la rupture de renfort.

**2-2-3-1/ Chargement**

La charge dans les nappes de renforcement doit être déterminée à deux endroits critiques: la zone de contrainte maximale et la connexion avec la face du mur (la zone active). Le potentiel de rupture d'arrachement du renfort est évalué à la zone de contrainte maximale, qui est supposée être située à la limite entre la zone active et la zone résistante. Le potentiel de rupture d'arrachement du renfort est également évalué lors de la connexion du renfort/mur.

**2-2-3-2/Charges de renforcement maximal :**

Les charges de renforcement maximales doivent être calculées selon la méthode simplifiée ou la méthode de gravité cohérente. La méthode simplifiée est considérée comme s'appliquant aux systèmes du mur renforcé en acier et géosynthétique. La méthode de gravité cohérente doit être appliquée principalement aux systèmes de renforcement des sols en acier. Pour la méthode simplifiée, la charge dans les renforts doit être obtenue en multipliant la poussé de terre verticale par le renforcement par un coefficient latéral de poussé du sol et en appliquant la poussé latérale résultante à la zone de connexion au renfort.

Pour la méthode simplifiée, la contrainte horizontale calculé,  $\sigma_H$  à chaque niveau de renforcement doit être déterminé comme suit:

$$\sigma_H = \gamma_P(\sigma_V K_r + \Delta\sigma_H)$$

Où :

$\gamma_P$ : Le facteur de charge pour la poussé de terre verticale.

$k_r$ : Coefficient de pression horizontal.

$\sigma_V$ : Pression due à la résultante des forces de gravité du poids du sol à l'intérieur et immédiatement au-dessus du remblai renforcé, et toutes les charges supplémentaires disponibles.

$\Delta\sigma_H$ : Contrainte horizontale au niveau de renfort résultant de toute charge horizontale concentrée appliquée

Pour la méthode simplifiée, la contrainte verticale pour les calculs de charge de renforcement maximum doit être déterminée.

- Pour une pente horizontale

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

La contrainte verticale max :

$$\sigma_v = \gamma_f Z + q + \Delta\sigma_v$$

Si le sol non surchargé :  $\sigma_v = \gamma_f Z + \Delta\sigma_v$

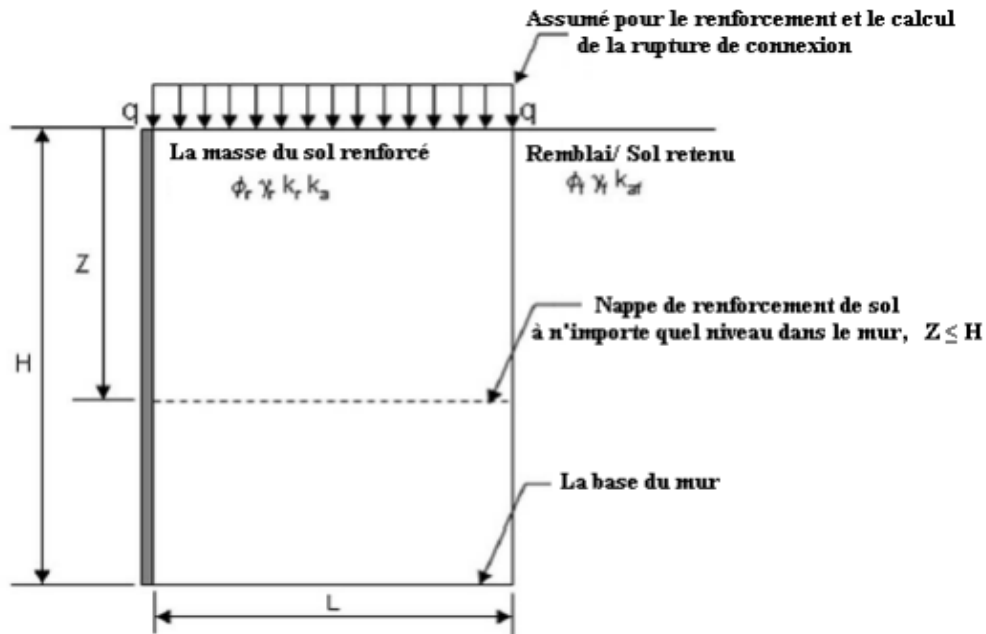


Figure2-28 : calcul de la contrainte verticale pour une petite horizontale y' compris les charges actives et les charges mortes pour l'analyse de stabilité interne

- Pour une pente inclinée

La contrainte verticale max :  $\sigma_v = \gamma_r * Z + \frac{1}{2} L * \tan \beta * \gamma_f$

Si le sol non surchargé :  $\sigma_v = \gamma_r * Z_p$

Où:  $Z_p \geq Z + S$  et  $S = (1/2) L \tan \beta$

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

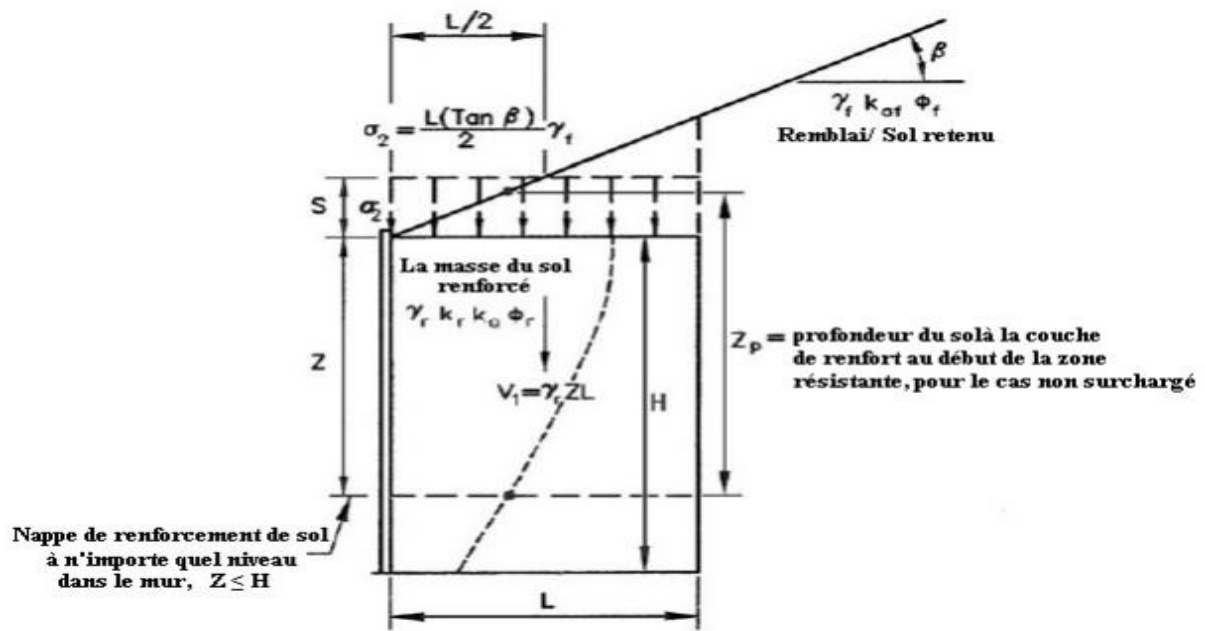


Figure 2-29 : calcul de la contrainte verticale pour une pente inclinée morte pour l'analyse de stabilité interne

Pour la méthode simplifiée, le coefficient de poussée de la terre latérale  $K_r$  est déterminé en appliquant un multiplicateur au coefficient de poussée de la terre active,  $k_a$ . Le multiplicateur  $k_a$  pour la méthode simplifiée doit être déterminé

Pour les systèmes du mur en sol renforcé par géosynthétique,  $k_a$  est utilisé dans toute la hauteur de la paroi. Pour les deux méthodes,  $k_a$  doit être déterminé à l'aide de l'équation 2.7, en ne supposant qu'aucun angle de frottement du mur, c'est-à-dire  $\delta = \beta$

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]}$$

Où:

$$\Gamma = \left[ 1 + \frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)} \right]^2$$

$\delta$ : Angle de frottement entre le remblai et le mur.

$\beta$ : Angle d'inclinaison du remblai à l'horizontale.

$\theta$ : Angle de l'inclinaison du mur à l'horizontale.

$\phi_f$ : Angle de frottement interne effectif.

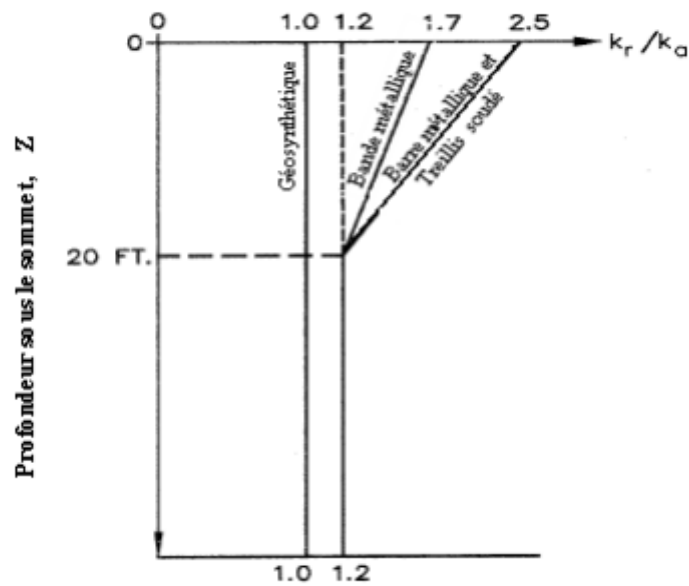


Figure 2-30 : variation du coefficient de pression latiale en profondeur

La charge de traction maximale mesurée appliquée aux renforts  $T_{max}$ , est déterminée en utilisant une charge par unité de largeur de la paroi de la manière suivante:

$$T_{max} = \sigma_H * S_v$$

Où:

$\sigma_H$ : Contrainte horizontale du sol sur le renforcement.

$S_v$ : Espacement vertical entre les renforts.

La méthode de calcul de  $T_{max}$  est basée sur des mesures de contrainte dans les renforts, converties en charges sur la base du module de renforcement, à partir des murs à grande échelle dans des conditions de stress opérationnel.

### 2-2-3-3/ Traction dans les nappes de renforcement

L'emplacement de la zone de contrainte maximale pour des systèmes de parois inextensibles et extensibles, c'est-à-dire la limite entre les zones actives et résistantes, est déterminée. Pour tous les systèmes de mur, la zone de contrainte maximale est supposée commencer à l'arrière des éléments de parement au pied du mur.

Pour les systèmes du mur en renfort extensible (géosynthétique) avec une face inférieure à dix degrés par rapport à la verticale, la zone de contrainte maximale doit être déterminée à l'aide de la méthode Rankine. La méthode Coulomb doit être utilisée pour les murs en cas des inclinaisons importantes.

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

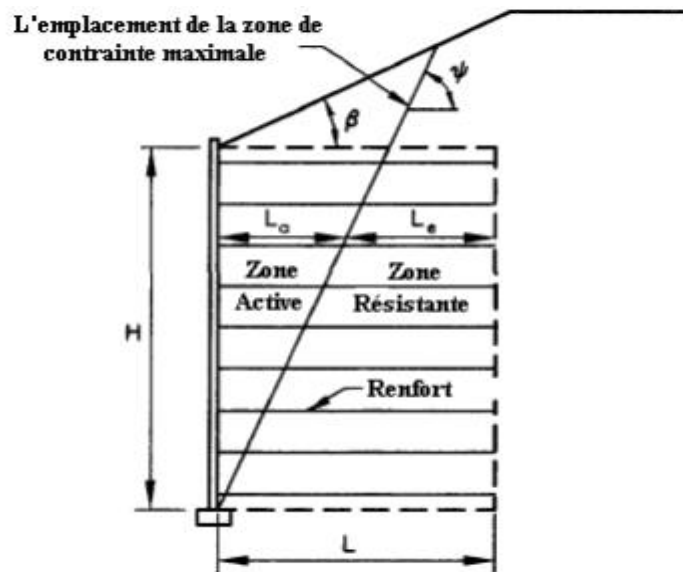


Figure 2-31: l'emplacement de la zone de contrainte maximale pour le mur en sol renforcé pour la stabilité interne

Pour la face du mur verticale :

$$\psi = 45 + \frac{\phi_r}{2}$$

Pour la face du mur supérieure à dix degrés par rapport à la verticale :

$$\tan(\psi - \phi_r) =$$

$$\frac{-\tan(\theta_r - \beta) + \sqrt{\tan(\theta_r - \beta)[\tan(\theta_r - \beta) + \cot(\theta_r + \theta - 90)][1 + \tan(\delta + 90 - \theta) \cot(\theta_r + \theta - 90)]}}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta)[\tan(\theta_r - \beta) + \cot(\theta_r + \theta - 90)]}$$

**L'arrachement dans les nappes de renforcement :**

La résistance de renfort à l'arrachement doit être vérifiée à chaque niveau. La longueur totale de renfort requise pour l'arrachement est égale à  $L_a + L_e$ .

La longueur d'arrachement effective doit être déterminée en utilisant l'équation suivante :

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{\theta F^* \alpha \sigma_v C R c}$$

$L_e$  : longueur de renforcement dans la zone résistante ;

$T_{max}$  : Charge max calculée appliquée à l'armature à partir de l'équation 2.9.

$F^*$  : facteur de frottement à l'arrachement.

$\alpha$  : Facteur de correction.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale agissant sur le renfort dans la zone résistante.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

C : facteur de géométrie de la surface de renforcement globale basé sur le périmètre brut du renfort est égal à 2 pour les renforts de bande, de grille et de feuille, c'est-à-dire deux côtés.

$R_c$  : rapport de couverture de renforcement.

$F^*$  et  $\alpha$  doivent être déterminés à partir des essais d'arrachement aux produits spécifiques dans le matériau de remblai du projet ou dans un sol équivalent, ou ils peuvent être estimés empiriquement

/ Théoriquement.

Pour les matériaux de remblai standard, à l'exception des sables uniformes, c'est-à-dire un coefficient d'uniformité  $C_u = D_{60}/D_{10} < 4$ . En l'absence de données d'essai, il est acceptable d'utiliser des valeurs par défaut pour  $F^*$  et  $\alpha$ .

Type de renforcement	Valeur de $\alpha$ par défaut
Tous les renforts en acier	1.0
Géogrilles	0.8
Géotextile	0.6

Tableau 2-2 valeurs par défauts pour le facteur de correction des effets d'échelle,  $\alpha$

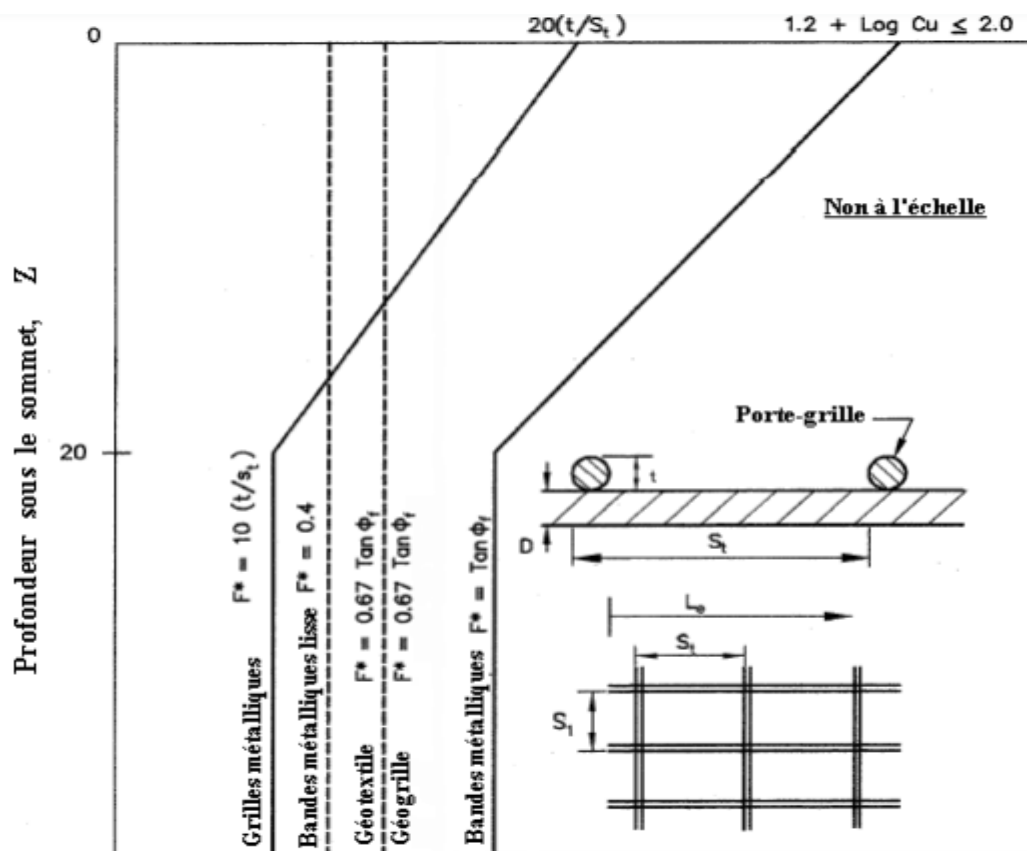


Figure 2-32 : valeurs de facteur  $F^*$  pour différents types de renfort

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

L'expression ( $F^* \alpha \sigma_V CLe$ ) est la résistance ultime à l'arrachement par unité de largeur de renfort noté " $P_r$ ".

Ces calculs de l'arrachement supposent que la force à long terme considérée du renforcement dans

la zone résistante est supérieure à  $T_{\max}$ .

### **2-2-3-4/résistance à La force de traction maximale :**

La force de traction maximale doit être vérifiée afin d'éviter la rupture des nappes de renforcement, la rupture au niveau du connexion renforcement-parement et aussi à la rupture par l'arrachement des nappes des renforcements

Rupture des nappes de renforcement :

$$T_{\max} \leq \varphi T_{al} R_c$$

Où :

$T_{al}$ : la force nominale de renforcement à long terme.

Rupture au niveau de la connexion renforcement –parement :

$$T_0 \leq \varphi T_{ac} R_c$$

$T_0$  : la charge appliquée à la connexion renfort/mur.

$T_{ac}$  : la force de conception nominale à long terme (renforcement/mur).

$T_{al}$  doit être déterminé sur une résistance à long terme par unité de largeur de géosynthétique et multiplié par le taux de rapport de couverture  $R_c$  de sorte qu'il puisse être comparé directement à  $T_{\max}$  qui est déterminé sur une charge par unité de largeur de paroi (cela s'applique également à  $T_{ac}$  et  $T_0$ ).

Pour des nappes de renforcement non continus, tels que des bandes d'acier ou géosynthétique, la résistance des nappes de renforcement est convertie en une résistance par unité de largeur de paroi, comme le montrent les figures 2.9 et 2.10.

Pour les couches de renfort continues,  $b = 1$  et  $R_c = 1$ .

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

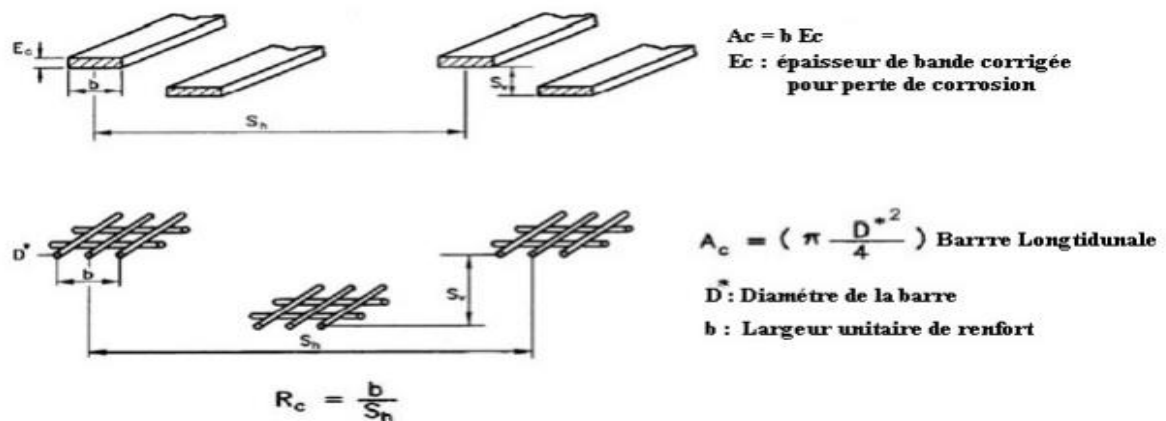
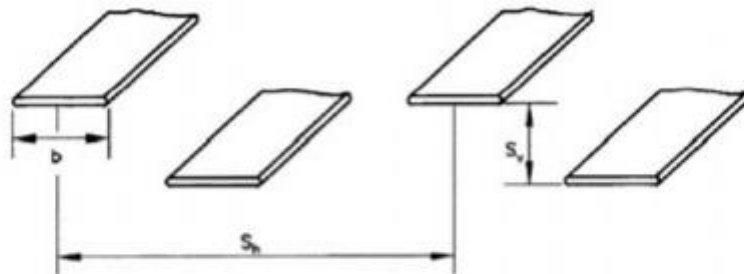


Figure2-33 : rapports de couverture de renforts métallique

Les géosynthétiques discontinues



Les géosynthétiques continues

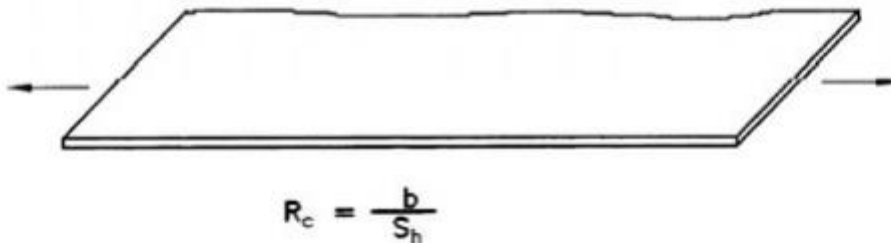


Figure 2-34 : rapports de couverture des renforts geosynthétique

2-2-4/ Stabilité globale

La figure montre une rupture globale d'un mur de soutènement. La stabilité globale est un problème de stabilité de la pente et, par conséquent, est considéré comme une vérification de l'état limite du service.

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

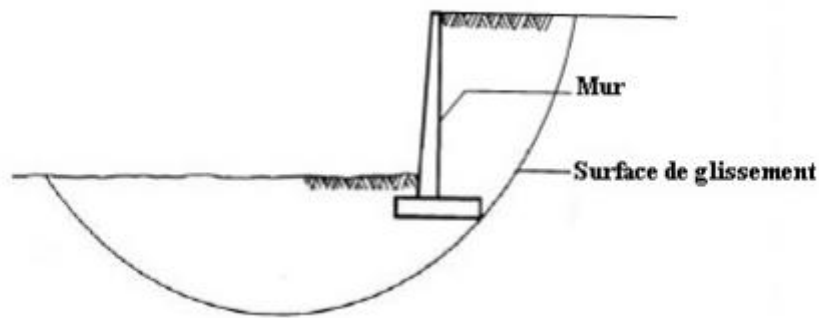


Figure 2-35 : surfaces de glissement d'un mur de soutènement pour la stabilité globale

En outre, pour les murs de soutènement en sol renforcée avec des géométries complexes, les surfaces de rupture traversent une partie de la masse du sol renforcée sont composée. Cela exige qu'il y ait une étude approfondie, surtout lorsque le mur est situé sur un sol en pente où la stabilité globale peut être insuffisante.

La résistance à long terme de chaque couche de renfort de remblai intercalée par la surface de rupture devrait être considérée comme une force d'embellissement dans l'analyse de stabilité de la pente en équilibre limite.

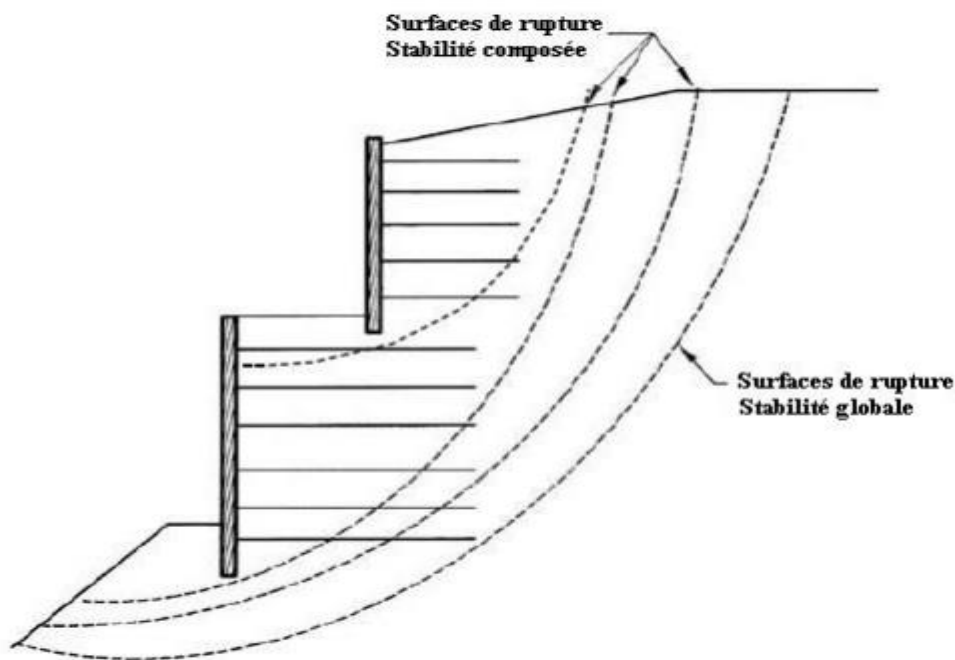


Figure 2-36 stabilité composée et globale pour un mur de soutènement en géométrie complexe

2-3/Paramètres négligés par l'AASHTOO et L'EUROCODE



Figure 2-37 : les paramètres négligés par AASHTOO

Cette figure montre que la méthode de AASHTOO et l'Eurocode7 ne prennent pas en compte dans leurs méthodes de calcul le deuxième parement du mur de soutènement a doublé parement et le phénomène des interférences des semelles comme le cas de deux voies de chemin de fer comme la montre cette figures (4-41)

2-4/Exemple de calcul d'un mur de soutènement

stabilité interne

$$T_{\max} = \sigma_H * S_v$$

$$\sigma_H = \gamma_p (\gamma_Z + q * z + \Delta\sigma_v) * k_a$$

**Remarque** : q c'est le compactage

Nappe inférieure =>  $\Delta\sigma_v = \frac{PV}{D_1}$

$$D_1 = \frac{bf + Z}{2} + d$$

⇒  $D_1 = \frac{2+3.3}{2}$

⇒  $D_1 = 3.65$

## Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

$$\Rightarrow \gamma_{\sigma v} = \frac{150 * 2}{3.65}$$

$$= 82.19 \text{ KPa}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^3(\theta) * \left(1 + \frac{\sin \phi}{\sin \theta}\right)^2}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(98 + 35)}{\sin^3(98) * \left(1 + \frac{\sin 35}{\sin 98}\right)^2}$$

$$\Rightarrow k_a = 0,22$$

$$\sigma_H = 1.5(16.8 * 3.3 + 16 * 3.3 + 82.19) * 0.22$$

$$= 62.84 \text{ KPa}$$

$$T_{\max} = \sigma_H * S_v$$

$$= 62.84 * 0.6$$

$$= 37.71 \text{ KN/M}$$

### Résistance a la traction

$$T_{\max} \leq \phi T_{al} * R_c$$

$$\phi = 0.9 \text{ et } R_c = 1$$

$$T_{al} > \frac{T_{\max}}{0.9} = 41,9 \text{ KN/m}$$

La résistance des géogrilles a la traction doit être supérieur a 41.9 KN/m

### Longueur des renforcements

$$L = L_a + L_e$$

$$L_a = 2,2$$

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R c}$$

$$F^* = 0,6 \tan(35) = 0.47$$

$$\phi = 0.9 \quad \alpha = 0.8 \quad c = 2 \quad R_c = 1$$

$$T_{\max} = \gamma_p (\sigma_v + \Delta \sigma_v) * k_a * S_v$$

$$T_{\max} = 1,5 \left( 16,8 * 0,3 + \frac{150 * 2}{2 + 0,3} \right) 0,22 * 0,6$$

$$T_{\max} = 26,84 \text{ KN/m}$$

### Nappe supérieure

$$L_e = \frac{26.84}{0.9 * 0.47 * 0.8 * 135.8 * 2 * 1}$$

$$L_e = 0,29$$

Chapitre 02 : Méthodes de dimensionnement et de conception des murs de soutènements en sol renforcé

$$L = 2,2 + 0,3$$

$$L = 2,5$$

**Stabilité externe**

**1) Poinçonnement**

$$F_{SBC} = \frac{\text{capacité portante des sol de fond}}{\text{charge verticale appliquée}}$$

$$F_{SBC} = \frac{0.5\gamma(L)N\gamma}{\frac{\gamma HL + q \cdot L \cdot H + q \cdot B}{L}}$$

$$\Rightarrow F_{SBC} = \frac{0.5 \cdot 16.8 \cdot 2.5 \cdot 41.1}{(16.8 \cdot 3.6) + (16 \cdot 3.6) + \frac{150 \cdot 2}{2.5}}$$

$$\Rightarrow F_{SBC} = 3,63 \geq 2,5$$

**2) glissement**

$$F_S = \frac{\sum F \text{ Horizontales résistantes}}{\sum F \text{ Horizontales motrices}}$$

$$F_S = \frac{\gamma \cdot H \cdot L \cdot \tan \phi}{0.5 \gamma H^2 K_d}$$

$$\Rightarrow F_S = \frac{16.8 \cdot 3.6 \cdot 2.5 \cdot \tan 35}{0.5 \cdot 16.8 \cdot 3.6^2 \cdot 0.22}$$

$$F_S = 4,42 \geq 1,5$$

**3) renversement**

$$FS_0 = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments motrices}}$$

$$FS_0 = \frac{\gamma \cdot HL \left(\frac{L}{2}\right) + qc \cdot H \cdot L \cdot \left(\frac{L}{2}\right) + q \cdot 1.2 \cdot \left(2.5 - \frac{1.2}{2}\right)}{0.5 \gamma \cdot H(2) Ka \left(\frac{H}{3}\right) + qc \cdot H \cdot Ka \left(\frac{H}{2}\right) + q \cdot H \cdot Ka \left(\frac{H}{2}\right)}$$

$$\Rightarrow FS_0 = \frac{16.8 \cdot 3.6 \cdot 2.5 \left(\frac{2.5}{2}\right) + 16 \cdot 3.6 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{2.5}{2}\right) + 150 \cdot 1.2 \cdot \left(2.5 - \frac{1.2}{2}\right)}{0.5 \cdot 3.6(2) \cdot 16.8 \cdot 0.22 \cdot \left(\frac{5.6}{3}\right) + 16 \cdot 3.6 \cdot 0.22 \cdot \left(\frac{3.6}{2}\right) + 150 \cdot 3.6 \cdot 0.22 \cdot \left(\frac{3.6}{2}\right)} =$$

$$2,7 \geq 2$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons exposé les différentes méthodes utilisées pour le calcul et la conception des murs de soutènement à double parement par géosynthétique. La plupart de ces méthodes basées sur les procédés d'équilibres limite qui fournissent des informations sur la stabilité globale. Ces méthodes comportent deux parties :

- le dimensionnement interne, qui comporte notamment le dimensionnement des lits d'armatures (critère de résistance mécanique des armatures aux efforts de traction, critère d'adhérence ou de non-glissement des armatures par rapport au sol);

- le dimensionnement externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs-poids en maçonnerie ou en béton.

Les méthodes analytiques (**AASHTO et LEUROCODE7**) sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.

La méthode de dimensionnement AASHTO (2012) ignore l'effet du chargement appliqué hors de la zone du sol renforcé d'un ouvrage soutènement, pour le calcul de la force de traction maximale dans les armatures ce qui peut sous-estimer le choix de leur résistance à la traction.

## **Chapitre 03**

### **Le model numérique et l’outil numérique utilisé**

#### **3-1 / Introduction**

Les études expérimentales des ouvrages de soutènement en sol renforcé présentent l’inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation, le volume important des structures prototype, problèmes d’échelle, et la répétition de la réalisation du modèle. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement, due à l’utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux types de parement, etc. Le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des nappes des renforcements dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : parement en sol renforcé. Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géosynthétique comme matériau de renforcement des massifs de remblai, nous allons citer ci-après quelques exemples des études qui basaient sur la modélisation numérique : (Hatami, Bathurst et al. 2001) ont examiné les travaux de modélisation numériques d'autres auteurs qui ont été axées sur les murs en sol renforcé par géosynthétique. Leur enquête a été centrée sur les approches numériques qui ont utilisé la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF). Parmi les nombreuses études fondées sur MEF sont ceux par (Rowe and Ho) avec le plaxis (Gotteland, Gourc et al. 1997) , Avec plaxis Karpurapu and Bathurst 1995, et (Ling, Tatsuoka et al. 1995). Avec le plaxis Et les exemples de la MDF appliqués aux murs en sol renforcé, qui ont utilisé le programme (FLAC) sont Gotteland et al. (1997), Hatami et al. (2001), (Biondi, Maugeri et al. 2000). La modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé a débuté dès les années 1970 sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques inextensibles. Les premières modélisations ont été consacrées à la reproduction des résultats expérimentaux. Puis, l’évolution des outils numériques au fil des années a permis de réaliser des analyses plus fines par l’étude du comportement de ces structures et de l’influence de chaque élément et de leurs paramètres sur la stabilité et la sécurité.

Dans certaines études, une valeur constante de rigidité linéaire à partir de tests rapides de traction en laboratoire a été utilisée pour définir les propriétés de contraintes de charge de

l'armature. Cependant, la réponse des produits de nappes de renforcement par géosynthétique à partir d'un test rapide de tension est peu susceptible d'être représentative des conditions de l'effet de la distance semelle-parement, présence d'un deuxième parement et l'effet de l'interférence de deux charges sur le comportement d'un mur de soutènement: les  $h$ ), les déplacements latéraux de parement ( $U_x$ ), les contraintes horizontales derrière le mur ( $v$ ) et l'effort de traction dans les nappes de géosynthétique

### **3-2// Outils de modélisation numérique adopté FLAC:**

FLAC (Fast LagrangienAnalysis of Continua) est un des codes en différences finies explicites, développés par la société américaine (Itasca 2005) Consulting Group. Ils permettent de simuler le comportement de structures faites de matériaux continus, ils disposent de plusieurs modules de simulation, en fonction du problème à traiter. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Le programme est basé sur la méthode des différences finies qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes des variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Des éléments de structure sont incorporés dans les deux codes et rendent ainsi possible l'analyse de nombreux problèmes d'interaction sol-structure. FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à simuler le comportement d'un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chaque modèle constitutif nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la géométrie de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte, selon sa description, par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler et le maillage peut subir des grandes déformations. Grâce à leurs nombreuses fonctionnalités, FLAC et FLAC2D résolvent de multiples problèmes :

- Dimensionnement de pentes, murs de soutènement ou fouilles et analyse de leur stabilité.
- Dimensionnement de fondations superficielles et profondes.
- Étude de barrages en terre ou en béton.

### Chapitre 03 : Le model numérique et l’outil numérique utilisé

- Excavations souterraines avec phasages complexes.
- Interaction sol-structure.
- Matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur.

#### **3-2-1/Méthodologie de modélisation par FLAC**

La formulation des codes FLAC est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement. La Figure (3-1) montre l’organigramme présenté dans le manuel de FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l’excavation d’une tranchée. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s’assurer de la validité des résultats.

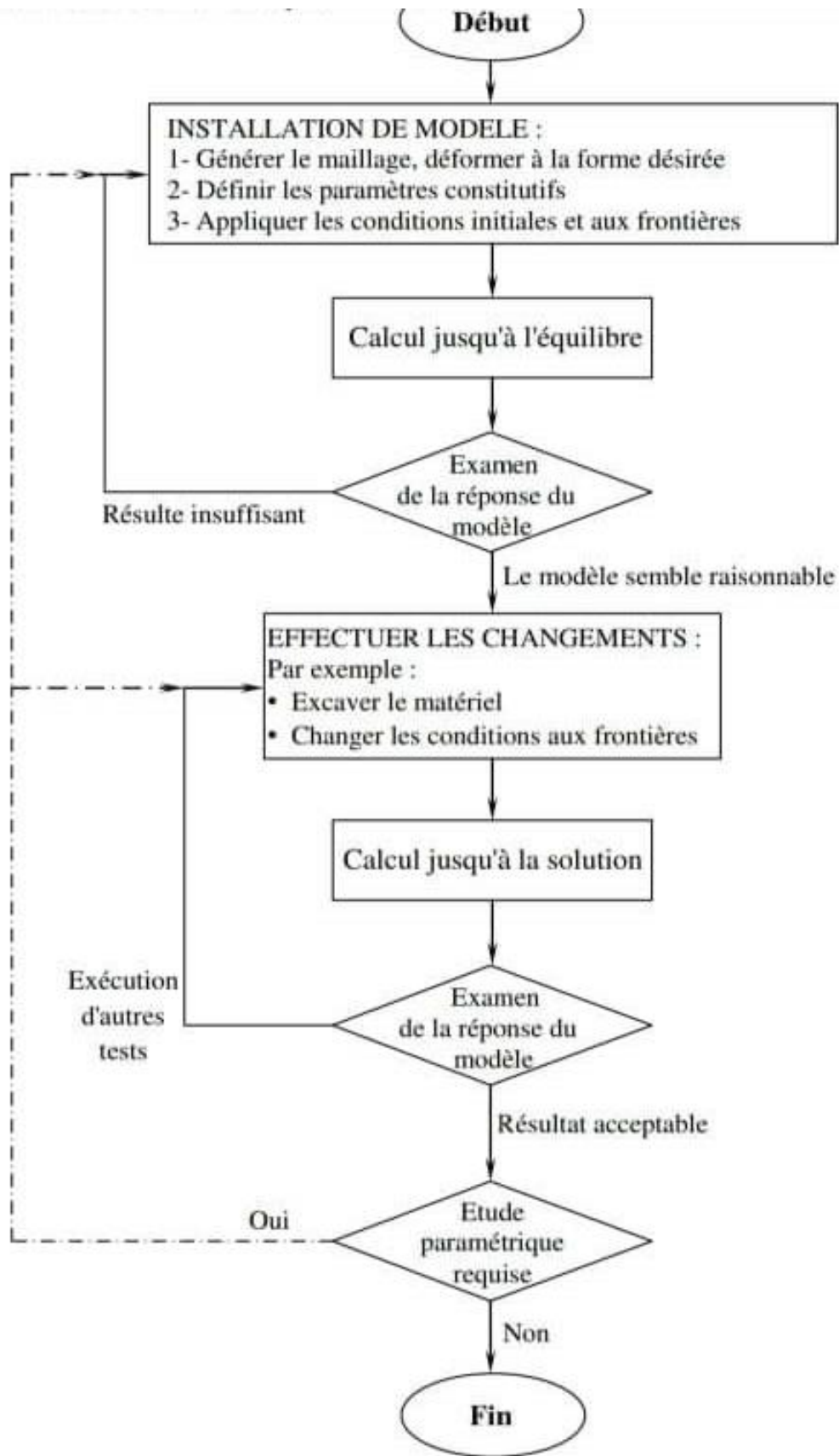


Figure 3-1 Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC 2/D d'après les manuels Itasca (2005).

### **3-3/ Définition des lois de comportement :**

Les modèles de comportement varient dans le degré de complexité et leur capacité à représenter le comportement du matériau. Les modèles qui nécessitent un plus grand nombre de paramètres représentent généralement un meilleur comportement, mais l'obtention de ces paramètres peut être assez coûteuse et difficile. Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans FLAC/FLAC2D, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- **Le modèle nul** : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- **Les modèles élastiques** : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- **Les modèles plastiques avec entre autres** : Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, ubiquitous-joint, strain-hardening/softening, bilinéaire strain-hardening/softening ubiquitous-joint, double-yield, Cam-clay modifié, et Hoek-Brown.

### **3-4/Validation du modèle numérique**

#### **3-4-1/ Introduction**

L'étude paramétrique au laboratoire va coûter très chère et surtout on va perdre beaucoup de temps en faisant varier plusieurs paramètres de l'ouvrage de soutènement c'est pour cela donc il est nécessaire d'utiliser l'outil numérique qui va nous faciliter la tâche et qui va nous permettre d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps. Pour une étude paramétrique fiable, le modèle numérique développé doit être validé par la confrontation de ses résultats avec les résultats expérimentaux, cette validation va désormais nous permettre de valider les hypothèses adoptées dans la modélisation. Le problème de la validation du modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé avec des tests expérimentaux a fait l'objet de plusieurs études (Arab et al. 1996 ; Hatami et al. 2003; Guler et al. 2007; (Yang 2009); (Huang, Parsons et al. 2011); (Krishna and Latha 2012); (Ehrlich and Mirmoradi 2013). Les ouvrages de soutènement en vraie grandeur réalisés au laboratoire par Bathurst et al. (2000) sont utilisés comme référence pour valider les modèles numériques développés, car en raison de disponibilité des paramètres nécessaires à la modélisation numérique, les travaux de Bathurst et al. (2000) ont été utilisés par plusieurs auteurs afin de valider leurs modèles numériques (Hatami et al. 2001; al. (Guler, Hamderi et al. 2007); Huang et al. 2009; Sabet et al. 2011; Yang et al. 2013; (Mirmoradi and Ehrlich 2017).

• Cas de référence

Nous avons choisi le modèle expérimentale de Bathurst et al. 2006 en vraie grandeur afin de comparer les résultats numériques obtenus et les résultats expérimentaux

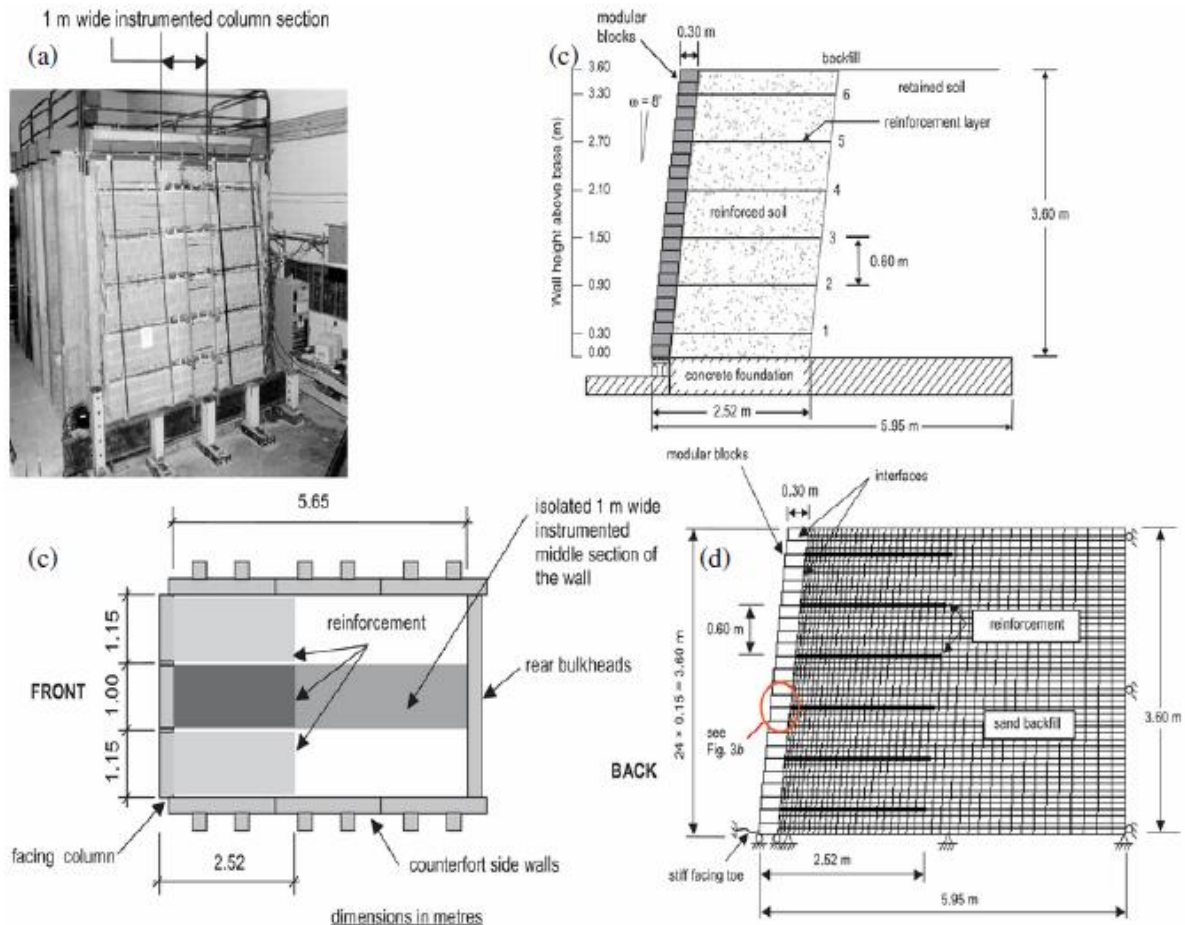


Figure 3-2 : Géométrie d'un test et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Hatami et Bathurst 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (d) modèle numérique de FLAC

Le mur a été réalisé avec un espacement vertical entre les armatures de 0,6 m et la longueur de renforcement était de 0,7 fois la hauteur du mur. Ce mur est de 3,6 m de hauteur, de 3,3 m de largeur, et 6 m de longueur à partir le parement (Figure 4-1). Le parement était en blocs modulaires de 15 cm de hauteur, 20 cm de largeur, et 30cm de longueur. Les armatures étaient connectées de manière rigide au parement à l'aide des connecteurs mécanique, le mur était construit sur une fondation rigide. Le sol renforcé est un sable propre, le coefficient de courbure  $C_c = 2,25$  et le coefficient d'uniformité  $C_u = 1,09$ . Le mur été construit couche par

couche, chaque couche de sol était de 15 cm d'épaisseur et compactée par une contrainte de 16 kPa.

### 3-5/Présentation du model numérique développé

nous avons développé le modèle la figure(3-1 ) afin de comparer les résultats expérimentaux avec les résultats de (Hatami, Bathurst et al. 2001)ou les étapes de construction réelles ont été simulée (compactage et construction couche par couche).

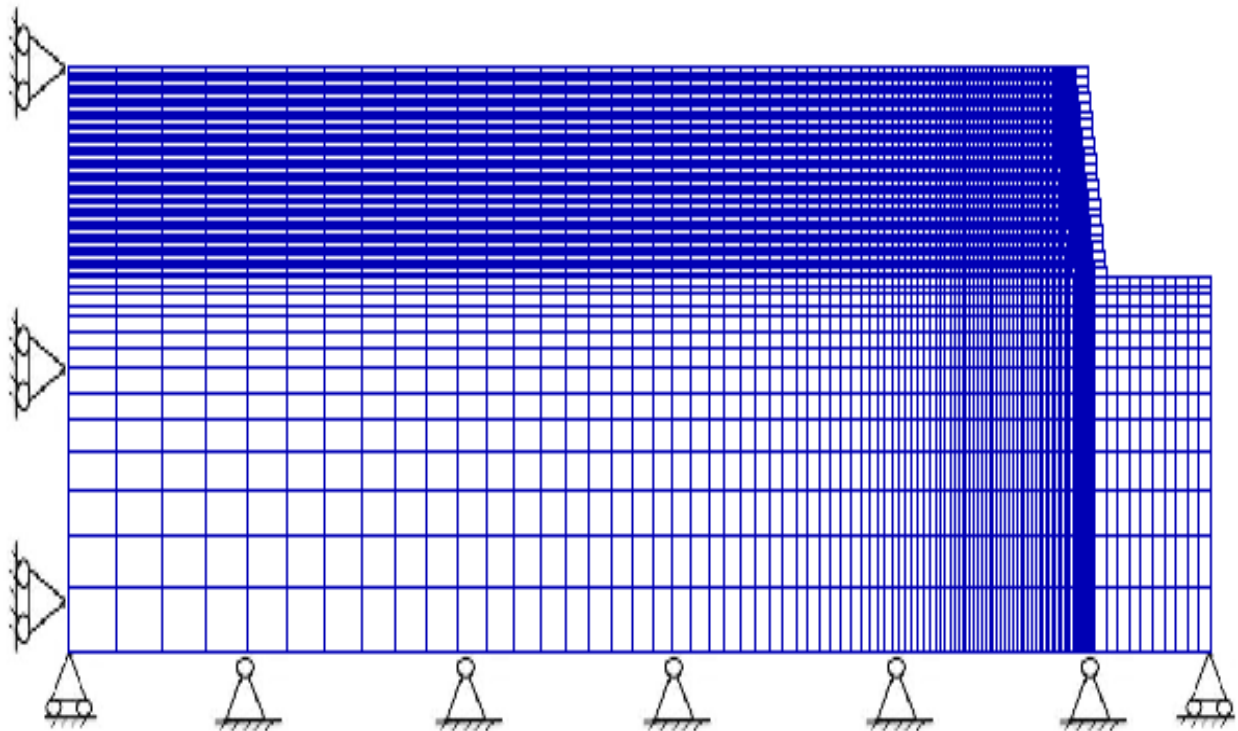


Figure 3- 1 : Le modèle de la validation

### 3-6/ les propriétés du model de la validation

#### 3-6-1/propriétés du sol

Le sol est modélisé comme loi de comportement linéaire élastique parfaitement plastique en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb dans la bibliothèque FLAC. Le comportement élastique est exprimé par la loi d'Hooke généralisée avec : (Module d'Young (E) ou caractérisé par un module volumique (K) et les paramètres plastiques (angle). Dans cette étude nous avons basé sur(  $\psi$ ), la cohésion (c), et angle de dilatance ( $\phi$ de frottement (les études expérimentales de Hatami et Bathurst (2005) afin de choisir les caractéristiques de sol

**3-6-2/propriétés du bloc modulaire**

Les propriétés des blocs modulaires composés le mur ont été attribuées les valeurs présentées dans le tableau (3-1) Les formes primitives quadrilatères à été utilisée pour modéliser ces unités et les dimensions du bloc ont été choisies selon celle disponible dans le marché (300 mm x 200 mm x 150 mm).Le tableau (3-1) nous résume tout ces propriétés

	<b>MUR 6</b>
<b>SOL</b>	
$E$ (MODULE DE YOUNG)MPA	80
$\nu$ COEFICIENT DE POISSON	0.3
$\phi$ ANGLE DE FROTEMENT (DEGRE)	44
$\psi$ ANGLE DE DELITANCE	11
$c$ COHESION	0.2
$\gamma$ POIDS VOLUMIQUE	16.8
<b>ARMATURES</b>	
$j$ REGIDITE	3100
$e$ EPAISSEUR	2
<b>BLOCS MODULAIRES</b>	
$E$ MODUL DE YOUNG	23
$\nu$ COEFICIENT DE POISSON	0.15
$\gamma$ POIDS VOLUMIQUE	23

Tableau 3-1 Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires (Hatami et Bathurst 2005; Bathurst et al. 2006; Huang et al. 2009).

**3-6-3/Les interfaces**

### Chapitre 03 : Le model numérique et l’outil numérique utilisé

Il y a plusieurs cas en géo mécanique dans lesquels il est souhaitable de représenter des plans, sur lesquels le glissement ou la séparation peut se produire. Pour le cas des ouvrages de soutènement le glissement ou la séparation peuvent se produire dans les plans suivant : bloc/bloc, sol/parement, et sol/armature. Au niveaux des codes de calculs au différences finies FLAC

Les interfaces entre des matériaux similaires (bloc-bloc) et matériaux différents (mur-sol) ont été modélisés comme des systèmes à ressort linéaire, avec la résistance au cisaillement d'interface définie par le critère de rupture de Mohr Coulomb (Itasca 2005). Le mouvement relatif de l'interface est contrôlé par les valeurs de rigidité de l'interface dans les directions normales ( $K_n$ ) et tangentielles ( $K_s$ ).

<b>Interface</b>	<b><math>K_n(\frac{MPa}{m})</math></b>	<b><math>K_s(\frac{MPa}{m})</math></b>	<b>Angle de frottement °</b>	<b>Cohésion (Kpa)</b>
<b>Bloc/bloc</b>	<b>1000</b>	<b>40</b>	<b>57</b>	<b>46</b>
<b>Sol/parement</b>	<b>1000</b>	<b>1</b>	<b>44</b>	<b>/</b>
<b>Sol/armature</b>	<b>/</b>	<b>1</b>	<b>44</b>	<b>1000</b>
<b>Pied de parement</b>	<b>1000</b>	<b>40</b>	<b>27</b>	<b>7</b>

Tableau 3-2 : propriétés des interfaces

#### **3-7/ Maillage et conditions aux limites**

Le maillage d'un ouvrage de soutènement est déterminé par les données géométriques du projet et zone de concentration de contraintes. Les aspects suivants doivent être considérés lors de générations du maillage :

Le nombre et la forme d'éléments qui donnent de bons résultats :

### Chapitre 03 : Le model numérique et l'outil numérique utilisé

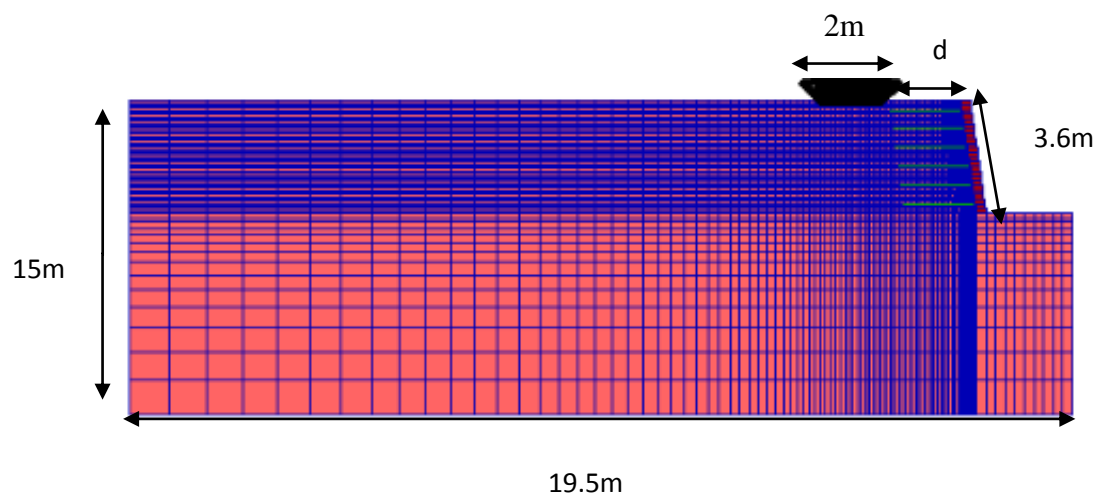
- Les frontières adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.
- Le maillage doit donc satisfaire une description aussi complète que possible de la géométrie, de temps de calcul raisonnables et des résultats acceptables (la vitesse et la précision de calcul). Le maillage adopté pour la simulation dans notre étude. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes
  - Déplacements horizontaux nuls dans le sens x sur les faces latérales du massif de sol.
  - Déplacements verticaux et horizontaux nuls en bas du massif de sol.

#### **3-8/Etude paramétrique**

La taille de ce mur a été modifiée afin de modéliser un mur de soutènement à double parement comme le montre (la figure 3-4-b)

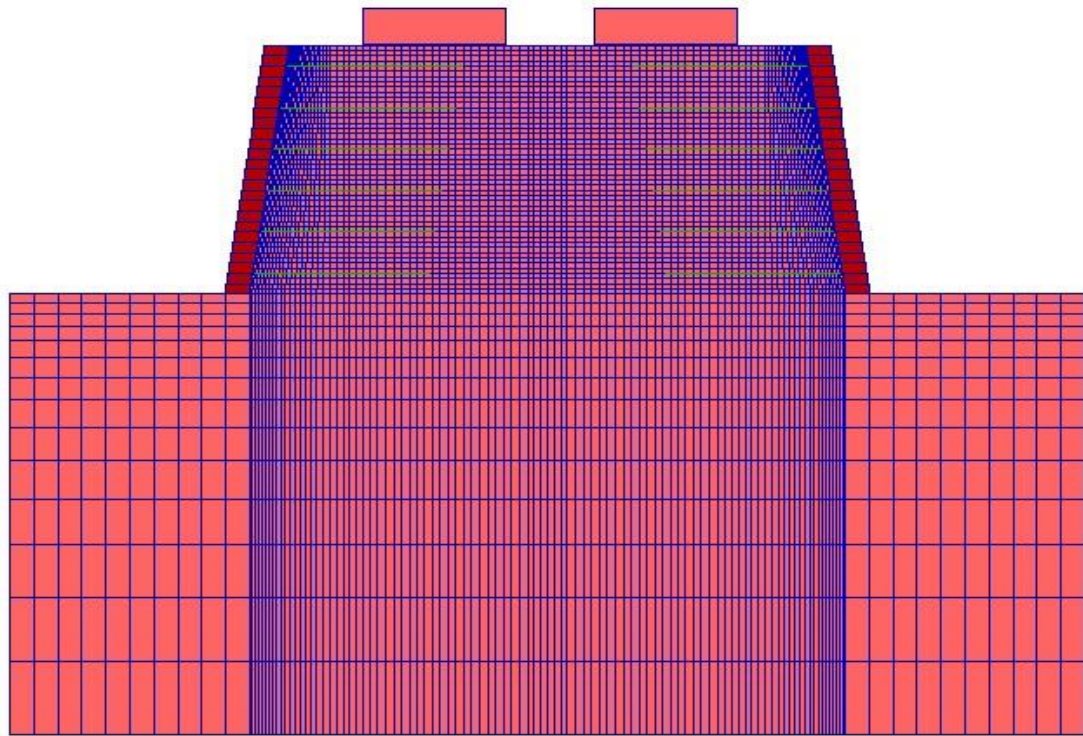
Le mur de base a été aussi utilisé comme référence afin de comparer ses résultats avec ceux de mur à double parement.

Dans cette partie nous avons adopté le type de geosynthétique HUESKER FORTRAC (MP 55/25- 20/30) avec une résistance à la traction ultime 55 kN/m supérieur à la force de traction admissible que nous avons calculé dans l'exemple du chapitre précédant  $T_{al}=41,9$  kN/m, avec un module de Young de 180 MPa.

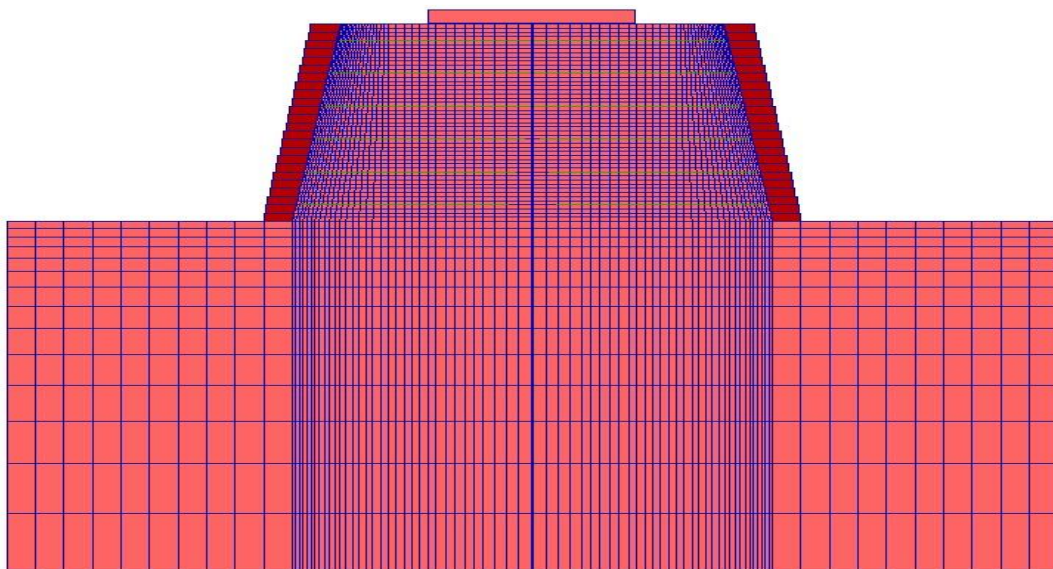


a- Le model de base

le mur a été chargé par deux charges afin de simuler le phénomène d'interférence comme la montre la figure (3-4-b)



b- Cas de deux parement avec deux semelles



c- cas de deux parement avec une seule semelle

Figure 3-4 : présentation du modèle numérique étudié sur le flac

### **3-9/ le chargement**

Les modèles ont été chargés par une contrainte que nous avons adopté pour le dimensionnement de 150 kPa, puis, le modèle a été chargé jusqu’à la rupture afin de calculer sa capacité portante.

Pour simuler une semelle rugueuse et rigide, les déplacements verticaux des nœuds qui discrétisent la semelle sont fixés dans la direction verticale, et la largeur de la semelle est  $D = 2\text{m}$ . Le mouvement progressif du pied induit par la vitesse verticale de  $2 \times 10^{-7}\text{m/pas}$  appliquée aux nœuds de la semelle s'accompagne d'une augmentation des contraintes dans le sol. Enfin, la contrainte au-dessous la semelle se stabilise pour une valeur qui indique une charge limite ; cette charge correspond à la capacité portante.

#### **Conclusion :**

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée comme outil qui permet d'analyse, de comprendre les mécanismes de rupture et de proposer des méthodes simples pour le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles.

Les codes de calcul aux différences finies FLAC/FLAC2D présentés dans ce chapitre, sont adoptés dans le chapitre suivant pour développer des modèles numériques d’ouvrages de soutènement en sol renforcé. Afin de valider ces modèles numériques, leurs résultats sont comparés dans le chapitre suivant avec des résultats expérimentaux adoptés de la littérature.

Les modèles numériques développés sont utilisés pour faire des études paramétriques afin de montrer l’influence des paramètres présentées dans le chapitre précédent, sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcés.

Dans la première partie nous avons présenté le code de calcul FLAC2D qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, de simuler ce type d'ouvrages avec une bonne stabilité numérique.

## Chapitre 04 : Résultats et discussion

### 4-1/Introduction

Comprendre le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé a fait l'objet de très nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques en raison de la complexité du comportement de ce type d'ouvrages. Ces travaux ont été généralement axés sur l'analyse du comportement de ces ouvrages sous l'effet de leur poids propre ou sous un chargement prédéfinie (Hatami and Bathurst 2005); (Hatami and Bathurst 2006) ; Huang et al. 2010 ; Damians et al. 2014), dû à la diversité des mécanismes de rupture qui peuvent se produire et aussi la complexité du comportement des géosynthétique et leur interaction avec le sol. Pour ceci, dans le présent travail de mémoire, les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont aussi analysés jusqu'à la rupture.

Les méthodes de dimensionnement jusqu'à présent surestiment le dimensionnement de ces ouvrages, le code de calcul aux différences finies explicites FLAC et FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) présentés dans le chapitre précédent sont utilisés pour s'approfondir dans la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Dans ce chapitre, un ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur adopté de la littérature est modélisé à l'aide de code de calcul FLAC et FLAC2D. Afin de donner des résultats fiables et permettre d'étendre leur utilisation aux autres études paramétriques, les modèles numériques développés sont validés avec les résultats de l'expérimentation. Cette validation va montrer aussi, que les modèles numériques développés sont capables à reproduire le comportement réel des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

### 4-2/ Validation du modèle numérique développé

Les résultats de modélisation numériques ont été comparés aux résultats numériques expérimentaux de Bathurst et al. 2006 et on a conclu que les résultats de calculs obtenus sont assez proches des résultats de mesures expérimentales sous l'effet du poids propre et aux différents niveaux de chargement

La figure (4-1) représente de la force de connexion geosynthétique/parement en fonction la hauteur. On voit dans cette figure que les résultats obtenus par notre modèle numérique sont en bonne concordance par rapport aux résultats numériques expérimentaux de Bathurst et al. 2006.

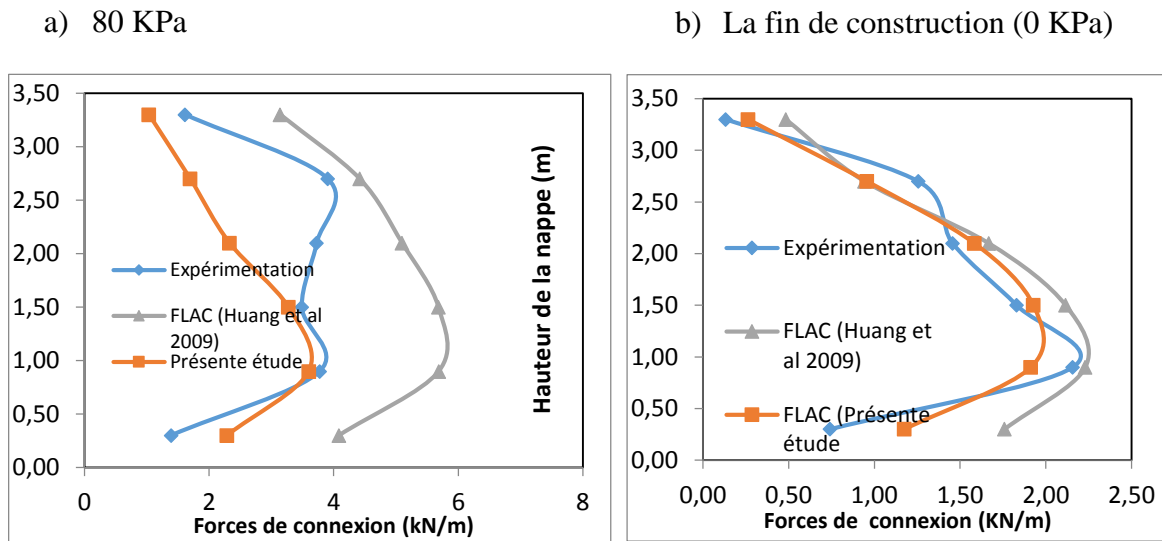


Figure 4-1 : La variation des forces de connexion

La figure (4-2) représente les déplacements en fonction la hauteur. On voit dans cette figure que les résultats obtenus par notre modèle numérique sont en bonne concordance par rapport aux résultats numériques expérimentaux de Bathurst et al. 2006.

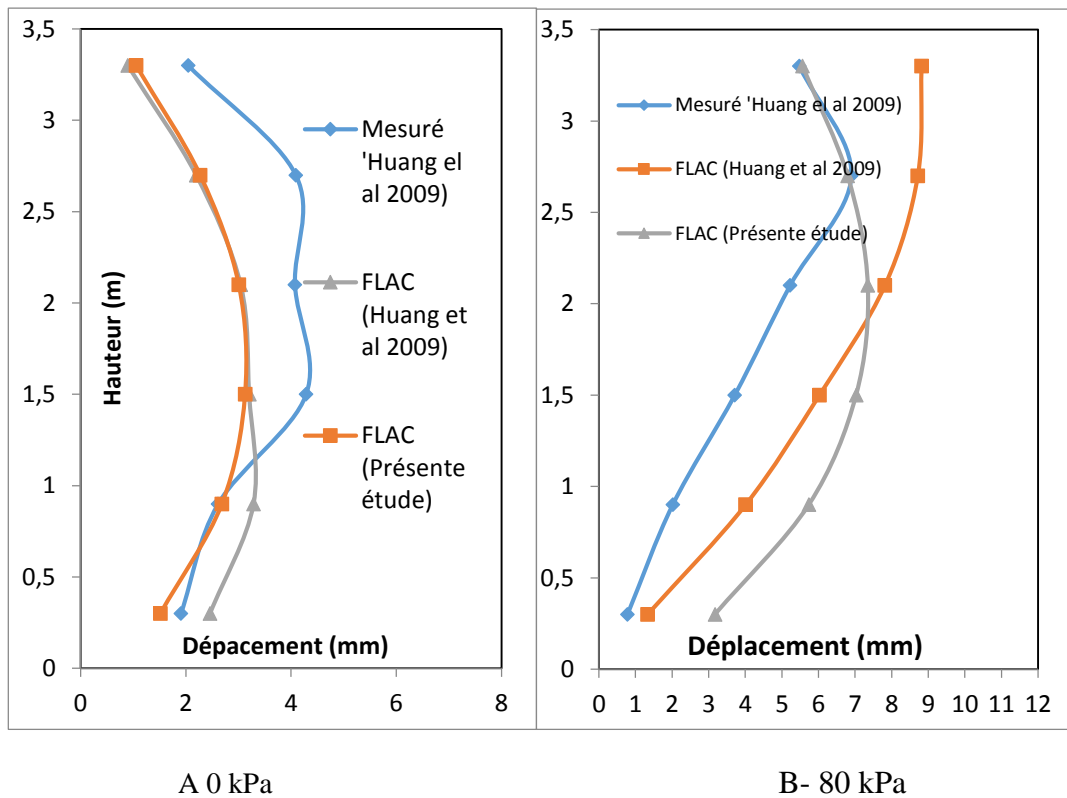


Figure 4-2 : Variation de déplacement

### **4-3/ Etudes paramétriques**

Afin de monter l'influence de la distance semelle-parement, la présence d'un 2<sup>ème</sup> parement et l'effet de l'interférence de deux chargements nous avons réalisé des études paramétriques avec les résultats ci-dessous.

#### **4-3-1/ Effet interférence distance semelle-parement**

La courbe de (la figure 4-3) représente l'évolution de la capacité portante en fonction de du déplacement pour différentes distance semelle-parement  $d$ .

On remarque donc la capacité portante pour la distance de 1 m est égale à 300 kPa supérieure à celle qu'on a adopté pour le dimensionnement 150 kPa, la capacité portante pour la distance de 4 m diminue cela peut être expliquer par la position de la semelle qu'est posée hors des nappes de geosynthétique (voit figure 4-4) ce qui ne contribuât pas l'augmentation des contraintes de confinement à la geosynthétique.

Lorsque on s'éloigne du parement la capacité portante augmente jusqu'à 350 kPa à la distance de 9 m cela est dû à la mobilisation de la charge dans deux sens qui forme le mécanisme de rupture de PRANDLT comme le montre (la figure suivante 4-5).

Ces résultats prouvent aussi être l'un des avantages des ouvrages de soutènement en sol renforcé ; c'est que ce type d'ouvrages peut supporter des déplacements et des chargements importants avant d'atteindre la rupture.

En remarque que pour la distance de 1 m le comportement de la courbe est elastoplastique non linière, par contre à partir de la distance de 9m le comportement de la courbe est élastique parfaitement plastique

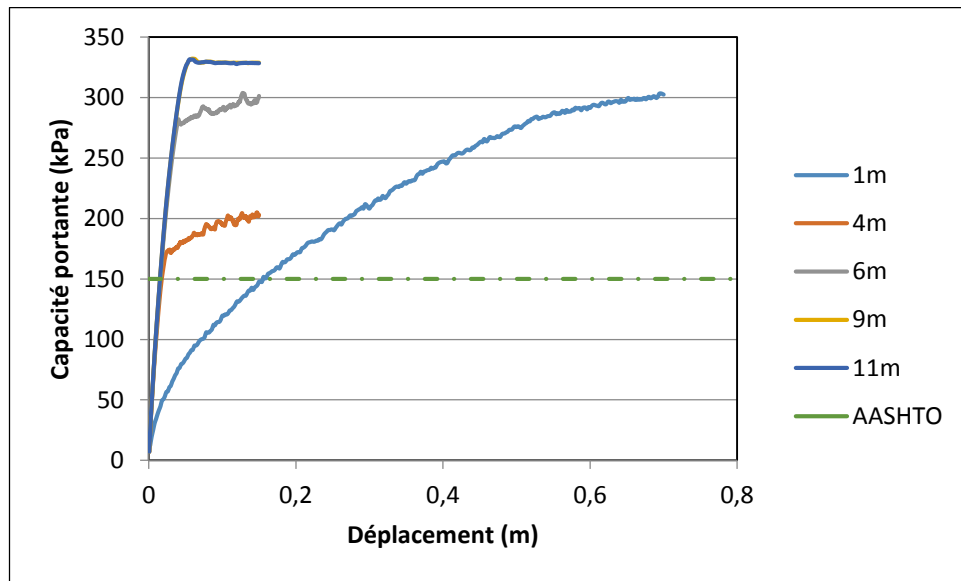


Figure 4-3 : Déplacement en fonction de la capacité portante

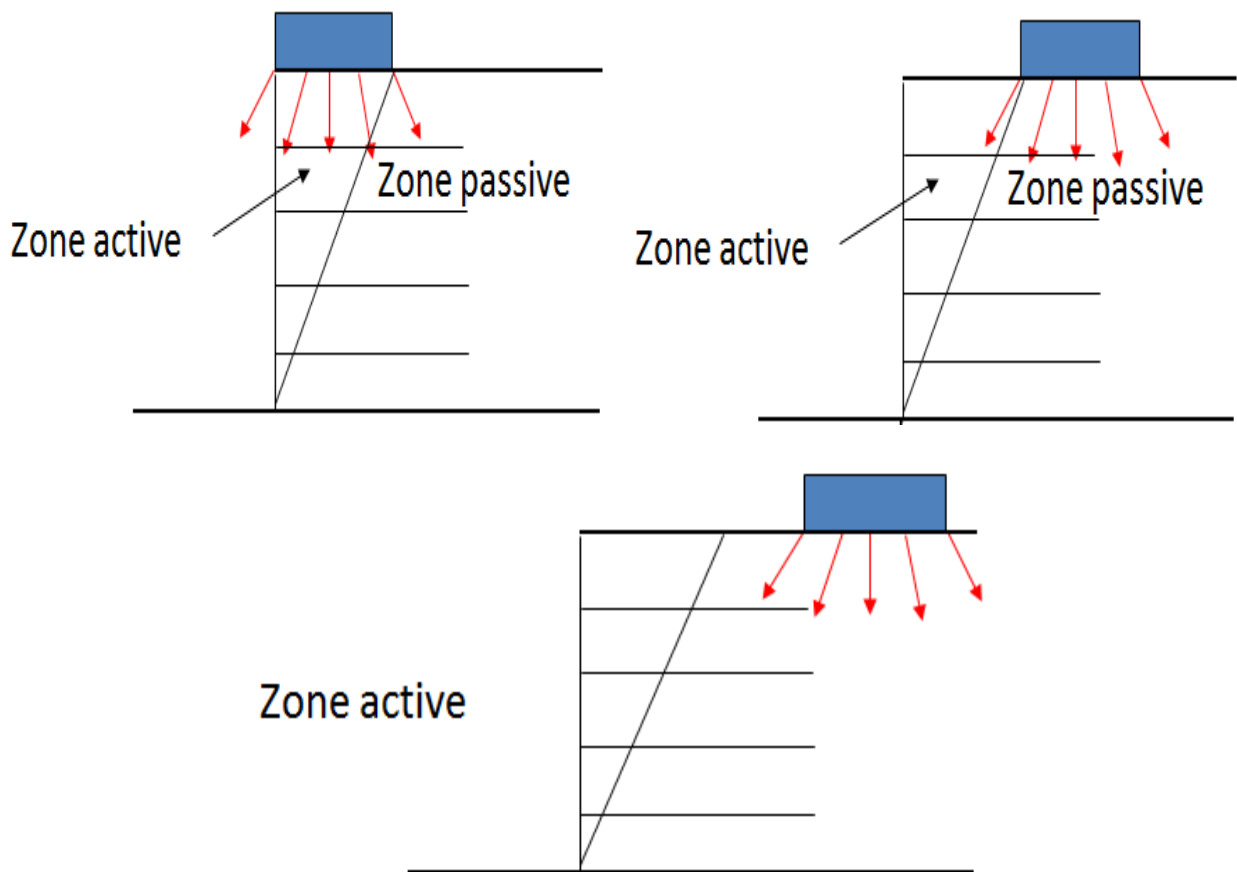
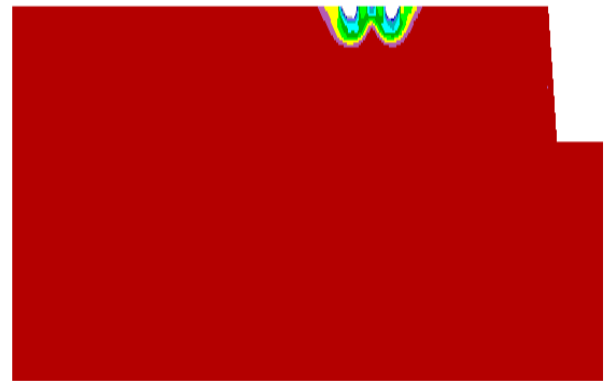


Figure 4-4 : Distance semelle

La figure (4-5) représente le mécanisme de rupture, pour une distance de 1m le mécanisme est circulaire et la charge est mobilisée dans un seul sens par contre pour le mécanisme de rupture reste toujours suivant un seul sens dans la direction du parement jusqu'à la stabilisation de la capacité portante à la distance de 9m où le mécanisme de rupture devient un mécanisme de rupture de PRANDLT et la charge est mobilisée dans les deux sens.



A - pour une distance de 1m



B - pour une distance de 9m



C- pour une distance de 5m

Figure 4-5 : Mécanisme de rupture

#### 4-3-1-1/ L'évolution de la force de traction en fonction de la charge appliquée

La courbe (4-10) représente l'évolution de la force de traction en fonction de la charge.

Distance de **1m** :

La courbe représente la variation de la force de traction en fonction de la charge dans la :

- Nappe 1 on remarque que la force de traction augmente avec l'augmentation de la charge sans se rompre.
- Nappe 2 la force de traction augmente en augmentant la charge jusqu'à la rupture où la charge est de 300kpa et la force de traction est de 55 kN/m

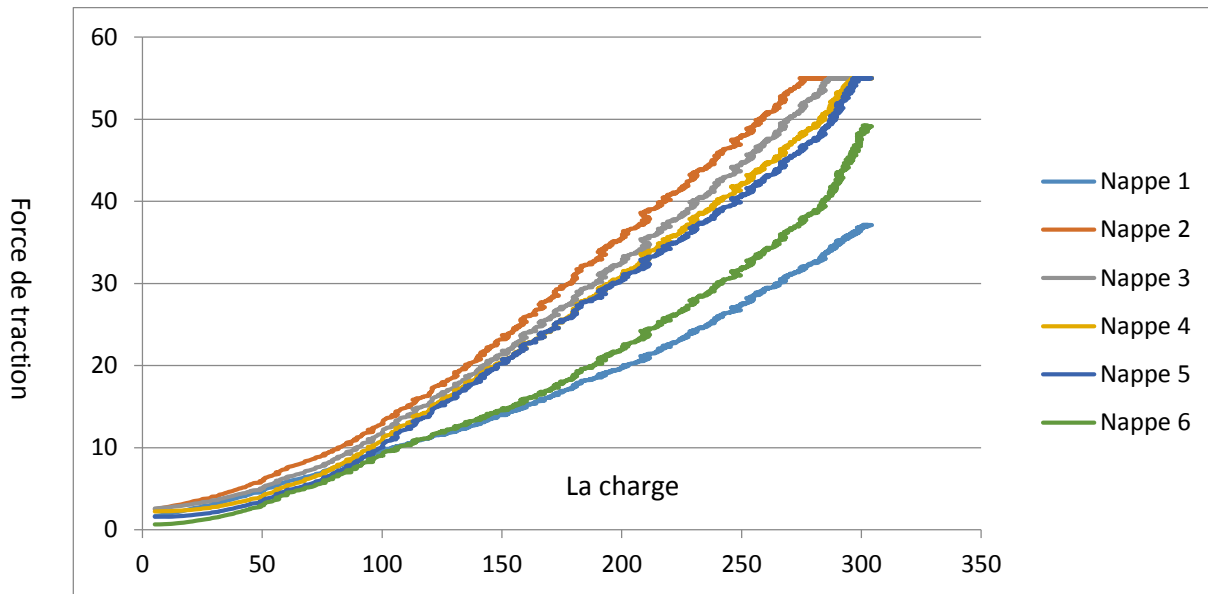
On remarque aussi que la nappe 2 est la première à être arrachée.

- Nappe 3 est la deuxième à être déchirée on remarque que le point de rupture est à 300 kPa avec la valeur de la force de traction de 55 kN/m
- Nappe 4 est la troisième le point de rupture est à 300 kPa avec une force de traction de 55 kN/m
- Nappe 5 est à la quatrième position avec le point de rupture est de 300 kPa.
- Nappe 6 la force de traction augmente avec l'augmentation de la charge sans se rompre.

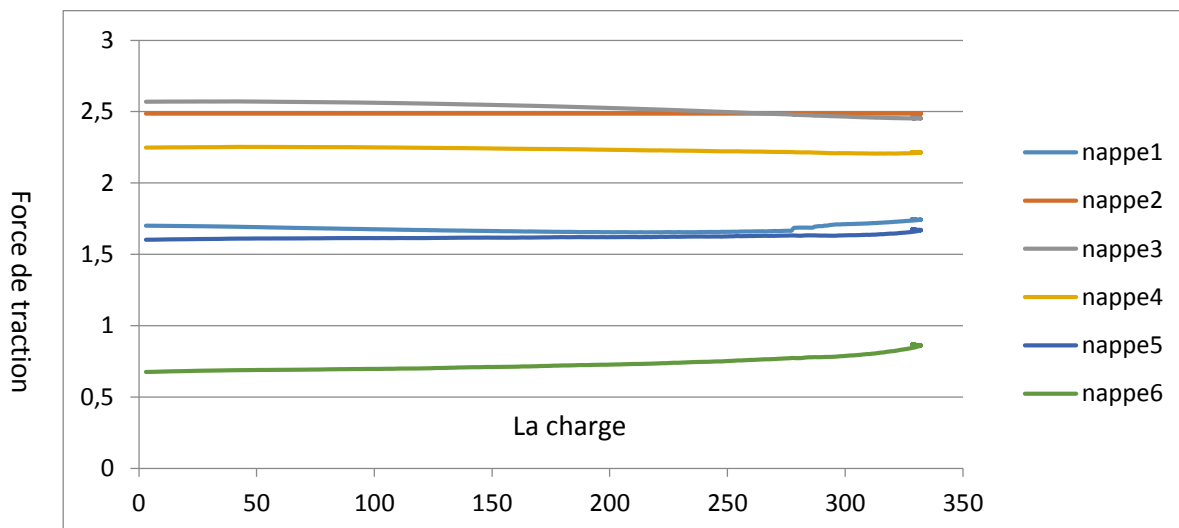
On conclue alors que la rupture se produit au niveau de la deuxième nappe à un tiers de la hauteur de l'ouvrage qui correspond la résultante de la poussée des terres

Distance de **9m** :

Dans cette courbe on remarque que les forces de tractions dans chaque nappe sont très faibles par rapport a la distance de 1m cela signifie que lorsque on s'éloigne du parement la charge n'aura pas d'influence sur les nappes geosynthetique.



a- Pour 1m

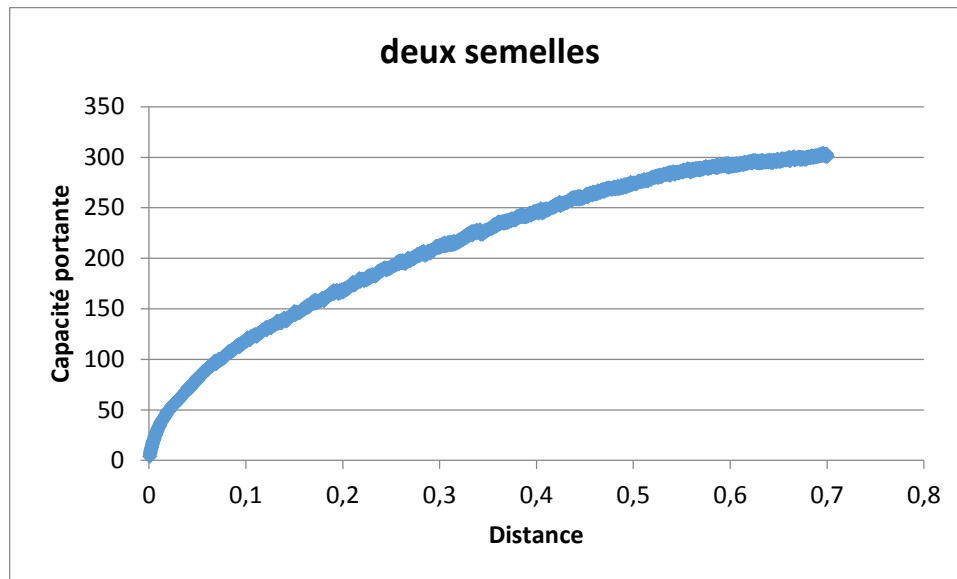


b- Pour 9m

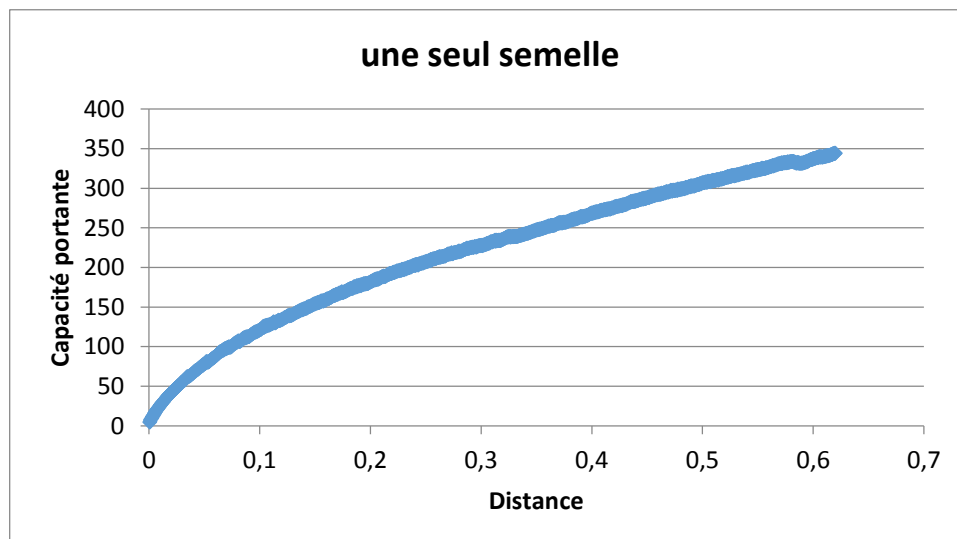
Figure 4-6 : L'évolution de la force de traction selon la charge

#### 4-3-2/ Effet de l'interférence sur un mur à double parement

La figure (4-6) représente l'évolution de la capacité portante en fonction du déplacement  $d$ . On remarque que la capacité portante pour un mur à double parement avec deux semelles semelle égale à la capacité portante pour un seul parement figure (4-3) et que la capacité portante augmente jusqu'à 300kPa. Par contre pour un mur à double parement une seule semelle la capacité portante augmente jusqu'à 350kPa et s'arrête à ce point.



a- Capacité portante pour deux semelles



b- Capacité portante pour une seule semelle à double parement

Figure 4-7 : Capacité portante pour un mur en double parement

La figure (4-7) montre le déplacement du parement sous chargement de 150 kPa. Pour un seul parement et pour un double parement avec deux charges. Les déplacements sont presque identiques par contre pour un double parement avec une seule charge on voit la diminution de déplacement. Cette diminution est due à la diminution de la charge appliquée par la moitié.

On déduit alors que le mur de soutènement à double parement avec deux charges à un même comportement que le mur en un seul parement par contre le mur à double parement avec une seule semelle son comportement est différent.

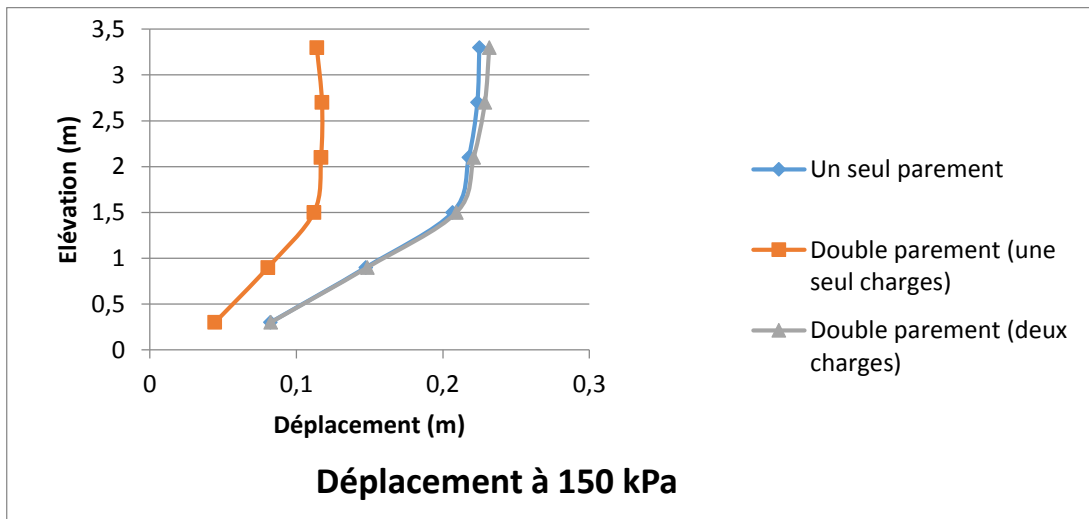


Figure 4-8 : Déplacement latéraux du parement à 150 kPa

Cette figure (4-8) représente la variation du déplacement du parement fonction de la hauteur à la rupture.

On remarque que le déplacement est maximal à un tiers de la hauteur de l'ouvrage.

On remarque pour un seul parement et deux parement avec deux charges leur déplacement est presque identique par contre le déplacement du double parement avec une seule charge on voit une diminution déplacement par rapport aux autres déplacements.

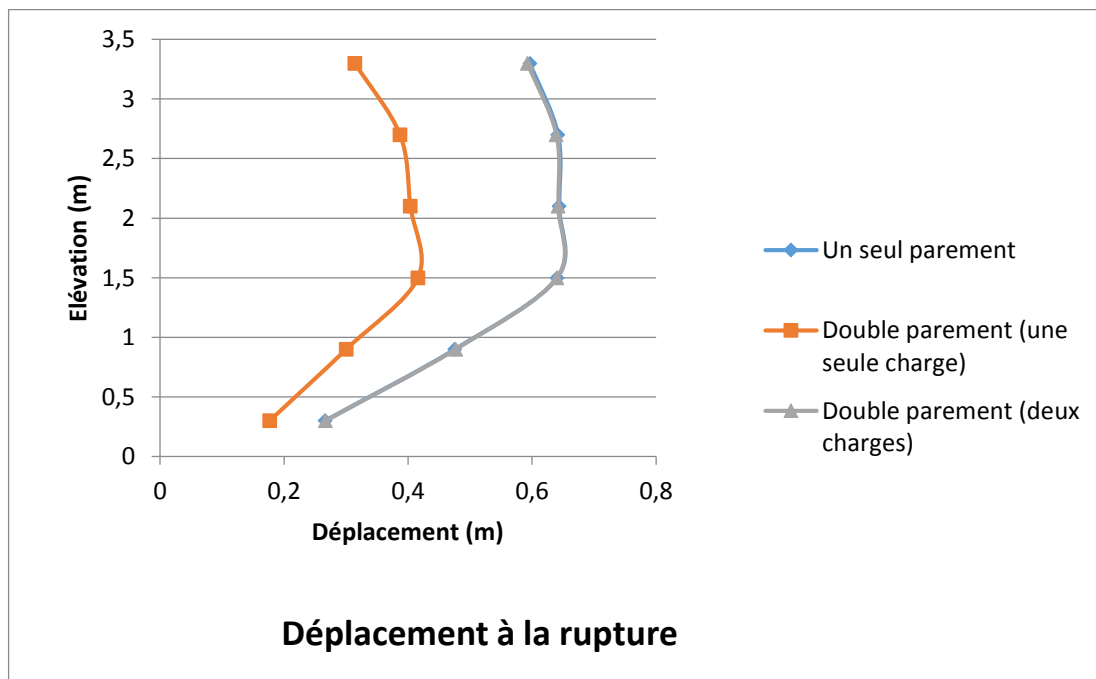


Figure 4-9 : Déplacement du parement latéral à la rupture

#### 4-3-2-1/ Force de traction maximale dans les nappes de renforcement

La Figure (4-9) montre les forces de traction maximales ( $T_{max}$ ), dans les nappes de renforcements. Pour le cas d'un ouvrage de soutènement (ave un chargement de 150 kpa), la force de traction maximale est obtenue à mi-hauteur d'ouvrage. Cependant, après un chargement vertical, la force de traction maximale est aperçue à la nappe supérieure où la contrainte de confinement est importante.

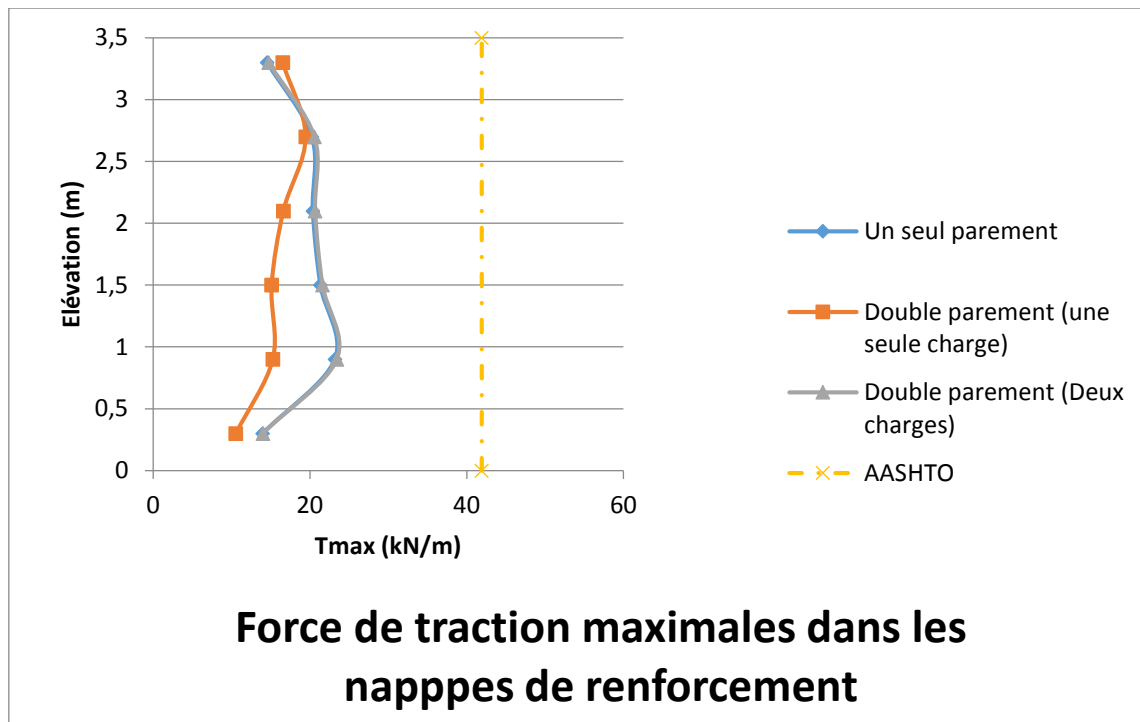


Figure 4-10 : Force de traction maximale dans les nappes de renforcement

#### 4-4 le mécanisme de rupture pour un mur en double parement :

Les figures (4-11) représentent le mécanisme de rupture pour un double parement avec une seule semelle et double semelle respectivement, on remarque donc dans cette figure que Le mur de soutènement à double parement avec deux semelles, les parements se comportent séparément c'est-à-dire chaque parement se comporte seul par contre pour une seule semelle les deux murs se contribuent à supporter les charges.

- **Pour une seule semelle :**

- **Pour deux semelle**

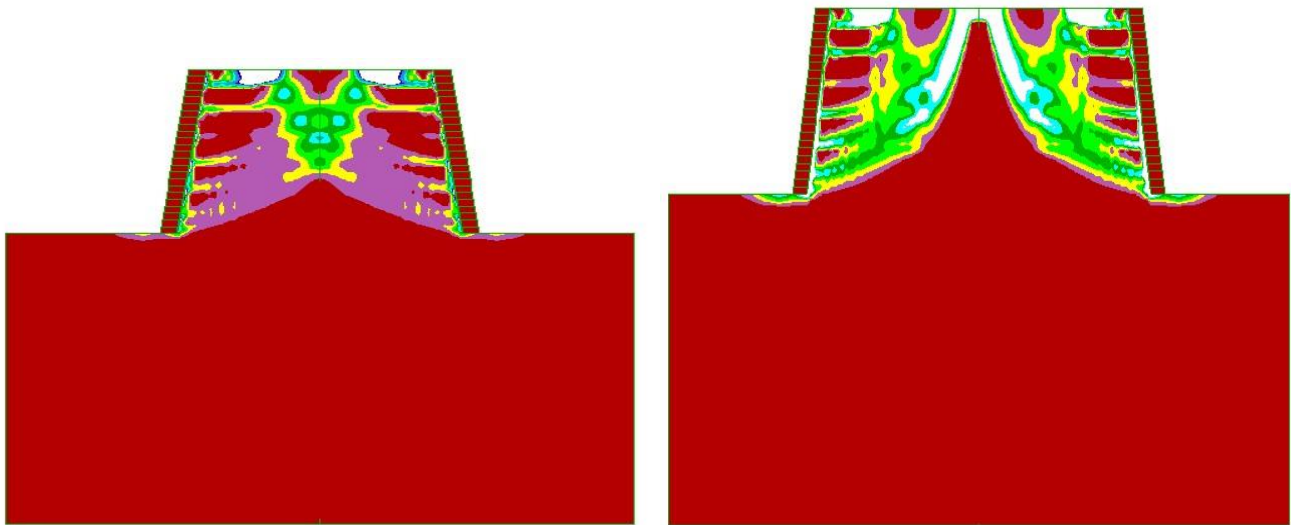


Figure 4-11 : Mécanisme de rupture pour un double parement

#### 4-5/ L'évolution de la force de traction en fonction de la charge pour un double parement avec une seule semelle

Dans la figure (4-12) on remarque les mêmes résultats que le mur de soutènement à un seul parement.

On conclue alors que l'ouvrage avec un seul parement et double parement avec une seule semelle ont un même comportement.

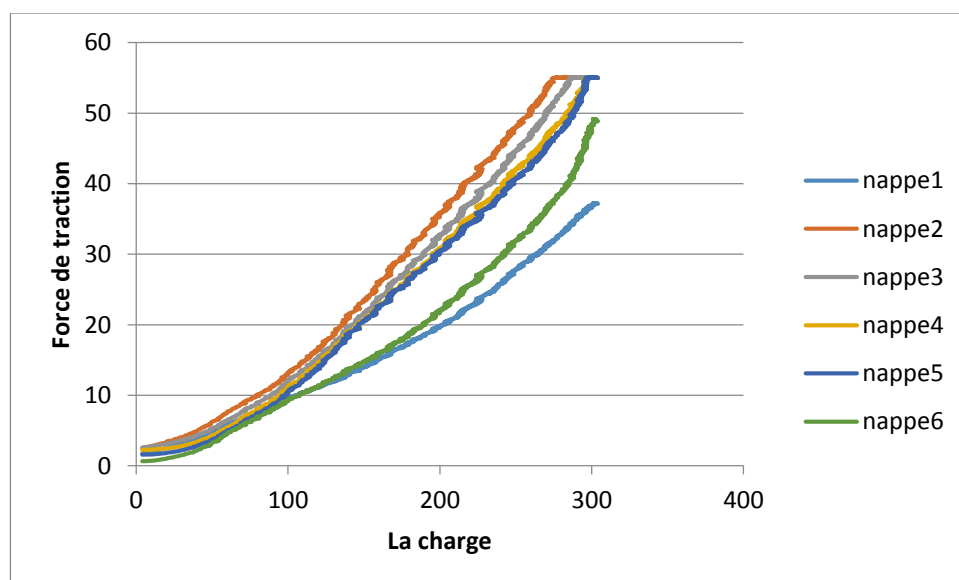


Figure 4-12 : Variation de la force de traction pour un double parement avec une seule semelle

#### 4-6/ L'évolution de la force de traction pour un double parement avec deux semelle

Dans la figure (4-13), on voit que la nappe 5 est la première qui se rompt et que la nappe 1 et 2 et 3 elles ne rompent pas et la force de traction égale 25 kPa et 45 kPa et 45 kPa respectivement

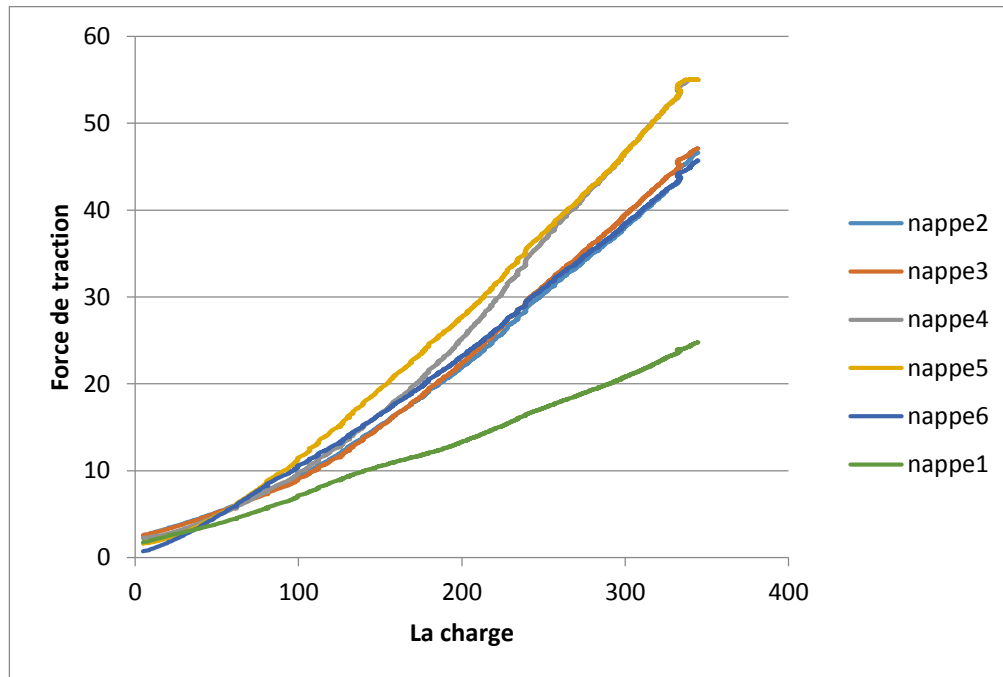


Figure 4-13 : Variation de la force de traction pour un double parement avec deux semelles

#### Conclusion

Les résultats numériques présentés dans ce chapitre ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique.

L'importance de cette étude réside dans le fait que la méthode et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les procédures de la construction réelles sont reproduites, les modèles numériques développés ont été validés par la comparaison des résultats numériques avec ceux de l'expérimentation d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur.

Les études paramétriques ont permis de définir les paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

Les méthodes de dimensionnement ne prennent pas en considération les murs de soutènement à double parement.

Les résultats numériques ont montré que la force de traction diminue en cas de présence du deuxième parement et charge par une seule semelle

Les règlements de dimensionnement sur estiment les ouvrages de sorte double parement avec une semelle chargée

Les murs de soutènement à double parement chargés par deux charges ont le même comportement à ceux des murs de soutènement à un seul parement.

Le mécanisme de rupture des ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend de la distance semelle/parement, lorsque la semelle est posée au-dessus de la zone active le mécanisme de rupture est interne et ailleurs le mécanisme devient externe.

Les résultats de ce chapitre vont servir à alimenter une base de données utile aux ingénieurs, et au développement des méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

## Concussion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement des murs de soutènement à double parement en sol renforcé par géosynthétique. Ce travail a permis d'améliorer la connaissance de système mur-sol-nappe de renforcement et d'analyser l'effet des paramètres des blocs modulaires. et parement

Une recherche bibliographique concernant la connaissance générale des murs de soutènement en sol renforcés par géosynthétique a été présentée.

Le renforcement des sols par géosynthétique dans le cas des murs de soutènement présente beaucoup d'avantages : le coût, rapidité d'exécution, souplesse d'implantation, forte résistance mécanique, l'esthétique et une vaste gamme d'utilisation ....

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

- L'ignorance du deuxième parement
- L'ignorance de l'effet de l'interférence

Afin de montrer le conservatisme des méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, et l'influence de chaque paramètre étudié sur leur comportement, des modèles numériques d'ouvrages de soutènement en sol renforcé ont été développés à l'aide des codes de calcul aux différences finies FLAC. Les modèles numériques ont été validés par rapport aux résultats d'essais expérimentaux en vraie grandeur d'ouvrages de soutènement en sol renforcé réalisés adoptés de la littérature, afin de vérifier leur capacité à prédire le comportement réaliste des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Une série d'études paramétriques ont été menées à l'aide des modèles numériques développés, afin d'étudier l'influence de différents paramètres géométrique et mécanique.

- Le mur de soutènement à double parement l'orque il est chargé par deux charges à le même comportement que celui d'un seul parement
- Les méthodes de calculs surestiment le dimensionnement des murs de soutènements à double parement sous un seul chargement

## **Perspectives :**

- L'étude de l'effet de la présence d'un deuxième parement d'un ouvrage de soutènement en considérant un chargement cyclique
- L'études de l'effet de l'interférence de deux chargements en considérant des nappes de renforcement continue

## Références bibliographiques

Abdelouhab, A., D. Dias, et al. (2011). "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips." Geotextiles and Geomembranes**29**(2): 116-129.

ARAB, R., P. VILLARD, et al. "COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENTS RENFORCÉS PAR DES GEOSYNTHÉTIQUES SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES-EXPERIMENTATION ET MODELISATIONS NUMÉRIQUES."

Biondi, G., M. Maugeri, et al. (2000). Numerical modelling of a geogrid reinforced wall. EUROGEO 2000: PROCEEDINGS OF THE 2ND EUROPEAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE. VOLUME 1: MERCER LECTURE, KEYNOTE LECTURES, GEOTECHNICAL APPLICATIONS.

Cardoso, A. and M. Lopes (1996). The influence of the construction method on the behaviour of geosynthetic reinforced soil walls-a numerical study. Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium Of Earth Reinforcement.

Ehrlich, M. and S. Mirmoradi (2013). "Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls." Geotextiles and Geomembranes**40**: 28-36.

Gotteland, P., J. Gourc, et al. (1997). Geosynthetics reinforced structures as bridge abutments: full scale experimentation and comparison with modelisations. International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Colo.

Guler, E., M. Hamderi, et al. (2007). "Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills." Geosynthetics International**14**(6): 330-345.

## Références bibliographiques

Hatami, K., R. Bathurst, et al. (2001). "Static response of reinforced soil retaining walls with nonuniform reinforcement." International Journal of Geomechanics**1**(4): 477-506.

Hatami, K. and R. J. Bathurst (2005). "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions." Canadian Geotechnical Journal**42**(4): 1066-1085.

Hatami, K. and R. J. Bathurst (2006). "Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering**132**(6): 673-684.

Huang, J., R. L. Parsons, et al. (2011). "Numerical analysis of a laterally loaded shaft constructed within an MSE wall." Geotextiles and Geomembranes**29**(3): 233-241.

Itasca, F. D. (2005). "Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions." Online Manual: 32-46.

Karpurapu, R. and R. J. Bathurst (1995). "Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method." Computers and geotechnics**17**(3): 279-299.

Krishna, A. M. and G. M. Latha (2012). "Modeling the dynamic response of wrap-faced reinforced soil retaining walls." International Journal of Geomechanics**12**(4): 439-450.

Ling, H. I., F. Tatsuoka, et al. (1995). "Simulating performance of GRS-RW by finite-element procedure." Journal of geotechnical engineering**121**(4): 330-340.

Mirmoradi, S. and M. Ehrlich (2017). "Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls." Geotextiles and Geomembranes**45**(1): 67-76.

## Références bibliographiques

Rahmouni, O. (2017). Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géogrid, Université Mohamed Khider-Biskra.

Rahmouni, O., A. Mabrouki, et al. (2016). "A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls." International Journal of Geotechnical Engineering**10**(5): 435-444.

Rowe, R. and S. Ho "1996, Some insights into reinforced wall behaviour based on finite element analysis. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, pp. 485-490."

Vidal, H. (1972). "La terre armée." L'Architecture d'aujourd'hui**1972**(160): 100-103.

Walters, D., T. Allen, et al. (2002). "Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness." Geosynthetics International**9**(5-6): 483-523.

Yang, K.-h. (2009). "Stress distribution within geosynthetic-reinforced soil structures."

Yogarajah, I. and K. Andrawes (1994). Modelling construction effects in polymeric grid reinforced soil walls. Proceedings, 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore.

Yoo, C. and H.-S. Jung (2004). "Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration." Geotextiles and Geomembranes**22**(5): 359-376.

## Références bibliographiques

Yoo, C. and S.-B. Kim (2008). "Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: full-scale load test and 3D finite element analysis." Geotextiles and Geomembranes**26**(6): 460-472.

ZEROUAL, F. (2013). ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUMIS A DES SOLLICITATIONS DYNAMIQUES, Université de Batna 2.