

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Ref :.....



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

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

**Magister en Génie civil**  
**Option : Interaction sol-structure**

**ANALYSE NUMÉRIQUE DES DÉFORMATIONS DES  
CULÉES DE PONT EN SOL RENFORCÉ**

Présenté par :

**FARIK Ali**

Soutenu publiquement le 13/11/2013

**Devant le jury composé de :**

<b>Mr. BELOUNAR Lamine</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Mr. BENMEBAREK Sadok</b>	<b>Professeur</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Mme. BENMEBAREK Naima</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Mr. TATI Abdelouahab</b>	<b>Maître de Conférences (A)</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Biskra</b>

## ***Remerciements***

*Je remercie en premier lieu mon Dieu qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en Post-graduation.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien.*

*Je tiens à adresser mes sincères remerciements et mon grand respect à mon promoteur Monsieur le Professeur Benmebarek Sadok. Sa disponibilité, son savoir, ses conseils judicieux, ses commentaires et ses corrections ont rendu possible la réalisation de ce mémoire.*

*Je tiens particulièrement à remercier Monsieur le Professeur Belounar Lamine d'avoir accepté la présidence du jury de ce mémoire.*

*Je remercie également Madame Benmebarek Naima, Professeur à l'université de Biskra, et Monsieur Tati Abdelouahab, Maître de Conférences (A) à l'université de Biskra, qui voulu accepter de participer au jury de mon mémoire.*

*Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants et tout personnel du département et laboratoire de recherche de Génie Civil de l'université de Biskra.*

*Je remercie enfin Toute ma famille, mes frères et sœurs et mes amis pour leurs encouragements et leur soutien.*

# RÉSUMÉ

Les structures en sol renforcé par des armatures métalliques ou armatures synthétiques non corrodables constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Leur utilisation comme structure porteuse, notamment pour les culées de ponts, tend à se développer dans de nombreux pays. Attiré par les performances des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, le présent travail s'intéresse à la sensibilité des déformations des murs de soutènement et culées porteuses en sol renforcé aux modèles de comportement du sol. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis2D 8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis. L'analyse s'applique à un cas réel en l'occurrence le pont de Founders/Meadows (Etats-Unis). Les résultats obtenus sont comparés aux mesures expérimentales de cet ouvrage réel et aux résultats d'une autre étude numérique par différences finies (FLAC 2D) précédente menée sur le même projet. L'impact de modèle de comportement du sol, ainsi que l'influence de plusieurs paramètres sur les déformations des culées porteuses en sol renforcé ont été mis en évidence dans cette étude numérique.

**Mots clés** : Géosynthétique, modélisation numérique, sol renforcé, culée, comportement, plasticité.

# ABSTRACT

The reinforced soil structures metallic strips or non-corrodible synthetic straps constitute currently an interesting solution .Their use as structure, particularly for bridge abutments, tends to grow in many countries. Attracted by the performances of the geosynthetics reinforced retaining structures, this work is interested in the sensitivity of the deformation of retaining walls and reinforced soil abutments to Soil Constitutive Models. The study is performed using the finite element code Plaxis2D 8.2. The analysis applies to a real case (bridge Founders / Meadows in United States). The results are compared with experimental measurements of this real experience and results of another numerical study by using the finite difference method (FLAC2D) conducted on the same project. The impact of Soil Constitutive Model and the influence of several parameters on the deformation of reinforced soil abutments have been highlighted in this numerical study.

**Key words:** Geosynthetic, numerical modeling, reinforced soil, bridge abutments, behavior, plasticity.

## ملخص

يشكل استخدام الهياكل الترابية المسلحة بتسليح معدني أو تسليح من الجيوسانتيك غير قابل للتآكل حلا اقتصاديا مهما، ولا سيما بالنسبة لركائز الجسور، حيث أن استخدامها يميل إلى النمو في العديد من البلدان. وللجاذبية الفعالة للمنشآت الاستنادية الترابية المسلحة بالجيوسانتيك، فإن هذا البحث سيركز على حساسية تشوه الجدران الاستنادية و ركائز الجسور الترابية المسلحة بنماذج سلوك التربة. تم تنفيذ هذه الدراسة باستخدام برنامج البلاكسيس (Plaxis2D 8.2)، الذي يعتمد على التحليل بطريقة العناصر المحددة. التحليل يعتمد على حالة حقيقية و هي جسر Founders / Meadows (الولايات المتحدة الأمريكية). تمت مقارنة النتائج مع القياسات التجريبية للمشروع ونتائج دراسة رقمية سابقة اعتمدت على طريقة الفروق المحدودة (FLAC 2D) أجريت على نفس المشروع. وقد سلط الضوء في هذه الدراسة الرقمية على تأثير نموذج سلوك التربة وتأثير العديد من العناصر الأخرى على تشوه ركائز الجسور.

**الكلمات المفتاحية :** الجيوسانتيك، النموذج الرقمي، التربة المسلحة، ركائز الجسور، السلوك، اللدونة.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
----------------------------	---

### **PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

#### **CHAPITRE 1**

#### **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATERIAUX DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE**

1.1. HISTORIQUE DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ.....	3
1.2. TYPES DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT .....	5
1.3. LES OUVRAGES EN REMBLAI RENFORCÉ.....	8
1.3.1. Les différents types des parements .....	8
1.3.1.1. Panneaux de pleine hauteur .....	8
1.3.1.2. Panneaux de hauteur partielle .....	9
1.3.1.3. Parement cellulaire .....	10
1.3.1.4. Parements semi-elliptiques en acier .....	11
1.3.1.5. Parement treillis soudé en acier.....	11
1.3.1.6. Parement face enveloppée .....	12
1.3.1.7. Parement forme de gabions .....	13
1.3.1.8. Parement en pneus.....	13
1.3.2. Types de renforcement .....	14
1.3.2.1. Renforcements métalliques .....	14
1.3.2.2. Renforcements géosynthétiques .....	15
1.4. LA TERRE ARMEE .....	17
1.4.1. Principe de fonctionnement .....	17
1.4.2. Les éléments de la Terre Armée .....	18
1.4.2.1. Le remblai .....	18
1.4.2.2. Les éléments de renforcement.....	20
1.4.2.3. Le parement.....	22
1.4.2.4. Les éléments secondaires .....	23
1.4.3. Procédé de construction.....	24
1.4.4. Domaine d'emploi .....	25

1.4.4.1	Routes et autoroutes .....	25
1.4.4.2	Ouvrages hydrauliques .....	25
1.4.4.3	Ouvrages ferroviaires .....	26
1.4.4.4	Ouvrages industriels et de protection .....	26
1.5.	QUELQUES REALISATIONS DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ EN ALGERIE.....	29
1.6.	CONCLUSION .....	32

## **CHAPITRE 2**

### **METHODES DE CALCUL DES SOUTÈNEMENTS EN SOLS RENFORCÉS**

2.1.	INTRODUCTION.....	33
2.2.	PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT .....	33
2.2.1.	Fonctionnement interne .....	33
2.2.2.	Fonctionnement externe.....	35
2.3.	Modes de rupture.....	36
2.3.1.	Ruptures dues à la Stabilité externe .....	36
2.3.2.	Ruptures dues à la Stabilité interne.....	37
2.3.3.	Ruptures dues à la Stabilité du parement.....	37
2.4.	PRINCIPES DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ .....	38
2.5.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES (PRÉDIMENSIONNEMENT) .....	38
2.5.1.	Fiche.....	38
2.5.2.	Longueur des lits de renforcement.....	39
2.5.3.	Espacement des lits de renforcement.....	39
2.5.4.	Sommiers d'appui .....	40
2.6.	DIMENSIONNEMENT DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ .....	41
2.6.1.	Selon les Normes Françaises « NF ».....	41
2.6.1.1.	Comportement des massifs de culée en sol renforcé .....	41
2.6.1.2.	Stabilité externe .....	42
2.6.1.3.	Stabilité interne .....	47
2.6.2.	Dimensionnement des culées en sol renforcés selon les Normes Américaines « AASHTO ».....	55
2.6.2.1.	Stabilité externe .....	56
2.6.2.2.	Stabilité interne.....	57

---

2.6.2.3.	Stabilité du Sommier .....	61
2.6.2.4.	Stabilité globale .....	61
2.7.	DEFORMATIONS DE MUR EN SOL RENFORCE .....	61
2.7.1.	Les Facteurs qui influencent les déformations du mur en sol renforcé .....	61
2.7.1.1.	Facteurs externes de déformation .....	61
2.7.1.2.	Facteurs internes de déformation.....	62
2.7.2.	Estimation de la déformation maximale .....	64
2.7.2.1.	Méthode de FHWA (Christopher et al, 1989) .....	64
2.7.2.2.	Méthode de Geoservices (Giroud, 1989).....	65
2.7.2.3.	Méthode de CTI (Wu, 1994) .....	66
2.7.2.4.	Méthode de Jewell-Milligan .....	67
2.7.2.5.	Méthode de Jewell-Milligan modifié .....	71
2.7.3.	Données des normes et règlements concernant les déplacements tolérables des culées des ponts en sol renforcé .....	72
2.8.	CONCLUSION .....	74

## **PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE**

### **CHAPITRE 3**

#### **PRESENTATION D'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE**

3.1.	INTRODUCTION.....	76
3.2.	APERÇU DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS .....	76
3.2.1.	Historique.....	76
3.2.2.	Concepts de base.....	76
3.2.3.	Calculs par la MEF .....	77
3.3.	PRESENTATION DU LOGICIEL .....	78
3.3.1.	Les points forts de Plaxis .....	79
3.3.2.	Les sous-programmes de Plaxis.....	79
3.3.3.	La démarche de modélisation avec Plaxis .....	80
3.4.	Modèles de comportement de Plaxis.....	82
3.4.1	Comportement élastoplastique.....	83
3.4.2	Modèle élastique linéaire .....	84
3.4.3	Modèle de Mohr-Coulomb .....	85
3.4.4	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM).....	89

---

3.4.5	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M).....	91
3.4.6	Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model, SSCM) .....	93
3.4.7	Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model).....	95
3.4.8	Modèle défini par l'utilisateur .....	95
3.5.	MODELISATION DES COMPOSANTS DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ PAR PLAXIS.....	96
3.5.1	Modélisation de Sol .....	96
3.5.2	Les géogrilles .....	96
3.5.3	Les blocs en béton.....	97
3.5.4	Modélisation de la Semelle du pont.....	98
3.5.5	Modélisation de longrine de mise à niveau (Leveling Pad).....	98
3.5.6	Les interfaces .....	98
3.6.	CONCLUSION .....	100

## CHAPITRE 4

### ÉTUDE NUMÉRIQUE D'UNE CULÉE DE PONT EN SOL RENFORCÉ

4.1.	INTRODUCTION.....	102
4.2.	PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE .....	103
4.2.1.	Géométrie de l'ouvrage.....	103
4.2.2.	Phasage de construction .....	105
4.2.3.	L'instrumentation d'ouvrage .....	106
4.3.	SIMULATION NUMÉRIQUE DE L'EXPÉRIMENTATION .....	109
4.3.1.	Géométrie.....	109
4.3.2.	Matériaux constitutifs .....	110
4.3.2.1.	Le sol .....	110
4.3.2.2.	Les blocs en béton .....	110
4.3.2.3.	La semelle et le mur en béton armé de la culée de pont.....	111
4.3.2.4.	les géogrilles .....	112
4.3.3.	Conditions aux limites .....	112
4.3.4.	Phasage de construction .....	112
4.4.	PRÉSENTATION DES RESULTATS DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE .....	113
4.4.1.	Déplacement horizontal .....	114
4.4.2.	Contraintes verticales dans le massif renforcé.....	117

---

4.4.3.	Répartition des efforts de tractions le long des différents lits des renforcements	120
4.4.4.	Synthèse sur la validation de modèle de référence .....	120
4.5.	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE .....	121
4.5.1.	Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle de Mohr-Coulomb . .....	121
4.5.1.1.	Effet de la variation de module élastique de remblai .....	121
4.5.1.2.	Effet de la variation de Coefficient de Poisson .....	123
4.5.1.3.	Effet de la variation de la cohésion du remblai .....	124
4.5.1.4.	Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai.....	125
4.5.1.5.	Effet de la variation de l'angle de dilatance du remblai .....	125
4.5.1.6.	Effet de la variation de l'interface .....	126
4.5.2.	Effet du modèle de comportement du sol .....	127
4.5.3.	Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle HSM.....	133
4.5.3.1.	Effet de la variation des modules ( $E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}, E_{oed}^{ref}$ ) .....	133
4.5.3.2.	Effet de la variation de coefficient à la rupture .....	134
4.5.3.3.	Effet de la variation de Puissance.....	135
4.5.3.4.	Effet de la variation de coefficient de poisson en décharge-recharge .....	136
4.5.3.5.	Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai.....	137
4.5.3.6.	Effet de la variation de l'angle de dilatance du remblai .....	138
4.5.3.7.	Effet de la variation de la cohésion du remblai .....	138
4.5.3.8.	Effet de la variation du coefficient réducteur de l'interface .....	139
4.5.4.	Influence de compactage du remblai renforcé .....	140
4.5.5.	Effet de la variation de rigidité de parement.....	142
4.5.5.1.	Effet de la variation de rigidité de parement pour Modèle de Mohr-Coulomb.. .....	143
4.5.5.2.	Effet de la variation de rigidité de parement pour modèle Hardening Soil Model .....	143
4.6.	CONCLUSIONS .....	144
	CONCLUSION GÉNÉRALE .....	146
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis l'invention du mur en Terre Armée par Henri Vidal en 1963, qui a publié en 1963 un document regroupant l'ensemble de ses réflexions sur le sujet, et la construction d'un premier mur de soutènement en terre armée expérimental à Pragnières (France) en 1965, plus de 50000 ouvrages en terre armée ont été construits dans le monde (Chau, 2010). La terre armée constitue l'un des apports majeurs dans le domaine du génie civil au XXème, dans des domaines variés tels que les remblais routiers, les culées de ponts, les quais maritimes et fluviaux, les barrages, etc.

La connaissance des déformations propres de ces ouvrages subies pendant sa vie, est essentielle. Il faut tout d'abord s'assurer que le sol est capable de supporter les charges sans déformations excessives, et aussi que ces déformations restent acceptables.

Dans un premier temps, les mouvements des ouvrages en Terre Armée sont estimés par des méthodes empiriques, analytiques ou encore numériques. Compte tenu de leur capacité d'intégrer la complexité de la géométrie, le comportement du sol ou encore les phasages de construction, les méthodes numériques deviennent de plus en plus indispensables en phase de dimensionnement.

La modélisation numérique des ouvrages en Terre Armée a débuté dès les années 1970 par des modèles simplifiés et sur des murs renforcés par des renforcements métalliques inextensibles. Les premières modélisations ont été consacrées à la reproduction des résultats expérimentaux. Puis, l'évolution des méthodes numériques au fil des années a permis d'effectuer 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.

Une modélisation numérique précise des ouvrages en sol renforcés par armatures métalliques ou synthétiques permettra une meilleure compréhension de leur comportement. Cette modélisation précise de l'ouvrage entier requiert tout d'abord, de choisir une loi de comportement qui prend en considération les différents phénomènes qui se produisent au sein des massifs renforcés et Ainsi que de déterminer correctement les paramètres du modèle qui caractérisent le comportement du sol. À cet effet, nous nous sommes proposé dans le cadre de ce travail d'étudier la sensibilité des déformations des murs de soutènement et culées porteuses en sol renforcé aux modèles de comportement du sol.

La modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Dans le cadre de ce mémoire, l'étude se limite au cas statique.

Ce mémoire est composé de quatre chapitres regroupés en deux parties.

Dans la première partie, l'étude bibliographique présente les différents éléments bibliographiques des ouvrages en remblais renforcés et comporte deux chapitres distincts :

Le premier contient des éléments bibliographiques sur les ouvrages en remblais renforcés par des inclusions, l'historique de leur développement, leur mode de construction, principaux composants (remblai, renforcement et système de parement).

Le deuxième chapitre présente les méthodes de calcul à la rupture des soutènements et culées porteuses en sol renforcé, avec une formulation détaillée sur deux normes récentes (françaises et américaines). A la fin de ce chapitre, on présentera quelques méthodes proposées pour l'estimation des déformations latérales des ouvrages en remblais renforcés, ainsi que les principales recherches menées sur les déformations et valeurs limites des déplacements proposées dans plusieurs normes dans le monde pour ces ouvrages.

La deuxième partie concerne l'outil numérique et les études numériques effectuées et rassemble deux chapitres :

Le chapitre 3 présente de manière succincte le code de calcul utilisé dans ce mémoire, et notamment les modèles de comportement mis en œuvre dans plaxis.

Le chapitre 4 est consacré à la modélisation numérique. Il porte sur la modélisation de la culée porteuse du pont de Founders/Meadows à Colorado (États-Unis). Ce chantier présente les conditions nécessaires à l'application des modèles implémentés dans ce mémoire. Il a donc été retenu comme projet support pour notre étude. Après une présentation générale du projet, des instrumentations mises en place afin d'assurer le suivi des mouvements du mur de la culée seront présentées. Enfin, on s'intéresse à la modélisation numérique de la culée porteuse du pont de Founders/Meadows à l'aide des différents modèles de comportement. L'impact des différents modèles pour représenter le remblai renforcé (modèle de Mohr-Coulomb et modèle HSM (Hardening Soil Model)), sensibilité de la déformation des culées aux paramètres du modèle de comportement, l'effet des paramètres de l'interface sol/géogrid, de compactage, de rigidité des parement sont évalués et discutés. Ce chapitre présente aussi une comparaison entre nos résultats des simulations numériques avec les résultats des mesures expérimentales et les résultats de calculs ont été effectués par Fakharian et Attar (2007) avec Flac2D (code de calcul aux différences finies).

# **PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## **CHAPITRE 1**

### **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATERIAUX DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT EN SOL RENFORCE**

#### **1.1. HISTORIQUE DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ**

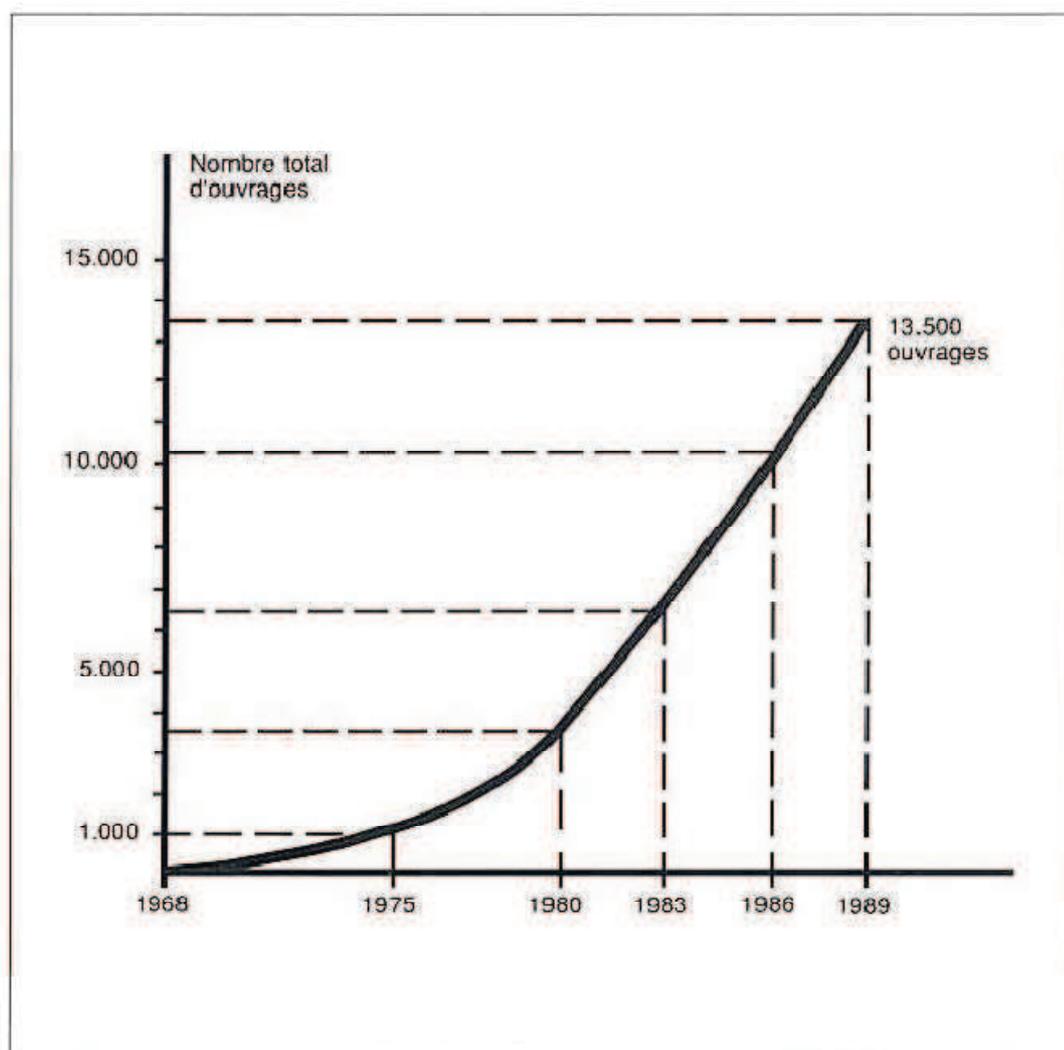
La technique de Terre Armée, inventée par Henri Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Tropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée...

Et après son invention, la technique de Terre Armée a connu un large développement depuis quelques années dans le domaine du génie civil et une progression énorme (Figure 1.1.).

Le développement de la technique sol renforcé a été marqué par les chronologies suivantes :

- L'invention de la terre armée par Henri Vidal (1963) ;
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé a été construit dans Pragnières (France), le parement est métallique, les armatures sont des plats en acier lisse (1965) ;
- Le premier groupe de structures en sol renforcé a été construit sur la route de Roquebrune-Menton (1968-1969). Dix murs de soutènement sur des pentes instables totalisant un secteur de revêtement de 5500 m<sup>2</sup> ont été construits ;
- L'invention de parement avec écailles en béton (1971). Actuellement, la plupart des structures sont réalisées avec ce type de revêtement ;
- L'utilisation des géotextiles dans le renforcement de sol a commencé en 1971 en France après que leur effet bénéfique ait été noté dans la construction des remblais au-dessus des sols à faible portance ;
- La première culée de pont en route (14m haut) a été construite en Thionville (1972) (James, 1987) ;
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé avec l'utilisation des bandes métalliques comme des renforts était construit en 1972 aux Etats-Unis dans le San Gabriel au sud de Californie (Mitchell et Christopher, 1990) ;
- Stabilisation des pentes ferroviaires par des soutènements en sol renforcé fait par l'administration française de chemin de fer (1973) ;

- Mise au point des armatures HA (haute adhérence) galvanisées (1976) ;
- La stabilisation des pentes de route a été accomplie en France (1974) et en Californie aux États-Unis (1977) ;
- En 1978, il y avait dans le monde environ 2000 ouvrages en terre armée ont été construits, dont à peu près la moitié en France (Chau, 2010) ;
- introduction de témoins de durabilité, qui sont des échantillons d'armatures sont placés dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion (1979) ;
- En 2004, suite au recensement effectué sur les routes nationales, on a relevé 528 ouvrages en terre armée en France métropolitaine.



Evolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en Terre Armée.

**Figure 1.1.** Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en terre armée de 1968 à 1989 (Malorie, 2005).

On estime aujourd'hui à plus de 50 000 le nombre d'ouvrages en terre armée dans le monde (soit 40 000 000 m<sup>2</sup>), dont plus de 10 000 culées de ponts (d'après la statistique en 2009 de la Société Terre Armée), et la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est révélée très efficace.

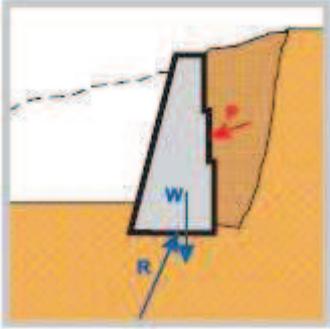
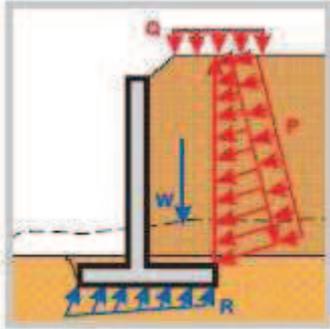
## 1.2. TYPES DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

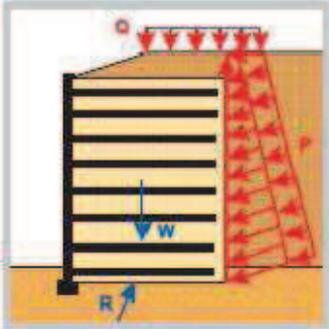
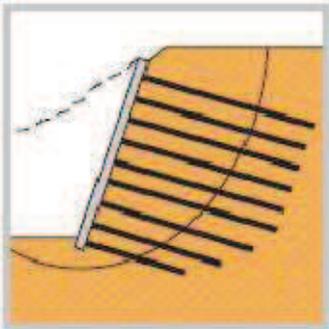
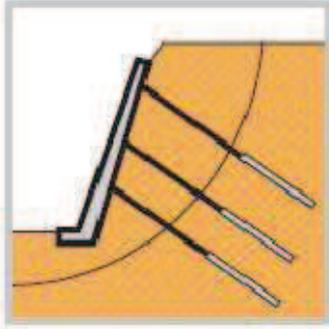
Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

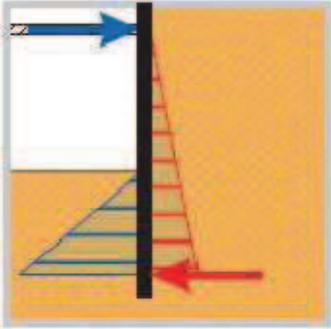
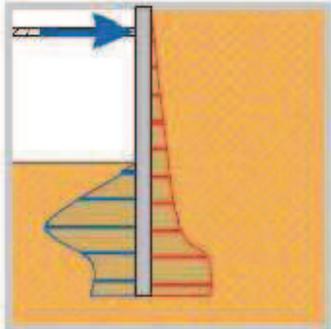
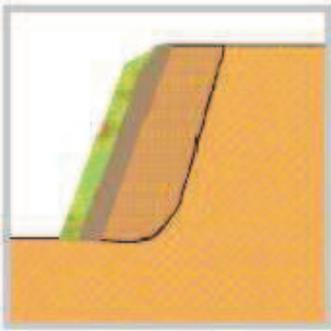
La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Plusieurs méthodes de soutènement du sol et des ouvrages ont été utilisées, les principaux types d'ouvrages sont illustrés sur le tableau 1.1.

**Tableau 1.1.** Différentes techniques de soutènement.

	<i>Variantes Possibles</i>	<i>Domaine d'emploi</i>	<i>Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée</i>
<p><b>Mur Poids</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- En béton,</li> <li>- En pierres sèches ou maçonnées,</li> <li>- En gabions,</li> <li>- Poutres préfabriquées en béton armé,</li> <li>- Poutres en bois (végétalisables),</li> <li>- En éléments préfabriqués (caissons, cellules fleuries, ...)</li> <li>- Etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage rustique facilement réalisable,</li> <li>- Bonne intégration dans le site,</li> <li>- Sol moyen à bon.</li> </ul>
<p><b>Mur en Béton Armé</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bêche dans la semelle,</li> <li>- Contreforts extérieurs ou intérieurs,</li> <li>- Console,</li> <li>- Tirants,</li> <li>- Fondation sur pieux.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors d'eau,</li> <li>- Culée de pont.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P.,</li> <li>- Un sol moyen à bon est exigé.</li> </ul>

<p><b>Mur en Sol Renforcé</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Armatures métalliques ou en polymères,</li> <li>- Renforcement par nappes de géotextiles.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage essentiellement en remblai,</li> <li>- Culée, culée mixte,</li> <li>- Massif souple s'adaptant aux différents terrains de fondation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage facilement réalisable par une entreprise en suivant soigneusement les procédures.</li> <li>- Un sol moyen voire médiocre peut convenir.</li> </ul>
<p>Différentes techniques de soutènement (suite)</p>			
<p><b>Massif Cloué</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Clous injectés,</li> <li>- Clous battus,</li> <li>- Parement souple ou rigide.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage exclusivement en déblai et hors d'eau,</li> <li>- Technique employée pour le Renforcement d'ouvrages existants,</li> <li>- Technique souvent employée pour des soutènements provisoires.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sa réalisation demande un certain savoir-faire,</li> <li>- Un sol de moyenne qualité peut convenir.</li> </ul>
<p><b>Voile &amp; Poutres Ancrés</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Voile situé dans un même plan ou dans des plans décalés (gradins).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage de soutènement en déblai,</li> <li>- Ouvrage de stabilisation,</li> <li>- Poutres ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité d'un ouvrage réalisé en remblai.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée,</li> <li>- Presque tous les terrains peuvent convenir avec plus ou moins de problèmes délicats à résoudre.</li> </ul>

<p><b>Rideau de Palplanches Métalliques</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Simplement encastré,</li> <li>- Butonné ou ancré.</li> </ul>	<p>En présence d'eau :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvrage de soutènement (mur de quai, soutien de rives et protection de berges),</li> <li>- Ouvrage d'étanchement (batardeau),</li> </ul> <p>Site terrestre :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Blindage de fouille sur la nappe, mur de soutènement, culée de pont.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sa réalisation exige l'intervention d'une entreprise spécialisée,</li> <li>- Le battage demande un sol meuble et sans obstacles.</li> </ul>
<p>Différentes techniques de soutènement (suite)</p>			
<p><b>Paroi en Béton</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Simplement encastrée,</li> <li>- Butonnée ou ancrée,</li> <li>- Paroi moulée,</li> <li>- Paroi préfabriquée.</li> </ul>	<p>Bâtiment :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Parkings souterrains en sous-sol d'immeubles,</li> </ul> <p>Génie Civil :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Soutènement de trémies et de tranchées, piedroit de tranchées couvertes, blindage de fouille, etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Réalisation par une entreprise spécialisée,</li> <li>- Ce sont des ouvrages qui peuvent être réalisés dans pratiquement tous les terrains à condition de prendre les précautions nécessaires.</li> </ul>
<p><b>Autres Techniques</b></p> 	<p>Paroi végétalisée à forte pente</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Mur poids,</li> <li>- Mur en sol renforcé,</li> <li>- Voile ancré (gradins).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Elargissement de voies en Site naturel.</li> </ul>	<p style="text-align: center;">-</p>

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural).

### 1.3. LES OUVRAGES EN REMBLAI RENFORCÉ

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai, la construction de ce massif s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Quand le massif en remblai renforcé est destiné à soutenir un remblai, l'un et l'autre sont habituellement montés simultanément.

En vue générale d'un massif en sol renforcé, on voit trois éléments constitutifs.

- Le sol granulaire formant la masse ;
- Les armatures placées horizontalement et qui résistent à la traction ;
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle.

Les distinctions entre les différentes techniques se font en fonction de :

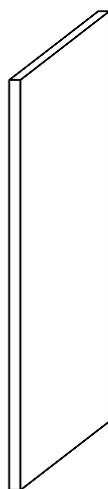
- La nature des nappes ou inclusions de renforcement (géotextiles ou produits apparentés types géogrilles, grillages métalliques, nappes métalliques ;
- La nature du parement.

#### 1.3.1. Les différents types des parements

Les parements mis en œuvre pour des ouvrages en sol renforcé sont très nombreux. On peut citer par exemple :

##### 1.3.1.1. Panneaux de pleine hauteur

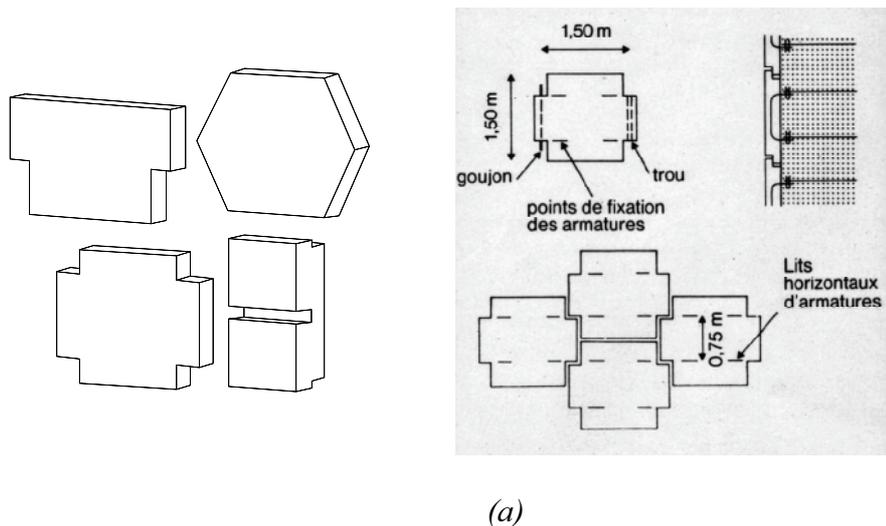
Ces panneaux (Figure.1.2) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur est de 100 à 200 mm.



*Figure 1.2. Panneaux de pleine hauteur*

### 1.3.1.2. Panneaux de hauteur partielle

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton ces panneaux, leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.



(a)

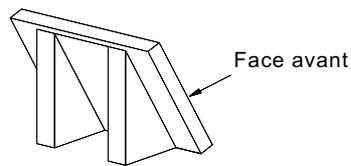


(b)

*Figure 1.3. Panneaux de hauteur partielle*

Il existe aussi autres types des panneaux comme :

Panneaux inclinés : sont des éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure. 1.4), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté.



*Figure. 1.4. Panneau incliné préétablie*

Jardinières : sont des éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure. 1.5), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté.



*Figure. 1.5. Jardinières*

### 1.3.1.3. Parement cellulaire

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé (Figure. 1.6) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. Les éléments cellulaires du parement protègent les géosynthétiques des rayons U.V., retiennent le remblai adjacent à la face et servent de coffrage à la construction. Les cellules peuvent être pleines ou creuses. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm.

Cette technique est la plus utilisée notamment pour la construction de fausses culées et le raidissement des talus autoroutiers.

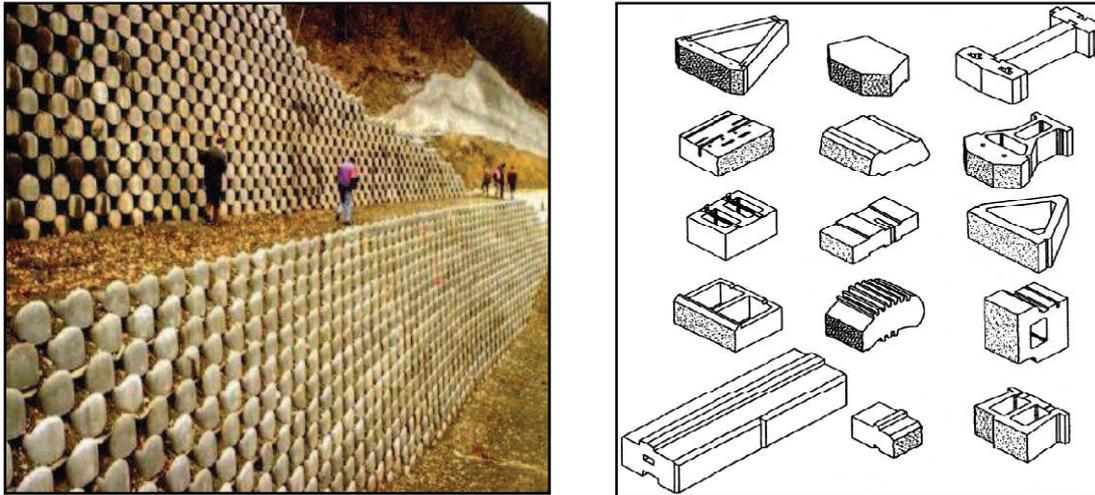


Figure 1.6. Parement cellulaire.

#### 1.3.1.4. Parements semi-elliptiques en acier

Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme de une demie ellipse ou de U (Figure. 1.7). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.



Figure 1.7. Parement semi-elliptiques en acier.

#### 1.3.1.5. Parement treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure. 1.8) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.



Figure 1.8. Parement treillis soudé en acier.

### 1.3.1.6. Parement face enveloppée

Le remblai est renforcé par des nappes de géotextiles ou de géogrilles, formant également la face du mur. La protection des géotextiles contre les rayons U.V. de la face du mur est assurée par des couvertures spéciales, des parements construits devant la face enveloppée ou par des terres végétalisables.

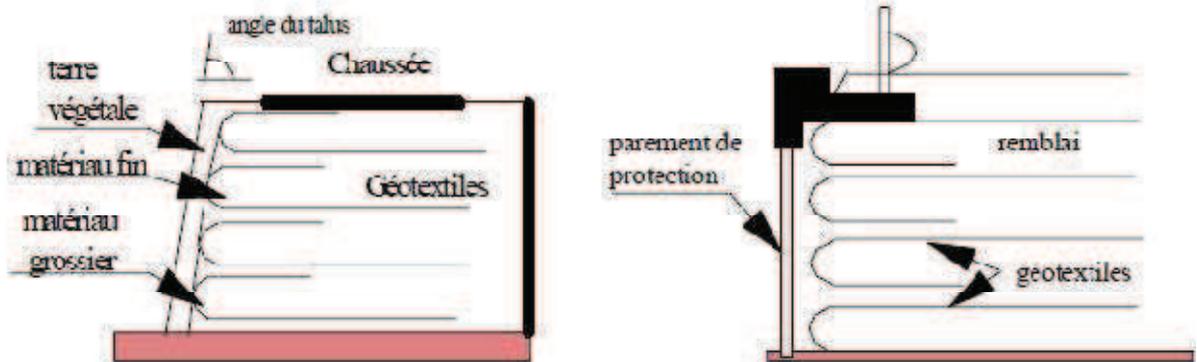


Figure 1.9. Parement à face enveloppée.

### 1.3.1.7. Parement forme de gabions

Le parement dans ce cas est formé par l'empilement de gabions les uns sur les autres en combinaison avec des bandes ou des nappes de géosynthétiques, permettant d'obtenir un massif renforcé (Figure. 1.10). Ces cages, remplies de cailloux ou de pierres cassées, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

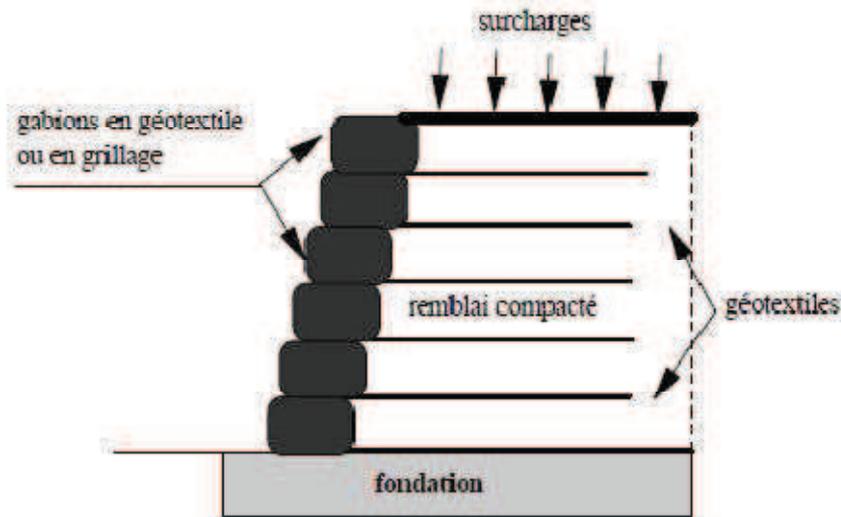


Figure 1.10. Murs avec un parement formé de gabions.

### 1.3.1.8. Parement en Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure. 1.11).

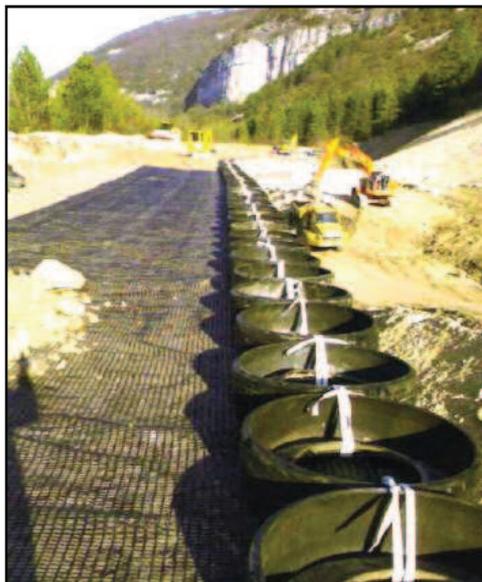


Figure 1.11. Murs avec un parement en Pneus.

### 1.3.2. Types de renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique (unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle et tridimensionnelle); leur extensibilité (renforcement extensible et peu extensible) ou par leur matière constitutive (renforcements métalliques et géosynthétiques).

- classement suivant leur forme géométrique
  - Renforcements unidimensionnelles (linéaires) : on peut citer à titre d'exemple armatures métalliques procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique) et bandes de treillis métalliques
  - Renforcements bidimensionnelles : comme treillis métalliques horizontaux, mur Tervoile (treillis verticaux), nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites), procédés utilisant des pneus (Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-Tex).
  - Renforcements tridimensionnelles : Parmi ces éléments de renforts, on trouve le géocellulaire, qui est une structure en géotextile tridimensionnelle et Texsol (fil continu).
  
- Classement suivant leur extensibilité
  - Renforcements extensibles : renforcement dont le module équivalent est inférieur ou égal à 20 MPa. Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées d'extensibles.
  - Renforcements peu extensibles : renforcement dont le module équivalent est supérieur à 20 MPa. Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées de peu extensibles.
  
- Classement suivant leur matière constitutive
  - Renforcements métalliques : les armatures se présentent généralement sous forme de lanières en aluminium, acier inoxydable ou galvanisé, ou sous forme de treillis soudés.
  - Renforcements géosynthétiques : Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). Il existe en plusieurs formes comme des bandes ou des nappes.

#### 1.3.2.1. Renforcements métalliques

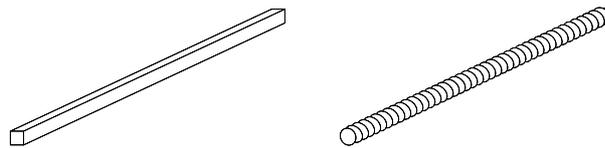
Les renforcements métalliques peuvent être sous plusieurs formes des bandes, des barres ou sous forme des treillis soudés (figure 1.12).



(a) bandes métalliques



(b) treillis métalliques



(c) barres

**Figure 1.12.** Différents types des renforcements géosynthétiques

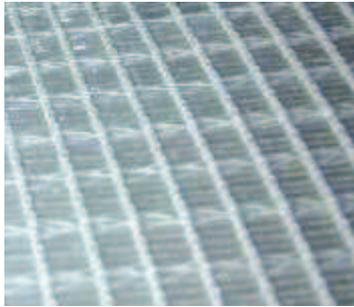
### 1.3.2.2. Renforcements géosynthétiques

Renforcement de sol par géosynthétiques est un des dérivés de la « terre armée ». Les géosynthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes et sont des matériaux fabriqués à partir de granules de polymères (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tissés, non-tissés, tricotés composés de fibres, des géogrilles réalisés à partir de plaques de polymère. Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles.

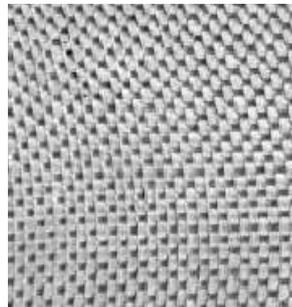
Les géosynthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères : leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets

du fluage, du vieillissement et de l'endommagement), le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai et la nature du polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai.

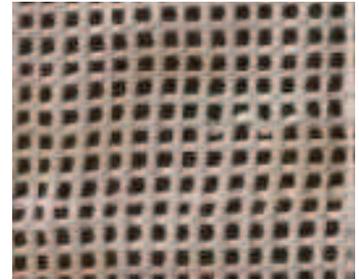
La figure. 1.13 présente différents exemples des renforcements géosynthétiques.



Géotextile non tissé

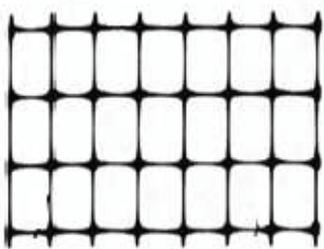


géotextile tissé

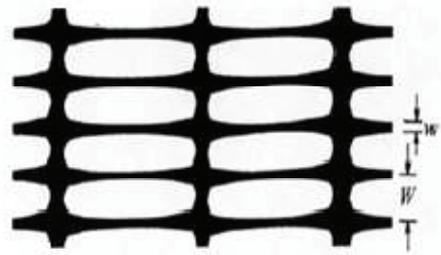


géotextile tricoté

(a) géotextile



Uniaxiale



biaxiale

(b) Géogrilles



(c) Nappes et bandes en géosynthétiques



(d) Structures alvéolaire

Figure 1.13. Différents exemples des renforcements géosynthétiques

## 1.4. LA TERRE ARMÉE

### 1.4.1. Principe de fonctionnement

Le procédé de la Terre Armée utilise du matériau de remblai granulaire, des armatures (ou renforcements souples), et un parement composé d'écailles. Le montage commence par la réalisation d'une semelle de réglage en béton pour le parement. Ensuite, la mise en œuvre se fait par couches successives du bas vers le haut, comprenant à chaque fois les mêmes étapes. La première est la pose d'un niveau d'éléments de parement. Ensuite, une couche de sol est remblayée puis compactée. Les armatures sont généralement reliées au parement. Une autre couche de sol est mise en œuvre jusqu'à ce que le niveau de sol ait rattrapé celui du parement. Le processus peut alors recommencer.

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage.

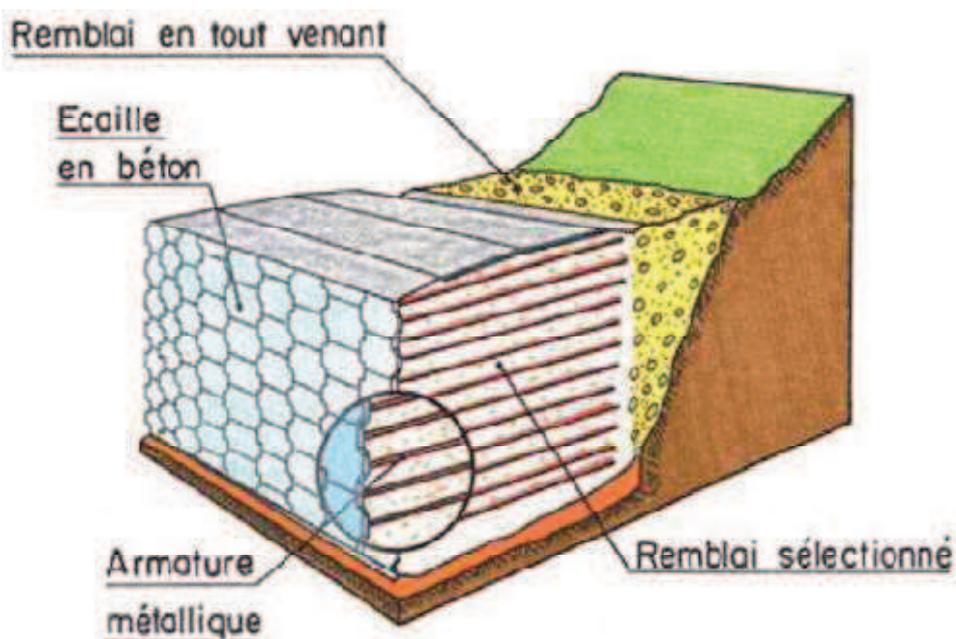


Figure 1.14. Un soutènement en terre armée typique (SETRA, 1979)

## 1.4.2. Les éléments de la Terre Armée

La figure 1.15 est une coupe transversale détaillée d'un ouvrage en Terre Armée montre leurs différents éléments constitutifs. Chacun des éléments de ce type d'ouvrage a une influence directe sur sa stabilité et ses performances.

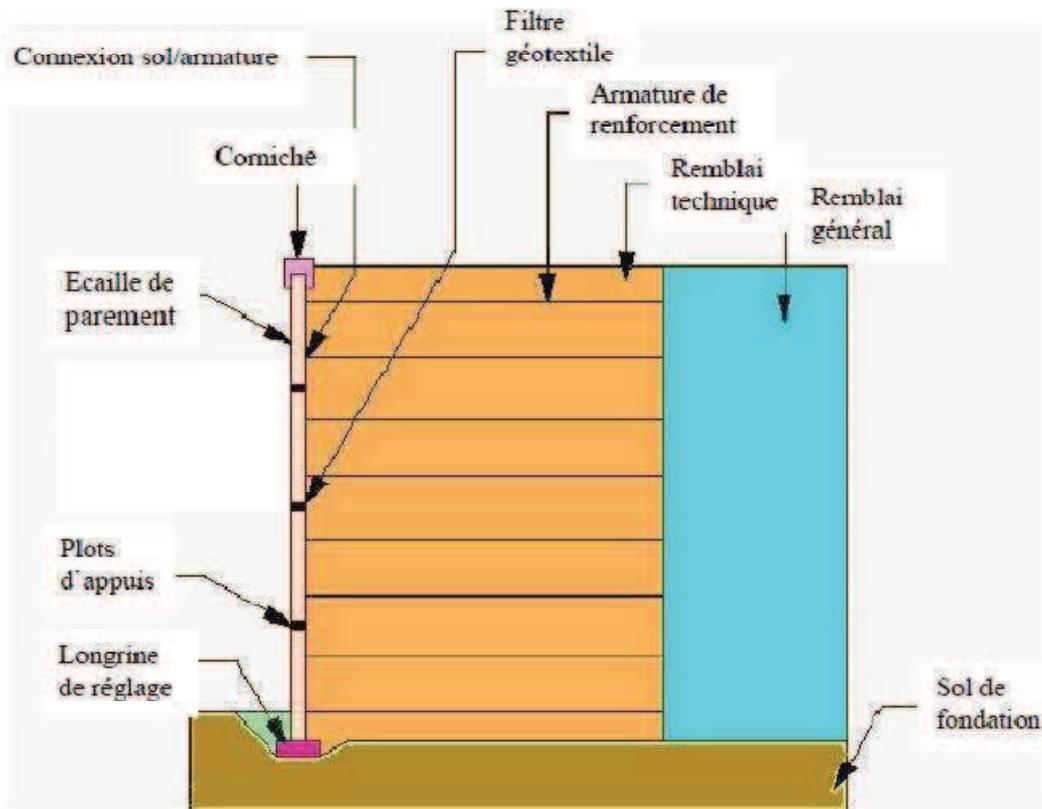


Figure 1.15. Les éléments de la Terre Armée

### 1.4.2.1. Le remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en Terre Armée ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière.

Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle, soit dans certains cas particuliers des matériaux allégés (argiles ou schistes expansés). Pour une utilisation à caractère expérimental, on a eu aussi recours à des matériaux traités (craie traitée à la chaux ou au ciment, par exemple).

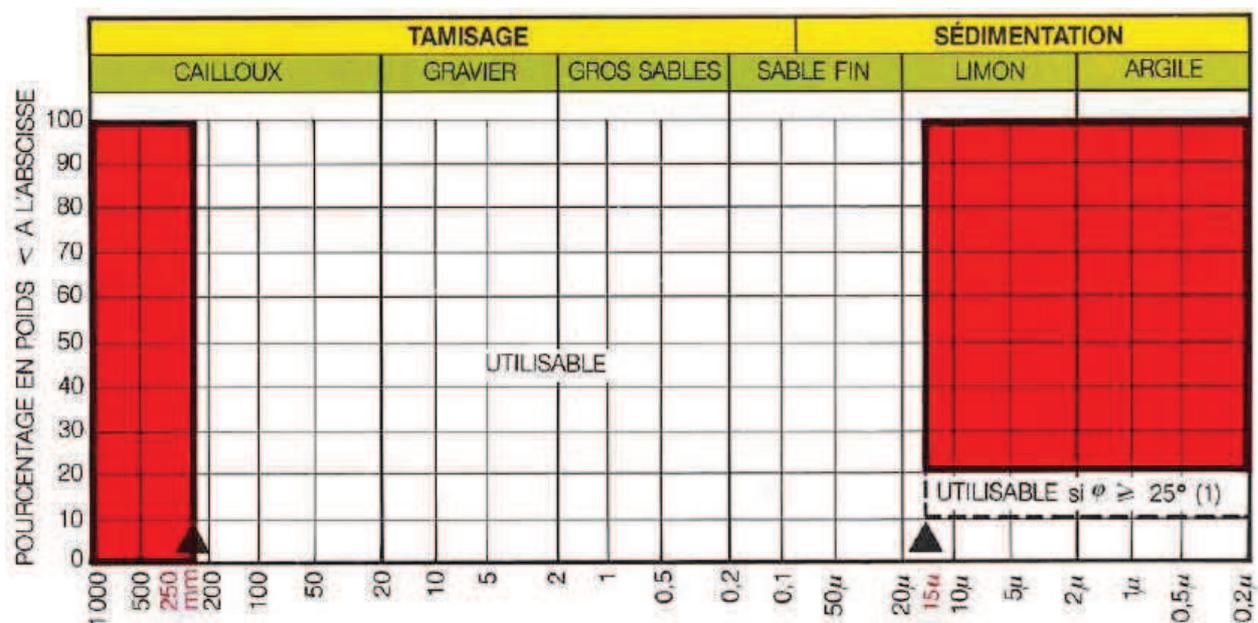
La qualité des matériaux de remblai utilisables pour la réalisation de murs en Terre Armée doit répondre à des critères bien déterminés on distinguera parmi ceux-ci :

#### a) Critères géotechniques

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à un critère géotechniques (de frottement et granulométrique) pour assurer un bon frottement sol armature et la plus faible poussée possible. L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, NCMA, FHWA, etc...) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes.

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à  $80\mu\text{m}$  sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires). Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai  $C_u = D_{60}/D_{10}$  ( $D_{60}$  et  $D_{10}$  représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où  $C_u$  serait inférieur à 2, il faudrait dimensionner l'ouvrage en conséquence.

Les caractéristiques mécaniques essentielles sont résumées dans le graphique suivant :



(1) : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

## b) Critères de mise en œuvre

Ces critères permettent de garantir un bon compactage et une mise en œuvre aisée du matériau. Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et, le cas échéant, de la taille des éléments de parement.

La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.

Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures.

Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité).

Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Les matériaux ne doivent jamais être mis en place à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor.

### c) Critères chimiques ou électrochimiques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs. On distingue parmi ceux-ci : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, pH, teneur en sels solubles.

Pour les ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

- Résistivité du sol saturé supérieure à 1000  $\Omega$ .cm ;
- PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ( $5 \leq \text{ph} \leq 10$ ) ;
- Teneur en sels solubles ;
- Teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ( $[\text{Cl}^-] \leq 200$  ppm) ;
- Teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ( $[\text{SO}_4^{--}] \leq 1000$  ppm) ;
- Limite de la combinaison des chlorures et des sulfates à  $5 \times [\text{Cl}^-] + [\text{SO}_4^{--}] \leq 1000$  ppm (norme NF P 94270-2009)
- Teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ( $\text{S} < 300$  ppm) ;
- Pas de matières organiques.

Pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée, seul le critère de pH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer de renforcements géosynthétiques dans des conditions de pH extrêmes ( $\text{pH} < 4$  ou  $\text{pH} > 11,5$ ), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage. (Norme Pr NF P 94-270 Annexe F.4.5).

#### 1.4.2.2. Les éléments de renforcement

Le choix des armatures est conditionné par la durabilité de l'ouvrage et l'assurance d'une bonne interaction sol armature.

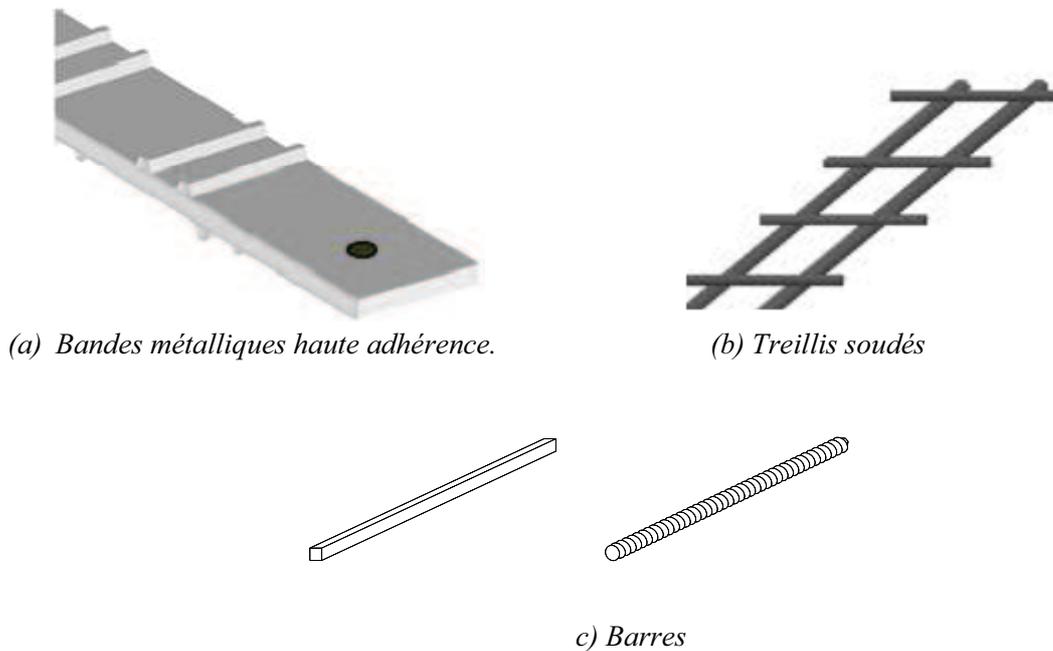
Les matériaux de renfort les plus utilisés généralement dans des murs en sol renforcé peuvent être divisés en catégories suivantes :

##### ➤ Armatures métalliques

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- Avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage,
- Avoir une faible déformabilité aux charges de service (quelques pourcentages),
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai,
- Être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau « terre armée » et pour permettre une mise en œuvre aisée,
- Avoir une bonne durabilité,
- Être économiques.

Les renforcements métalliques peuvent être sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressé.

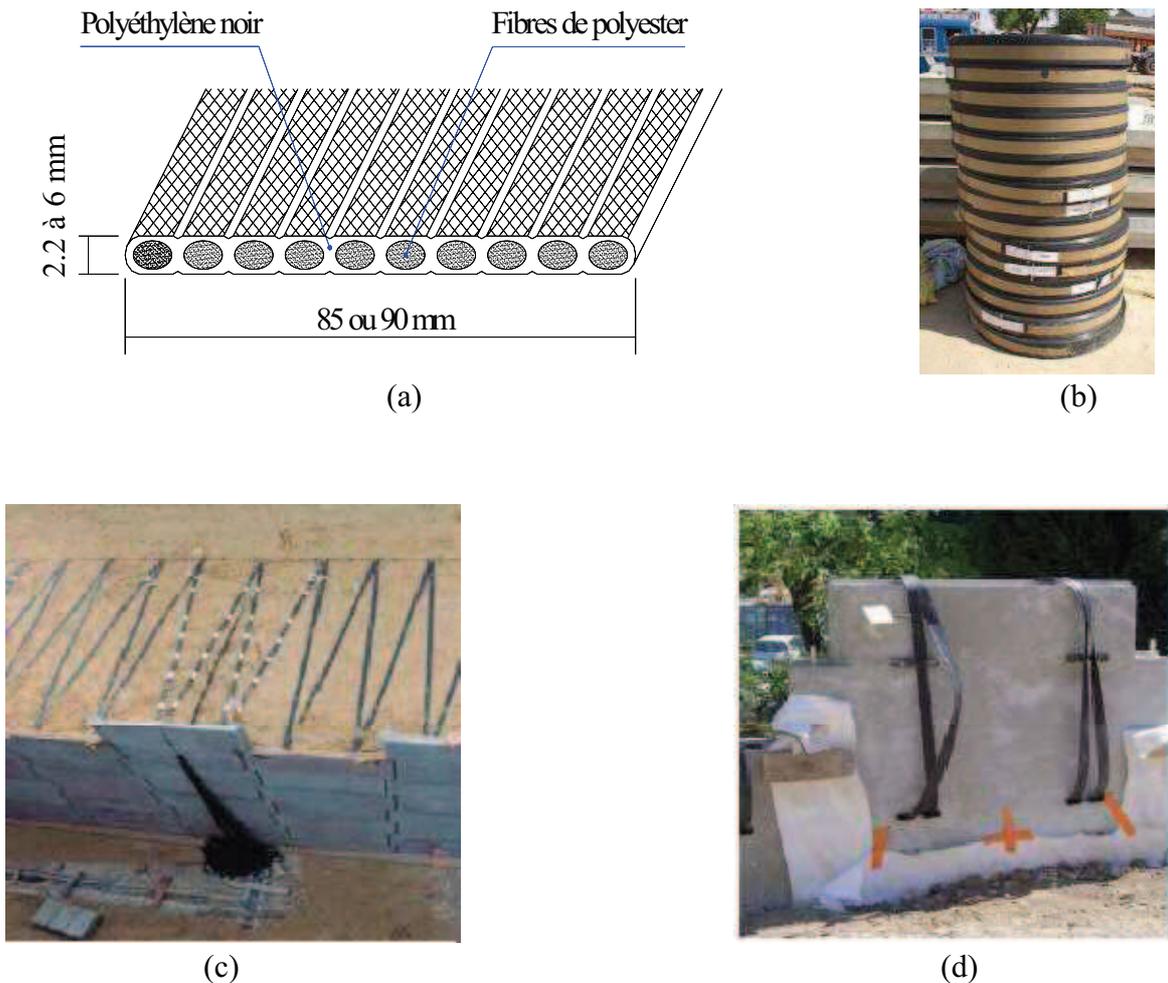


**Figure 1.16.** Exemple de renforcements métalliques

### ➤ Les renforcements géosynthétiques

Les principaux types renforcements géosynthétiques pour la terre armée sont les suivants :

- Les armatures synthétiques appelées PARAWEB\_2S sont constituées de 10 faisceaux séparés de fibres de polyester protégées ultérieurement par une peau de polyéthylène. Elles sont de largeur de 85 à 90 millimètres et d'épaisseur variant de 4 à 6 millimètres. En fonction du nombre de fibres, les armatures standards sont de nuances 30,50, 75 ou 100 KN (résistance à la rupture garantie) (Figure 1.17a). Elles sont livrées en rouleaux (Figure 1.17b)
- Un autre système de renforcements géosynthétiques appelé le Freyssisol® (initialement Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Figure 1.17c). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité.
- Une nouvelle innovation est commercialisée en 2004 : le système GeoMega® (Figure 1.17d). Il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm) et apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écailles de parement en béton et les bandes de renforcement.



**Figure 1.17.** Exemples des renforcements géosynthétiques pour la terre armée

#### 1.4.2.3. Le parement

Il est utilisé pour maintenir le sol en place à la face du mur et d'éviter les ruptures locales et le protège contre l'érosion, mais il ne soit pas important pour la stabilité de l'ouvrage.

Dans les premiers temps, l'équipement de base du parement était un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis-à-vis des poussées exercées par le sol de remblai. Ces éléments généralement semi-elliptiques avec une hauteur de 33,3 cm et une longueur de 10 m. Il comporte un retour en épingle qui forme un couvre-joint horizontal continu.

Mais aujourd'hui ce type de parement n'est réservé qu'à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parements légers.

Le parement métallique a été remplacé à partir de 1970-1972 par un parement en béton préfabriqué, armé ou non, se présentant sous forme d'écailles cruciformes ou plus récemment rectangulaires, puis hexagonales. L'écaille cruciforme a pour dimension 1,5 x 1,5 m et sa gamme d'épaisseur varie de 14 à 26 cm (Figure 1-19).

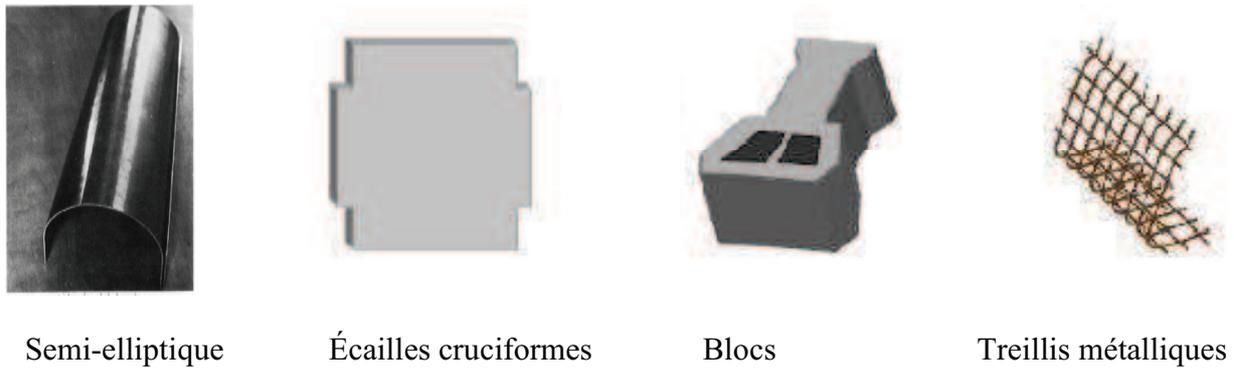


Figure 1-18. Différents types des parements

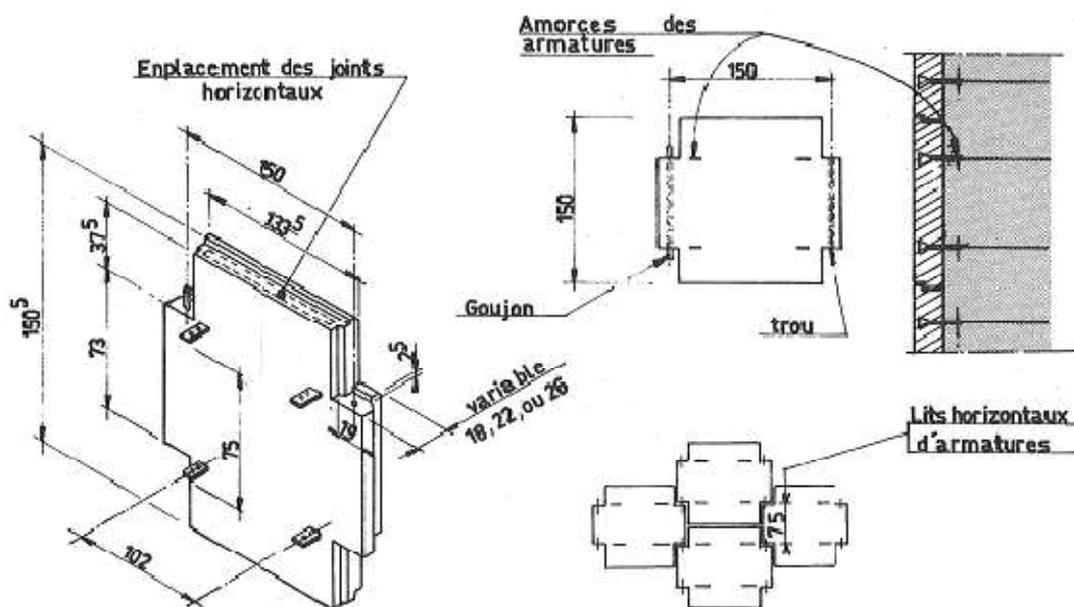


Figure 1-19. Constitution de l'écaille cruciforme

#### 1.4.2.4. Les éléments secondaires

##### ➤ Plots d'appuis

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufrures. Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de la Terre Armée.

##### ➤ Filtre en géotextile

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

➤ **Semelle de réglage**

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

➤ **Connexion panneau/armature**

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

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

### 1.4.3. Procédé de construction

La mise en œuvre de la terre armée, assimilable à un remblai classique, est rapide et facile d'exécution. Elle se fait par couches successives :

La construction d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée comporte les phases suivantes :

- Préparation de l'assise de l'ouvrage suivie par coulage en place d'une longrine de réglage en béton sur laquelle est ensuite posée la première rangée de panneaux en béton. Avant la mise en place du sol et des armatures, la première rangée de panneaux est maintenue par des cales et des serre-joints ;
- Remblaiement et compactage de la première couche de remblai ;
- Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écailles par l'intermédiaire du système de connexion ;
- Mise en place et compactage de la deuxième couche de sol de même épaisseur que la première.

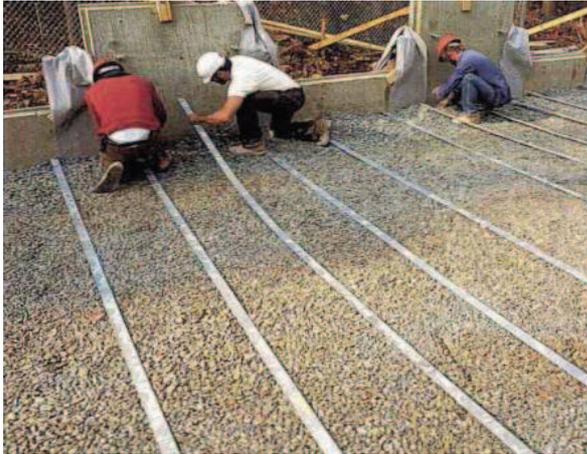
Ces étapes sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur voulue du mur en prenant soin de mettre en place le filtre en géotextile à l'arrière des panneaux et les plots d'appuis sur chaque panneau.



(a)



(b)



(c)



(d)

*Figure 1.20. Procédé de construction*

#### 1.4.4. Domaine d'emploi

La technique de la terre armée a révolutionné l'art de construire, et il est utilisée de nos jours en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes :

##### 1.4.4.1 Routes et autoroutes

La technique de la terre armée est largement utilisée pour la réalisation de routes et d'autoroutes. La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains.

Parmi les principales utilisations de la terre armée on cite :

- Les murs sous chaussées, simples ou étagés ;
- Les culées porteuses ;
- Les culées mixtes ;
- Les murs de rampes ;
- Les talus raidis ;
- Les merlons anti-bruit.

##### 1.4.4.2 Ouvrages hydrauliques

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées tels que les quais maritimes et fluviaux, barrages, etc...

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées. Plusieurs facteurs sont à l'origine de ce choix parmi lesquelles on cite la résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc.), la rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime. Aussi l'utilisation d'armatures géosynthétiques non corrodables et la possibilité de la construction de murs de quai en Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, ports de pêche).

### 1.4.4.3 Ouvrages ferroviaires

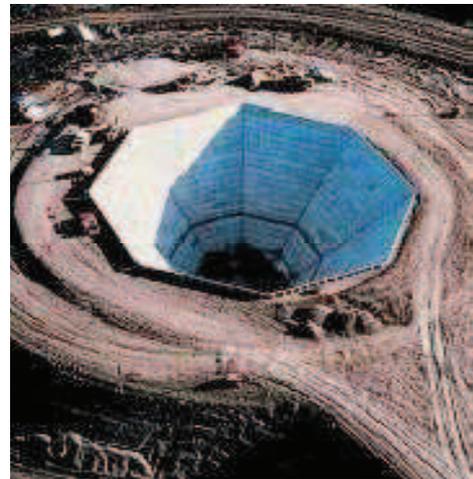
Les murs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques.

### 1.4.4.4 Ouvrages industriels et de protection

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre à des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage. La terre armée est également idéale pour la réalisation d'ouvrages de protection civil, militaires ou industriels. Ceux-ci résistent particulièrement bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies.



(a) routes et autoroutes



(b) ouvrages industriels et de protection



(c) ouvrages ferroviaires



(d) ouvrages hydrauliques

*Figure 1.21. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée*

Les structures en terre armée ont beaucoup d'avantages comparées aux murs conventionnels de béton armé et de pesanteur. Parmi ces avantages on cite :

- Construction simple et rapide qui n'exige pas le grand équipement ;
- N'exige pas les mains d'œuvres avec des qualifications spéciales pour la construction ;
- Exige peu de préparation de site ;
- La nature flexible de la structure permet la résistance au séisme ;
- Murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants ;
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés ;
- Les économies considérables.

La figure 1.22 présente quelques comparaisons entre les ouvrages classiques et les ouvrages en terre armée et montre l'intérêt économique considérable de la terre armée.

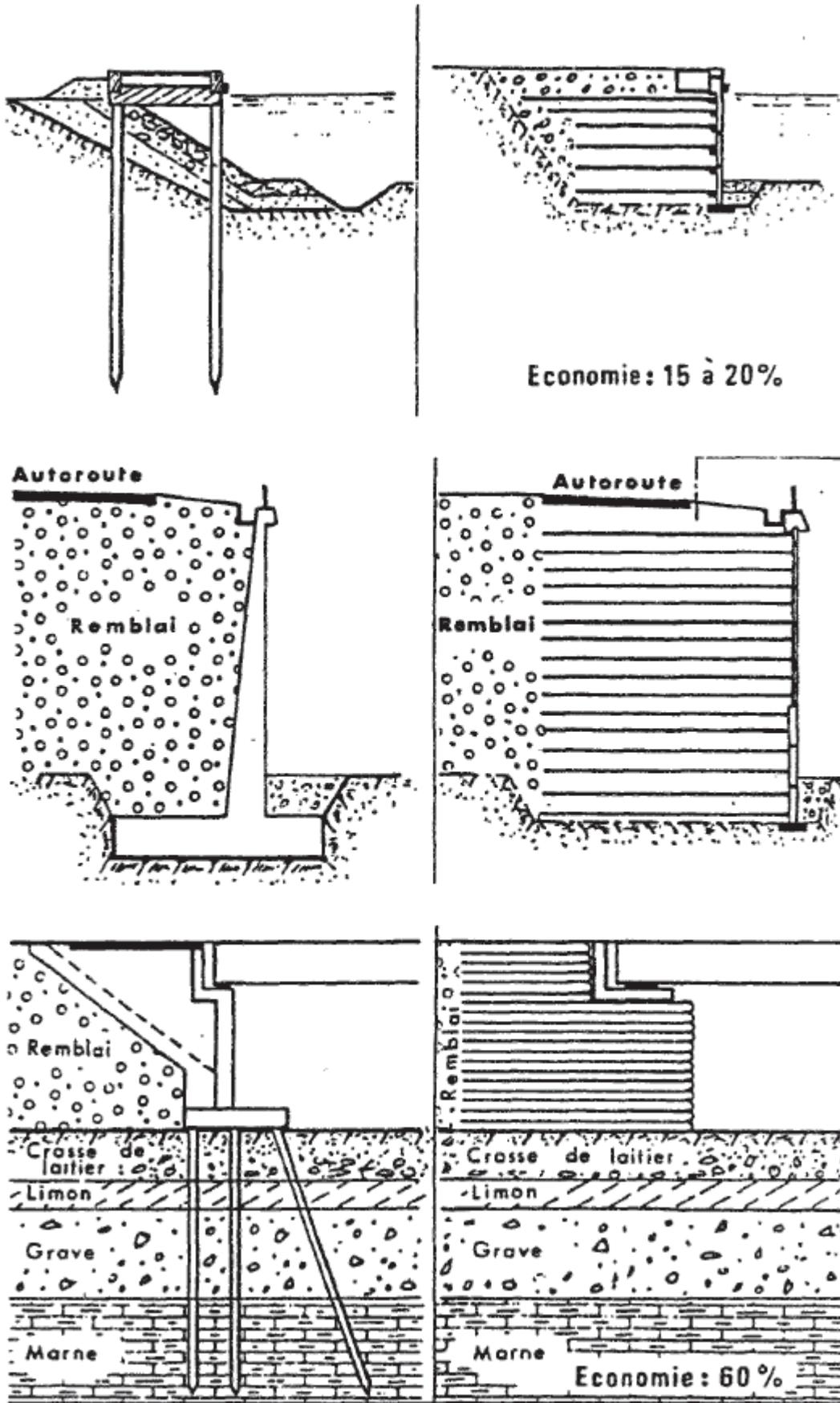


Figure 1.22. Quelques solutions de construction en Terre Armée

## 1.5. QUELQUES REALISATIONS DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ EN ALGERIE

- Traitement d'un glissement au niveau « Les Grands Vents » à Dely Brahim (Alger) :

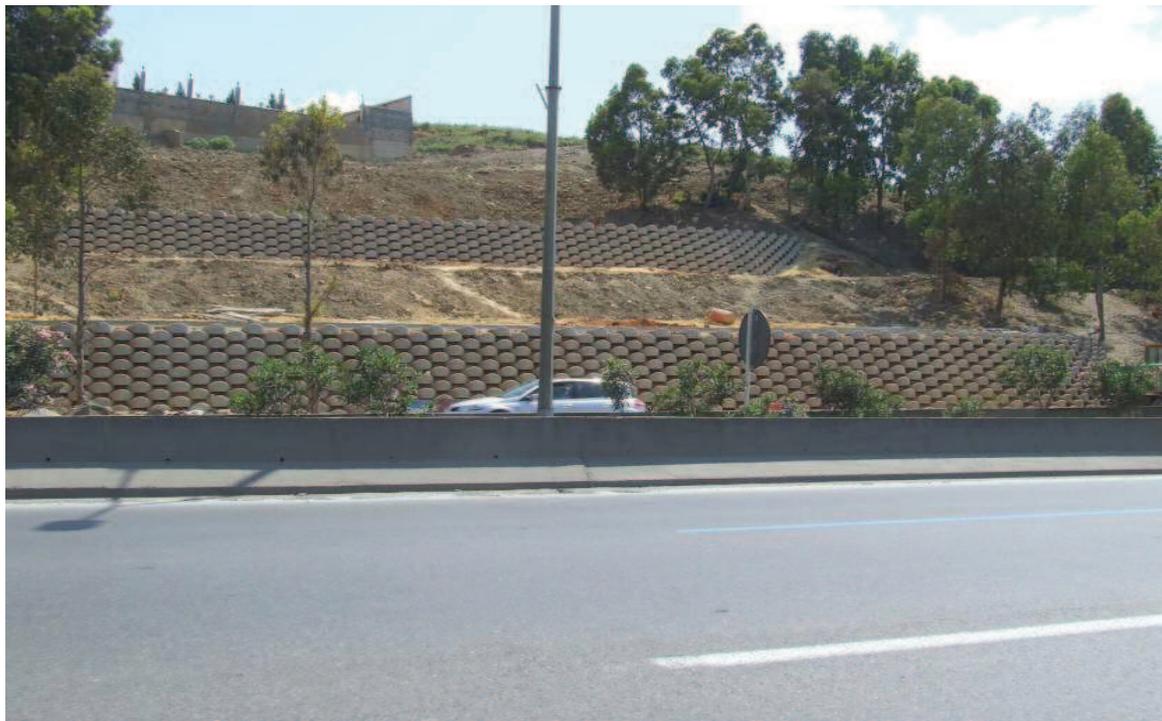
La stabilisation de talus se fait par un mur en remblai renforcé par géotextile, l'une des butées est placée au pied du talus, l'autre à la mi-hauteur de la pente.



Pose des premières nappes de renforcement



Finition du premier mur



Vue finale de l'ouvrage

- Culées en sol renforcé RN 03 (Biskra)

Vue de l'ouvrage d'Art



L'ouvrage en construction



Ouvrage achevé

- Rampes d'accès à un échangeur à Constantine



Vue de l'Ouvrage d'Art



Ouvrage achevé

- Rampes d'accès à un OA à Mellala Bejaia



Vue de l'Ouvrage d'Art



Vue de l'ouvrage en construction



Vue de l'ouvrage achevé

- Murs en retours à Aboudaou Bejaia

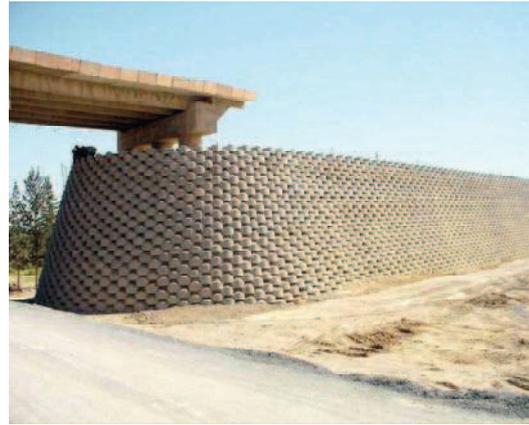


Vue de l'ouvrage en construction

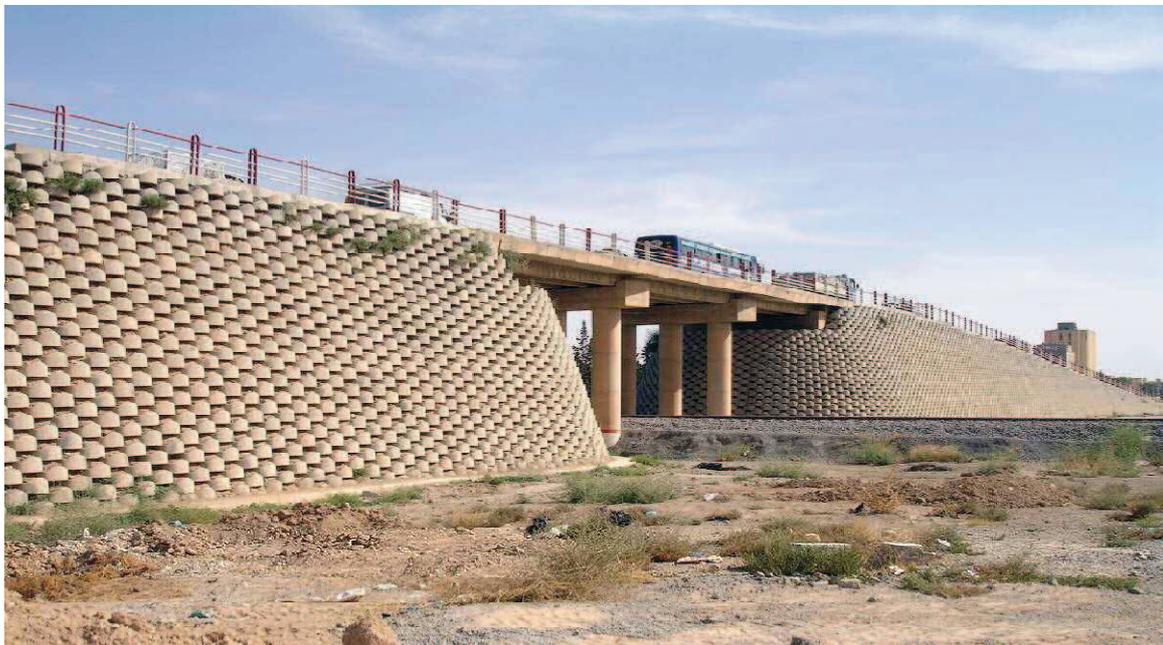


Ouvrage achevé

- Rampes d'accès à un ouvrage d'art à MSILA



L'ouvrage en construction



Vue de l'ouvrage achevé

## 1.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques procédés de soutènement en sol renforcé, l'histoire de leur développement, leur mode de construction, leurs principaux avantages par rapport au soutènement classique et large variété d'applications dans plusieurs domaines.

Comme on l'a montré, Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction 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.

## **CHAPITRE 2**

# **METHODES DE CALCUL DES SOUTENEMENTS EN SOLS RENFORCÉS**

### **2.1. INTRODUCTION**

Le fonctionnement de la terre renforcée repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le matériau de remblai et les armatures, et grâce à ce phénomène, les armatures se mettent en traction, conférant au matériau composite une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Les recherches expérimentales et théoriques ont prouvé que le mécanisme est complexe, et qu'il correspond au comportement d'un matériau imaginaire à une cohésion anisotrope.

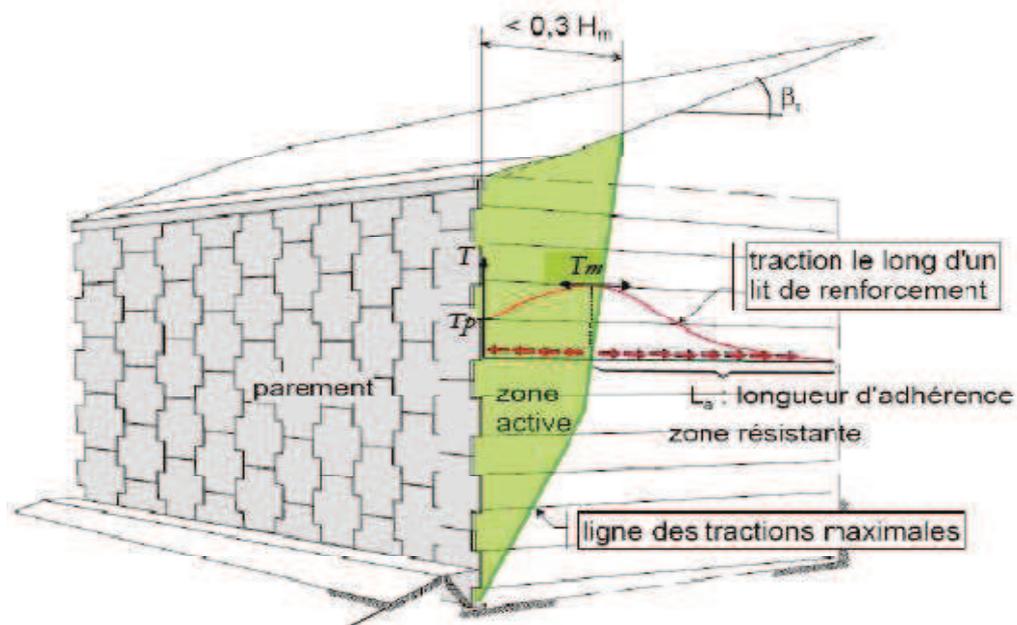
Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations. La justification aux états limites de service consiste à vérifier que les déplacements et déformations ne sont pas atteints des valeurs limites.

Dans ce deuxième paragraphe de la bibliographie, on décrit les principes de justification du dimensionnement des murs et des culées en sol renforcé par nappes géosynthétiques ou métalliques détaillés dans les normes françaises et américaines. Ensuite, on présente une synthèse bibliographique sur les déformations des murs en sol renforcé, notamment sur les déformations des culées porteuses en sol renforcé par géosynthétiques.

### **2.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT**

#### **2.2.1. Fonctionnement interne**

Le fonctionnement repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées (figures 2.1 et 2.2).



*Figure 2.1. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007)*



*Figure 2.2. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966)*

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure 2.3) :

- Une première zone active dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement.
- Une deuxième zone résistante dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximaux correspondantes.

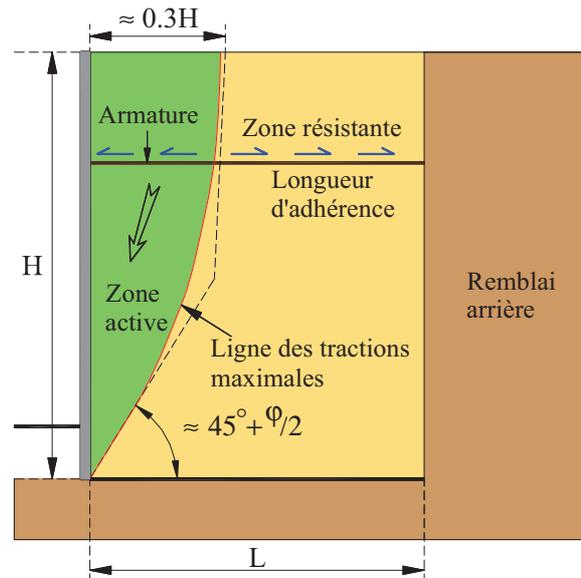


Figure 2.3. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003)

### 2.2.2. Fonctionnement externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids. Le massif renforcé peut être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids, déjaugage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif).

Ces efforts provoquent une force résultante  $R$  au niveau de la base présentant une excentricité  $e$  par rapport à l'axe du remblai figure 2.4.

La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble.

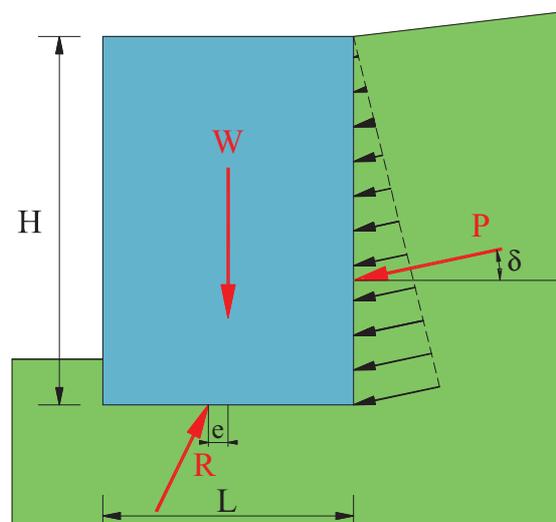


Figure 2.4. Fonctionnement externe d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003)

## 2.3. Modes de rupture

### 2.3.1. Ruptures dues à la Stabilité externe

L'effondrement dû à la stabilité externe peut se produire de 4 manières différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé suivant les indications de la figure 2.5.

Ils sont :

- Glissement suivant la base ;
- Renversement ;
- Poinçonnement ;
- Grand glissement.

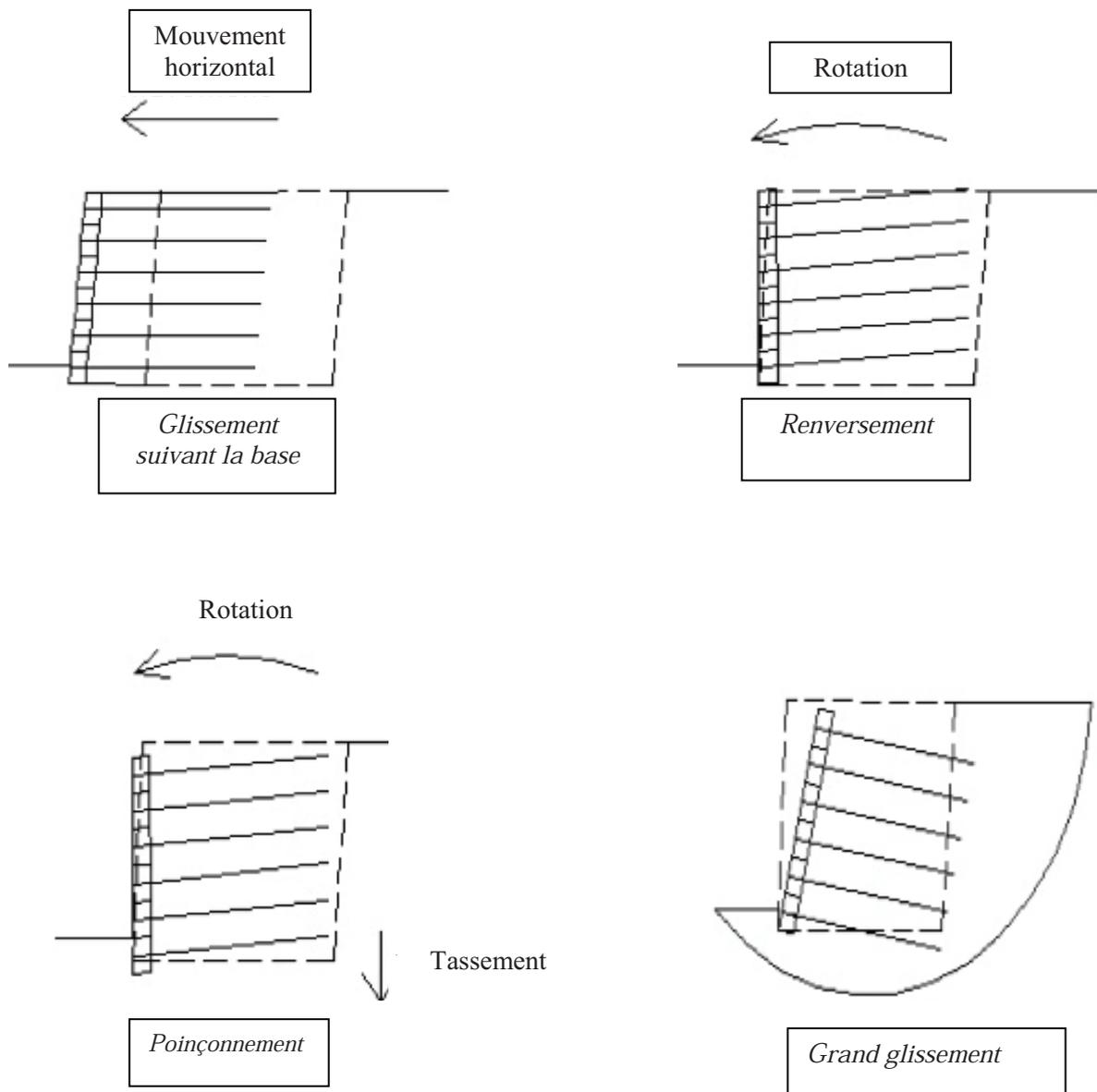


Figure 2.5. Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé

### 2.3.2. Ruptures dues à la Stabilité interne

Les différents modes de ruptures dues à la stabilité interne murs de soutènement en sol renforcé sont :

- Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est Insuffisante (figure 2.6 .a) ;
- Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (figure 2.6 .b) ;
- Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (figure 2.6 .c).

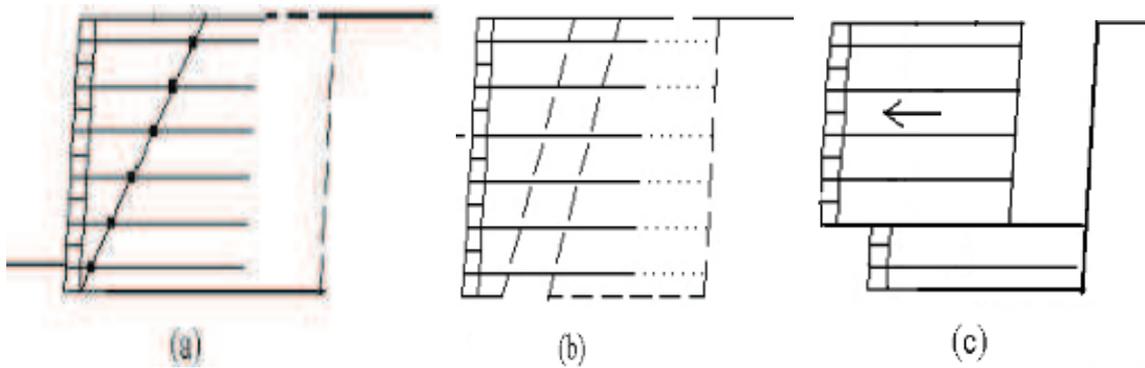


Figure 2.6. Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé

### 2.3.3. Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants, Les différents modes de ruine sont montrés dans la figure 2.7.

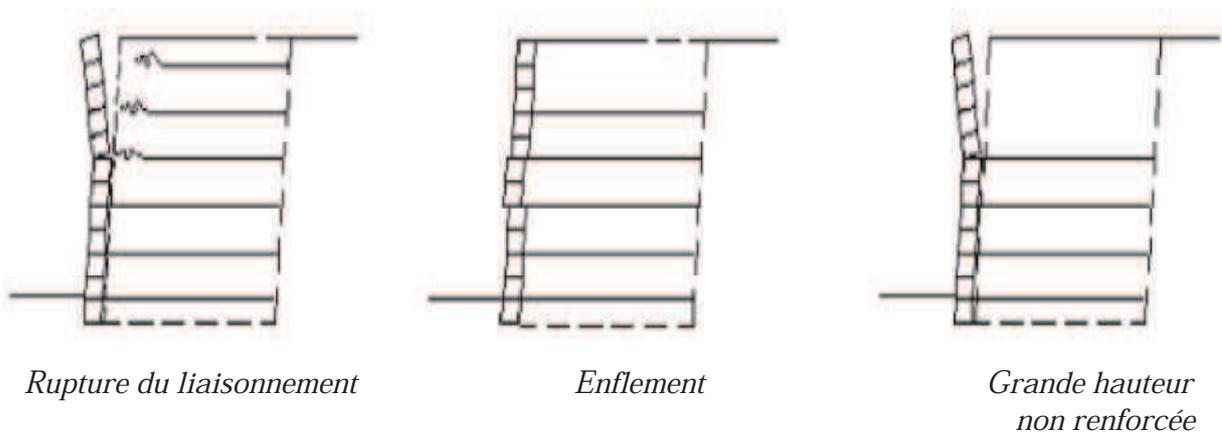


Figure 2.7. Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé

## 2.4. PRINCIPES DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ

Les structures de culées sont différentes en conditions de charge que les structures de soutènements habituelles. Là existe une charge fortement concentrée de sommier au dessus de la structure de soutènement dans la zone active du mur. De plus, dans le cas d'une zone concernée par séismicité élevée, et à cause de l'existence de sommier le chargement relatif de séisme sera relativement plus haut que les murs de soutènement standard. La différence d'une structure de culée est l'existence de « sommier ». L'élément de sommier est employé pour répartir la charge de pont à un secteur relativement plus grand sur le mur. On l'emploie pour s'assurer que cette charge concentrée ne dépasse pas la portance du sol ci-dessous notamment la terre de remblai renforcé.

La charge est distribuée par le sommier, mais la valeur de surcharge reste toujours relativement plus grande comparée aux structures de mur en sol renforcé habituel. Pour pouvoir porter cette grande quantité de charge, les structures de culée sont conçues avec une densité des couches des renforts plus élevé dans la région supérieure du mur.

La conception d'une culée en sol renforcé comprend les étapes suivantes :

- Spécifications des données d'entrée de conception.
- Prédimensionnement.
- Analyse externe de stabilité.
- Analyse interne de stabilité.
- Calculs de déformation

Les informations nécessaires pour commencer la conception :

Paramètres du mur : hauteur totale ; géométrie du sommier (distance entre le face avant du mur et la ligne d'appui) ; différentes actions ; type de revêtements (blocs modulaires, béton préfabriqué, renfort enveloppé, etc...) ; type de renforcement des éléments (bandes ou barres en métal, nappes, géogridde, géotextile, etc.).

Paramètres du sol : angle de frottement interne, poids spécifique du sol maintenu, paramètres de résistance au cisaillement.

## 2.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES (PRÉDIMENSIONNEMENT)

### 2.5.1. Fiche

Une profondeur d'encastrement,  $D$ , est habituellement exigée pour que les structures en sol renforcé évitent la défaillance de portance du sol de base. L'encastrement est également exigé en raison du risque de défaillance locale à proximité du revêtement, de la profondeur du gel et du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du revêtement. La profondeur  $D$  d'encastrement de l'ouvrage dans le sol qui doit être supérieure à la fiche minimale  $D_m$  donnée.

La fiche minimale  $D_m$  à l'avant du mur recommandé par le groupe de travail 27 d'AASHTO-AGC-ARTBA est donnée dans le tableau 2.1. Des valeurs plus grandes de la profondeur d'encastrement peuvent être exigées, selon la profondeur de la pénétration de gel, du

rétrécissement et du gonflement des sols de base, de l'activité sismique, et du lessivage. Le minimum en tous cas, supérieur à 1.5 pi (0.46 m) et 0,40 m (Elias et al 2001).

**Tableau 2.1.** La fiche minimale  $D_m$  en fonction de la pente du terrain à l'aval

Pente du terrain à l'aval	Fiche minimale $D_m$ jusqu'au dessus de semelle de réglage
Horizontal (murs)	H/20
Horizontal (culées)	H/10
3H : 1V	H/10
2H : 1V	H/7
3H : 2V	H/5

### 2.5.2. Longueur des lits de renforcement

La détermination de la longueur L de renfort est un processus itératif, prenant en compte dans stabilité externe et interne. Pour que la première section choisie soit analysée, la largeur du mur en sol renforcé et donc la longueur des renforts sont assumées en employant les critères ci-dessous :

Les dimensions d'un ouvrage à parement vertical sont généralement voisines de  $0,7.H_m$  ( $H_m$  est l' hauteur mécanique). La longueur des différents lits est fixée par le respect des conditions de stabilité externe et interne et par les considérations suivantes :

- Chaque changement de longueur entre lits de renforcements consécutifs est limité à  $0,15.H_m$ .
- La longueur minimale sera de  $0,4.H_m$  en pied et ne sera pas inférieure à  $0,5.H_m$  en moyenne pour un mur à parement vertical

Pour les culées de pont en particulier on a généralement à la fois  $L \geq 7m$  et  $L \geq 0,6 H + 2 m$  (pour  $H \leq 20m$ ).

Les ouvrages plus élancés et ceux dont les armatures sont raccourcies font l'objet de justifications particulières par exemple (AFNOR, 1992).

D'autre part, les recherches courantes indiquent que des murs sur les bases fermes qui répondent à toutes les exigences de la stabilité externe peuvent être sans risque construits on utilise des longueurs aussi courtes que  $0.5H$  (Onur Ekli, 2006).

### 2.5.3. Espacement des lits de renforcement

Le tableau suivant précise l'espacement relatif maximal  $S_v/H$  des lits en fonction de la longueur du lit inférieur  $L_{inf}$  et de la hauteur mécanique  $H_m$ .

**Tableau 2-2.** Espacement relatif maximal  $S_v/H_m$  en fonction du rapport  $L_{inf}/H_m$ 

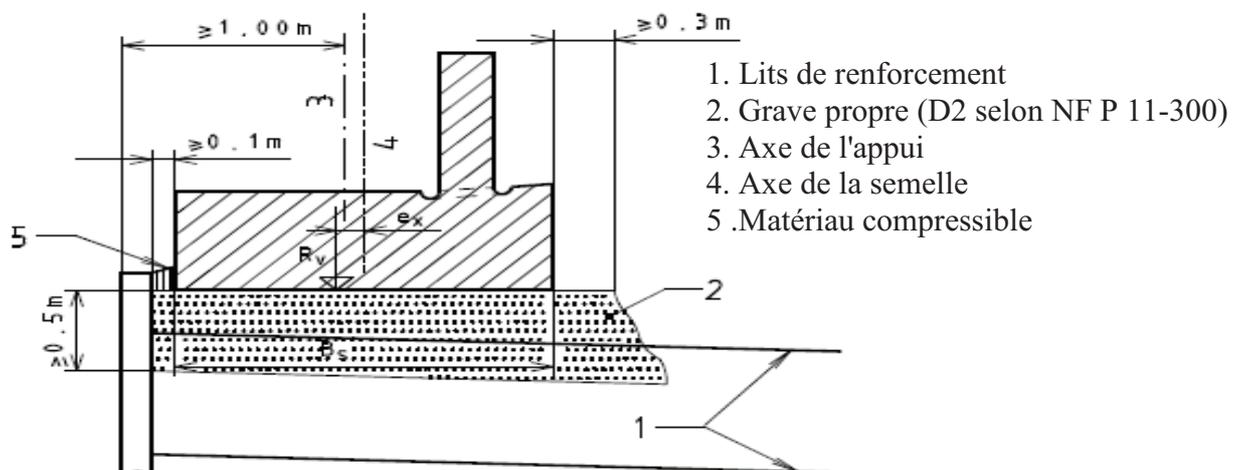
$L_{inf}/H_m$	$S_v/H_m$
$L_{inf}/H_m < 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H_m < 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H_m < 0,75$	$\leq 1/4.5$
$0,75 < L_{inf}/H_m$	-

Après l'analyse de stabilité interne, des espacements alternatifs peuvent facilement être évalués en analysant les conditions des efforts dans les renforts aux différents niveaux de mur et en modifiant l'espacement en conséquence ou en changeant la force du renfort pour assortir les conditions d'espacement.

#### 2.5.4. Sommiers d'appui

Les sommiers d'appui sur massifs armés doivent satisfaire aux dispositions suivantes (figure 2.8) :

- La largeur est telle que la pression due aux actions permanentes pondérées qu'il transmet au massif en terre armée sous les actions permanentes, pression calculée selon la méthode de Meyerhof, est inférieure à 200 kPa à l'état limite ultime
- La distance de l'axe des appuis au nu extérieur du parement est au moins de 1 m.
- De manière à répartir la charge, le sommier repose sur une couche de sol traité, d'une épaisseur minimum de 0,50 m, et englobant le premier lit d'armatures.
- Le nu avant du sommier d'appui est distant d'au moins 10 cm de la face arrière des écailles (15 cm pour les culées de hauteur supérieure à 10 m), afin de dissocier mécaniquement le sommier du parement en tenant compte des faux aplombs possibles à l'exécution. Dans le même but les sommiers formant corniche au-dessus du parement sont distants de celui ci d'au moins 5 cm.



**Figure 2.8.** Dispositions à respecter pour les sommiers d'appui des culées (NF P 94-220-0)

## 2.6. DIMENSIONNEMENT DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ

### 2.6.1. Selon les Normes Françaises « NF »

#### 2.6.1.1. Comportement des massifs de culée en sol renforcé

Le comportement d'un massif de culée peut être analysé en superposant ses deux fonctions : sa fonction porteuse et sa fonction de soutènement.

##### ➤ Fonction porteuse. Diffusion

- L'étude de la fonction porteuse revient à évaluer la diffusion d'une charge verticale dans le massif. La formule de Boussinesq (Figure. 2.9a) est tout à fait satisfaisante pour définir cette diffusion, que ce soit vers l'arrière du sommier (en utilisant l'artifice d'une surcharge fictive symétrique) ou latéralement.
- A cause de la diffusion le centre de gravité de la surcharge, c'est à dire la résultante des contraintes verticales correspondantes, se déplace vers l'arrière. Ce déplacement s'accompagne d'un moment de renversement croissant avec la profondeur, dont il faut tenir compte dans l'équilibre global du massif (figure. 2.9b).

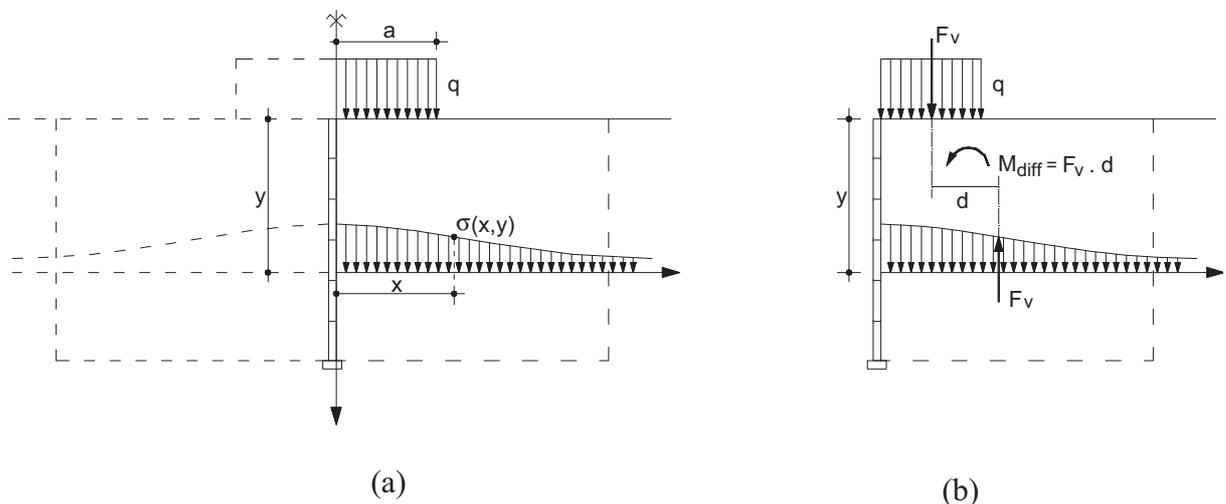


Figure. 2.9. Principe de la diffusion des charges verticales selon Boussinesq

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

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

##### ➤ Fonction soutènement

La Fonction de soutènement se traite comme dans le cas des murs, si ce n'est qu'aux effets du poids propre du massif et de la poussée des terres, et en particulier du moment de renversement qu'elle engendre, on combine pour la commodité de la superposition les moments dus d'un côté à la diffusion, de l'autre aux réactions horizontales (Figure. 2.10).

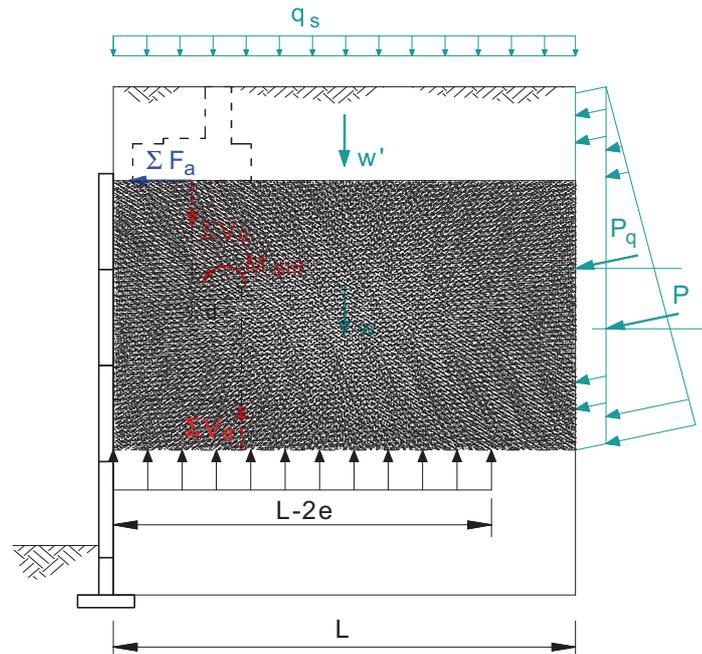


Figure.2.10. Efforts affectés à la fonction

### 2.6.1.2. Stabilité externe

Les principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'une culée en sol renforcé (Figure. 2.11) dans le cas général sont :

- Les forces exercées sur le sommier de pont qui sont les charges provenant du tablier ainsi que du poids propre du sommier et du remblai adjacent ces forces sont ramenées à un effort horizontal,  $F_h$ , et une pression verticale uniforme équivalente,  $q$ , répartie sur une largeur légèrement plus petite que la largeur de sommier.
- Poids du massif, surcharge sur le massif, poussées dues au poids du remblai et surcharge.

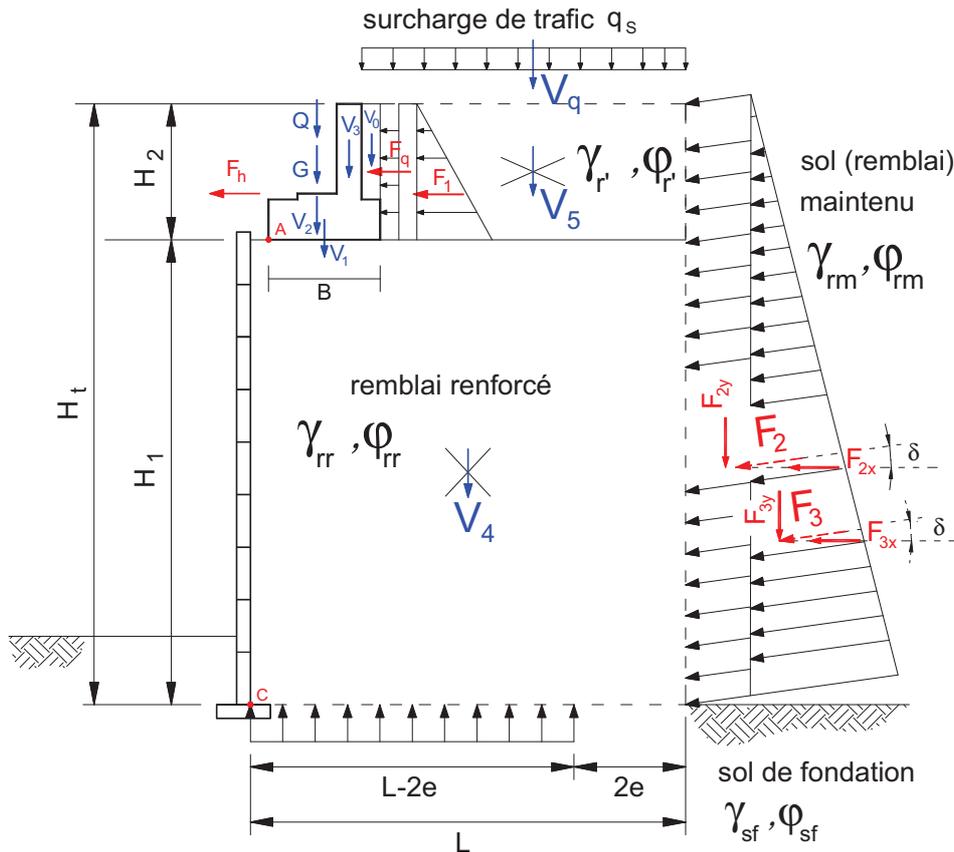


Figure. 2.11. Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé

La poussée se calcule de manière conventionnelle sur l'écran fictif parallèle au parement situé juste derrière les armatures les plus longues suivant les règles habituelles de la mécanique des sols (figure .11).

La poussée est appliquée sur l'arrière du bloc armé avec une inclinaison  $\delta$  qui dépend de nombreux facteurs. En règle générale, la poussée du remblai pulvérulent situé derrière d'un ouvrage à parement vertical, en remblai homogène sur fondation homogène, sans talus en tête est supposée inclinée à l'angle :

$$\delta = \min \left\{ 0.8 \left( 1 - 0.7 \frac{L}{H_t} \right) \varphi_2; \frac{2\varphi_2}{3} \right\} \quad (2.1)$$

$\varphi_2$  étant l'angle de frottement interne de ce remblai renforcé ;

$L$  est la longueur moyenne des lits de renforcement.

Toutefois, si la formule conduit à une valeur négative de  $\delta$ , celle-ci est ramenée à zéro.

La poussée est calculée avec le coefficient de Coulomb, qui a pour composante horizontale :

$$K_h = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[ 1 + \sqrt{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin \varphi_2 / \cos \delta} \right]^2} \quad (2.2)$$

Avec  $\varphi_2 = \varphi_{rm}$

Le cas des culées de pont est différent de celui des murs de soutènement. Une culée en terre armée n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des

murs en terre armée. Dans ce dernier cas et en section courante, la justification de la stabilité externe de chaque mur est faite comme pour les murs à double parement (Figure. 2.12).

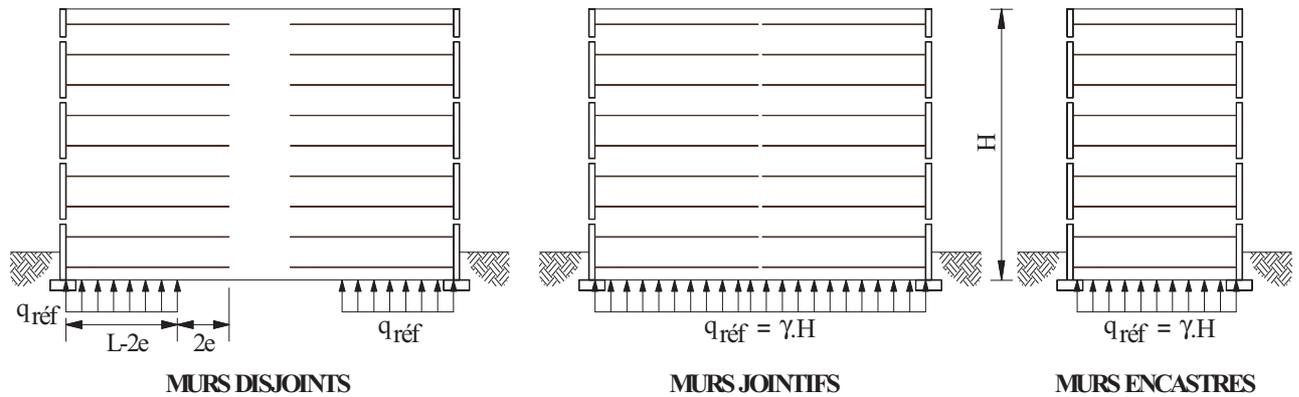


Figure. 2.12. Murs à double parement

Au droit de la culée proprement dite, on prend une largeur de fondation conventionnelle  $B = \min(L ; H_i)$ , et une longueur représentant, parallèlement au mur de front et au niveau de la base, la dimension de la zone de diffusion de la charge transmise par le sommier (Figure. 2.13).

Le massif en sol renforcé transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues aux différentes charges appliquées dans la culée du pont (Figure. 2.14). Ces contraintes sont calculées en considérant la surface réduite selon le modèle de Meyerhof ( $B' = B - 2e$ ), par contre le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait en considérant une forme rectangulaire de largeur  $B$  et de longueur  $S$  par opposition au calcul sur semelle filante fait dans le cas d'un mur linéaire. La contrainte de référence appliquée à la base et nommée  $\sigma_{11}$  est calculée par la formule de Meyerhof :

$$\sigma_{11}(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \quad (2.3)$$

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

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

$e$  : l'excentricité de la résultante et calculée par :  $e = M / R_v$  ;

$M$  : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement.

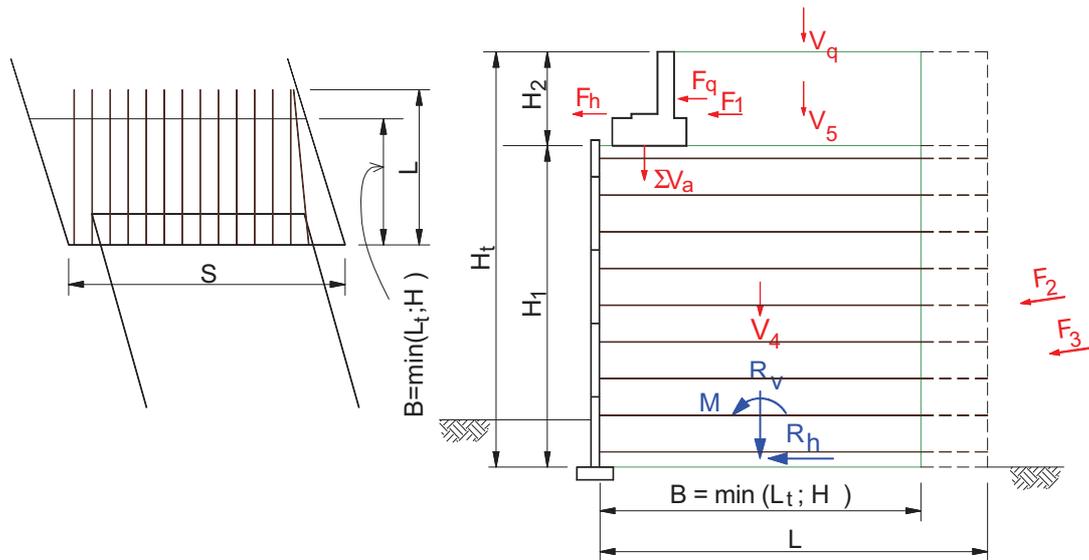


Figure. 2.13. Efforts appliqués à une culée

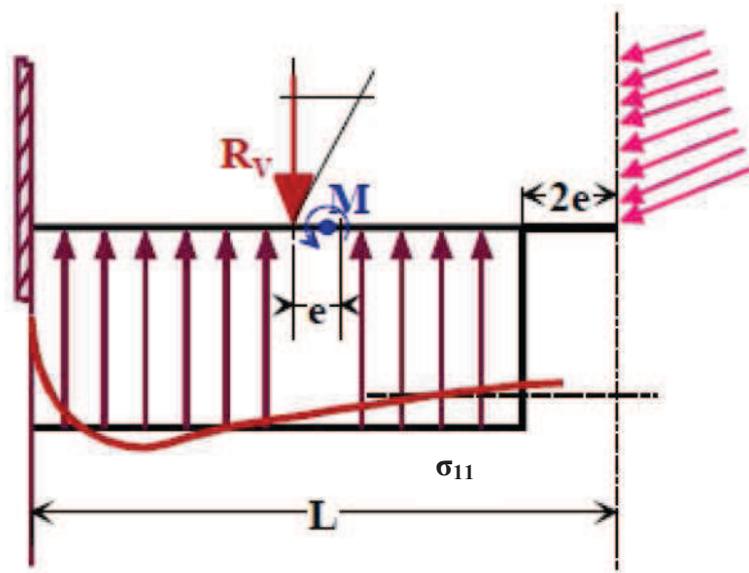


Figure. 2.14. Contrainte de référence

➤ **Justification vis-à-vis du poinçonnement :**

La justification vis à vis du poinçonnement consiste à vérifier que la contrainte de référence  $q_r$  appliquée au sol de fondation est inférieure à la contrainte ultime :

$$q_{ref} \leq q_{fu} / \gamma_{mq} \tag{2.4}$$

$q_{fu}$  : contrainte ultime du sol de fondation ;

$\gamma_{mq}$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol pris égal à 1,5 ;

$q_{ref}$  : contrainte de référence en pied de massif calculée.

➤ **Justification vis-à-vis du glissement sur la base :**

Pour les murs en sol renforcé la justification vis à vis de ce critère consiste à s'assurer que l'effort horizontal total auquel est soumis le massif en terre armée est inférieur à la résistance de calcul due au frottement du massif sur le sol de fondation.

Pour les culées en sol renforcé le problème du glissement sur la base ne se pose généralement pas.

➤ **Stabilité de sommier**

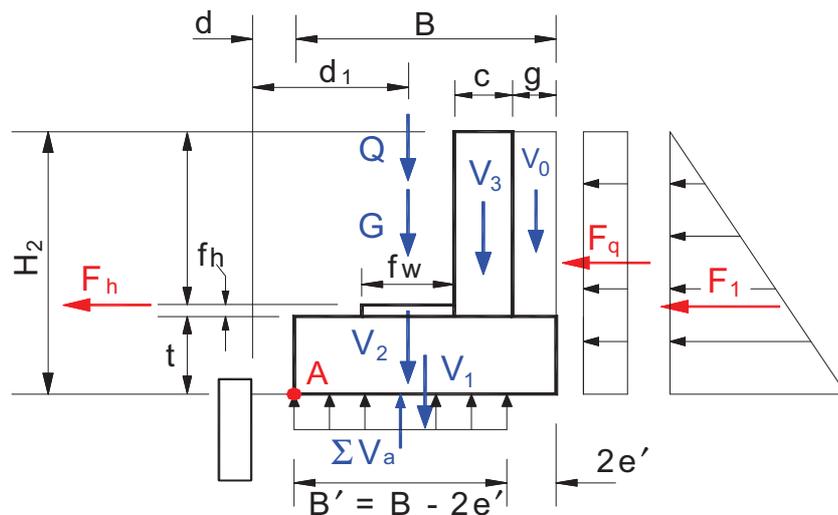


Figure. 2.15. Principales actions appliquées au Sommier

▪ **Poinçonnement :**

Il convient que l'excentricité  $e'$  de la résultante  $R = \Sigma V_a$  des actions permanentes de calcul soit faible et que la largeur  $B$  du sommier d'appui soit telle que la charge par unité de longueur due à ces actions soit inférieure à la force de réaction du remblai (Figure. 2.15) :

$$q_{\text{réf}} \leq 200 \text{ KPa}$$

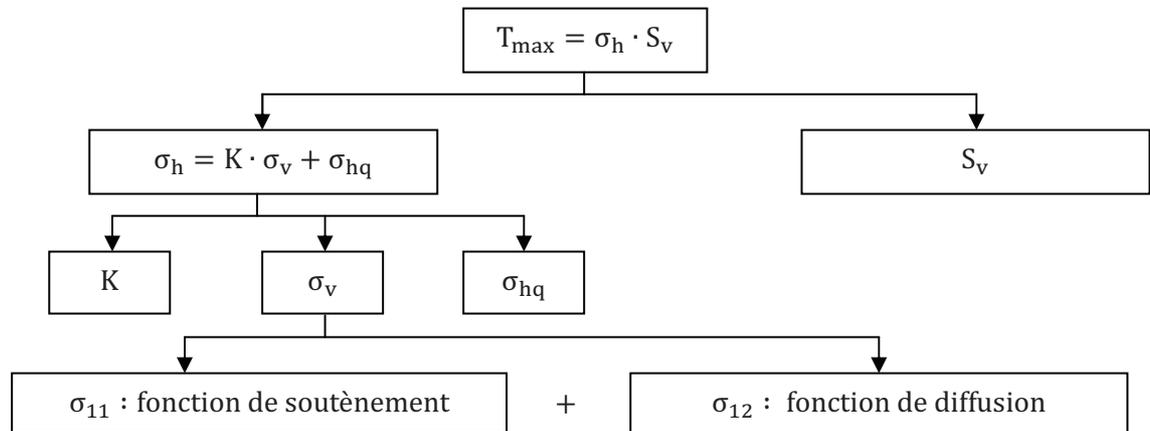
$$q_{\text{réf}} = \frac{Q_V}{C'} = \frac{\Sigma V_a}{(B - 2e')} \quad (2.5)$$

$q_{\text{réf}}$  : La contrainte de référence de Meyerhof (en kPa).

- Pour le **Renversement et glissement** on donne à titre indicatif les coefficients de sécurité  $FS_r = FS_g = 1.5$

### 2.6.1.3. Stabilité interne

Le dimensionnement interne de l'ouvrage est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit de renforcement, vis-à-vis des critères de résistance et d'adhérence ; les efforts de tractions générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature. La traction dans le lit de renforcement considéré est évaluée au parement et au maximum.



#### (a). Détermination de la ligne des tractions maximales et Hauteur mécanique

##### ➤ Hauteur mécanique

La hauteur mécanique (notée  $H_m$ ), est une hauteur fictive qui permet de transposer certaines règles de dimensionnement des ouvrages verticaux et sans talus en tête aux cas d'ouvrages de géométrie plus complexe.

La hauteur mécanique a été définie comme :

$$H_m = H_1 + \max \left[ H_2; \frac{q_{m;d}}{\gamma_{1;d}} \right] \quad (2.6)$$

$q_{m;d}$  est la contrainte moyenne de calcul sur une largeur  $0,5 H_1$  derrière le parement, à la profondeur  $z = H_2$

$$\gamma_{1;d} = \gamma_{rr}$$

##### ➤ Ligne des tractions maximales

La répartition des tractions dans les armatures a été déterminée de manière expérimentale. Les expérimentations permettent d'affirmer que les tractions ne sont pas maximales au niveau du parement mais dans le massif. La ligne des tractions maximales est le lieu des points où la traction  $t$  dans les armatures ou les nappes passe par un maximum  $T_m$ . la ligne des tractions maximales sépare l'ouvrage en deux zones (Figure 2-16). La première, dite « active », se caractérise par le fait que le sol tend à glisser vers l'extérieur du massif et est essentiellement retenu par les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces des armatures. Ces efforts sont dirigés vers l'extérieur du massif. A l'inverse, dans la zone « résistante », c'est l'armature qui tend à glisser vers l'extérieur du massif et qui est retenue par les contraintes de cisaillement que le sol exerce sur elle. La longueur de l'armature située dans la zone résistante est appelée longueur d'adhérence (notée  $L_a$ ).

La position de la ligne des tractions maximales est définie de façon unique pour chaque géométrie d'ouvrage et pour chaque fonction. La figure ci-dessous définit cette ligne pour les cas courants et les culées des ponts.

Dans le cas de culée du pont la ligne des tractions maximales pour chacune des deux fonctions de l'ouvrage est défini (Figure. 2.17) :

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

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

La ligne EFD est construite comme la ligne des tractions maximales d'un mur de hauteur mécanique  $H_m$  (Figure. 2.17) tant que le sommier est entièrement situé dans la zone active ainsi délimitée. Si le sommier est plus large, la ligne EFD est constituée d'un segment DF de pente à 1/2 (h/v) et d'un segment FE à 1/6, sans que E puisse dépasser le point G.

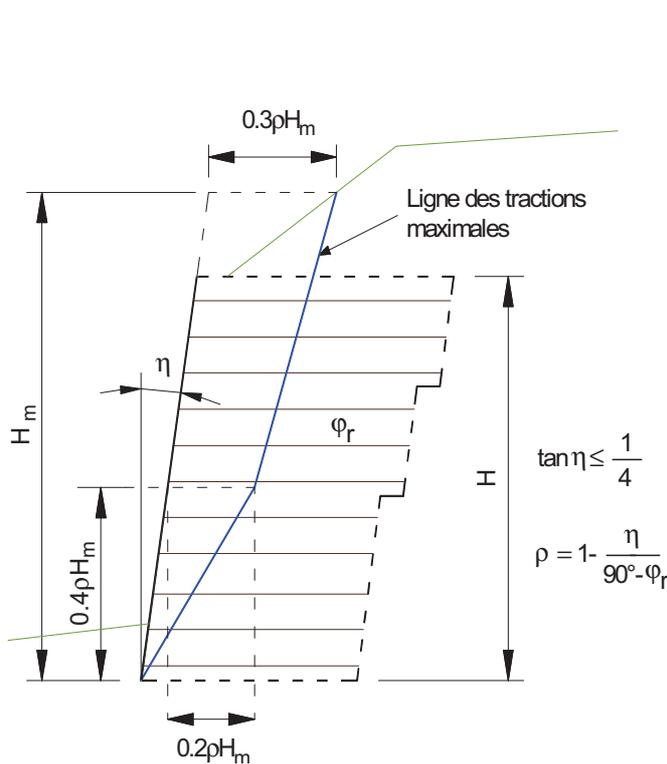


Figure. 2.16. Position de la ligne des tractions maximales

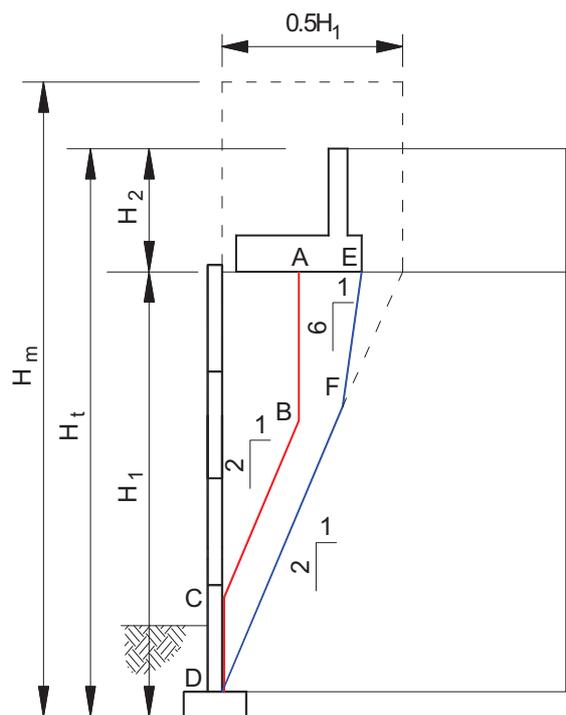


Figure.2.17. Hauteur totale, hauteur mécanique et lignes des tractions maximales dans le cas d'une culée porteuse.

**(b). Calcul de contrainte horizontale  $\sigma_h$**

On calcul de contrainte horizontale  $\sigma_h$  dans le remblai au niveau du lit considéré et au droit de la ligne des tractions maximales :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq} \tag{2.7}$$

➤ **Détermination du coefficient K**

K est déterminé en fonction de la profondeur z du lit de renforcement considéré. Dans le cas des armatures métalliques, selon la norme française NF P 94-220 :

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[ 1.6 \left( 1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.8)$$

$z_0$  est une profondeur prise égale à 6 m ;

$K_a$  est le coefficient de poussée active du remblai du massif, donné par

$$K_{a(rr)} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_{rr}}{2} \right) \quad (2.9)$$

$\Omega_1$  est un coefficient géométrique ( $\geq 1.0$ ) lié au type de renforcement (valant 1 pour des armatures linéaires et 1,5 pour des nappes).

➤ **Calcul de la contrainte verticale  $\sigma_v$**

Le calcul de la contrainte verticale dans une culée résultant à la fois de l'effet de fonction soutènement ( $\sigma_{11}$ ) et de fonction support de charge ( $\sigma_{12}$ ), se fait alors suivant le principe de superposition comme indiqué à la figure .2-18.

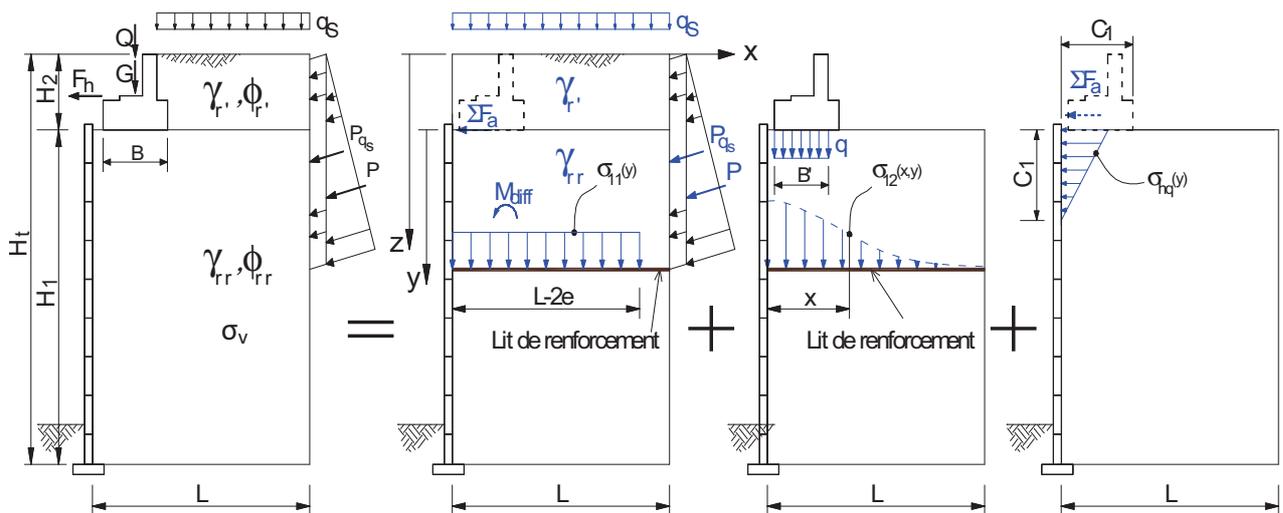


Figure .2.18. Contraintes appliquées dans un lit de renforcement

• **Calcul de la contrainte verticale  $\sigma_{11}$ (fonction soutènement)**

Le calcul de la contrainte verticale  $\sigma_{11}(z)$  à la profondeur z du lit considéré se fait en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) et en les répartissant sur la largeur réduite  $L(z) - 2e$ , soit (Figure. 2.19). La contrainte  $\sigma_{11}$  est déterminée par la méthode de Meyerhof, selon la formule :

$$\sigma_{11}(z) = \frac{R_v}{L(z)-2e} \quad (2.10)$$

Où

$R_v$  est la composante verticale de la résultante de calcul des efforts, par mètre de parement ;

$L(z)$  est la largeur du massif à la profondeur z ;

e est l'excentricité de la résultante des charges calcul comme suit :

$$e = \frac{M(z)}{R_v(z)} \tag{2.11}$$

M(z) est le moment au centre de la base du bloc armé (par mètre longitudinal de parement) de toutes les actions s'exerçant au-dessus du plan horizontal de calcul situé à la profondeur z. Ce moment doit tenir compte du décalage horizontal entre le point d'appui d'une éventuelle force en tête et la résultante de la distribution des contraintes au niveau z après diffusion ;

- Calcul  $M_{diff}$  :

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

$$M_{diff} = \sum M_i \quad ; \quad M_i = \lambda_i \frac{q_i a_i^2}{\pi} \left\{ \rho + (1 + \rho^2) \left( \frac{\pi}{2} - \arctan \rho \right) \right\} \tag{2.12}$$

$$\lambda_i = \frac{\Sigma}{L'S} \quad ; \quad \rho = \frac{y}{a_i} \text{ et } y \leq y_0$$

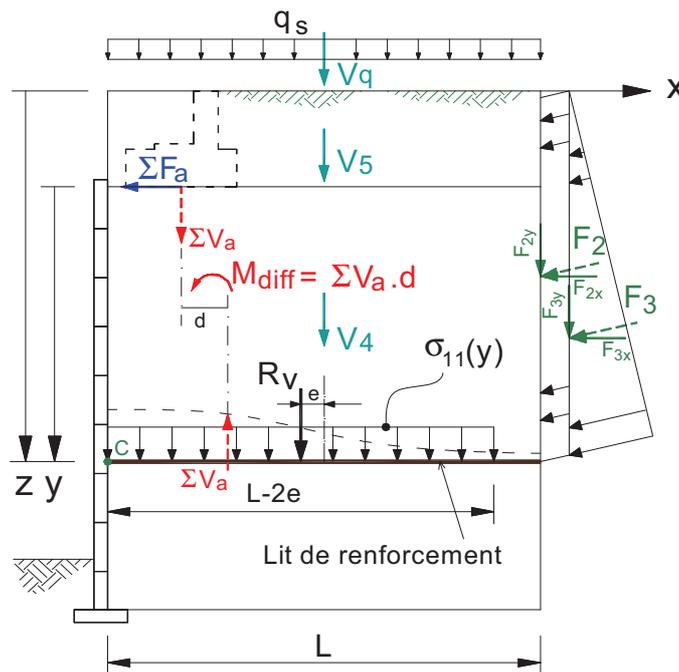


Figure. 2.19. Fonction soutènement

- **Calcul de la contrainte verticale  $\sigma_{12}$  (fonction support de charge)**

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

$$\sigma_{iv}(x, y) = \frac{q_i}{\pi} \left\{ \frac{t}{1 + t^2} + \arctan t \right\}_{t_1=(x-a_i)/y}^{t_2=(x+a_i)/y} \tag{2.13}$$

A chaque niveau on cumule les valeurs de  $\sigma_v$ , fonction de la distance au parement, qui correspondent à chacune des bandes (Figure.2.20) :

$$\sum \sigma_{iv} = \sigma_{12} \tag{2.14}$$

2. La diffusion latérale est estimée de façon simplifiée à l'intérieur d'un tronc de pyramide, éventuellement limitée par les murs en retour. On en déduit un coefficient réducteur  $\lambda_i$  de  $\sigma_{iv}$  (Figure. 2.21).

3. Les charges en bande ne sont diffusées que jusqu'à la profondeur  $y_0$  où  $d\sigma_1/dy = 0$  pour la contrainte maximale totale. En pratique  $y_0$  est donné par l'équation :

$$y_0^2 - (L - 2e)y_0 + 0.83\ell^2 = 0 \tag{2.15}$$

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

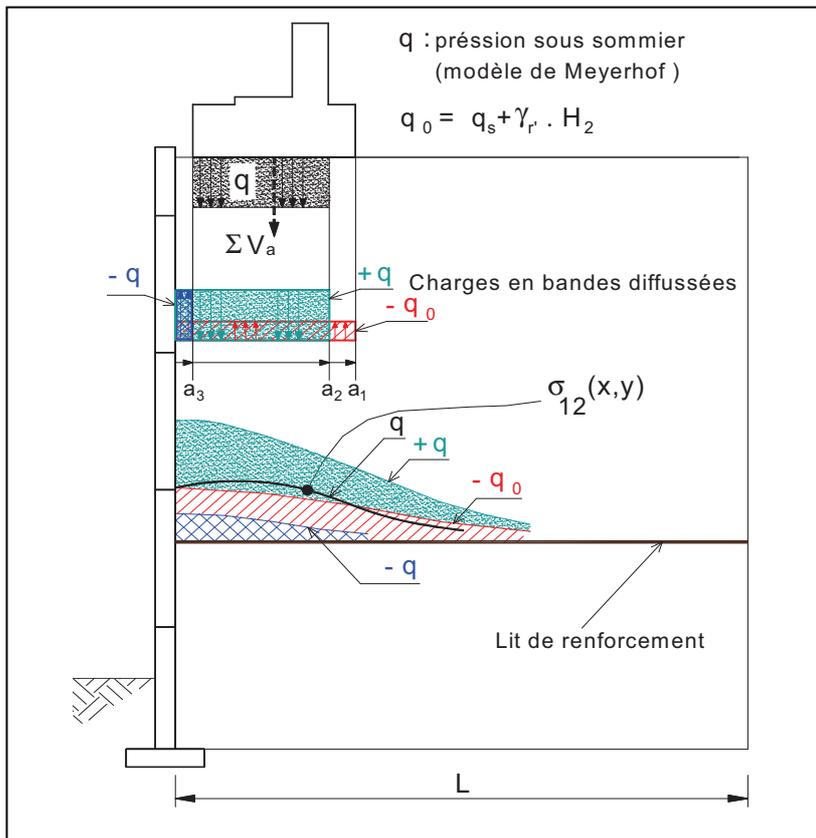


Figure. 2.20. Principe de décomposition des charges réparties (diffusion)

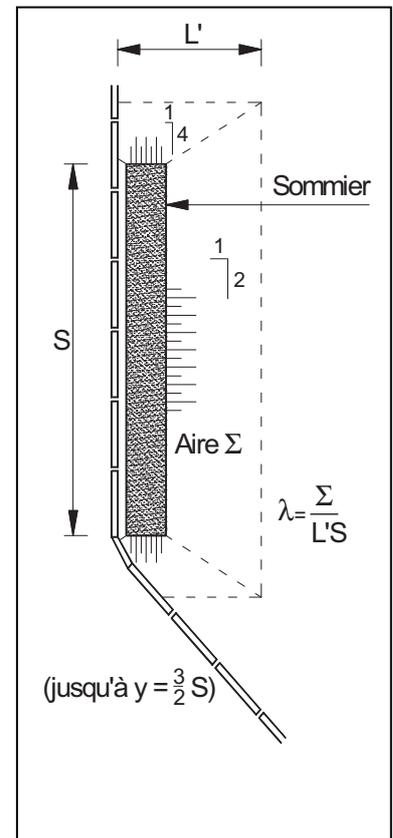


Figure. 2.21. Principe de l'estimation de la diffusion latérale

➤ **Calcul  $\sigma_{hq}$  (Diffusion des actions horizontales)**

Les charges horizontales transmises au massif par le sommier dans le cas d'une culée se traduisent perpendiculairement à la ligne d'appui par une augmentation inversement

proportionnelle à la profondeur de la contrainte horizontale  $\sigma_{hq}$  sur une hauteur  $C_1$  selon la figure. 2-22.

Cette contrainte horizontale due à l'effort horizontal en tête est calculée comme suit :  
(Charge appliquée au bord du parement)

$$\sigma_{hq} = \begin{cases} = 2 \frac{Q_h}{C_1} \left(1 - \frac{h_s}{C_1}\right) & \text{pour } h_s \leq C_1 \\ = 0 & \text{pour } h_s > C_1 \end{cases} \quad (2.16)$$

$C_1$  : est la largeur conventionnelle chargée ;

$Q_h$  : est l'effort horizontal par mètre longitudinal de parement

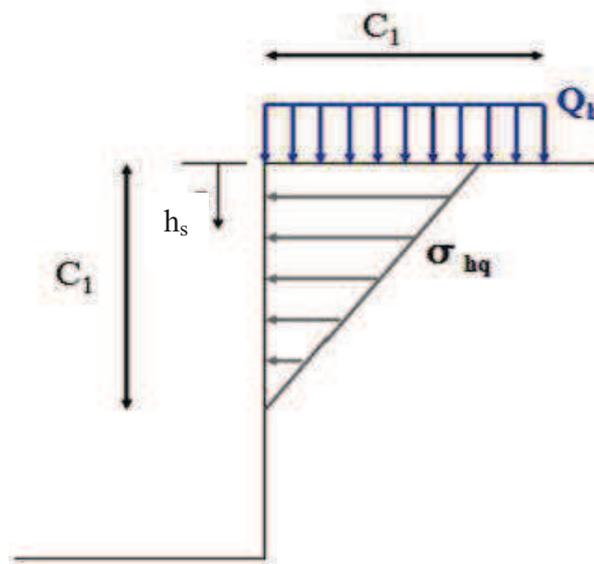


Figure. 2.22. Diffusion des actions horizontales

### (c). Calcul de traction maximale $T_{max}$

Le calcul de traction maximale  $T_{max}$  par mètre linéaire de parement le long du mur dans chaque lit de renfort est calculée en employant l'équation ci-dessous :

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \quad (2.17)$$

Où  $S_v$  est l'espacement vertical entre les lits d'armatures et  $\sigma_h$  la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur un lit d'armature à l'intersection de la ligne de traction maximale.

Le calcul de  $T_{max}$  permet la détermination la traction de renfort à chaque nombre  $n$  des renforts discrets (bandes métalliques, barres, géogrids, etc.) par mètre linéaire de parement ou capacité de traction exigée du type renfort (treillis soudés métallique, géosynthétiques) pour être employé.

### (d). Détermination des efforts au parement

L'effort de traction au parement (par mètre de parement) se calcule suivant la formule :

$$T_{par;d(z)} = (K \cdot \Sigma \alpha_i \cdot \sigma_{vi;d(z)} + \sigma_{hq;d(z)}) S_v \quad (2.18)$$

$T_{\text{par;d}}(z)$  est la valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au Parement ;

$\sigma_{\text{vi;d}}(z)$  est la contrainte verticale correspondant la fonction  $i$  (en général, il y a une seule fonction pour les murs et deux pour les culées) ;

$\sigma_{\text{hq;d}}(z)$  est définie en 2.6.1.3. b ;

$\sigma_{\text{v;d}}(z)$  est la contrainte verticale définie en 2.6.1.3. b ;

$K$  est défini en 2.6.1.3. b ;

$s_v$  est l'espacement vertical des lits de renforcement ;

$\alpha_i$  est un coefficient qui dépend de la flexibilité du parement et de la position de la ligne des tractions maximales. Sa valeur varie, suivant la profondeur, entre  $\alpha_0$  et 1.0 (voir figure. 2.23) ;

$\alpha_{i0} = 0,75$  pour les parements souples ayant un coefficient de rigidité  $i_f=2$  ;

$\alpha_{i0} = 0,85$  pour les parements de rigidité intermédiaire (éléments préfabriqués en béton)  $i_f=1$  ;

$\alpha_{i0} = 1$  pour les parements rigides en une seule pièce  $i_f=0$ .

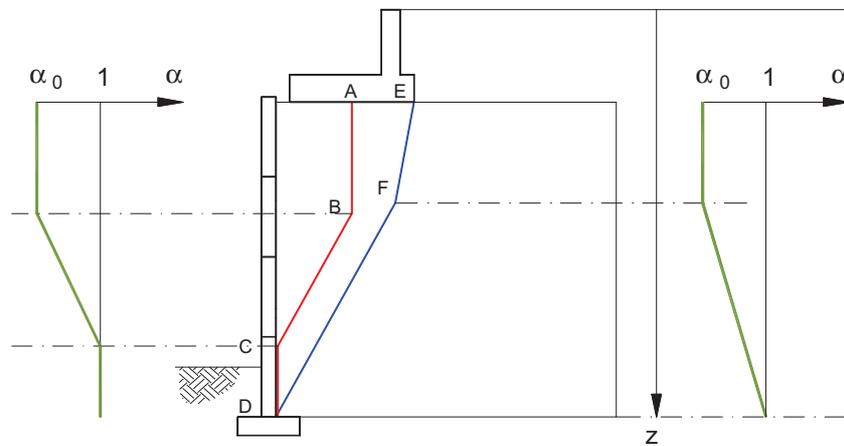


Figure. 2.23. Variation du coefficient  $\alpha$  avec la profondeur

### (e). Calcul de l'effort d'interaction sol-lit de renforcement

L'effort d'interaction sol-lit de renforcement  $R_f$  mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement se calcule suivant la formule :

$$R_f = 2N b L_s \mu_{(z)}^* \sigma_v \quad (2.19)$$

$N$  : est le nombre d'éléments de renforcement par mètre de parement ;

$b$  : largeur de l'armature ;

$L_s$  : longueur d'interaction de l'élément de renforcement pris égal à la longueur de la partie de l'élément de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale (situé dans la zone résistante) ;

$\sigma_v$  valeur moyenne de contrainte totale verticale dans le remblai sur le lit de renforcement :

$$\sigma_v = \frac{1}{L_s} \int \sigma_{v(z,x)} dx \quad (2.20)$$

$\mu_{(z)}^*$  est le coefficient d'interaction sol – lit de renforcement au niveau considéré.

Dans les cas des culées où la contrainte verticale varie sensiblement le long du renforcement :

$$\begin{cases} \mu_{(z,x)}^* = \mu_0^* \left( \frac{\sigma_0 - \sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} \right) + \mu_1^* \frac{\sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} \leq \sigma_0 \\ \mu_{(z,x)}^* = \mu_1^* & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} > \sigma_0 \\ \text{avec } \frac{\sigma_0}{\gamma_G} = 120 \text{ KPa} \end{cases} \quad (2.21)$$

Les constantes  $\mu_0^*$  et  $\mu_1^*$  sont données dans le tableau G.2.1 Pr NF P 94-270.

Où  $\gamma_G$  est le facteur partiel appliqué aux actions permanentes (Tableau Annexe C.1.2(1) Pr NF P 94-270).

**(f). Justification de la résistance des lits de renforcement :**

La stabilité interne est justifiée lit par lit. Pour chaque lit de renforcement, la vérification de la sécurité vis-à-vis d'une rupture des armatures ou de la nappe se fait en vérifiant l'inégalité :

$$T_{\max;d} \gamma_{F3} \leq \frac{R_{c;k}}{\gamma_{M;t}} \quad \text{au point de traction maximale} \quad (2.22)$$

Et

$$T_{\text{par;d}} \gamma_{F3} \leq \frac{R_{a;k}}{\gamma_{M;t}} \quad \text{au point d'attache au parement} \quad (2.23)$$

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

$R_{c;k}$  est la résistance caractéristique du lit de renforcement en section courante par mètre:

$$R_{c;k} = A_{cd} \cdot \sigma_r$$

$\sigma_r$  est la contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement ;

$A_{cd}$  : section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal du parement en partie Courante ;

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

$R_{a;k}$  est la résistance caractéristique du lit de renforcement à l'accrochage ou du parement (la plus petite des deux) par mètre linéique :

$$R_{a;k} = A_{ad} \cdot \sigma_r$$

$A_{ad}$  est la section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal du parement à l'accrochage au parement ;

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

$\gamma_{M3}$  est le coefficient de méthode.

**(g). Justification de l'interaction sol-lit de renforcement :**

$$T_{\max;d} \gamma_{F3} \leq \frac{R_f}{\gamma_{M;t}} \quad (2.24)$$

$R_f$  est la résistance due à l'interaction sol-lit de renforcement mobilisable par mètre longitudinal de parement ;

$\gamma_{mf}$  est le coefficient partiel de sécurité relatif à l'interaction sol-lit de renforcement pris égal à 1,20 pour les ouvrages courants et à 1,30 pour les ouvrages sensibles (comme les culées porteuses et les culées mixtes).

**(h).Justification du parement :**

$$T_{par;d} \gamma_{F3} \leq \frac{R_{p;k}}{\gamma_{M;p}} \tag{2.25}$$

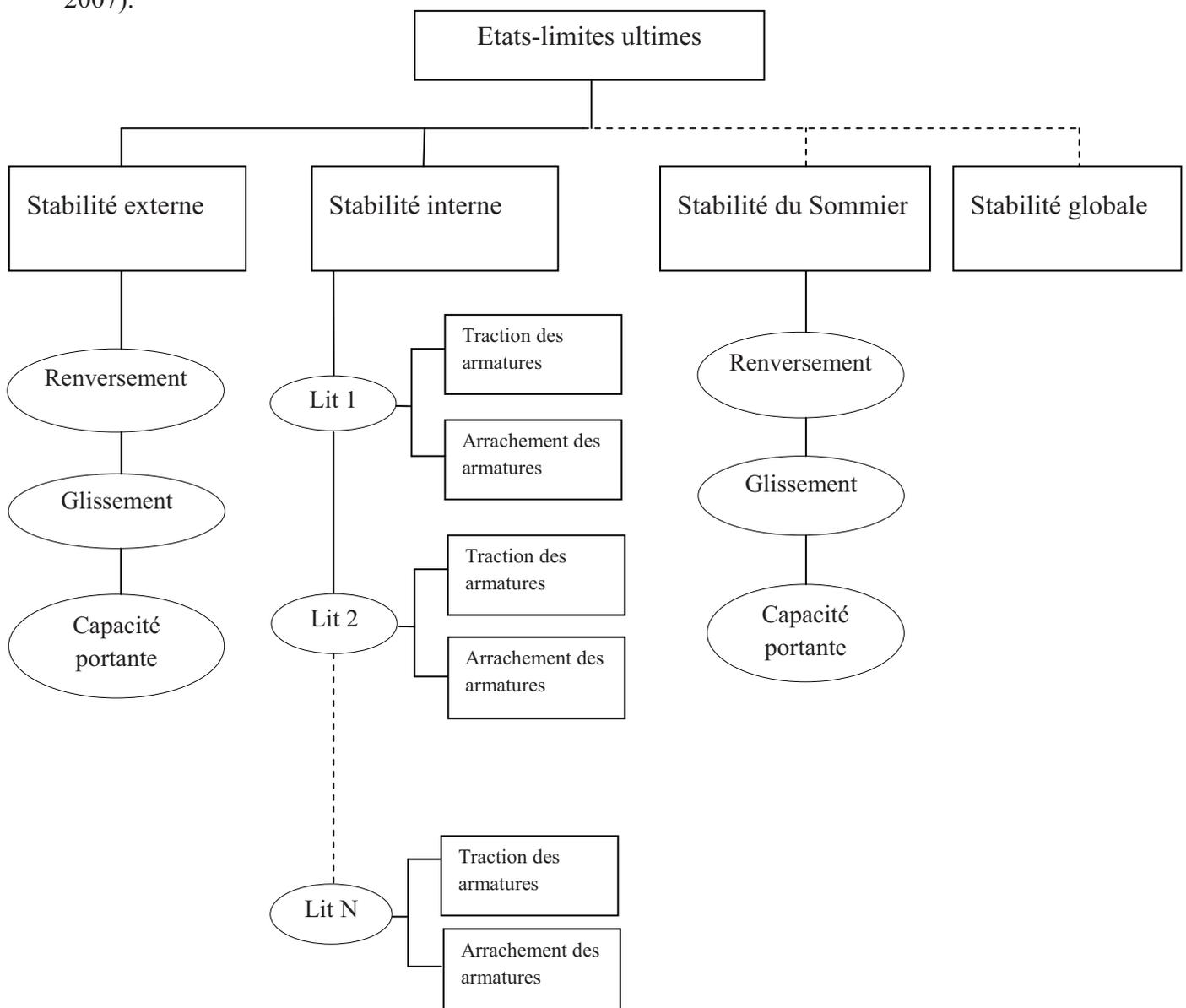
$R_{p;k}$  : résistance du parement à chaque point d'accrochage:  $R_{p;k} = N.P_p$  ;

$P_p$  : réaction à chacun des points d'accrochage des lits de renforcement ;

$\gamma_{M;p}$  : coefficient partiel de sécurité pour la résistance du parement pris égal à 1,65 pour les parements en béton et à 1,50 pour les parements métalliques.

**2.6.2. Dimensionnement des culées en sol renforcé selon les Normes Américaines « AASHTO »**

Le schéma suivant présente une vue générale des contrôles de stabilité d'une culée en sol renforcé aux états limites ultimes selon les Normes Américaines (Zevgolis et Bourdeau, 2007).



### 2.6.2.1. Stabilité externe

Les principales actions prises en compte dans la stabilité externe sont le propre poids du mur renforcé comprenant le remblai situé derrière le sommier de pont, des poussées latérales qui le sollicitent, des surcharges des trafics et les efforts horizontal et vertical transférés par le sommier de pont. Ces actions sont présentées dans la figure.2.24.

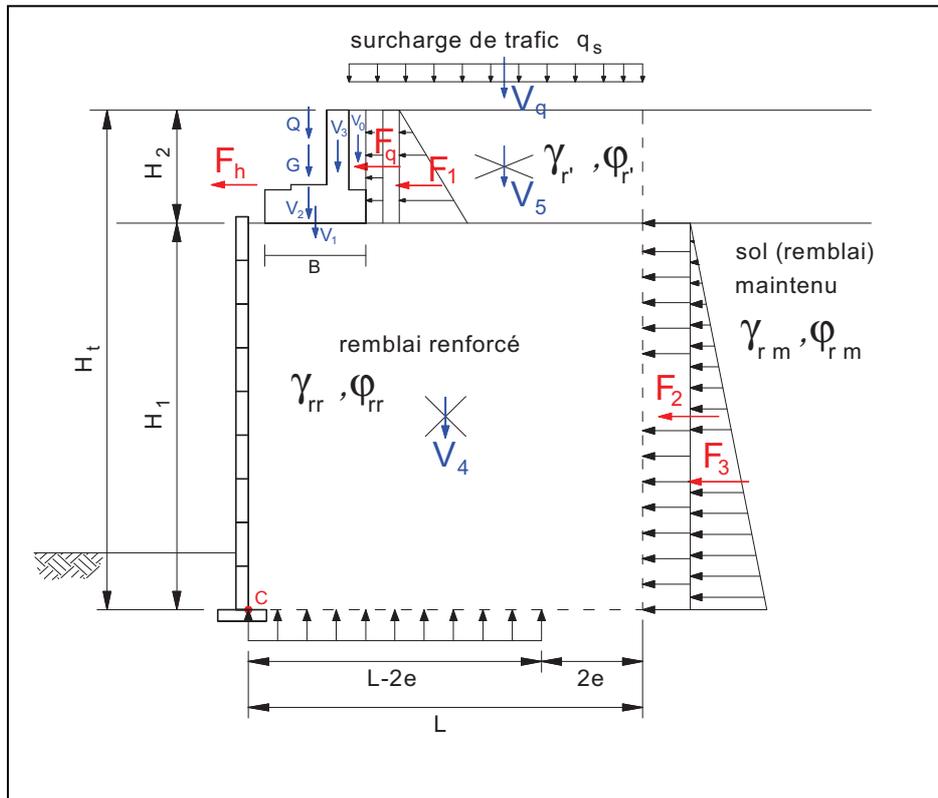


Figure. 2.24. Principales actions appliquées à la culée en sol renforcé

- Glissement à la base :

Pour que le système soit considéré résistant le glissement à long de sa base cela il exige :

$$FS_{\text{glissement}} = (\sum \text{efforts horizontaux de résistance}) / (\sum \text{efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}) \geq 1.5$$

- Excentricité

Il faut vérifier que l'excentricité  $e < L/6$

Où  $L$  est la largeur du mur renforcé

- Portance

Il faut vérifier que la contrainte verticale à la base calculée par la distribution de Meyerhof ne dépasse pas la contrainte admissible du sol de base

$$q_{\text{réf}} \leq q_{\text{al}}$$

Avec :

$q_{\text{réf}}$  : La contrainte de référence de Meyerhof.

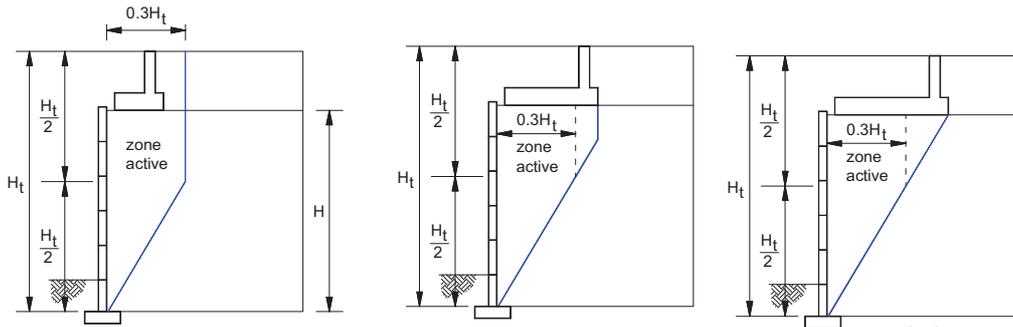
### 2.6.2.2. Stabilité interne

L'analyse de la stabilité interne examine la possibilité de rupture et le retrait d'armature.

#### (a). Détermination de la ligne des tractions maximales

La ligne des tractions maximales dépend de la nature des armatures (extensible ou inextensible) et de la géométrie du sommier.

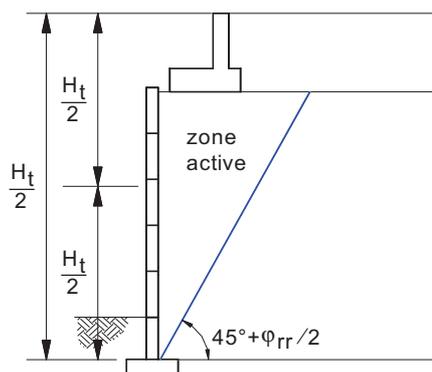
- Armatures inextensibles



*Figure. 2.25. Position de la ligne des tractions maximales dans le cas des renforcements inextensibles.*

- Armatures extensibles

La norme américaine considère que plus les renforcements seront extensibles plus la ligne des tractions maximales se rapprochera de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb (Figure.2.26).



*Figure.2.26. Position de la ligne des tractions maximales dans le cas des renforcements extensibles.*

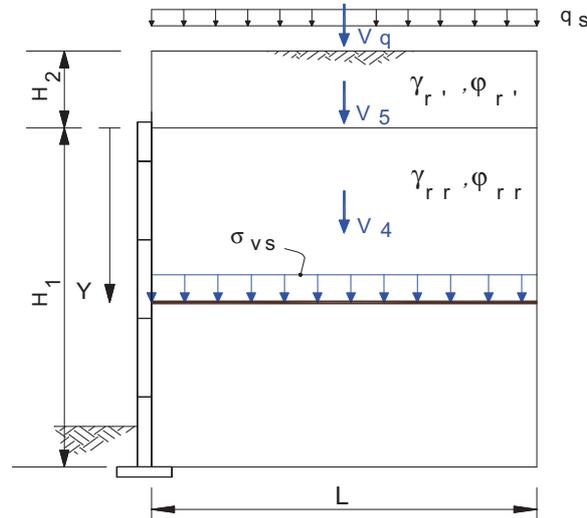
Noter que les culées de pont historiquement ont presque toujours utilisés des renforcements inextensibles. Cependant, on a observé des variations semblables dans la ligne de traction maximum à l'arrière d'un sommier large pour les renforcements extensibles. Par conséquent, la ligne de traction maximum devrait également être modifiée pour le renforcement extensible si le bord arrière du sommier se prolonge au delà du  $H \tan (45 - \phi/2)$  de la face de mur

**(b).Détermination de l'effort de traction maximal  $T_{\max}$** 

Cette étape se fait Comme suit :

- Contrainte verticale due au remblai au niveau du lit considéré  $\sigma_{vs}$

$$\sigma_{vs} = (\gamma_{rr} \cdot H_2) + (\gamma_{rr} \cdot y) \quad (2.26)$$



*Figure.2.27. Contrainte verticale due au remblai*

- Contrainte verticale due à la diffusion des charges concentrées  $\Delta\sigma_v$

Pour déterminer cette contrainte la norme américaine utilise une distribution pyramidale 2V :1H Figure.2.28.a.

$$\Delta\sigma_v = \frac{\sum V_a}{D(y)} \quad (2.27)$$

Où

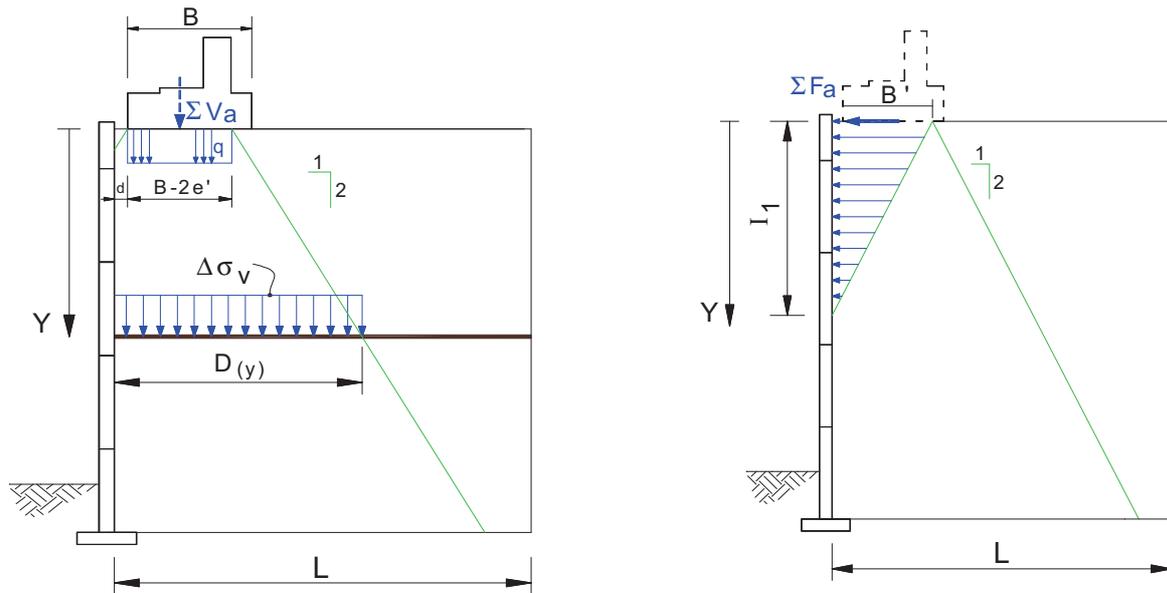
$$D(y) = \begin{cases} B - 2e' + y & \text{si } y \leq 2d \\ d + (B - 2e') + y/2 & \text{si } y > 2d \end{cases} \quad (2.28)$$

- contrainte horizontale due à la diffusion des charges concentrées  $\Delta\sigma_h$

$$\Delta\sigma_h = \begin{cases} 2 \cdot \sum F_a \cdot (I_1 - y) / (I_1^2) & \text{si } y \leq I_1 \\ 0 & \text{si } y > I_1 \end{cases} \quad (2.29)$$

Avec

$$I_1 = (d + B - 2e') \cdot \tan(45 + \phi_{rr}/2) \quad (2.30)$$



(a) Diffusion des charges verticales

(b) Diffusion des charges horizontales

Figure.2.28. Diffusion des charges verticales et horizontales

La contrainte horizontale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit d'armature  $\sigma_h$

$$\sigma_h = K \cdot (\sigma_{vs} + \Delta\sigma_v + q_s) + \Delta\sigma_h \tag{2.31}$$

Avec K est le coefficient de poussée active du remblai du massif, sa valeur est dépend de l'extensibilité du renforcement Figure.2.29.

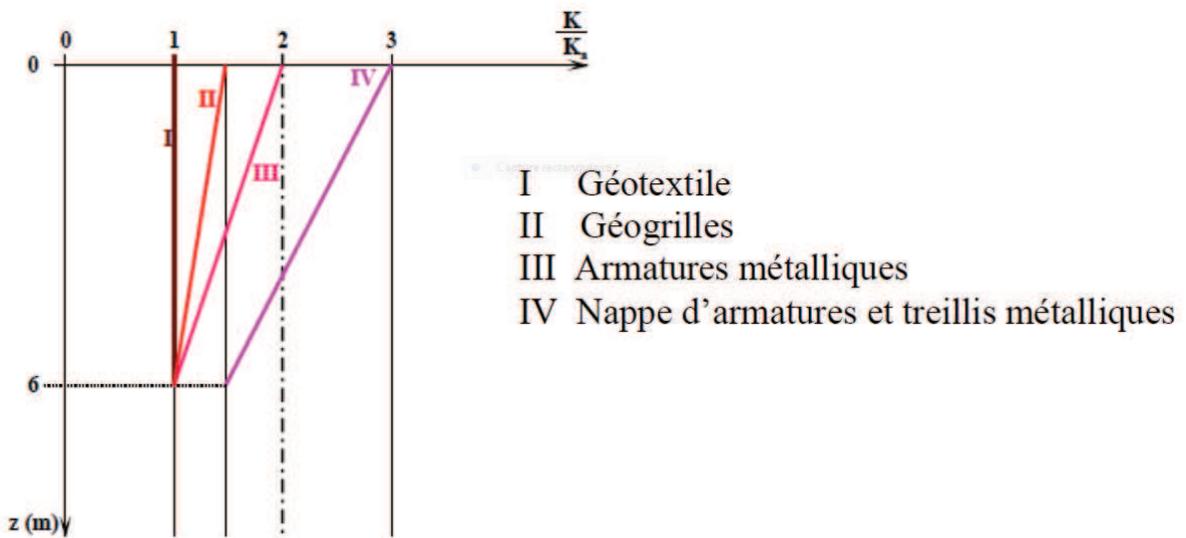


Figure.2.29. Variation de K en profondeur selon l'extensibilité du renforcement (F.H.W.A.)

(c). Détermination de l'effort de traction maximal Tmax

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \tag{2.32}$$

Avec  $S_v$  est l'espacement vertical des lits de renforcement.

**(d).Justification vis-à-vis de la rupture des renforts**

La stabilité interne en ce qui concerne la rupture des renforts exige :

$$\frac{T_{max}}{R_c} \leq T_a \quad (2.33)$$

$T_a$  est la traction ultime par unité de largeur du renfort ;

$R_c$  : Rapport ;  $R_c = 1.0$  pour 100 pour cent d'assurance du renforcement.

**(e).Justification vis-à-vis de l'arrachement des renforts**

La stabilité en ce qui concerne la résistance à l'arrachement (adhérence) des renforts exige que les critères suivants soient satisfaisants :

$$T_{max} \leq F^* \cdot \alpha \cdot (\sigma_v \cdot Le) \cdot C \cdot R_c \quad (2.34)$$

Où

$F^*$  : Coefficient d'adhérence entre le sol et l'armature ;

$\alpha$  : Facteur de correction ;

$(\sigma_v \cdot Le)$  : Contrainte verticale totale dans le remblai au niveau du lit considéré (sans la surcharge  $q_s$ ) :

$$(\sigma_v \cdot Le) = (\sigma_{vs} \cdot Le) + (\Delta\sigma_v \cdot Li) \quad (2.35)$$

$Le$  : Longueur d'adhérence au niveau du lit considéré et au droit de la ligne des tractions maximales (Figure. 2.30).

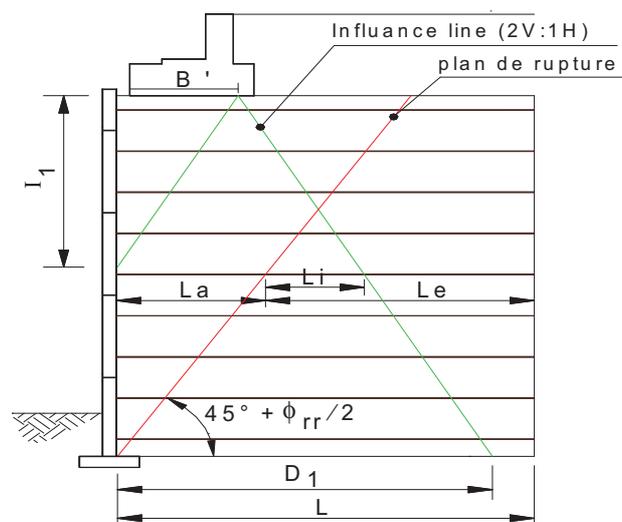
$$Le = L - La \quad (2.36)$$

$La$  : Longueur de la zone active du lit considéré (Figure. 2.30) ;

$$La = (H_1 - z) \tan(45^\circ - \phi_{rr}/2) \quad (2.37)$$

$Li$  : Longueur hors de la zone active et ligne de la diffusion du lit considéré (Figure. 2.30) ;

$C$  : Périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement  $C = 2$  pour les nappes.



**Figure. 2.30.** Résistance à l'arrachement (adhérence)

### **2.6.2.3. Stabilité du Sommier**

Le proportionnement du sommier de pont sur le massif armé dépend d'une série de facteurs, tels que le tablier et les poutres du pont, des conditions de charge, de la géométrie globale de la structure, et autres. De façon générale, le sommier de pont doit répondre aux critères typiques pour une semelle filante, contre différents modes de ruine de glissement et de renversement. En outre, la pression appliquée sur le sol sera limitée à 200 kPa en tenant compte de la largeur efficace de base ( $B'$ ). AASHTO (2002) recommande également que la distance entre la ligne centrale du sommier et le bord externe du revêtement soit au moins 1 m, tandis que la distance entre le bord intérieur du revêtement et le bord avant de sommier devrait être au moins de 150 millimètres. Dans les cas où la pénétration de gel est prévue, la semelle devrait être posée sur un lit d'agrégat compact épais approximativement de 1m.

### **2.6.2.4. Stabilité globale**

La stabilité globale des murs en sol renforcé (et les culées en sol renforcé) est typiquement exécutée suivre des méthodes d'analyse de stabilité de pente, comme la méthode de calcul par tranches de bishop. Une telle analyse est recommandée quand le mur en sol renforcé est situé sur une pente, ou quand les conditions de base sont faibles.

## **2.7. DEFORMATIONS DE MUR EN SOL RENFORCE**

### **2.7.1. Les Facteurs qui influencent les déformations du mur en sol renforcé**

Les déformations du mur en sol renforcé dépendent d'un certain nombre de facteurs, sont divisés en deux parties, une partie facteurs externes et une partie facteurs internes.

#### **2.7.1.1. Facteurs externes de déformation**

Il ya plusieurs facteurs externes au mur peuvent affecter les déformations totales. Les principaux parmi ces facteurs sont le tassement de base, les charges appliquées par le sol soutenu, et les charges appliquées au dessus du mur en sol renforcé par géosynthétiques ou du sol maintenu (Figure. 2.31 et 2.32). Le tassement pourrait alors être superposé au calcul de la déformation du mur elle-même pour obtenir toute la déformation (Christopher et al, 1990).

Chou et Wu (1993) avaient utilisé la méthode d'élément fini pour analyser les murs de soutènement en sol renforcé assumé pour être construit sur base rigide , argile raide, sable moyen dense et argile molle . Leur analyse, confirmée par XI (1992), a démontré que le sol de base peut de manière significative influencer la performance de mur et affecter la forme de déformation, (Figure. 2.31). La même conclusion a été faite par Helwany et al (2003) pour un Sable dense, Sable moyen dense et Sable lâche.

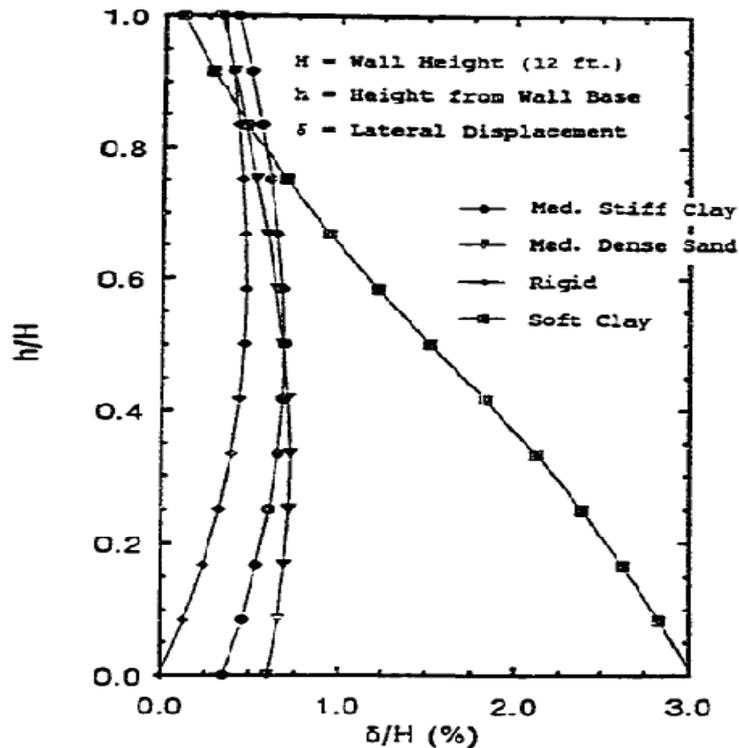


Figure 2.31. Effet de rigidité de base sur le déplacement latéral de mur (Chou et Wu, 1993).

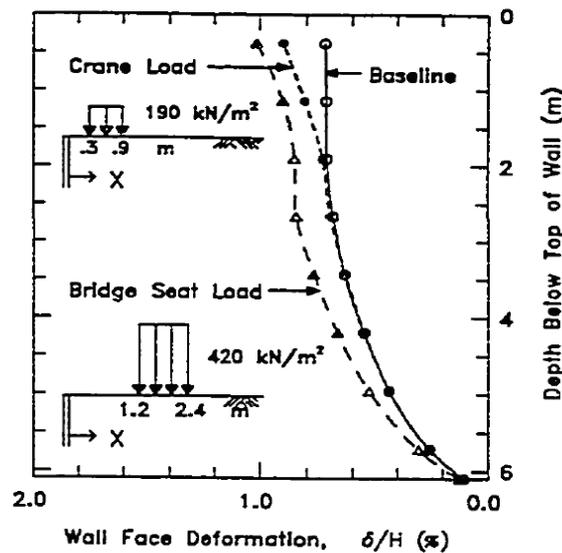


Figure 2.32. Effet de valeur de la charge de sommier sur la déformation latérale de mur (Chew et al, 1990).

### 2.7.1.2. Facteurs internes de déformation

Il y a nombreux d'autres facteurs, celui pourrait être considéré interne au mur, qui influencent le comportement global de mur en sol renforcé : les propriétés mécaniques de sol et le poids spécifique, densité, longueur, distribution, rigidité et inclinaison, le fluage du renforcement, les propriétés d'interface de sol-renfort, la technique de construction, l'énergie de compactage, et le type de revêtement de mur (Figure.2.33). La contribution individuelle de ces facteurs sur les déformations de mur en sol renforcé par géosynthétiques a été étudiée par de nombreux

chercheurs, principalement par des études par la méthode des éléments finis et des modèles centrifugeuses.

Stanley Boyle (1995) a fait une étude bibliographique sur plusieurs travaux de recherche ont été effectués sur les déformations des murs en sol renforcé par géosynthétiques et il conclut que :

- La méthode d'élément fini est un moyen approprié d'étudier la déformation et le comportement de mur en sol renforcé par géosynthétiques ;
- La déformation des murs en sol renforcés est très sensible au rapport de la longueur renfort ( $L$ ) à la hauteur de mur ( $H$ ), pour  $L/H < 0.7$ . si le  $L/H$  diminue, les déformations latérales augmentent. Ce rapport a été identifié comme indicateur primaire des déformations totales ;
- L'augmentation de l'espacement vertical entre les couches ou la diminution de la rigidité de renfort pour un espacement donné augmente les déformations ;
- L'augmentation de rigidité d'élément de face diminue la déformation de mur ;
- L'énergie de compactage et les contraintes de sol induits par le compactage ; influencent sur les déformations qui se produisent pendant la construction et les contraintes dans les renforts à la fin de la construction ;
- Les déformations de face de mur ne peuvent pas être exactement estimées en intégrant les déformations dans les renforts puisque ces déformations n'incluent pas des facteurs externes au mur (par exemple, tassement de base ou rotation globale de mur).

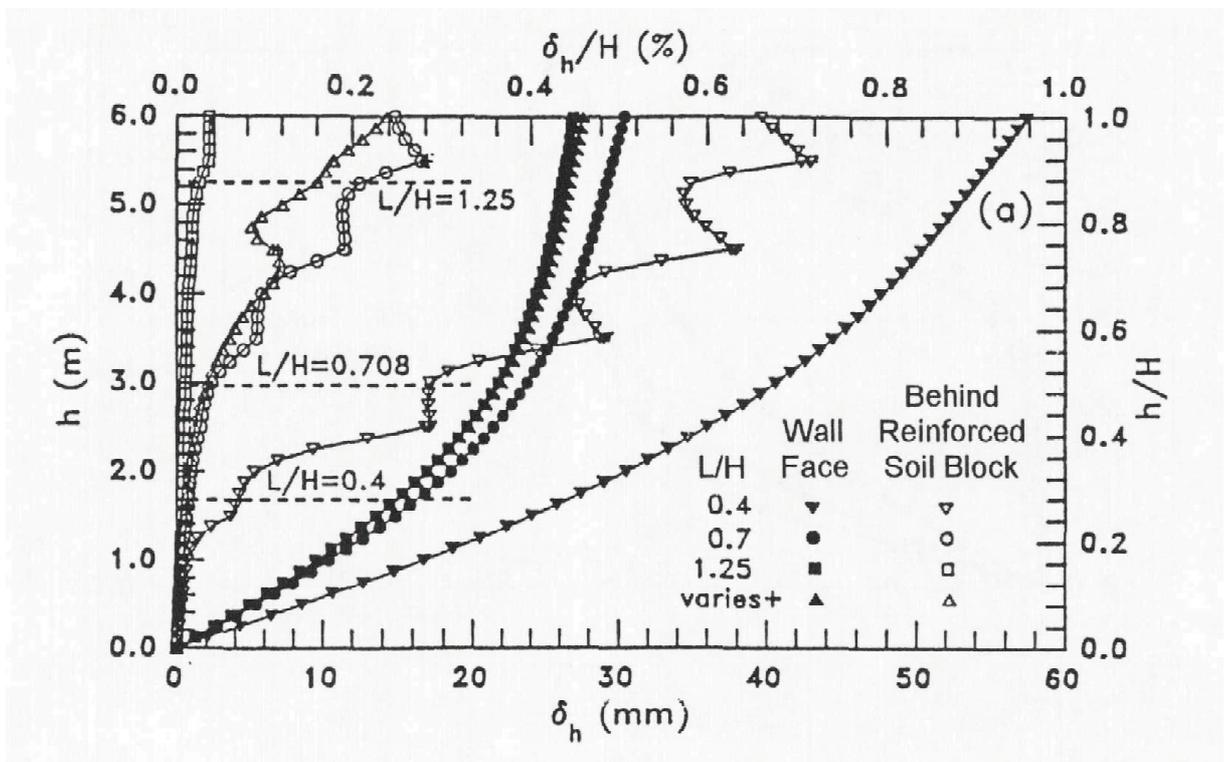


Figure.2.33. L'effet du rapport de  $L/H$  sur la déformation latérale de mur comme récapitulé par Rowe et Ho (1997)

### 2.7.2. Estimation de la déformation maximale

Les méthodes les plus répandues pour estimer le déplacement latéral maximal des murs en sol renforcé sont la méthode de FHWA (Christopher, et al, 1989), la méthode de Geoservices (Giroud, 1989), la méthode de CTI (Wu, 1994), et la méthode de Jewell-Milligan (1989). UN résumé de chaque méthode est présenté ci-dessous.

#### 2.7.2.1. Méthode de FHWA (Christopher et al, 1989)

La méthode de FHWA corrèle le rapport de L/H (L = longueur de renfort, H = taille de mur) avec le déplacement latéral d'un mur en sol renforcé pendant la construction. La figure 1.2 montre le rapport entre L/H et  $\delta_R$ , le coefficient relatif empiriquement dérivé de déplacement basé sur des murs de 6 m d'hauteur, la valeur de  $\delta_R$  est augmentée 25% pour chaque 20kPa de surcharge. Pour les murs plus hauts, l'effet de surcharge peut être plus grand. La courbe présentée dans la figure 2.34 a été rapprochée par un polynôme de quatrième-ordre comme :

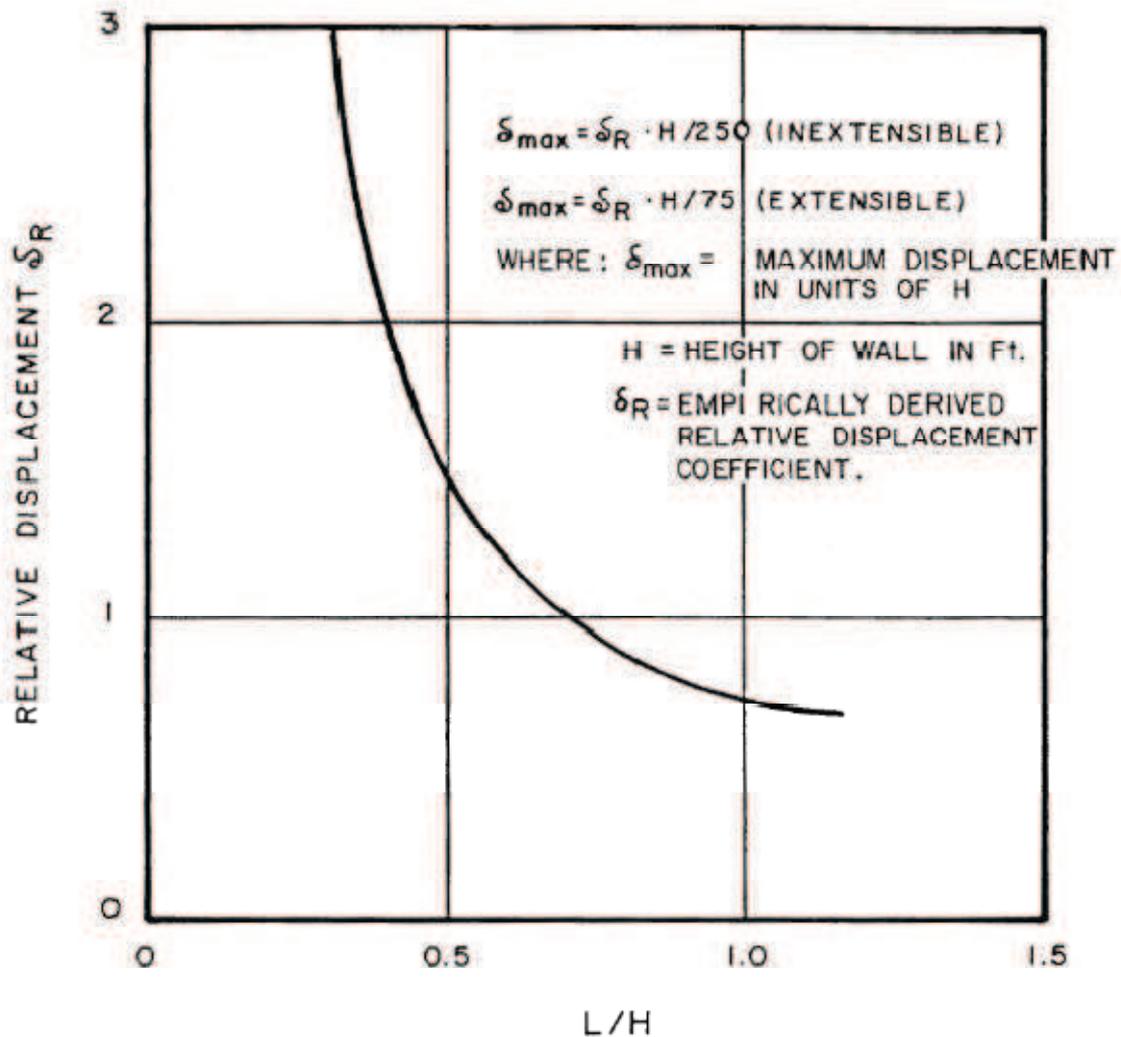
$$0.3 \leq \frac{L}{H} \leq 1.175 \quad (2.38)$$

$$\delta_R = 11.81 \left(\frac{L}{H}\right)^4 - 42.25 \left(\frac{L}{H}\right)^3 + 57.16 \left(\frac{L}{H}\right)^2 - 35.45 \left(\frac{L}{H}\right) + 9.471 \quad (2.39)$$

Pour les renforts extensibles ou inextensibles, le déplacement latéral maximal de mur,  $\delta_{max}$ , peut être calculé à partir de l'équation suivante (l'unité de  $\delta_{max}$  est même unité avec H) :

$$\delta_{max} = \delta_R \left(\frac{H}{75}\right) \quad \text{Renfort extensible} \quad (2.40)$$

$$\delta_{max} = \delta_R \left(\frac{H}{250}\right) \quad \text{Renfort inextensible} \quad (2.41)$$



*Figure 2.34. Courbe empirique pour estimer le déplacement maximal de mur pendant la construction dans la méthode de FHWA (Christopher et al, 1989)*

La méthode de FHWA a été développée empiriquement en déterminant un déplacement « tendance » par d'analyse numérique et en ajustant la courbe avec les valeurs mesurées expérimentalement. La méthode fournit une évaluation rapide du déplacement latéral maximal. Noter que le déplacement latéral maximal,  $\delta_R$ , obtenu à partir la Figure 2.34 a été corrigé pour des murs avec différentes tailles et surcharges.

### 2.7.2.2. La méthode de Geoservices (Giroud, 1989)

La méthode de Geoservices se fonde sur des analyses d'équilibre-limite pour calculer la longueur du renfort requise pour satisfaire un facteur de sécurité suggéré en ce qui concerne trois modes de défaillances externes présumés (par exemple, échec par poinçonnement du sol, glissement et renversement). La méthode fournit une procédure pour calculer le déplacement latéral de mur.

Le déplacement latéral est calculé en choisissant d'abord une limite de déformation pour le renfort. Cette limite de déformation est habituellement plus moins de 10 % et dépendra d'un

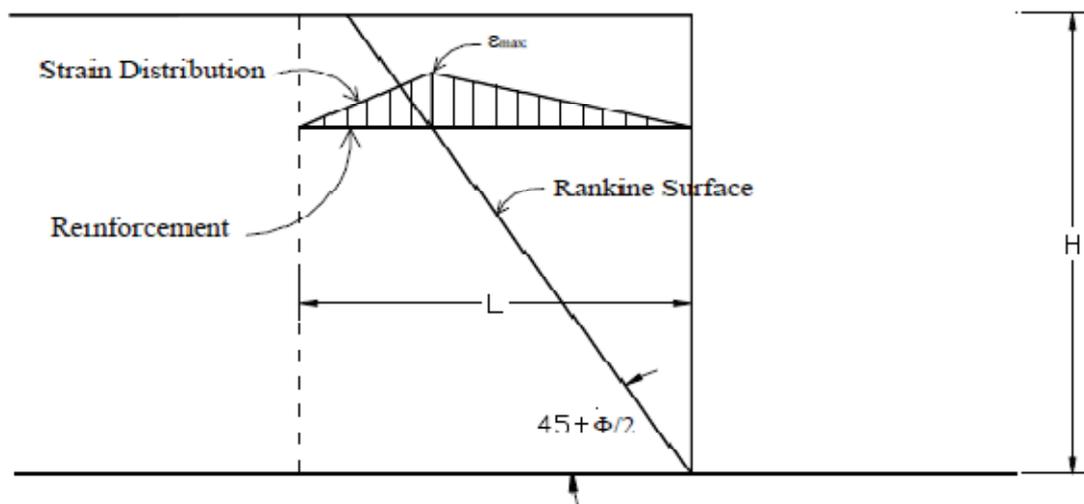
certain nombre de facteurs tels que le type de revêtement de mur, les tolérances de déplacement et le type de géosynthétiques à employer comme renfort. Les panneaux de revêtement en béton, par exemple, ne permettraient pas beaucoup de déplacement latéral sans montrer les signes de la détresse. Par conséquent une basse limite de déformation (1 à 3 %) devrait être choisie.

Les géosynthétiques ont une large gamme de propriétés matérielles selon, parmi d'autres facteurs, la manière qu'ils sont manufacturés. Le géotextile non-tissé présente de basses modules caractéristiques et si l'on choisi comme renfort pour un mur, la conception impliquerait nécessairement une grande déformation de conception doit être considérée.

Une fois la limite de déformation a été choisie, la méthode suppose une distribution de déformation dans le renfort, suivant les indications de la figure 2.35. Le déplacement horizontal,  $\delta_h$ , devient alors :

$$\delta_h = \frac{\varepsilon_d L}{2} \quad (2.42)$$

Où :  $\varepsilon_d$  = la limite de déformation ( $\varepsilon_{\max}$ ), et L = longueur de renfort.



*Figure 2.35. Distribution supposée de déformation dans la méthode de Geoservices*

### 2.7.2.3. La méthode de CTI (Wu, 1994)

Différente de toutes les autres méthodes de conception basées sur la force-ultime du renfort de géosynthétiques, la méthode de CTI est une méthode de conception basée sur la charge de service.

Les exigences du renfort sont prévues en termes de rigidité à une limite de déformation de conception aussi bien qu'une rigidité ultime.

Dans la plupart des cas, le concepteur choisira une limite de déformation de conception de 1% à 3% pour le renfort. Le déplacement latéral maximal d'un mur,  $\delta_{max}$ , peut être estimé par l'équation empirique suivante :

$$\delta_{max} = \varepsilon_d \left( \frac{H}{1.25} \right) \quad (2.43)$$

Où  $\varepsilon_d$  = la déformation de limite de conception (en général 1 % 3 % pour le  $H \leq$  de 30 pi) et  $H$  = taille de mur.

Si le déplacement maximal de mur dépasse une tolérance imposée pour le mur, une plus petite limite de déformation de conception devrait être choisie de sorte que le déplacement latéral maximal du mur satisfasse l'exigence en matière de performance. L'équation 2.43 s'applique seulement aux murs avec la rigidité très petite de revêtement, telle que les murs à face enveloppée. Les murs avec la rigidité significative de revêtement auront un plus petit déplacement latéral maximal. Par exemple, les murs en sol renforcé avec bloc modulaire le  $\delta_{max}$  auront environ 15% plus petit que celui calculé par l'équation 2.43. (Thang Quyet Pham 2009)

#### 2.7.2.4. La méthode de Jewell-Milligan

Jewell (1988) et Jewell et Milligan (1989) ont proposé une procédure pour calculer le déplacement de mur basé sur l'analyse des contraintes et des déplacements dans le massif de sol renforcé. La méthode décrit un lien entre les contraintes de sol (champs de contrainte) dans la masse de sol renforcé en lequel un angle de frottement mobilisé constant est supposé avec les déplacements résultants (champs de vitesse). Il y a deux paramètres pour la déformation plastique de déformation-plane du sol : l'angle de frottement de déformation plane,  $\varphi_{ps}$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

Jewell et Milligan (1989) ont remarqué à partir des analyses d'équilibre limite qu'il y a trois zones importantes dans un mur en sol renforcé, comme illustré sur la figure 2.36 (a). La frontière entre la zone 1 et 2 est sous un angle  $(45^\circ + \psi/2)$  à l'horizontal, et entre la zone 2 et 3 sous un angle  $\varphi_{ds}$ . Des forces importantes de renfort sont exigées dans la zone 1 au maintien de la stabilité à travers une série de plans critique inclinés. Dans la zone 2, les forces exigées de renfort se réduisent progressivement.

Les hypothèses de la méthode de Jewell-Milligan pour « la longueur idéale » du renfort sont :

- La longueur de renfort à chaque couche se prolonge au dos de la zone 2, soi-disant « longueur idéale ».
- Le mouvement horizontal du revêtement peut être calculé en supposant que les déflexions horizontales commençant à la frontière fixe entre les zones 2 et 3 et fonctionnant jusqu'à la face du mur.
- La stabilité sur les contraintes caractéristiques et les vitesses caractéristiques est également critique dans le sol et par conséquent le renfort doit fournir l'équilibre pour les deux. La conséquence est celle derrière la zone active de Rankine dans un

mur en sol renforcé, l'équilibre est régi par des  $\phi_{ds}$  mobilisés sur les vitesses caractéristiques.

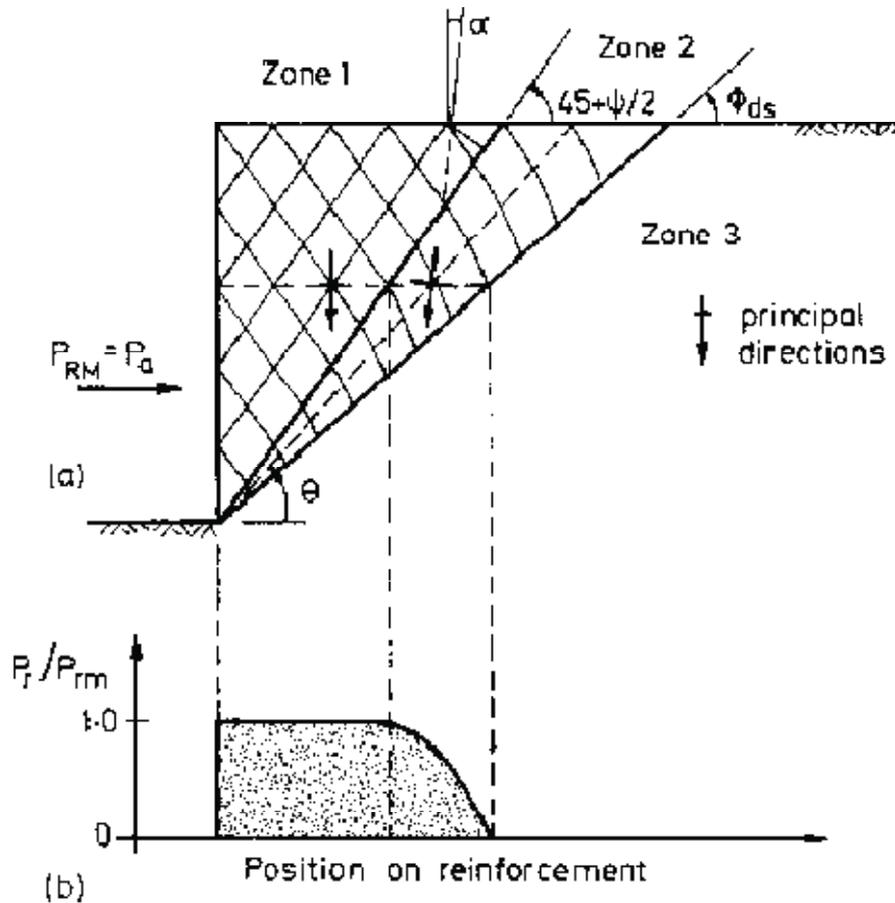


Figure 2.36. Zones importantes des forces de renfort dans un mur en sol renforcé par géosynthétiques et la distribution de force le long du renfort avec la longueur idéale (Jewell et Milligan, 1989).

Dans la Figure 2.36, la force résultante horizontale maximale nécessaire pour l'équilibre,  $P_{rm}$ , est égale à la force active  $P_a$  :

$$P_{rm} = P_a = K_a \left( \frac{\gamma H^2}{2} + q_s H \right) \quad (2.44)$$

Où  $\gamma$  = poids spécifique du sol ;  $H$  = hauteur de mur ;  $q_s$  = surcharge uniforme ;

$K_a$  = Coefficient de la poussée active de la terre qui peut être exprimé comme :

$$K_a = \frac{(1 - \sin \phi_{ps})}{(1 + \sin \phi_{ps})} = \frac{\tan(45 + \frac{\psi}{2} - \phi_{ds})}{\tan(45 + \frac{\psi}{2})} \quad (2.45)$$

La force requise de renfort  $P_r$  dans la zone 2 sous un angle  $\theta$ , suivant les indications de la figure 2.36(b), peut être estimée à partir de la force maximum  $P_{rm}$  de renfort comme :

$$\frac{P_r}{P_{rm}} = \frac{\tan(\theta - \phi_{ds})}{K_a \tan \theta} \quad (2.46)$$

Les résultats des analyses de déplacement ont été présentés sous forme des abaques suivant les indications de la figure 2.37. Les diagrammes peuvent être employés pour déterminer la distribution du déplacement latéral de mur le long du visage de mur pour différentes valeurs de frottement interne mobilisé  $\varphi_{ps}$  et d'angles de dilatation  $\psi$ .

Pour estimer la déflexion horizontale à la face de mur en sol renforcé par géosynthétiques avec espacement uniforme entre les renforts et longueur idéale, les diagrammes suivant les indications de la figure 2.37 peuvent être employés. La déflexion horizontale à la face de mur dépend de la taille de mur  $H$ , de résistance au cisaillement mobilisable de sol  $\varphi_{ds}$ , de force de renfort  $P_R$ , et de la rigidité de renfort  $K$ .

Les diagrammes sur la figure 2.37 peuvent être employés pour obtenir un facteur sans dimensions,  $\frac{\delta_h k}{H P_{base}}$  et alors le déplacement horizontal  $\delta_h$  peut être calculé à partir de ce facteur. La force de renfort se produit à la base du mur,  $P_{base}$ , dans le facteur sans dimensions ci-dessus, peut être calculé par :

$$P_{base} = K_a S_v (\gamma H + q_s) \quad (2.47)$$

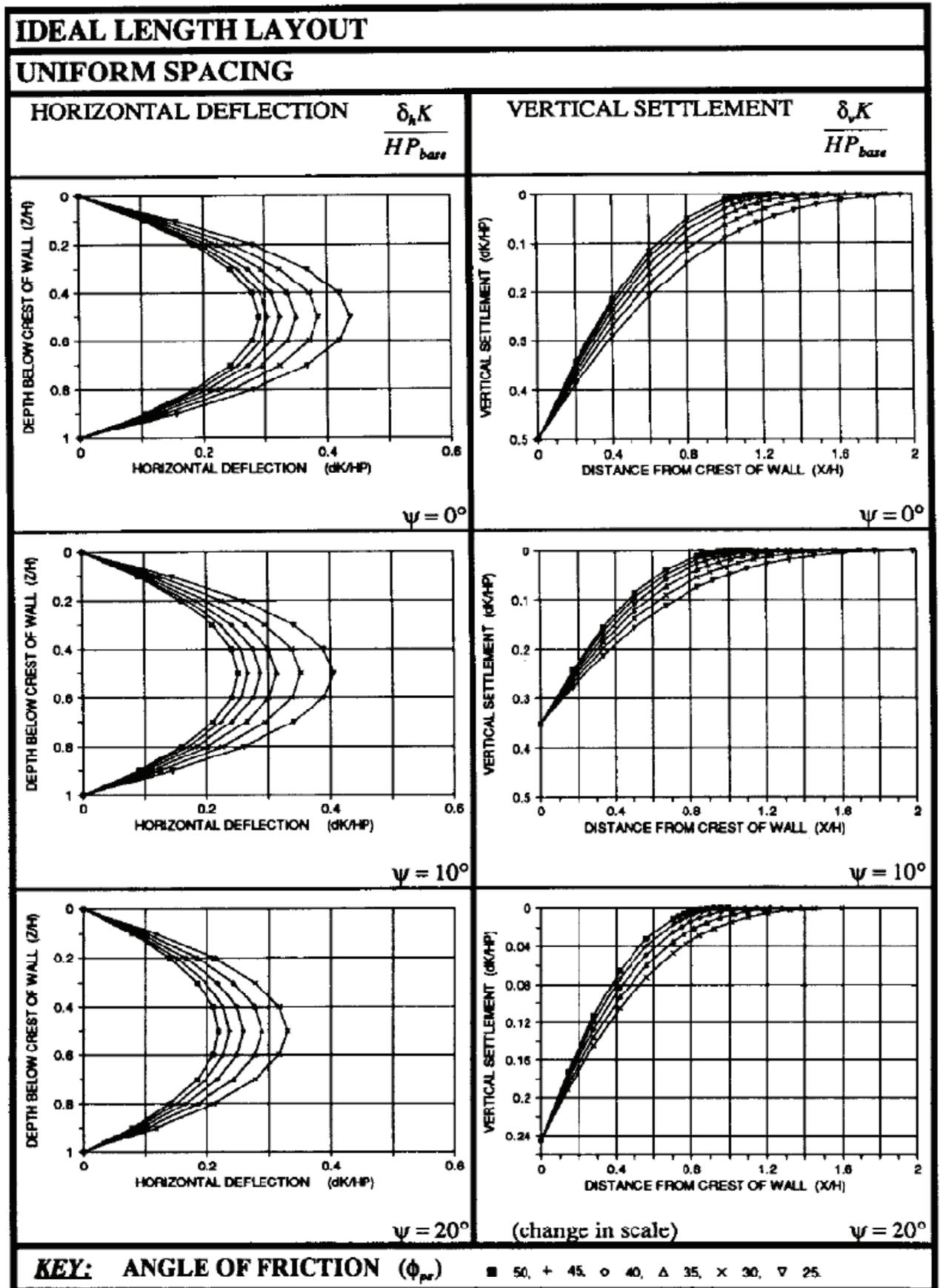


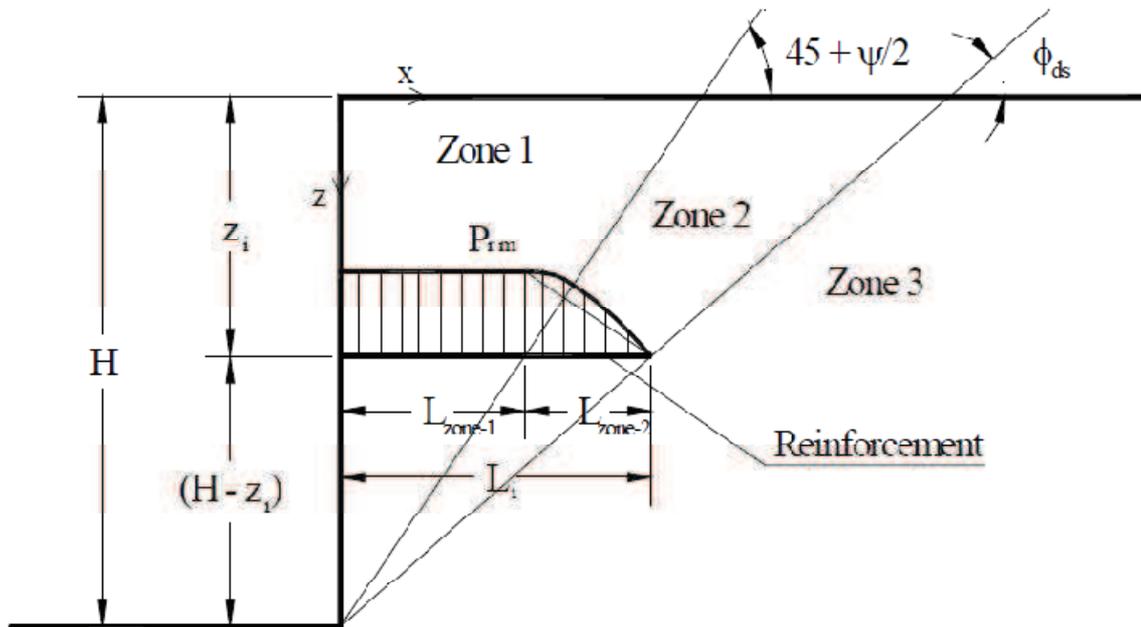
Figure 2.37. Diagrammes pour estimer le déplacement latéral de mur en sol renforcé par géosynthétiques avec la disposition de longueur idéale (Jewell et Milligan, 1989)

**2.7.2.5. Méthode de Jewell-Milligan modifiée**

Thang Quyet Pham (2009) a fait une dérivation des équations dans la méthode de Jewell-Milligan pour prévoir la déformation d'un mur en sol renforcé avec rigidité négligeable de revêtement

Cette méthode exige :

- La face de mur est verticale ou presque verticale ;
- Il y a seulement raccordement par frottement entre les blocs adjacents de revêtement (c.-à-d., il n'y a aucun élément mécanique supplémentaire de raccordement) ;
- Une surcharge uniforme est appliquée au-dessus de surface horizontale entière du mur.
- Chaque bloc de revêtement est un corps rigide, c.-à-d., le mouvement est permis, mais ne peut être déformé.



*Figure 1.38. Zones importantes de la force de renfort dans un mur en sol renforcé (Jewell et Milligan, 1989)*

Le mouvement horizontal,  $\Delta_h$ , de face de mur à profondeur  $z_i$  peut être évalué comme :

$$\Delta_h = \Delta_{zone-1} + \Delta_{zone-2} \tag{2.48}$$

$$\int_0^{L_{zone-1}} \frac{P_{rm}}{K_{reinf}} dx = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{P_{rm}}{K_{reinf}} L_{zone-1} \tag{2.49}$$

$$\int_{L_{zone-1}}^{L_{zone-1}+L_{zone-2}} \frac{P_{rm}}{K_{reinf}} dx \approx \left(\frac{1}{2}\right) \frac{P_{rm}}{K_{reinf}} L_{zone-2} \tag{2.50}$$

Où  $K_{reinf}$  : la rigidité de renfort

$P_{rm}$  : force maximum de renfort à profondeur  $z_i$

$L_{zone-1}$  : longueur de renfort dans la zone 1 à profondeur  $z_i$

$L_{zone-2}$  : longueur de renfort dans la zone 2 à profondeur  $z_i$

L'auteur après la dérivation et la simplification trouve le déplacement d'un mur en sol renforcé par géosynthétiques avec face en bloc modulaire à une profondeur  $z_i$  peut être déterminé par :

$$\Delta_i = 0.5 \left[ \frac{K_h(\gamma_s Z_i + q) S_v - \gamma_b b S_v \tan \delta (1 + \tan \delta \tan \beta)}{K_{reinf}} \right] (H - Z_i) \left[ \tan \left( 45^\circ - \frac{\psi}{2} \right) + \tan(90^\circ - \phi_{ds}) \right] \quad (2.51)$$

Avec :

$K_h$  : Coefficient de la poussée active de la terre ;

$\gamma_s$  : Poids volumique du sol ;

$Z_i$  : profondeur de lit de renfort ;

$q$  : surcharge uniforme ;

$S_v$  : espacement entre les lits d'armatures ;

$\gamma_b$  : Poids volumique du bloc de parement ;

$b$  : largeur de bloc de parement ;

$\delta$  : angle de frottement entre les éléments de blocs modulaires de parement ( $\delta$  peut être l'angle de frottement entre les blocs de parement s'il n'y a aucun renfort entre les blocs, ou il peut être l'angle de frottement entre le bloc de parement et géosynthétiques s'il y a un renfort serré entre les blocs) ;

$\beta$  : angle de frottement entre la face arrière du mur et le sol ;

$H$  : hauteur du mur ;

$\Psi$  : Angle de dilatance ;

$\phi_{ds}$  : angle de frottement de cisaillement direct ;

$K_{reinf}$  : la rigidité de renfort.

### 2.7.3. Données des normes et règlements concernant les déplacements tolérables des culées des ponts en sol renforcé

Wahls, (1990), en se basant sur une étude complète des mouvements des culées des ponts rapportés par Moulton et al (1985), a proposé des valeurs maximales des déplacements admissibles à considérer pour les culées des ponts en sol renforcé sont 100 mm pour le tassement et 50 mm le déplacement latéral.

Selon les directives de l'AASHTO les culées des ponts en sol renforcé pourraient sans risque de tolérer un tassement différentiel maximal (dû au placement de la superstructure de pont et après l'ouverture du pont pour le trafic) de 70 millimètres sans détresse structurale.

Les ingénieurs de CDOT (Colorado Department of Transportation) avaient prévu que le déplacement latéral maximal du mur en sol renforcé et le tassement sous l'effet de placement de la superstructure de pont ne dépassent pas 20 et 25 millimètres, respectivement.

Look, (2007) à la base des critères fixés par plusieurs auteurs (Barker et al, 1992 ; Moulton et al, 1978 ; Bozozuk, 1978) donne une classification de mouvement des culées des ponts, les valeurs limites sont reportées sur le tableau.2.3.

Noter que les critères de mouvement pour des ponts indiqués ci-dessous ne considèrent pas le type ou l'hauteur de pont.

**Tableau.2.3.** Critères de mouvement pour les culées des ponts (Look, 2007)

Critères de mouvement	Mouvement acceptable (mm)	
	vertical	Horizontal
Non nocif	< 50	< 25
Confort de circulation affecté	60	-
Nocif mais tolérable	50-100	25-50
Habituellement intolérable	> 100	> 50

Pour les déformations des murs en sol renforcé en général Bathurst et al ont réalisé en 2010 une synthèse des valeurs de tolérance sur les déformations horizontales proposées dans plusieurs guides dans le monde [États-Unis (FHWA 2008 ; AASHTO 2009 ; NCMA 2009 ; WSDOT 2005), Scandinavie (NGG 2005), Europe (EN 14475 2006), Royaume-Uni (BS8006 1995), Hong Kong (Geoguide 6 2002) et le Japon (PWRC 2000).

Les différentes valeurs proposées par ces normes sont présentées dans le tableau 2.4

**Tableau.2.4. Critères de déformation pour les murs en sol renforcé (Bathurst et al, 2010)**

Source	N° critère	Type de mur	Déplacement Maximal (mm)	Verticalité ( $\Delta x/H$ )	Prévu spécifique	
FHWA (2008), AASHTO (2009)	01	Tous les murs	-	Variable (4% à 0.9% sans surcharge) <sup>(f)</sup>	✓	
Bathurst et al. (1995)	02	Blocs modulaires	-	1% pour $H \leq 8$ m 1.5% pour $H > 8$ m	✓	
NGG (2005)	03	Tous les murs	-	0.1% à 0.3%	✓	
EN 14475 (2006)	04	Panneaux en béton verticaux et inclinés, Système de poteaux et plaques béton en blindage, Panneaux de parement de hauteur partielle	25	-	✓	
	05	Blocs modulaires	50	-	✓	
	06	Treillis soudé et Gabions	100	-	✓	
BS8006 (1995), Geoguide 6 (2002)	07	Tous les murs	-	0.5%	✓	
NCMA (2009)	08		-	3.5%	R	
PWRC (2000)	09	Tous les murs	$\pm 300$	3%	✓	
WSDOT (2005)	10	Treillis soudé <sup>(a)</sup>	-	1.3% en 3 m	✓	
	11	Panneaux en béton <sup>(b)</sup> , Blocs modulaires <sup>(c)</sup>	-	0.4% en 3 m	✓	
	12	Parement à retournement	Permanent <sup>(d)</sup>	-	1.7% en 3 m	✓
	13		Provisoire <sup>(e)</sup>	-	2.5% en 3 m	✓

<sup>(a)</sup>Le bombement extérieur maximal de la face entre les couches des treillis soudés ne dépassera pas 50 mm. <sup>(b)</sup> Le décalage maximal admissible dans n'importe quel joint des Panneaux en béton sera 20 mm. <sup>(c)</sup> Le décalage maximal admissible dans n'importe quel joint des blocs modulaires sera 9 mm. <sup>(d)</sup>Le bombement extérieur maximal de la face entre les couches des renforts ne dépassera pas 100 mm. <sup>(e)</sup>Le bombement extérieur maximal de la face entre les couches des renforts ne dépassera pas 150 mm.

<sup>(f)</sup> Les déplacements augmentent de 25% pour chaque 25 kPa d'ajout de surcharge. R = recommandé

## 2.8. CONCLUSION

Les deux méthodes de dimensionnement des culées de pont en sol renforcé soit par des bandes métalliques inextensibles soit par des bandes géosynthétiques extensibles présentées dans ce chapitre, la norme française "Pr NF P 94-270" 2007 et la norme américaine

"AASHTO" 2007 présentent en fait une différence remarquable dans la justification à la rupture soit dans la justification vis à vis stabilité externe ou la stabilité interne.

Ces deux méthodes de dimensionnement fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local pour déterminer les forces qui doivent être résistées pour assurer un état d'équilibre, et donc sont des méthodes à la rupture où ne figurent aucun calcul de déformation propre de l'ouvrage.

La recherche bibliographique sur les déformations des murs en sol renforcé qui a été faite dans ce chapitre montre que :

L'évaluation de déplacement de l'ouvrage en sol renforcé est difficile parce que la déformation totale est une combinaison de tassement de base, déformation produit pendant la construction, déformation due aux charges de compactage et pressions de la terre derrière le mur, et déformation due au fluage de géosynthétique...

Les travaux des recherches ont montrés que les déformations dépendent également de plusieurs facteurs. A titre d'exemple, l'augmentation de l'espacement vertical entre les couches ou la diminution de la rigidité de renfort pour un espacement donné augmente les déformations, ce résultat confirmé par plusieurs travaux numériques et expérimentaux sur des culées en sol renforcé [Ashmawy et al, (2003) ; Helwany et al, (2007)].

Pour évaluer les mouvements du sol de ce type d'ouvrage, les géotechniciens disposent de plusieurs outils empiriques, analytiques ou encore numériques. Jusqu'à présent, seules les méthodes numériques sont capables de simuler les culées en sol renforcé dans toute leur complexité.

# **PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE**

## **Chapitre 3**

### **PRÉSENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION ET MODÈLES DE COMPORTEMENT**

#### **3.1. INTRODUCTION**

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats, les simulations numériques peuvent mener à une évaluation réaliste des problèmes géotechniques.

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS2D, qui sera utilisé dans notre étude et plus particulièrement La description de quelques modèles de comportement disponibles dans ce code.

#### **3.2. APERÇU DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

##### **3.2.1. Historique**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

##### **3.2.2. Concepts de base**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par

un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures Continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### 3.2.3. Calculs par la MEF

La méthode des éléments finis est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- a. La discrétisation:** C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

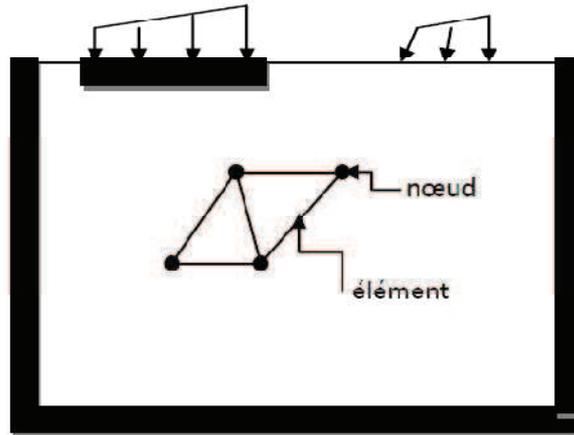


Figure 3.1. Domaine discrétisé

- b. **L'approximation des variables fondamentales** : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- c. **Équations élémentaires** : L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K^e U^e = P^e$$

- d. **Équations globales** : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P$$

- e. **Les conditions aux limites** : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

### 3.3. PRESENTATION DU LOGICIEL

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

PLAXIS 2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les

situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Le manuel d'utilisation du code Plaxis [Brinkgreve et al (2003)] présente une description détaillée du logiciel.

### 3.3.1. Les points forts de Plaxis

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Générateur automatique de maillage ;
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité.

### 3.3.2. Les sous-programmes de Plaxis

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :



#### a) Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.



#### b) Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.



#### c) Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit

choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



#### d) Le programme courbes (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

La réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « Plaxis Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes,...etc.).

#### 3.3.3. La démarche de modélisation avec Plaxis

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

##### a) Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont la pour dessiner l'organisation du sol ;
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z) ;
- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau ;
- L'outil « geogrid », sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

### **b) Conditions aux limites**

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

### **c) Définition des paramètres des matériaux**

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

### **d) Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options *refine* dans le *mesh* menu.

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

### **e) Les conditions initiales**

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "*initiale pore pressure*" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

### **f) Phase de calcul**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de «Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique)

Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être places. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output ».

### **g) Visualisation des Résultats**

Le code plaxis contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

## **3.4. Modèles de comportement de Plaxis**

Plusieurs lois de comportement ont été utilisées dans les logiciels de calcul en géotechnique en se basant sur les méthodes des éléments finis. Les lois de comportement expriment une relation entre le tenseur de contraintes, le tenseur de déformations et leurs accroissements respectifs pouvant impliquer un critère de rupture ou de limite d'élasticité. Le choix d'un modèle dépend du comportement du matériau à étudier et du type d'analyse que l'ingénieur géotechnicien souhaite effectuer.

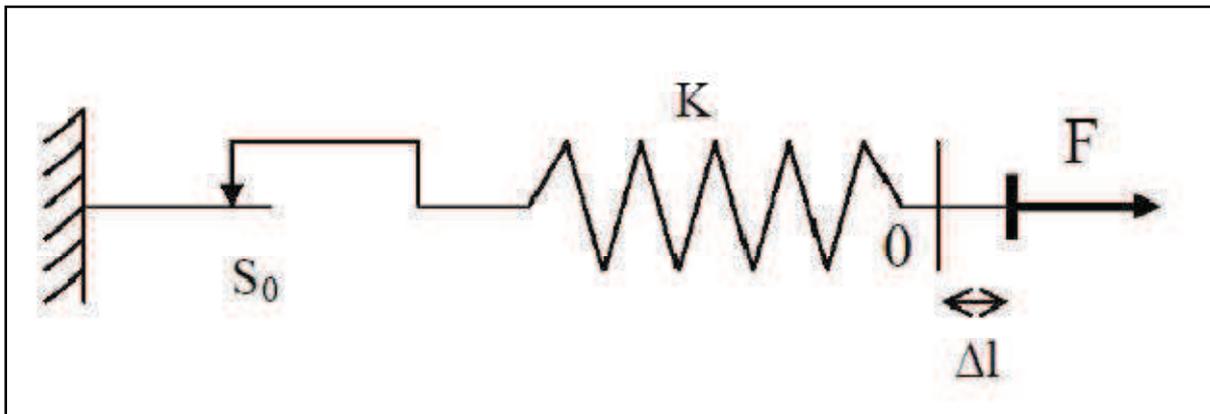
L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu

de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

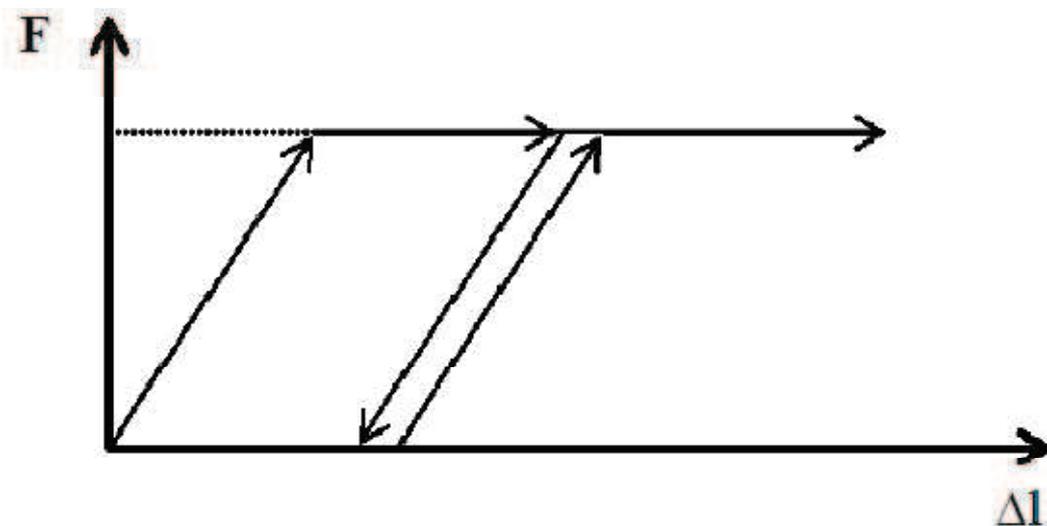
### 3.4.1 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique (cas élastique parfaitement plastique) peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure 3.2).



*Figure 3.2. Modèle monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique.*

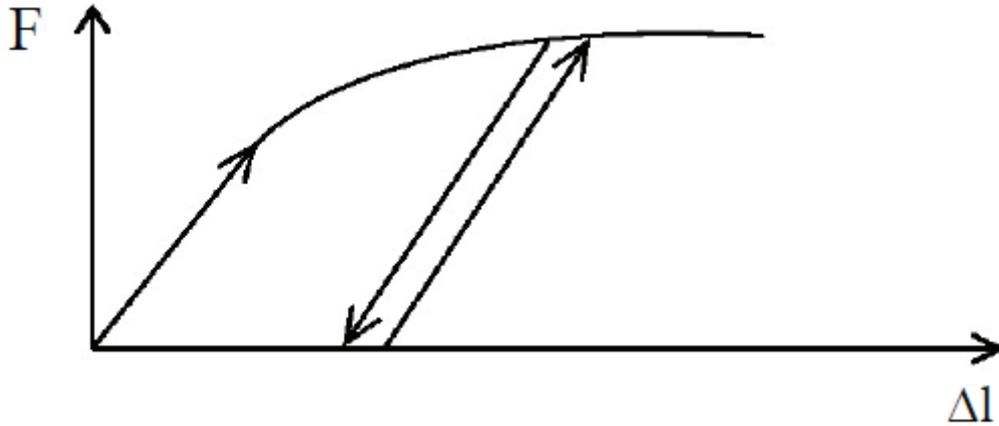
La courbe effort déplacement ou contrainte déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 3.3.



*Figure 3.3. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.*

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 3.2 et 3.3 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage. La figure 3.4 représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage.



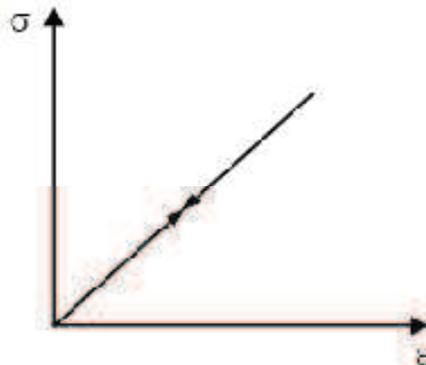
*Figure 3.4. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.*

### 3.4.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans le Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est défini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi,  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.



*Figure 3.5. Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire*

### 3.4.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Dans l'espace de contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes extrêmes ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré figure 3-6.

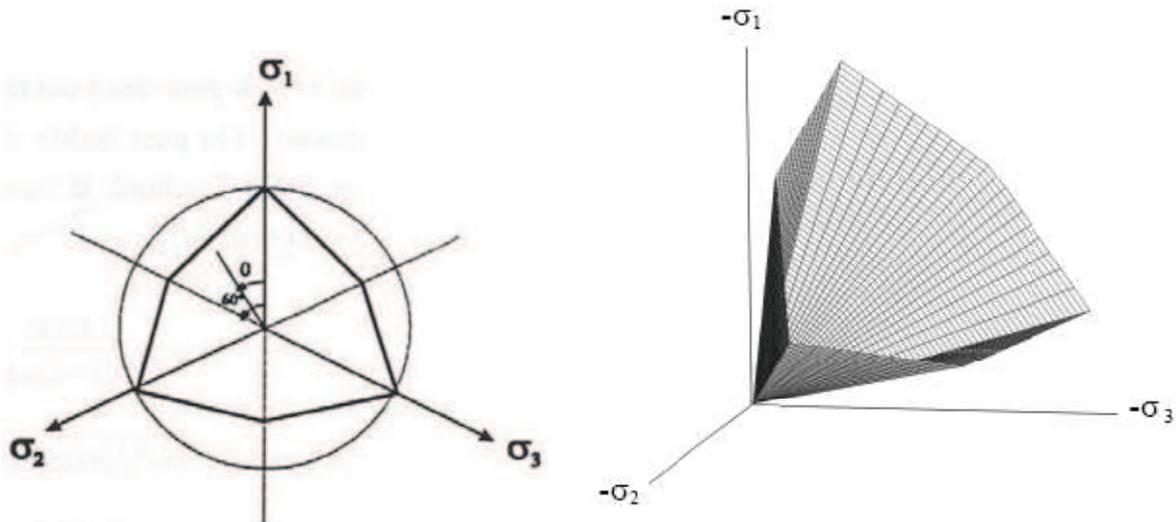


Figure 3.6. Surfaces de charge adoptées par le modèle MC pour un sol sans cohésion

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

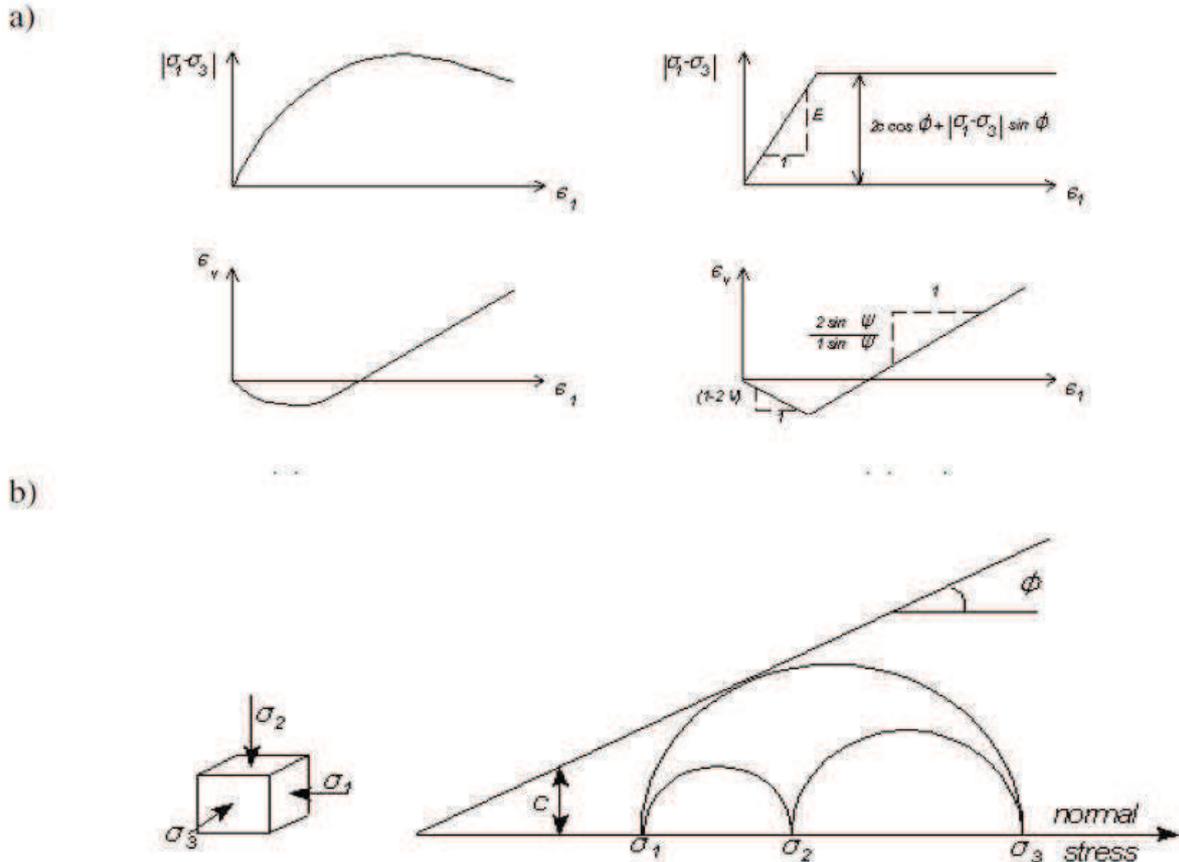
Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement. Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- deux paramètres élastiques : le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  ;

- deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\phi$  ;
- un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance  $\psi$ .

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais oedométriques ou triaxiaux figure.3.7.



**Figure.3.7.** Modélisation d'un essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-Coulomb (a) et représentation des contraintes dans le plan de Mohr (b).

### ➤ Le module de Young $E$ :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (figure 3-8).

L'utilisation doit rester consciente de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

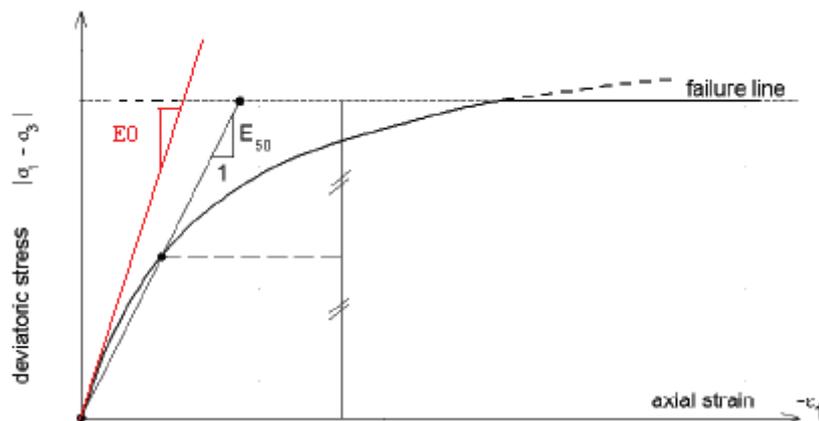


Figure.3.8. Définition du module à 50 % de la rupture.

#### ➤ Le coefficient de poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure de  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

#### ➤ La cohésion

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion,  $0 < c <$  quelques kiloPascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kiloPascals et plusieurs centaines de kiloPascals.

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1KPa) pour des questions numériques.

#### ➤ L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $45^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angles de frottement (à volume constant, au palier).

La valeur de l'angle de frottement  $\phi$  est couramment comprise entre  $15^\circ$  et  $45^\circ$ . Les valeurs inférieures ou autour de  $30^\circ$  sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre  $25^\circ$  et  $45^\circ$ , caractérisent les sables.

#### ➤ L'angle de dilatance

L'angle de dilatance  $\psi$  est quant à lui généralement compris entre  $0^\circ$  et  $15^\circ$ . Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de  $\psi$  peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure 3.7(a)). Il existe également une relation empirique

simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

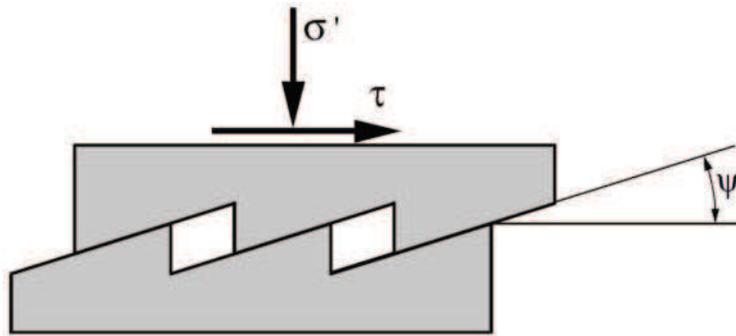


Figure.3.9. Angle de dilatance

### ➤ Les paramètres avancés

Les paramètres avancés comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée ici, si désiré.

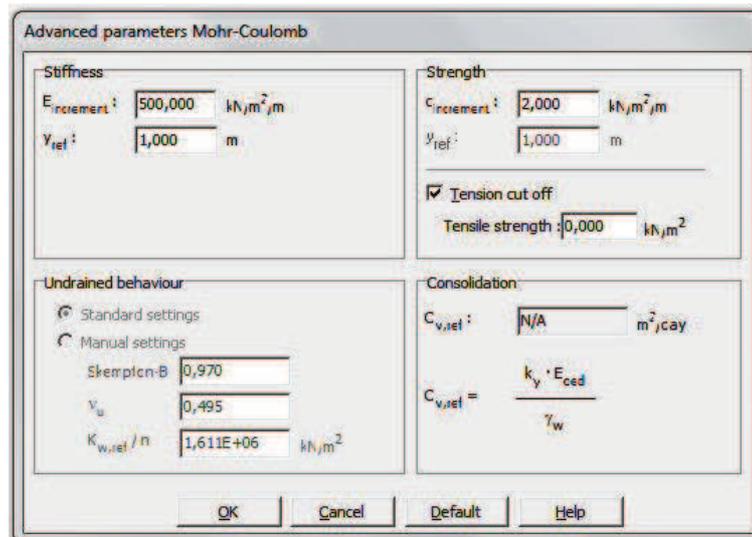


Figure.3.10. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

### 3.4.4 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)

Le modèle HSM a pour objectif d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Il s'agit essentiellement de :

- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- La prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- Distinguer entre une charge et une décharge ;
- Tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que le modèle HS, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques est adapté à tous les types de sols. Le critère plastique adopté est celui de Mohr-Coulomb (MC). Sa surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques. Donc, le modèle HS utilise un écouissage plastique avant la rupture au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC.

La rigidité du sol est décrite à l'aide de trois raideurs :

- $E_{50}$  : raideur triaxiale en chargement (plus précisément le module sécant à 50% de la résistance, (Figure 3.11) ;
- $E_{oed}$  : raideur oedométrique, (Figure 3.12) ;
- $E_{ur}$  : raideur triaxiale en déchargement-rechargement, (Figure 3.11).

➤ **Les modules :**

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

Contrairement à  $E_{50}$  qui détermine l'ampleur des deux déformations : élastiques et plastiques,  $E_{ur}$  est un module élastique. En conjonction avec le coefficient de Poisson  $\nu_{ur}$ , il détermine le comportement du sol lors de déchargement-rechargement. Comme pour le  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  dépend du niveau de contrainte et il est écrit :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100(KPa)$$

- **Le paramètre m :** est un paramètre de puissance qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité, et permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance, leur valeur de l'ordre 1,0 pour l'argile et pour les sables varie de 0.5 à 1. Le paramètre de puissance est sans dimensions.

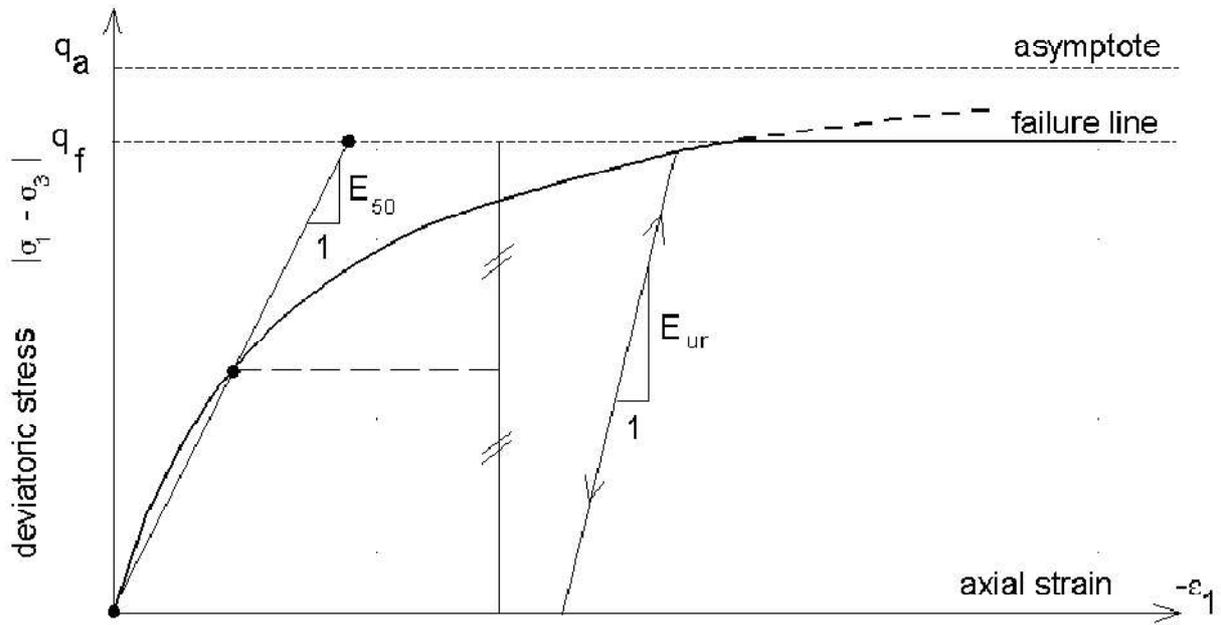


Figure. 3.11. Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écroûissage du modèle HSM.

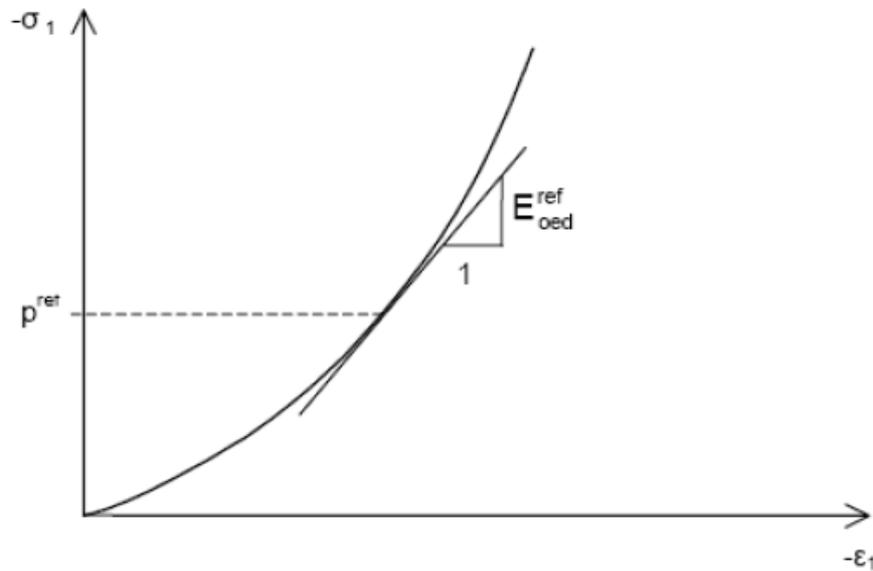
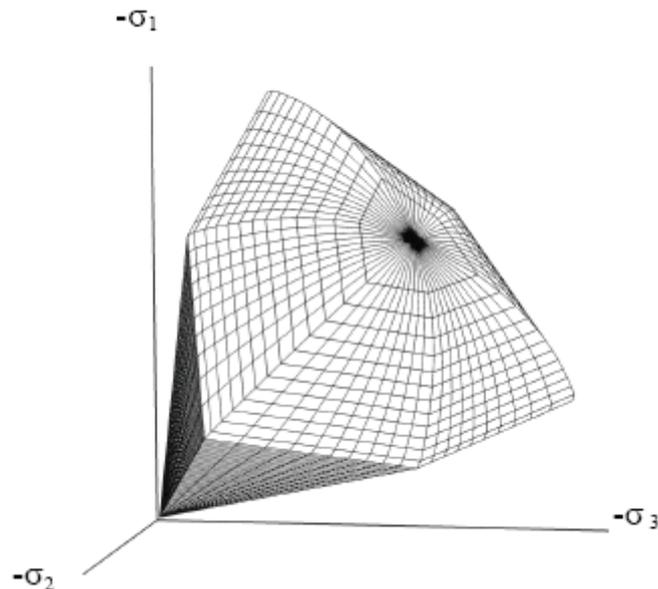


Figure. 3.12. Définition du paramètre  $E_{oed}^{ref}$  à partir des résultats d'un essai oedométrique.

➤ **Surfaces de rupture :**

La surface de rupture est présentée sur la figure 3.4 pour un sol non cohérent.



**Figure 3.13.** Surfaces de charge adoptées par le modèle HS (Schanz et al, 1999)

Les paramètres du modèle HS se regroupent en trois catégories :

- Paramètres de résistance (paramètres de Mohr-Coulomb)
  - $C$  : cohésion du sol ;
  - $\phi$  : angle de frottement interne ;
  - $\psi$  : angle de dilatance.
- Paramètres basiques pour la raideur
  - $E_{50}^{ref}$  : module d'Young triaxial ;
  - $E_{oed}^{ref}$  : module d'Young oedométrique ;
  - $m$  : exposant du niveau de contrainte.
- Paramètres avancés
  - $E_{ur}^{ref}$  : module d'Young en déchargement-rechargement (par défaut  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ );
  - $\nu_{ur}$  : coefficient de Poisson en déchargement-rechargement (0,2 par défaut) ;
  - $p^{ref}$  : pression de confinement de référence (100 kPa par défaut) ;
  - $K_0^{nc}$  : rapport entre les contraintes horizontale et verticale ;
  - $R_f$  : rapport d'approchement de la rupture ;

La description complète du modèle est donnée par Schanz et al. (1999).

#### 3.4.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de

charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Le modèle SSM permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

L'indice de compression modifié  $\lambda^*$  caractérise la déformation en plasticité du matériau lors du chargement primaire isotrope. L'indice de gonflement modifié  $\kappa^*$  caractérise la déformation élastique du matériau lors du déchargement isotrope et du rechargement. Les relations avec les indices de compression  $C_c$  et gonflement  $C_s$  s'écrivent :

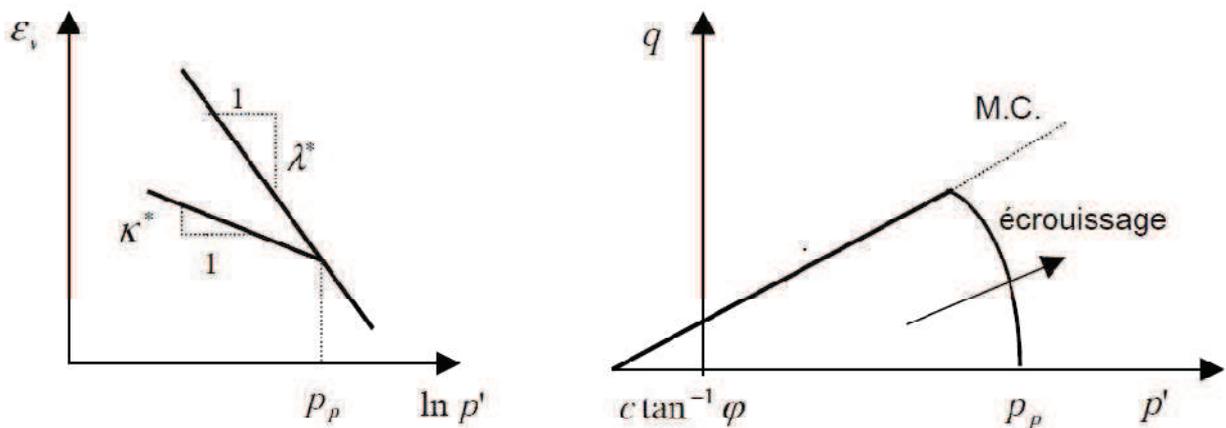
$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e_0)} \quad \text{et} \quad \kappa^* = \frac{C_s}{2.3(1+e_0)}$$

Avec

$e_0$  est l'indice des vides initial.

La surface de charge de ce modèle décrit deux mécanismes plastiques. Le premier, avec écrouissage, correspond à la variation de volume lors de la compression primaire. Le deuxième introduit la rupture en cisaillement représentée par la droite de Mohr-Coulomb, définie par une cohésion  $c$ , un angle de frottement  $\phi$  et un angle de dilatance  $\psi$ . Ce dernier paramètre contrôle l'augmentation de volume due à la rupture en cisaillement.

La pression de préconsolidation  $P_p$ , qui est la plus grande contrainte volumique que le sol a subie au cours de son histoire, sépare le domaine élastique du domaine plastique (Figure 3.14).



**Figure 3.14.** Courbe contrainte-déformation volumique et surface de charge du modèle SSM.

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

$\lambda^*$ : Indice de compression	[-]
$\kappa^*$ : Indice de gonflement	[-]
$c$ : Cohésion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\phi$ : Angle de frottement	[°]
$\psi$ : Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

$v_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge-décharge	[-]
$K_0^{NC}$	: Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
$M$	: Pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q)	[-]

Pour une description détaillée de SSM et ses formulations théoriques, on pourra se référer à Brinkgreve (1994).

### 3.4.6 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model, SSCM)

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

La figure (3-15) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

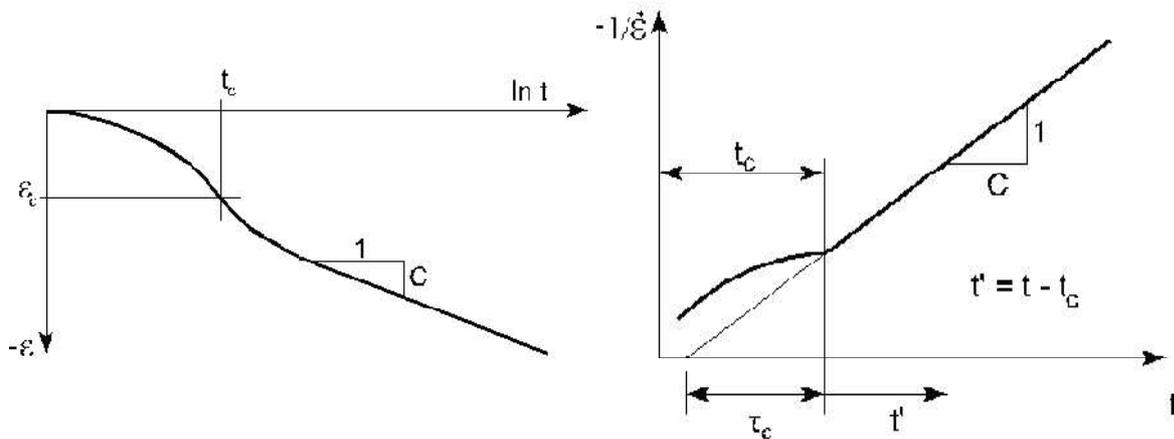
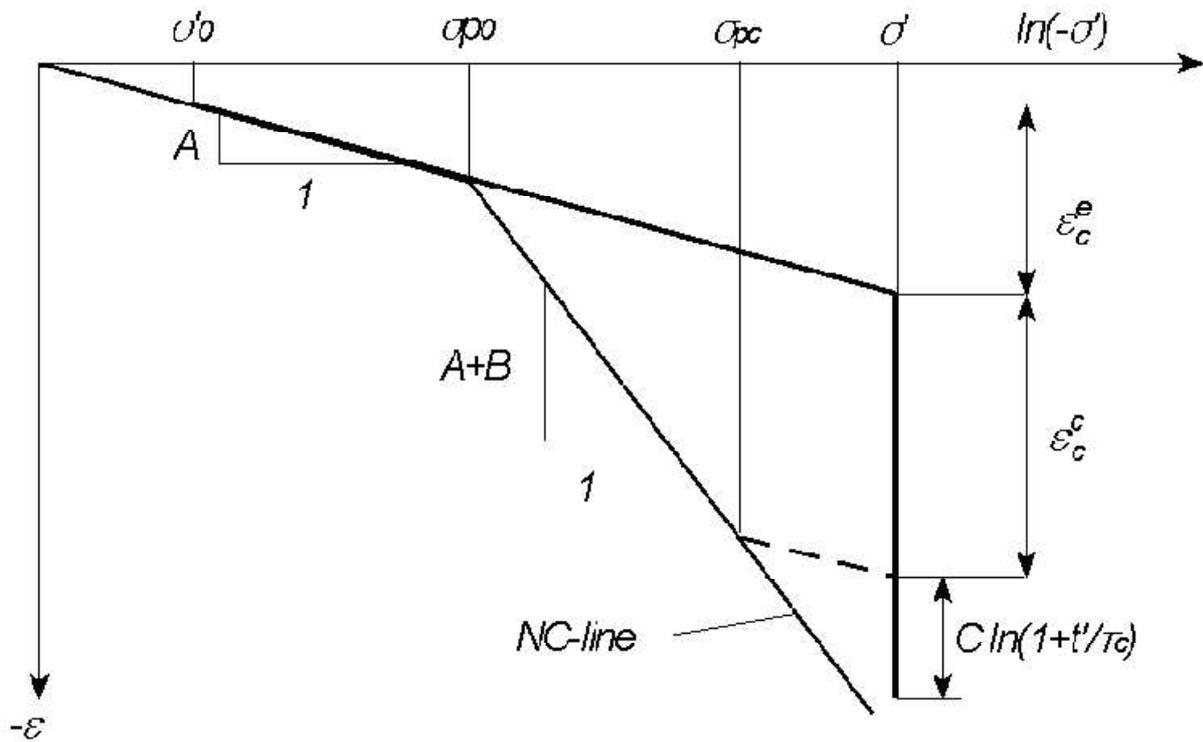
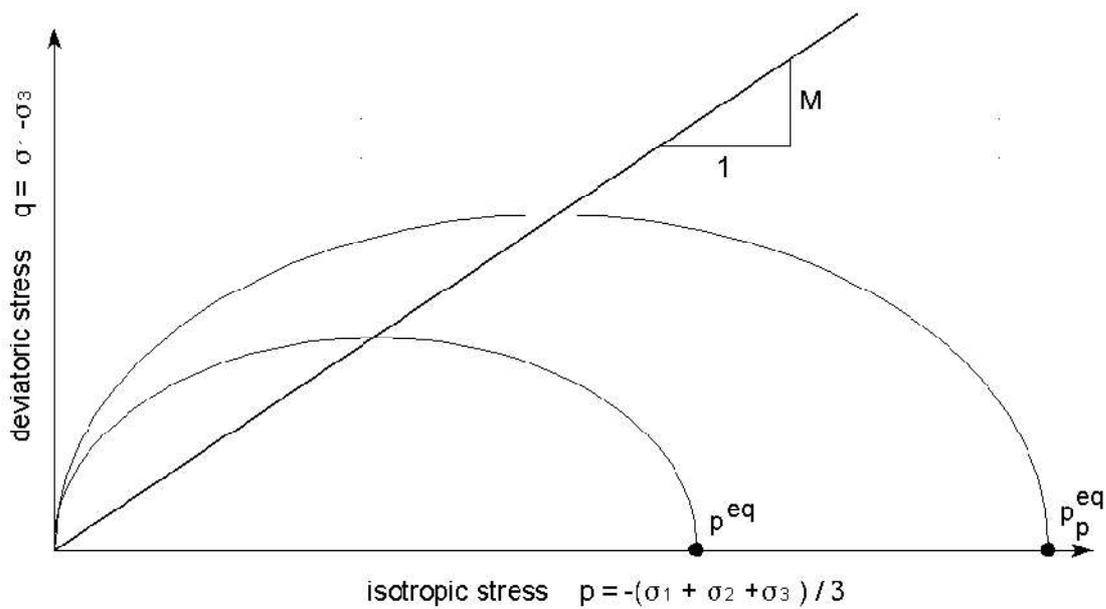


Figure 3.15. La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard



**Figure 3.16.** Courbe idéalisée de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique & fluage). Pour  $t'+tc=1$  jour, on rejoint la ligne-NC de l'essai à 1 jour

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Figure 4.17.** Diagramme de  $P_{eq}$  dans le plan p,q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[ \frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0^{NC})} \right]$$

Le Soft Soil Creep Model exige donc les constantes matérielles suivantes.

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

C' : Cohésion effective	[kN/m <sup>2</sup> ]
ϕ : Angle du frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

Les paramètres de SSCM :

κ* : Indice du gonflement modifié	[-]
λ* : Indice de compression modifié	[-]
μ* : Indice du fluage modifié	[-]
v <sub>ur</sub> : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge	[-]

- **L'indice de gonflement modifié, l'indice de compression modifié et l'indice de fluage modifié**

Ces paramètres peuvent être obtenus à partir d'un essai de compression isotrope ou d'un essai oedométrique. Lorsqu'on trace le logarithme de la contrainte en fonction de la déformation, la courbe peut être approchée par deux lignes droites (voir figure.3. 8). La pente de la courbe de consolidation normale donne l'indice de compression modifié λ\*, et la pente de la courbe de décharge (ou gonflement) peut être utilisée pour calculer l'indice de gonflement modifié κ\*. Remarquons qu'il existe une différence entre les indices modifiés κ\* et λ\* et les paramètres originaux du Cam- Clay κ et λ. Le paramètre μ\* peut être obtenu par la mesure de la déformation volumique sur une longue durée. Si on trace cette déformation en fonction de logarithme du temps, on retrouve le paramètre μ\* qui présente la pente de la partie linéaire de cette courbe (voir figure.3. 7).

### 3.4.7 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

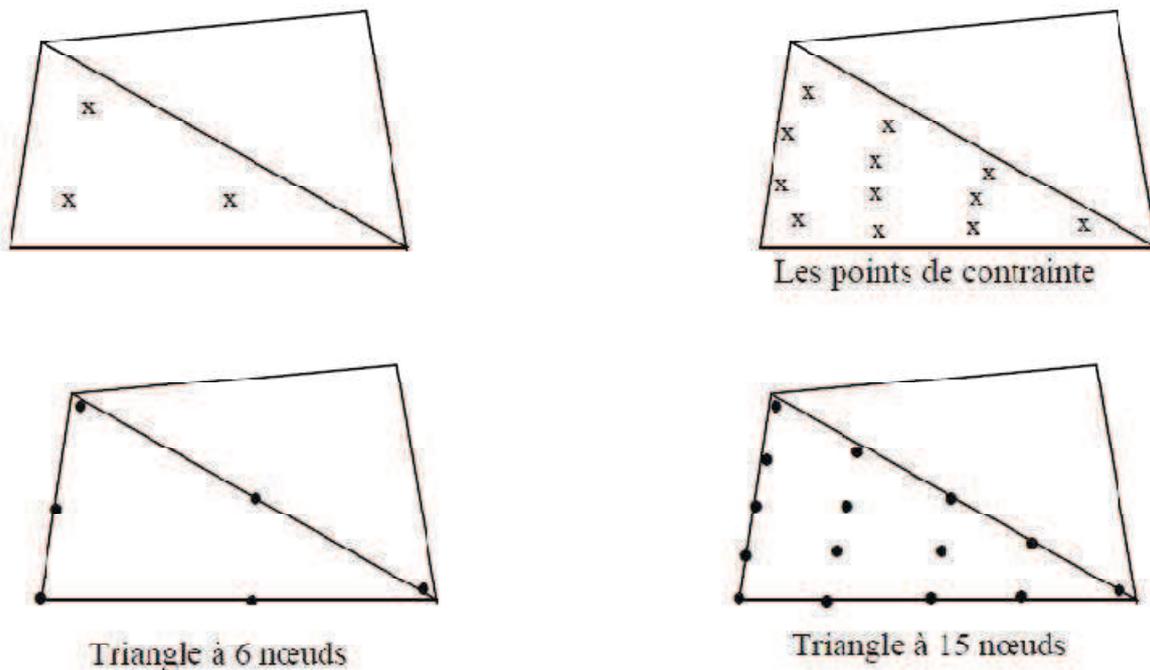
### 3.4.8 Modèle défini par l'utilisateur

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

### 3.5. MODELISATION DES COMPOSANTS DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ PAR PLAXIS

#### 3.5.1 Modélisation de Sol

L'utilisateur de Plaxis doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de Plaxis est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est du second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contrainte (figure.3.18).



*Figure.3.18. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol (Brinkgreve, 2003).*

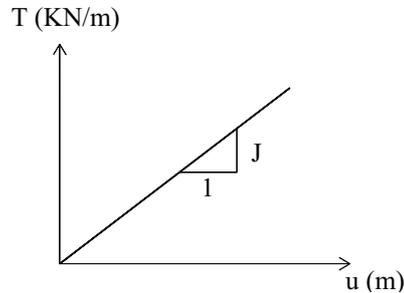
Dans cette étude, la masse du sol est modélisée par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds comme montré sur la figure.3.18. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

#### 3.5.2 Les géogrilles

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

Les nappes géogrilles sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la

tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale  $EA$ , c'est-à-dire le module de rigidité  $J$  du géosynthétique (Figure. 3.19).

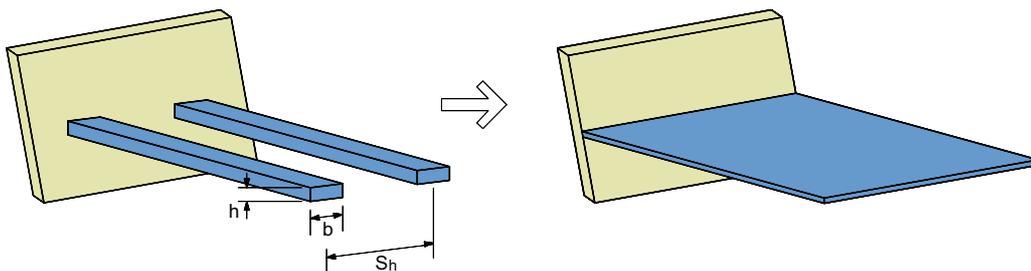


**Fig. 3.19.** Modélisation du comportement de l'élément "géogrille" sur Plaxis

Il est à noter que l'introduction d'un élément géosynthétique dans le modèle, sans introduction d'éléments d'interface, ne provoque aucunement l'apparition de nouveaux nœuds dans le maillage ; les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modifiant le comportement global de la géométrie sont simplement introduites dans la matrice de rigidité comme condition supplémentaire reliant le comportement de certains nœuds.

- **Cas de Bandes de géogrilles**

Cependant, afin de modéliser les bandes de renforcement sur les conditions de déformation plane, une approximation doit être faite. C'est ainsi parce qu'en réalité les bandes sont les éléments distincts et le problème du renforcement de sol avec l'utilisation de tels éléments est un problème à trois dimensions (Fig. 3.10). Dans l'analyse de déformation plane, les bandes sont considérées continues dans la direction dehors de plan, c.-à-d. le problème est traité avec les conditions 2-D.



**Figure. 3.20.** Représentation de l'analyse 3-D et 2-D (déformation plane)

Afin de les modéliser correctement, on doit déterminer les propriétés équivalentes à une bande distincte d'une feuille telle que celle représentée sur le (Figure. 3.4). Pour faire ainsi, les propriétés doivent être normales par mètre linéaire.

### 3.5.3 Les blocs en béton

Les blocs modulaires sont modélisés en tant qu'éléments triangulaires de 15 nœuds ont un comportement élastique. Ces éléments sont spécifiés comme étant non poreux (*Non porous*).

Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

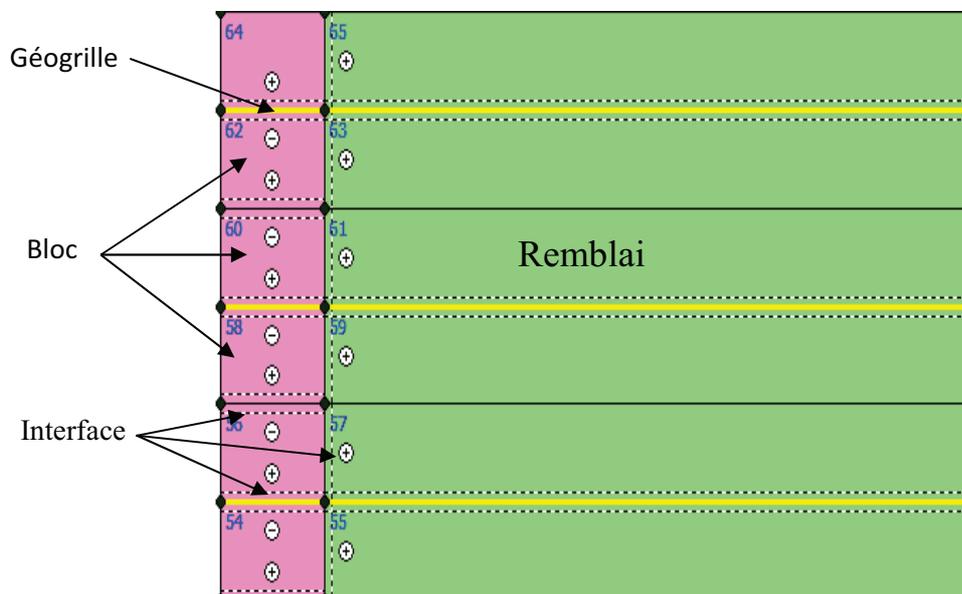


Figure 3.21. Modélisation des blocs en béton.

### 3.5.4 Modélisation de la Semelle du pont

La semelle de pont (sommier) est modélisée avec des éléments triangulaires de 15 nœuds *élastiques linéaires non poreux*. L'intégration numérique de ces éléments implique 12 points de contraintes gaussiens.

### 3.5.5 Modélisation de longrine de mise à niveau (Leveling Pad)

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

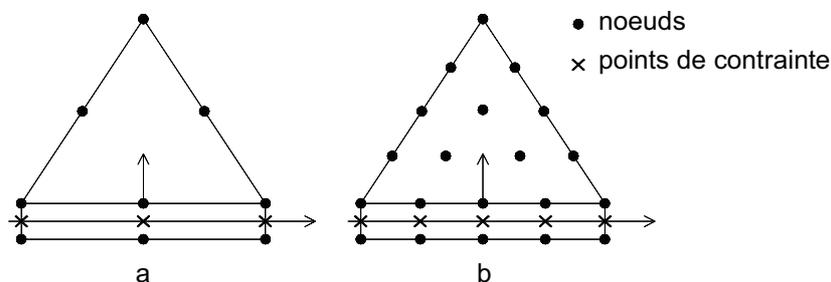
Dans nôtre modélisation on n'inclut pas des longrines.

### 3.5.6 Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La figure (Fig. 3.22) montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors

que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

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



**Figure. 3.22.** Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol

- **Résistance d'interface ( $R_{inter}$ )**

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique, pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle  $\tau$  est donnée par

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Et pour un comportement plastique  $\tau$  est donné par

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Où  $\varphi_i$  et  $c_i$  sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces ( $R_{inter}$ ) Les

caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan\varphi_i = R_{inter} \cdot \tan\varphi_i \end{cases}$$

Avec :  $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

L'angle de dilatance est donné par la relation suivante :

$$\Psi_i = \begin{cases} 0 & \text{pour } R_{inter} < 1 \\ \Psi_{sol} & \text{pour } R_{inter} = 1 \end{cases}$$

Dans Plaxis, la résistance de l'interface peut être définie par deux types :

#### a- Rigide

Dans ce cas, l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques.

Ces interfaces doivent être déclarées (ce qui correspond à  $R_{inter} = 1$ ). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance  $\psi_i$ , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson  $\nu_i$ .

#### b- Manuelle

En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de  $R_{inter}$  est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de  $R_{inter}$  dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre pour le coefficient  $R_{inter}$  la valeur (2/3) pour un contact sable-acier et la valeur (1/2) pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de  $R_{inter}$  supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

### **3.6. CONCLUSION**

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique, réalisée à l'aide d'un code de calcul aux éléments finis, est une approche simplifiée de la réalité géométrique et géomécanique de l'ouvrage.

Les modèles disponibles dans le code Plaxis2D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement

utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"...

Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que, parmi ces modèles il existe deux modèles de comportement bien adaptés pour simuler le comportement des sols granulaires (notre cas) qui sont le modèle Mohr-Coulomb et HSM (Hardening Soil Model).

## **CHAPITRE 4**

# **ÉTUDE NUMÉRIQUE D'UNE CULÉE DE PONT EN SOL RENFORCÉ**

### **4.1. INTRODUCTION**

La technologie de culée porteuse en sol renforcé est relativement nouvelle, mais elle a le grand potentiel et elle avait gagné de la popularité ces dernières années grâce à leurs avantages nombreux. Cependant, l'estimation des déformations de ce type d'ouvrage reste mal connue et peu maîtrisée.

Jusqu'à présent, et en l'absence d'une méthode analytique satisfaisante reste l'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels tels que Plaxis et Flac le plus performants pour évaluer les déplacements.

Cependant, les résultats des déformations de ces modèles numériques obtenus dépendent directement du modèle de comportement et leurs paramètres choisis. Si l'on peut trouver un bon jeu des paramètres, on peut reproduire les comportements essentiels de l'ouvrage modélisé.

Dans le cadre de ce travail, nous avons donc choisi d'étudier la déformation de ce type d'ouvrage pour cela nous nous sommes appuyés sur l'ouvrage réel réalisé par le Département des Transports du Colorado (CDOT) aux États-Unis, mené dans le cadre d'un projet de recherche. L'ouvrage a été bien instrumenté avec des mesures des déplacements de parement et des contraintes dans le massif renforcé pendant différentes phases de construction.

Le pont de Founders/Meadows est donc un ouvrage géotechnique très bien instrumenté. Il a fait l'objet de nombreuses études qui constituent une importante base de données [Abu-Hejleh et al. (2000 ; 2001 ; 2002 ; 2003) ; Zornberg et al. (2001) ; Helwany et al. (2003) ; Wu et al. (2006) ; Fakharian et Attar (2007)].

Dans une première partie de cette analyse, après une présentation succincte de l'expérimentation, un modèle numérique en éléments finis de référence réalisé avec Plaxis 2D est proposé pour décrire le comportement de cet ouvrage puis validé avec les mesures expérimentales et les résultats de calculs ont été effectués par Fakharian et Attar (2007) avec Flac2D (code de calcul aux différences finies).

La deuxième partie de ce chapitre est consacrée à une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence de cet ouvrage, consiste à analyser l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des culées en sol renforcé par géogrille. Cette analyse concerne la sensibilité de la déformation des culées aux paramètres du modèle pour le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle HSM (Hardening Soil Model), l'effet de modèle de comportement de sol renforcé, les paramètres de l'interface sol/géogrille, l'effet de compactage, la rigidité des parements.

## 4.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

### 4.2.1. Géométrie de l'ouvrage

Le pont de Founders/Meadows est situé 20 miles de sud de Denver, Colorado, près du Castle rock (U.S.A). Il a été accompli en 1999 par le Département des Transports du Colorado aux États-Unis, pour adapter six voies de circulation et deux trottoirs. Cette structure a remplacé une structure détériorée de pont de deux travées. Ce pont comporte deux travées à 20 poutres, chaque travée est de 34.5 m de longueur et de 34.5 m de largeur. La figure.4.3 montre une vue en plan du pont réalisé de deux travées et des structures d'autoroute approche. Trois sections de culée (sections 200, 400, et 800) sont présentées dan la figure.4.4 par une coupe longitudinale détaillée.

Les deux sections 400 et 800 ont une hauteur totale de culée est de 7.8 m, y compris 5.8 m de revêtement en bloc et 2 m de mur de culée en béton armé. La sections 200 a une hauteur totale de culée est de 6.5 m, y compris 4.5 m de revêtement en bloc et 2 m de mur de culée en béton armé.

Le parement est réalisé par des blocs en béton tel que la longueur, la largeur, et l'hauteur du bloc sont de 0.457 m, de 0.279 m et de 0.203 m respectivement. Des connecteurs en plastique sont employés pour empêcher la glissade relative entre les blocs, et pour fixer les géogrilles de renfort au revêtement. Le parement de deux sections 400 et 800 est composé de 29 blocs en béton, et ces deux sections sont renforcées par 19 lits d'armatures. Les lits sont numérotés de 1 à 19, en allant de haut en bas. La section 200 est réalisée avec 22 blocs.

Les renforts de géogrilles ont été mis avec espacement uniforme (0.40 m) mais avec longueur variable, comme illustré dans la figure.4.4. Les longueurs des couches de géogrilles varient de 7.8 m (de la face du mur) pour la couche basse à 12.97 m pour la partie supérieure de la culée pour Les deux sections 400 et 800 et varient de 7.8 m à 12.97 m pour La section 200.



**Figure.4.1.** Vue de l'ouvrage achevé de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al. 2000)



Figure.4.2. Vue générale de l'ouvrage en service de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al. 2002)

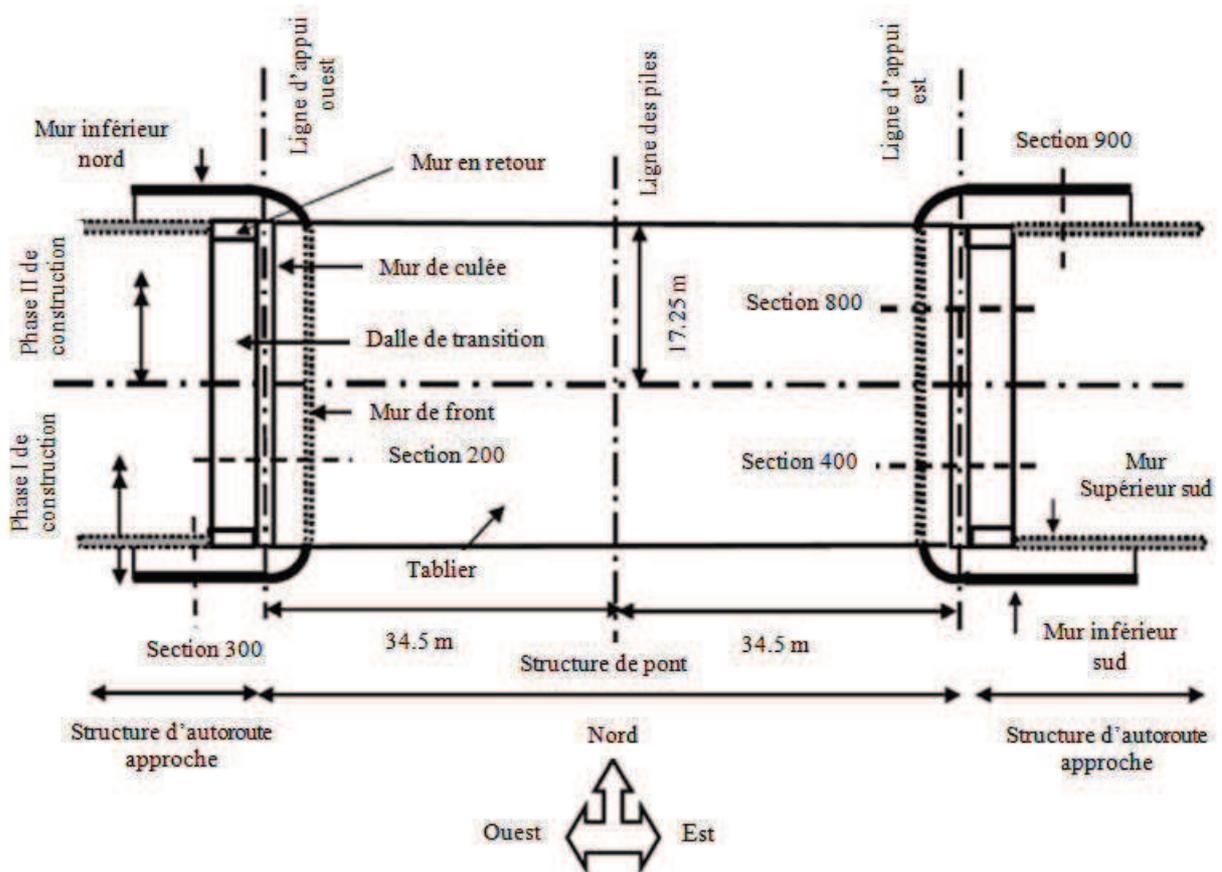


Figure.4.3 Vue en plan de pont de Founders/Meadows

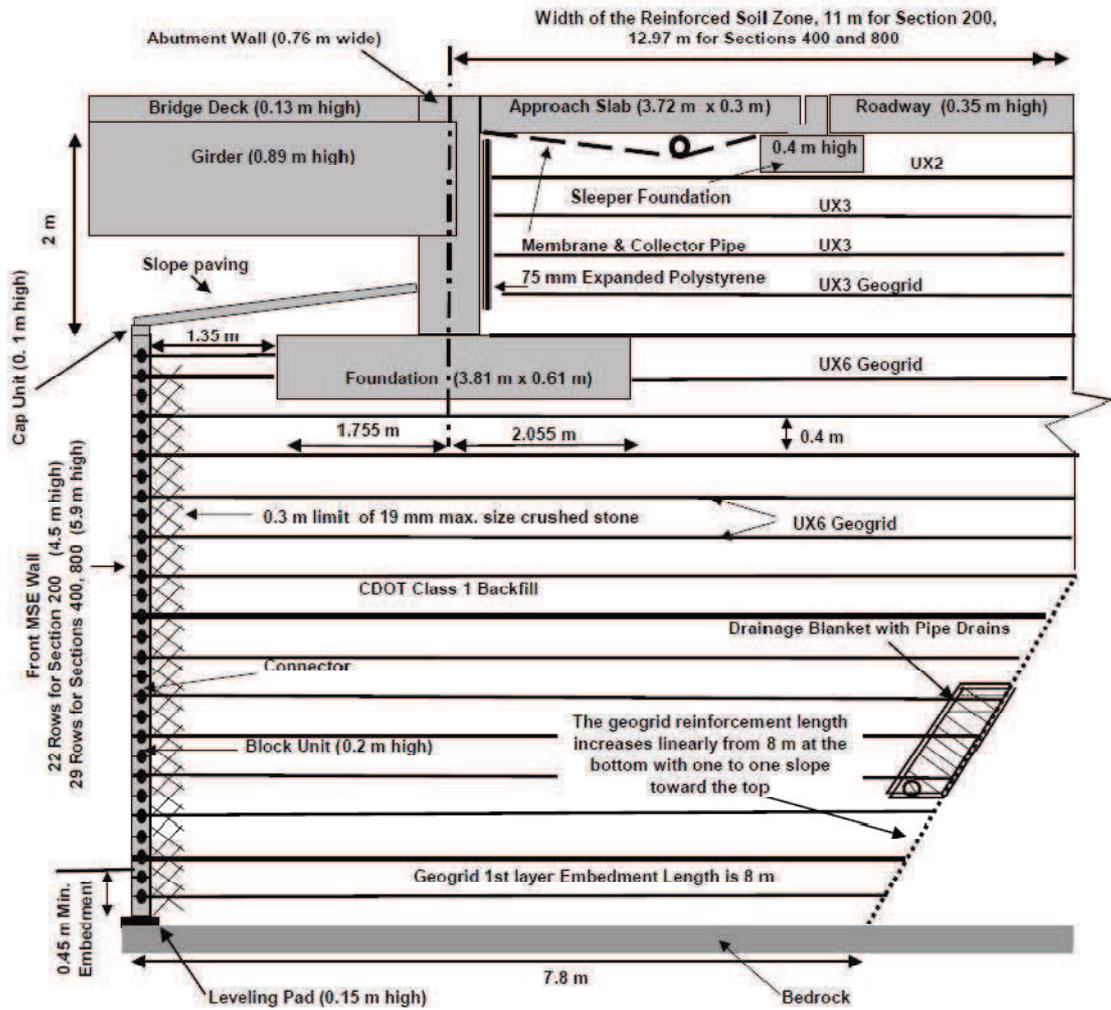


Figure.4.4 Coupe longitudinale du pont du Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al. 2002)

#### 4.2.2. Phasage de construction

La construction de pont de Founders/Meadows s’est faite en deux phases pour satisfaire les besoins du trafic. Phase I correspondant à la mise de construction de la moitié méridionale. Un mur provisoire renforcé par du treillis métallique a été construit pour soutenir la face nordique de la structure de la phase I. La construction de la phase I est commencée le 16 juillet 1998 et a été accomplie le 16 décembre 1998. Le trafic a été alors commuté du vieux pont à la structure de la phase I. Le pont existant a été alors enlevé. Pendant la deuxième phase (phase II), la structure de la phase I a été prolongée pour construire la moitié nordique du nouveau pont. La construction de la phase II est commencée le 19 janvier 1999 et a été accomplie le 30 juin 1999.

Les sections 200 et 400 sont situées au centre de la structure de la phase I et la section 800 est située au centre de la structure de la phase II (Figure.4.3).

L’exécution de l’ouvrage a comporté les étapes suivantes (Figure 4.5) :

Phase I : Construction du mur en sol renforcé jusqu'à l'altitude de base de la semelle du pont ( $h=5.28$  m) ;

Phase II : Placement de semelle et mur de culée et compléter de la construction de mur de front ;

Phase III : Pose des poutres ;

Phase IV : Placement du remblai renforcé derrière le mur de culée ;

Phase V : Pose de revêtement de tablier ;

Phase VI : Pose la dalle de transition ;

Phase VII : Ouverture du pont pour trafic (première année du fonctionnement).

**Tableau .4.1.** Pression moyenne estimée au dessous de sommier et les cas de charge utilisé pour le phasage de calcul

	Pression moyenne au dessous de sommier (Kpa)*	Cas de charge (modélisation numérique)
phase 1	0	massif seul
phase 2	22	Pose de sommier
phase 3	64	Pose des poutres ( $q= 210\text{KN/m}^2$ )
phase 4	84	Pose de remblai derrière du sommier
phase 5	101	Pose de revêtement ( $q= 295\text{KN/m}^2$ )
phase 6	115	Pose la dalle de transition ( $q= 365\text{KN/m}^2$ )

\* (Abu-Hejleh et al. 2001)

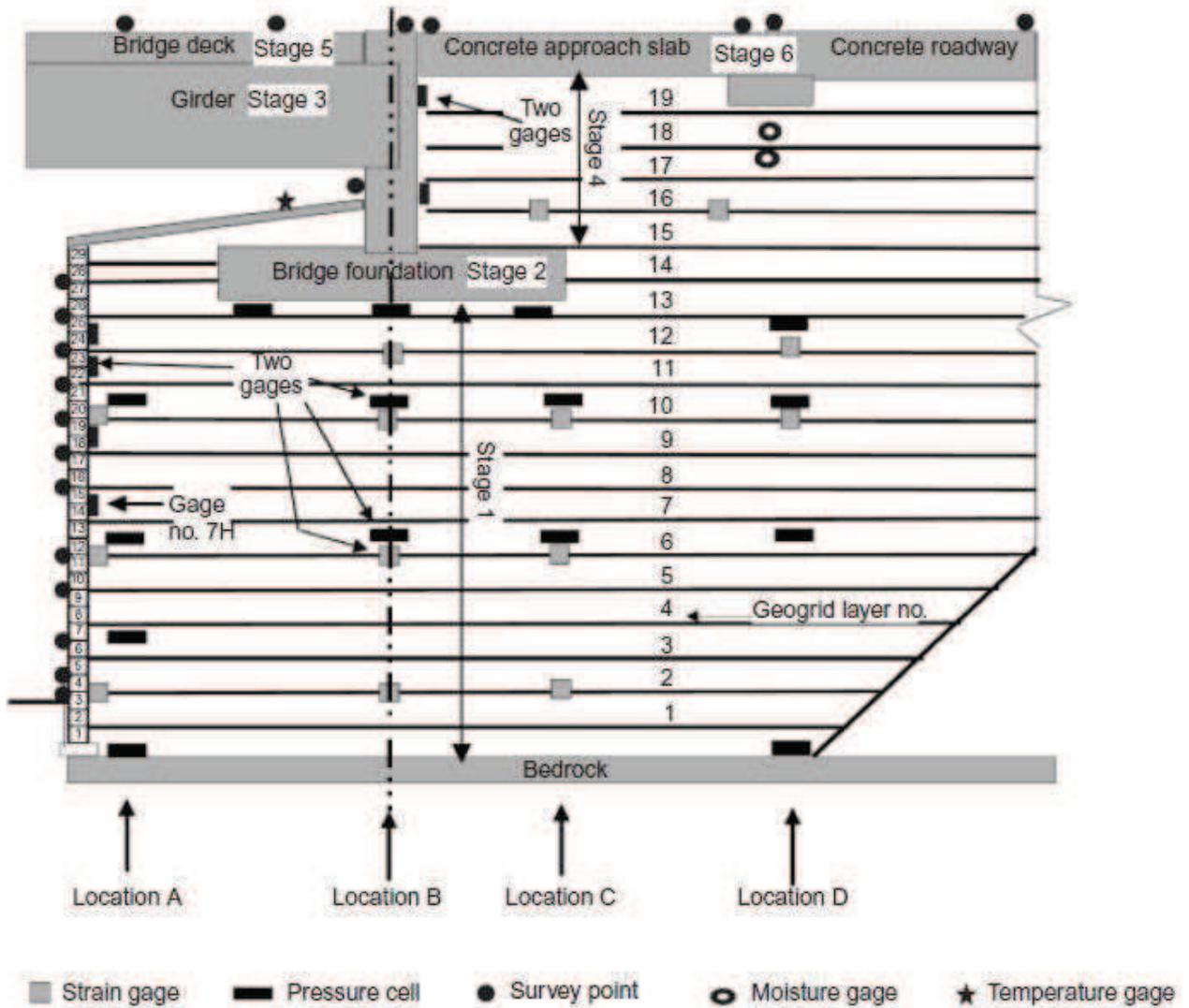
#### 4.2.3. L'instrumentation d'ouvrage

L'ouvrage a été bien instrumenté en les deux phases de construction : Phases I et II. Trois sections (sections 200, 400, et 800 Figure 4.3). de mur en sol renforcé ont été instrumentées pour fournir des informations sur les mouvements de structure, la distribution de pression des terres verticale, la distribution de pression des terres latérale sur le revêtement de mur, les déformations de géogrid, les températures de sol et la teneur en eau pendant de six étapes de construction et après l'ouverture de structure pour les trafics. La surveillance continuera jusqu'à ce que le mouvement à long terme de la structure devienne négligeable.

Le long de la structure en phase II, la section 800 (voir Figure.4.3) également a été fortement équipée avec des cellules de pression et des jauges de déformation le long des quatre lignes critiques : Ligne A près de la face de mur, Ligne B près de la ligne centrale d'appui, Ligne C près du bord arrière de la semelle de pont, et ligne D derrière de la semelle de pont (approximativement 7.6 m derrière le revêtement de mur).

Le tableau 4.2 présente la liste de l'emplacement de ces jauges, où Y est l'hauteur de la jauge au-dessus de la semelle de réglage, et X est la distance de la jauge à partir du dos du bloc de revêtement.

Chaque jauge est indiquée par un code numérique indiquant le nombre de la couche de géogrille concerné par la mesure, suivi par deux ou trois lettres. La première lettre indique le type de jauge : V = cellule de pression pour mesurer la pression verticale, H = cellule de pression pour mesurer la pression latérale, et S = jauge de déformation. La 2ème lettre indique l'emplacement de la ligne de mesure (Ligne A, B, C ou D). La troisième lettre (N : nord, ou S : sud) est employée quand deux mesures sont mises au même emplacement.



**Figure.4.5.** Plan de l'instrumentation et le phasage de construction pour la section 800 (Abu-Hejleh et al. 2002)

**Tableau 4.2.** L'emplacement et la référence des jauges mises le long de la section 800 (Abu-Hejleh et al. 2001)

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

### 4.3. SIMULATION NUMÉRIQUE DE L'EXPÉRIMENTATION

Pour simuler l'ouvrage de culée de Founders/Meadows on se propose un modèle en éléments finis avec l'utilisation du logiciel Plaxis 2D Version 8.2 sous les conditions de la déformation plane, où les éléments de massif du sol et du béton sont modélisés avec des éléments triangulaires à 15 nœuds.

Fakharian et Attar (2007) avait également présenté une comparaison entre les résultats numériques avec le code de calcul aux différences finies FLAC 2D et les résultats expérimentales. Cependant dans le présent travail les simulations numériques ont été faites par le code de calcul aux éléments finis « plaxis 2D ».

Ces auteurs ont modélisé l'ouvrage en utilisant pour le sol de remblai et de fondation le modèle hyperbolique de Duncan & Chang qui permet de prendre en compte les non-linéarités du sol avant la rupture.

Pour valider le modèle de référence les résultats de calcul ont été comparés aux valeurs mesurées expérimentalement, ainsi qu'à celles obtenues par le calcul bidimensionnel avec calcul aux différences finies Flac 2D effectué par Fakharian et Attar (2007).

#### 4.3.1. Géométrie

La figure 4.6 représente la définition géométrique du modèle proposé pour la modélisation numérique pour cette étude. Nous avons représenté le modèles de la même façon que l'ont fait Fakharian et Attar (2007) Pour pouvoir comparer l'ensemble des résultats. Afin de limiter les effets de bord, la largeur totale du remblai a été prolongée assez loin de la face du mur et la zone d'intérêt (zone renforcée). Le modèle a une hauteur de 12.8m et une longueur de 70.2m.

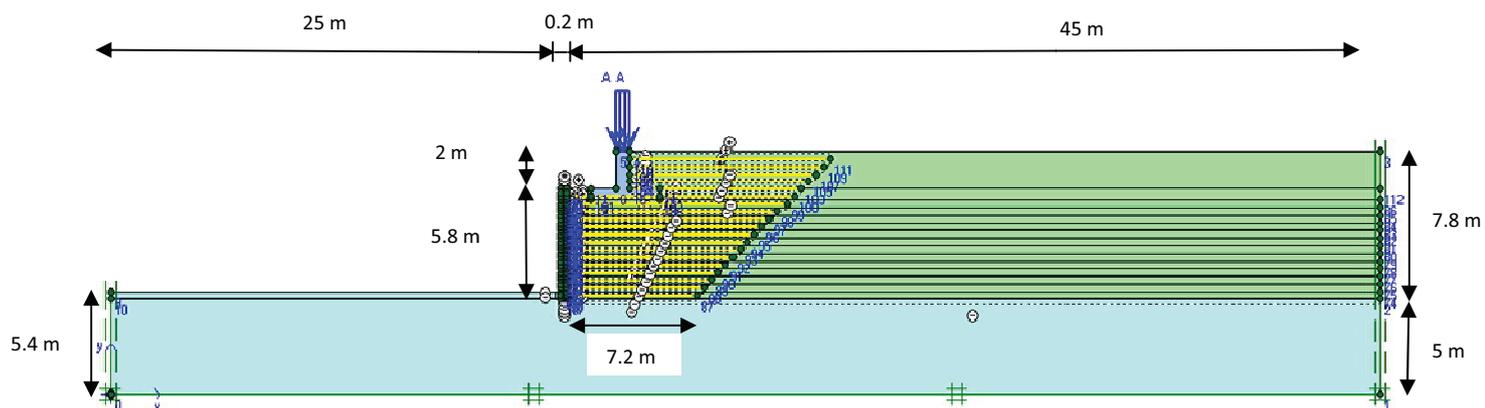


Figure 4.6. Composants du modèle numérique.

### 4.3.2. Matériaux constitutifs

Le cas de référence est modélisé en prenant en compte des paramètres réels de l'ouvrage.

#### 4.3.2.1. Le sol

Le modèle est constitué de deux sols différents, le sol de fondation et le remblai renforcé. Le modèle de comportement utilisé pour simuler les deux types de sol est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr- Coulomb (nommé MC dans cette étude).

On a adopté comme valeurs de référence des différents paramètres les données présentées dans le Tableau 4.3. Pour le sol de remblai renforcé ces valeurs sont déterminées à partir les paramètres ont été déduits par Abu-Hejleh et al. (2000) à partir des résultats des essais triaxiaux. La méthodologie de la détermination et de l'ajustement des paramètres a été présentée en détails dans «Abu-Hejleh et al. (2000) ». Pour Le sol de fondation Les valeurs des paramètres sont les mêmes qui choisis par Fakharian et Attar (2007).

*Tableau 4.3. Caractéristiques géomécaniques du sol*

<b>Mohr-Coulomb</b>		<b>Sol renforcé</b>	<b>Sol de fondation</b>
<b>Type</b>		Drained	Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00	17.00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22.10	18.00
$k_x$	[m/day]	1.000	1.000
$k_y$	[m/day]	1.000	1.000
$E_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	45000.000	52500.000
$\nu$	[-]	0.350	0.300
$C_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	69.8	15.00
$\phi$	[°]	39.50	30.00
$\psi$	[°]	5.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.7	0.7

#### 4.3.2.2. Les blocs en béton

Les éléments constitutifs du parement sont modélisés en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire et avec section 0.30x0.20m. En raison de la difficulté liée à l'estimation de la rigidité du parement, la valeur du module d'élasticité du parement a été choisie comme étant la valeur moyenne de valeurs trouvées dans les littératures.

Le choix du module d'élasticité du parement est traité dans l'étude paramétrique.

**Tableau 4.5.** Exemples de modélisation des blocs en béton

Dimension (m)	modèle	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (GPa)	$\lambda$	Référence
H=0.2, b=0.3	EL	16 (EP : entre 10 et 22)*	2	0.17	Ling et al (2005a)
H=0.15, b=0.3	EL	-	23	0.15	Hatami et Bathurst (2005b)
H=0.5, b=0.35	EL	23	2	0.2	Christopher et al (2004)
H=0.15, b=0.3	EL	23	2	0.17	Ling, et al (2003) et (2000)
H=0.2, b=0.46	EL	18	2	0.3	Yoo (2004)
H=0.25, b=0.5	EL	21,8	0.3	0.15	Guler et al (2007)
H=0.2, b=0.28	EL	23	2	0.2	Ling et al (2005b)

\*Ces auteurs font étude paramétrique sur le poids du bloc (en fonction de creusement)

Les propriétés des blocs en béton utilisés dans le modèle de référence sont données dans le tableau 4.6.

**Tableau 4.6.** Caractéristiques des blocs en béton pour le modèle de référence

<b>Elastique linéaire</b>		<b>bloc en béton</b>
<b>Type</b>		Non-porous
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23.00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23.00
$k_x$	[m/day]	0.000
$k_y$	[m/day]	0.000
$E_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	9000000.00
$\nu$	[-]	0.2
$R_{\text{inter}}$	[-]	0.700

#### 4.3.2.3. La semelle et le mur en béton armé de la culée de pont

La semelle et le mur en béton armé de la culée de pont sont modélisés en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire Non-porous.

Les différentes caractéristiques de la semelle et du mur en béton armé de la culée sont présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 4.7.** Caractéristiques de la semelle et du mur en béton armé de la culée

<b>Elastique linéaire</b>		<b>Sommier</b>
<b>Type</b>		Non-porous
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25.00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25.00
$k_x$	[m/day]	0.000
$k_y$	[m/day]	0.000
$E_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	25000000.00
$\nu$	[-]	0.15
$R_{\text{inter}}$	[-]	0.700

#### 4.3.2.4. les géogrilles

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 4.8.

**Tableau 4.8.** Caractéristiques des géogrilles

Identification	EA [kN/m]
Géogrille	2000

Le paramètre de l'interface a pris :  $R_{inter} = 0,7$  Pour l'interface bloc /bloc, bloc /géogrille, bloc /sol, sol /géogrille et sol de remblai / sol de fondation dans le modèle de référence.

#### 4.3.3. Conditions aux limites

Pour les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux (Figure 4.6).

#### 4.3.4. Phasage de construction

Afin de reproduire les étapes de construction de la structure réelle, c'est-à-dire les différentes étapes d'exécution décrites dans la section 4.2.2, la construction du mur a été modélisée par la procédure « staged construction ». Le processus de construction de la culée est modélisé en 18 phases, (les 13 phases premières représentent la phase I dans l'ouvrage réel), où la mise en place du remblai renforcé est modélisée par des couches de 0.4 m ont été placées au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale de la culée est atteinte. Le chargement due à la superstructure du pont (les poutres, le tablier et la dalle de transition) est modélisé par une pression uniformément répartie équivalente au-dessus sommier.

La simulation du phasage de construction de l'ouvrage a comporté les phases suivantes :

Phase 1 : mise en place des deux premiers blocs, de la première couche de remblai renforcé, de l'installation de la première nappe de géogrille entre les deux blocs et la couche de fondation à gauche de remblai renforcé ;

Phase 2 : mise en place du troisième et quatrième bloc, de la deuxième couche de remblai renforcé et installation de la deuxième nappe de géogrille entre les deux blocs ;

La phase 2 est répétée jusqu'à 5.8 mètres de hauteur du mur (phase 13).

Phase 14 : Pose de la semelle et le mur de culée de pont (sommier) ;

Phase 15 : Pose des poutres du pont et modélisé par une pression uniformément répartie équivalente de 210 Kn /m<sup>2</sup>, au-dessus sommier ;

Phase 16 : Pose de remblai renforcé derrière le mur de la culée (sommier) ;

Phase 17 : Pose du tablier du pont et modélisé par une pression uniformément répartie équivalente de 295 Kn /m<sup>2</sup>, au-dessus sommier ;

Phase 18 : Pose de la dalle de transition qui correspondant à une charge équivalente de 365Kn /m<sup>2</sup>.

#### 4.4. PRÉSENTATION DES RESULTATS DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE

Dans cette partie, on confronte les résultats des modélisations aux grandeurs mesurées et les résultats trouvés par le code Flac2D rapportés par Fakharian et Attar (2007).

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques portera sur :

- L'évolution des déplacements horizontaux du parement pour deux points différents, au niveau de lit de renfort N° 6 et 10 en fonction de différentes phases de construction (Figure. 4.9 et 4.10) ;
- Les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) (Figure.4.11);
- Les valeurs de déplacement maximal obtenues sous l'effet de poids propre de Mur seul (phase I) et sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) (Tableau 4.9) ;
- L'évolution des contraintes verticales dans le massif renforcé en quatre points différents (Figure. 4.13 et 4.14).

Le maillage déformé de notre modèle est présenté sur la figure 4.7. Cette déformation est due à la fin de construction (phase VI).

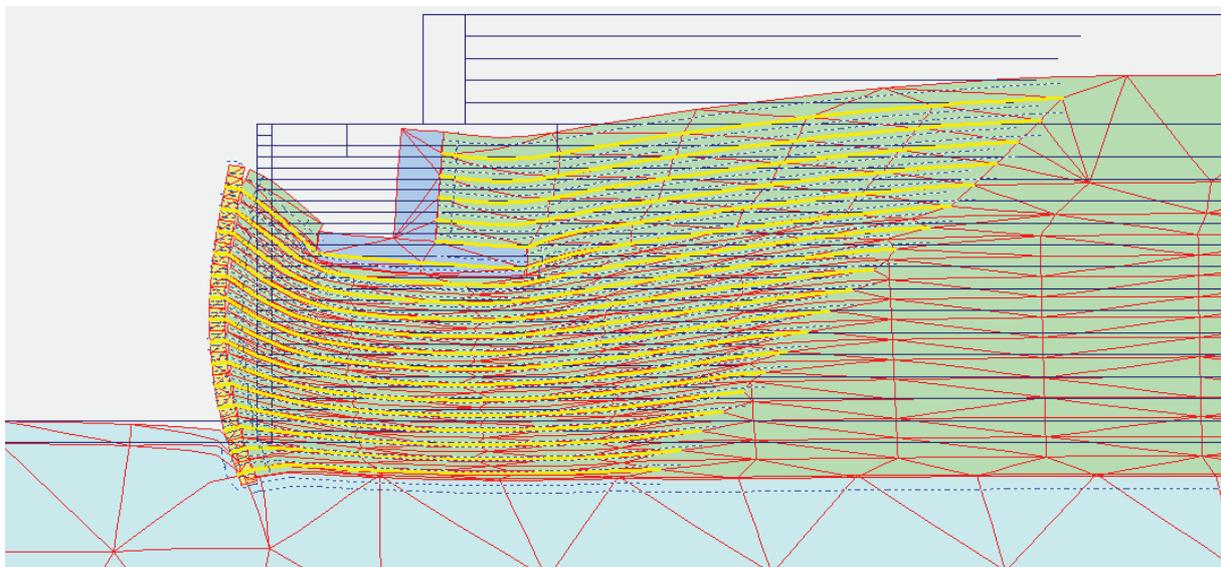
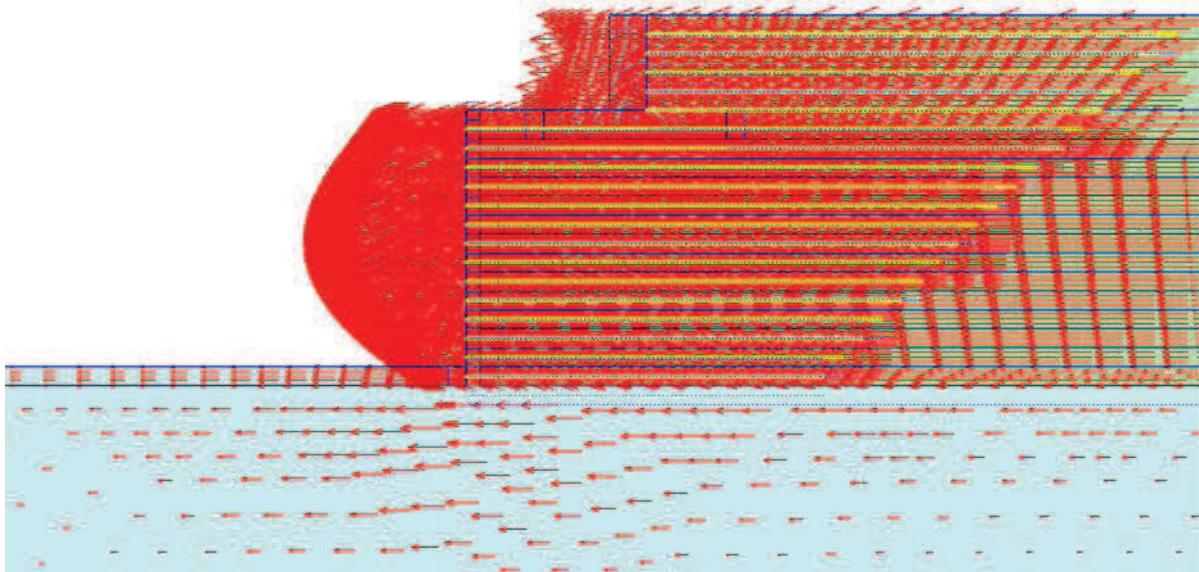


Figure 4.7. Déformation du maillage (phase VI)

#### 4.4.1. Déplacement horizontal



*Figure 4.8. Déplacement horizontal dans la phase VI.*

Les figures 4.9 et 4.10 représentent une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés avec Plaxis2D et avec Flac2D en fonction des différentes phases de construction à deux niveaux lit n° 6 ( $z = 2.2$  m) et lit n° 10 ( $z = 3,8$  m).

Pour le niveau de lit n° 6 ( $z = 2.2$  m) Figure 4.9 montre que les déplacements horizontaux calculés avec Plaxis2D et Flac2D sont proches mais présentent une sous-estimation des déplacements dans la première phase de construction par rapport les mesures, puis cet écart a diminué pour les autres phases.

Cet écart entre les calculs et les mesures provient peut-être du fait que des paramètres ne sont pas pris en compte dans le calcul dans cette phase comme l'effet de compactage de remblai et le choix des conditions de fondation et hydrologique.

De même, la figure 4.10 présente les déplacements horizontaux pour le niveau de lit n° 10 ( $z = 3.8$  m) même remarque a été notée sauf que l'écart est significativement plus important.

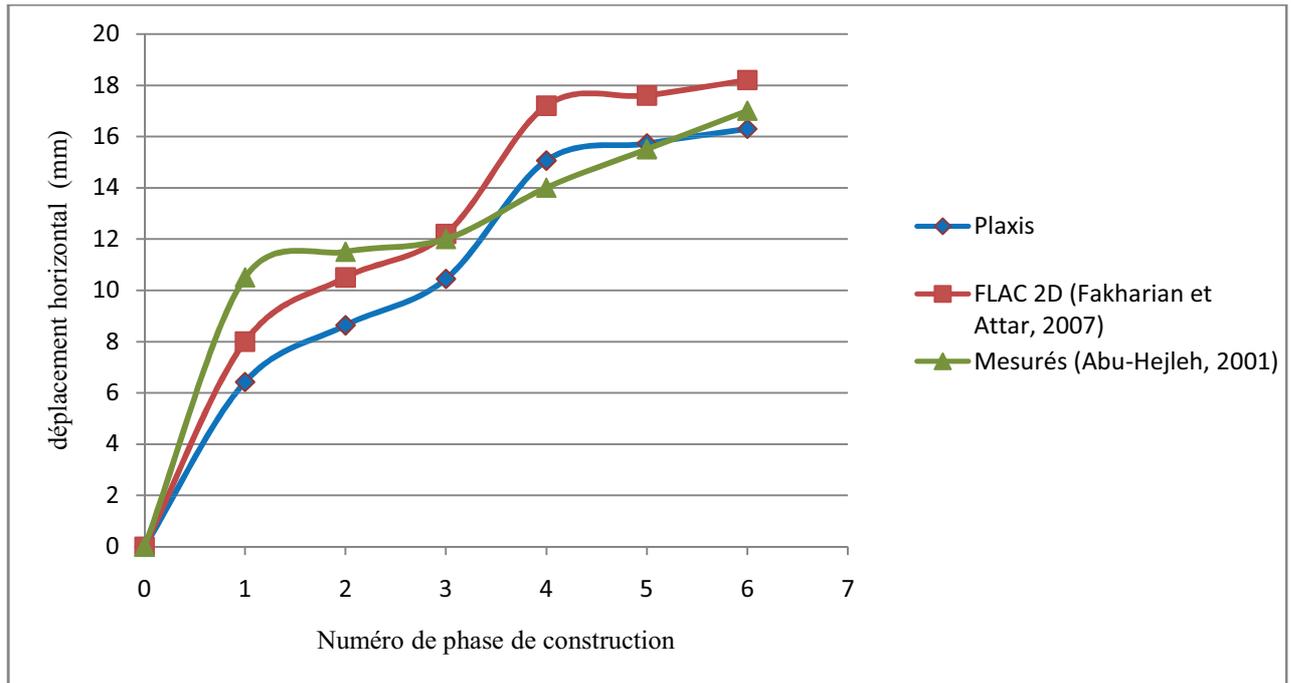


Figure 4.9. Déplacements horizontaux du parement (face extérieure) en fonction des phases de construction mesurés et calculés avec plaxis et Flac 2D au niveau lit N° 6 (H=2.2 m)

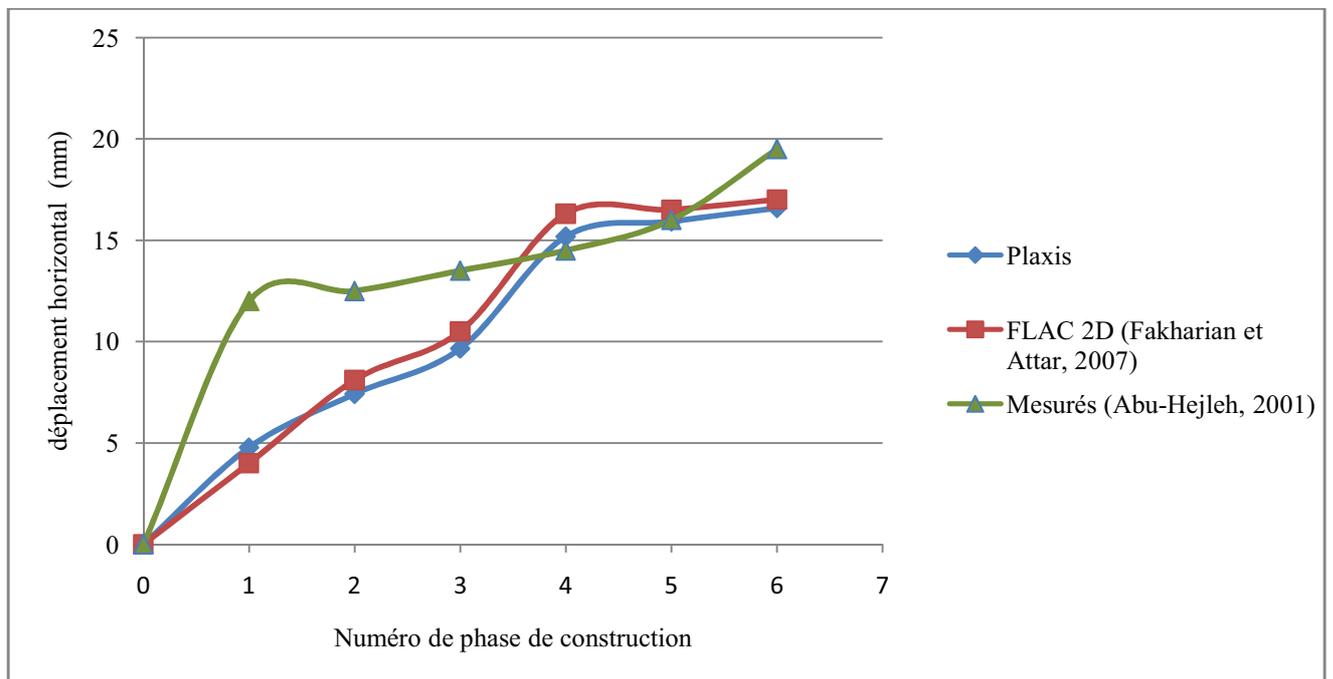
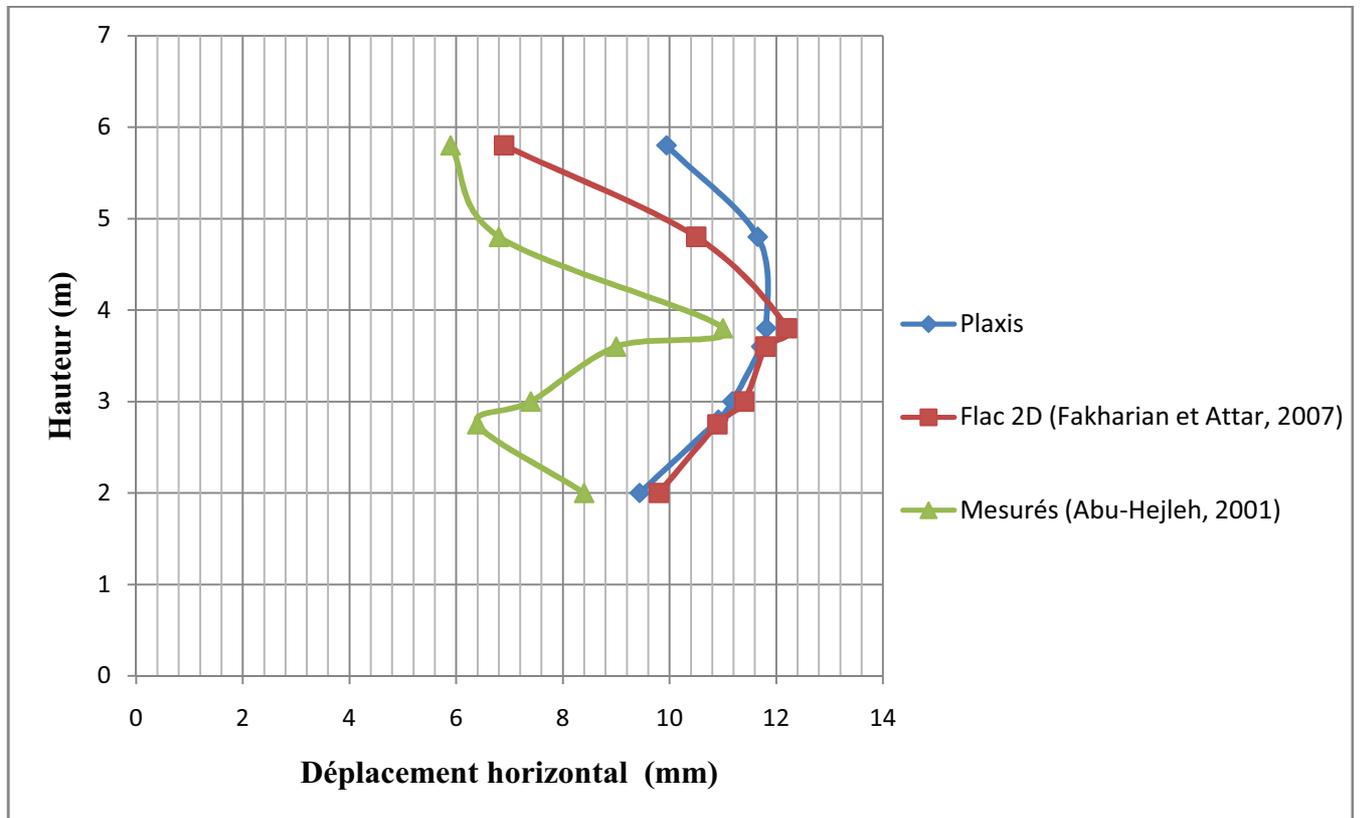


Figure 4.10. Déplacements horizontaux du parement (face extérieure) en fonction des phases de construction mesurés et calculés avec plaxis et Flac 2D au niveau lit N° 10 (H=3.8 m)

Les courbes des déplacements résultantes des simulations avec Plaxis et Flac2D sont approximativement confondues dans les deux tiers inférieurs du mur, mais dans la partie supérieure du mur, Plaxis donne des déplacements légèrement plus grands que les résultats trouvés par Flac2D.

L'allure des courbes des déplacements trouvés par les deux approches numériques Plaxis et Flac2D sont approximativement en accord avec celles de résultante de mesures. Les trois courbes montrent que Le déplacement maximum se situe au voisinage de 4 m (dans le tiers supérieur du parement comme a été observé par Abu-Hejleh et al. (2001))



**Figure 4.11.** Déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

Le tableau 4.9 compare les valeurs de déplacement maximal calculées par Plaxis et Flac2D aux valeurs mesurées obtenu sous l'effet de poids propre de mur seul (phase I) et sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI), les déplacements maximaux calculés par Plaxis et Flac2D en phase I sont très largement sous-estimés. Cela est probablement lié principalement à un effet des conditions de compactage du remblai non pris en compte dans les calculs, puisque certains travaux de recherche ont montré que la prise en compte de compactage dans la simulation peut avoir une augmentation importante de déplacement (Bathurst et al, 2009 ; Abdelouhab, 2010 ; Liu, 2012), et peut être aussi liée au choix des conditions de fondation et hydrologique.

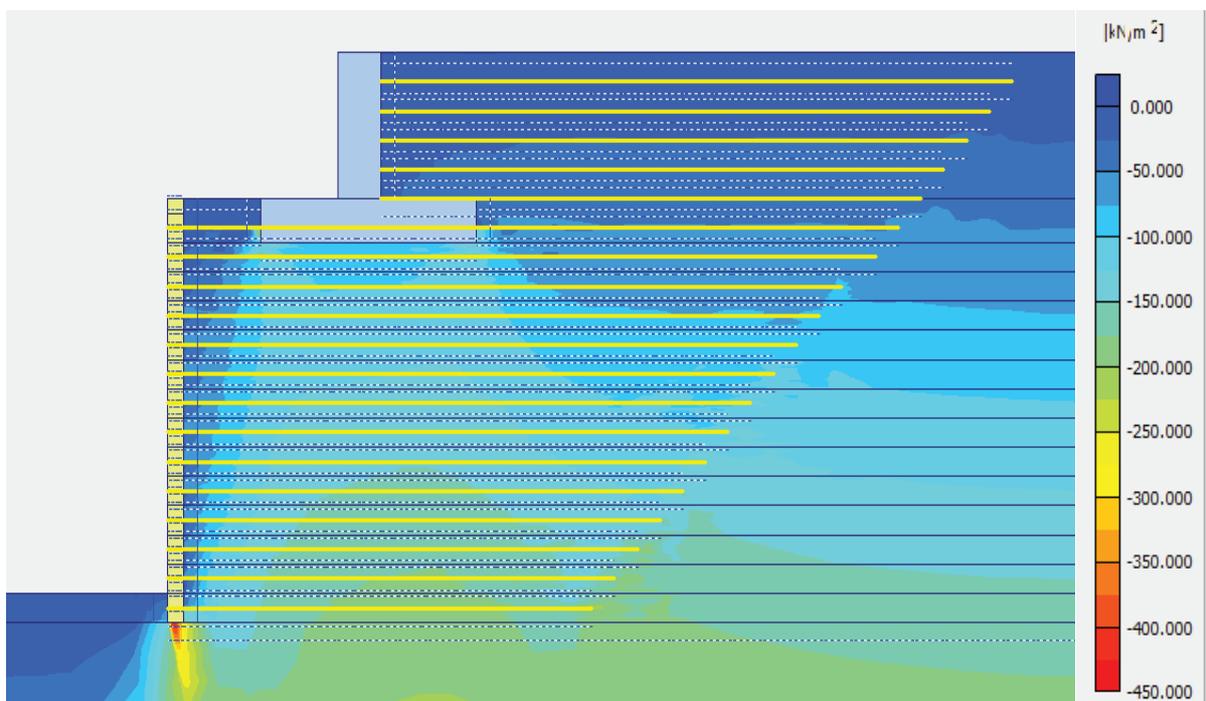
Cependant la valeur de déplacement maximal sous l'effet de placement de superstructures calculée par Plaxis (11.68 mm) est plus proche du résultat de la mesure (11 mm) par rapport à celle calculée avec Flac2D (13 mm).

**Tableau 4.9.** Comparaison de déplacement maximal obtenu sous l'effet de poids propre de Mur seul (phase I) et sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

	Déplacement max sous l'effet de pp de Mur seul (phase I) en mm	Déplacement max sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) en mm
Plaxis	6.43	11.68
FLAC 2D (Fakharian et Attar, 2007)	10	13
Mesuré (Abu-Hejleh, 2001)	12	11

#### 4.4.2. Contraintes verticales dans le massif renforcé

La figure 4.12 indique la distribution des contraintes verticales dans le massif renforcé en phase VI.

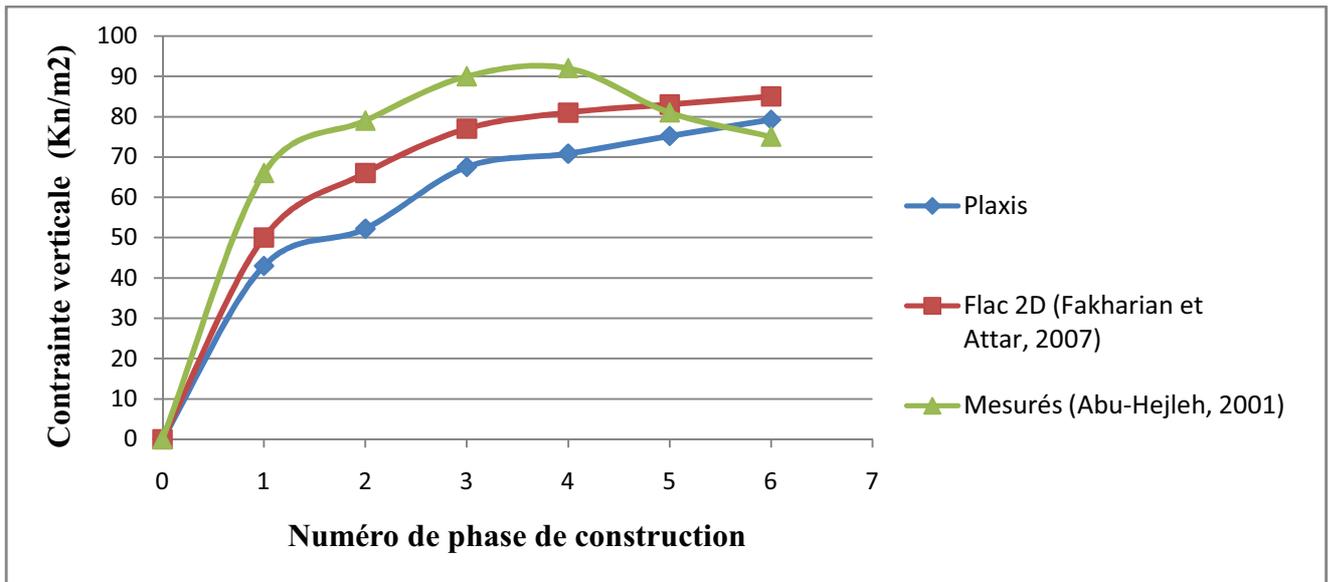


**Figure 4.12.** Contraintes verticales dans le massif renforcé en phase VI.

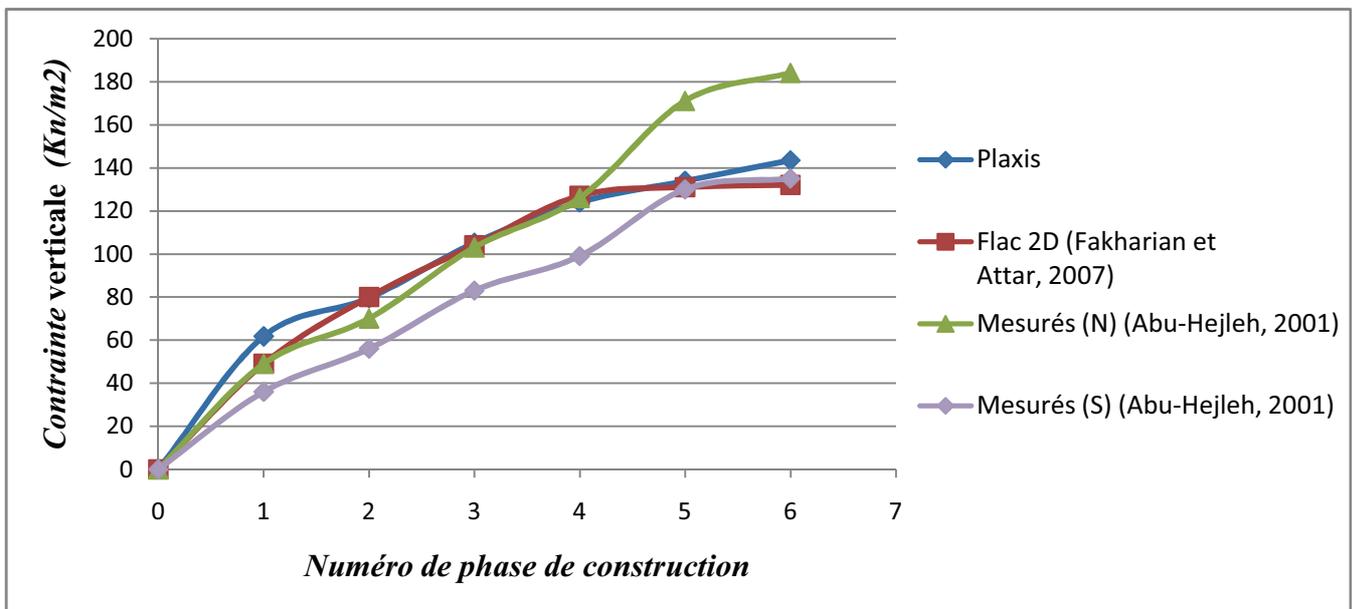
Les figures 4.13 et 4.14 représentent une comparaison entre l'évolution des contraintes verticales dans le massif renforcé en quatre points différents (À, B, C, D, voir la Figure 4.5) au niveau de lit n° 6 ( $z = 2.2$  m).

Ces figures montrent que les contraintes verticales dans les massif renforcés, calculées avec Flac2D et Plaxis globalement sont très proches, et on observe que la forme des courbes donné par les deux codes n'est pas très différente à celle de mesures sauf quelques remarques :

- Les résultats du mesures pour le point A (figure.4.13. a) donnent une chute de contraintes pour la phase 5 et semble n'est pas logique, et peut être due à l'état de l'instrumentation ;
- Les résultats des deux logiciels présentent une surestimation des contraintes par rapport à ceux de mesures pour le point C (figure.4.14. a).

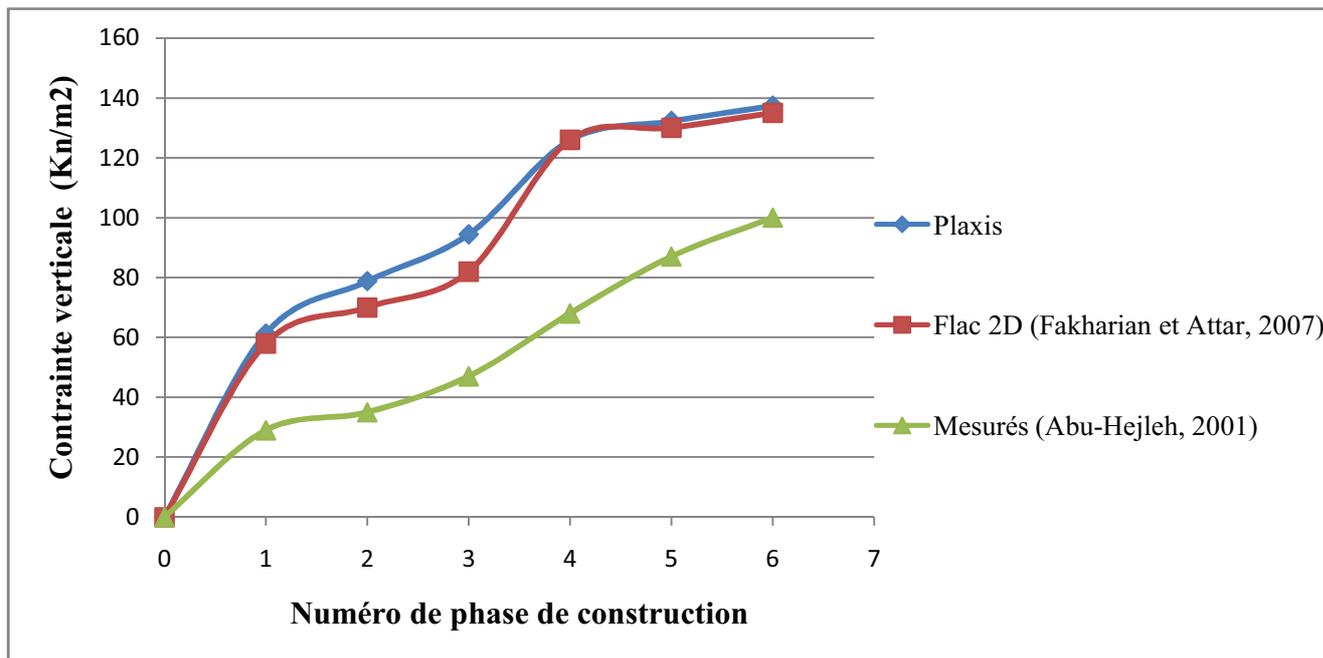


(a)

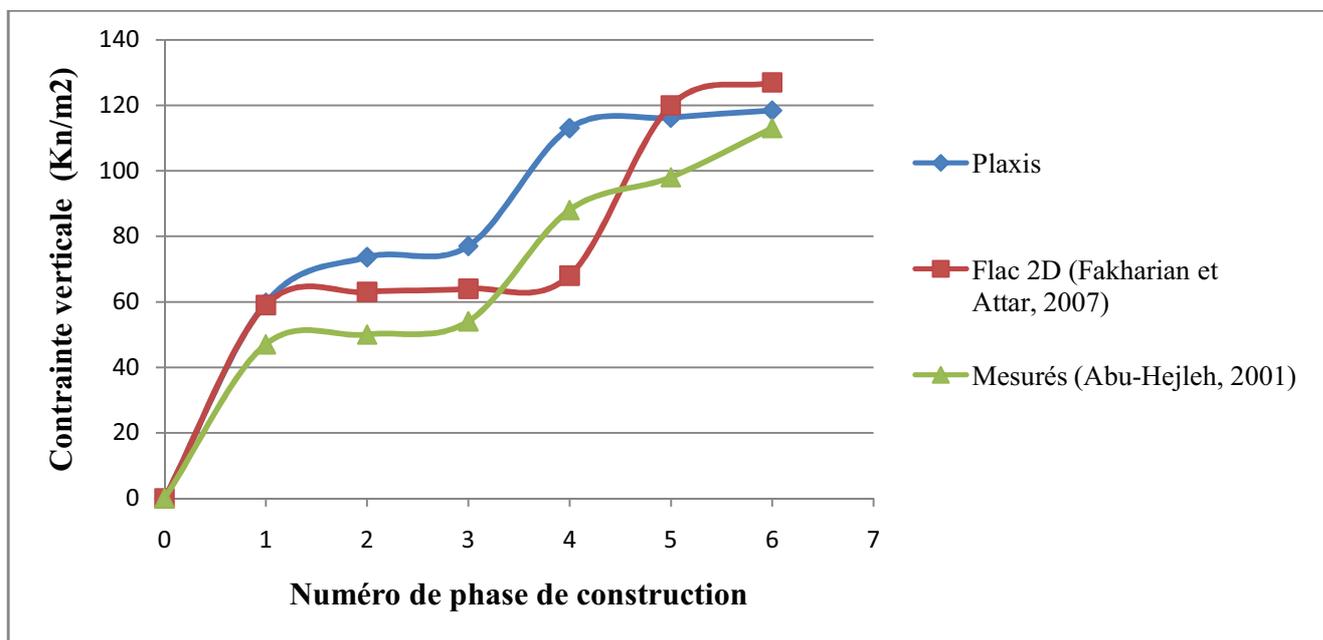


(b)

**Figure 4.13.** Contraintes verticales en fonction des phases de construction mesurés, calculés avec plaxis et Flac au niveau lit N° 6 (H=2.2 m) pour :(a) position A ; (b) position B



(a)



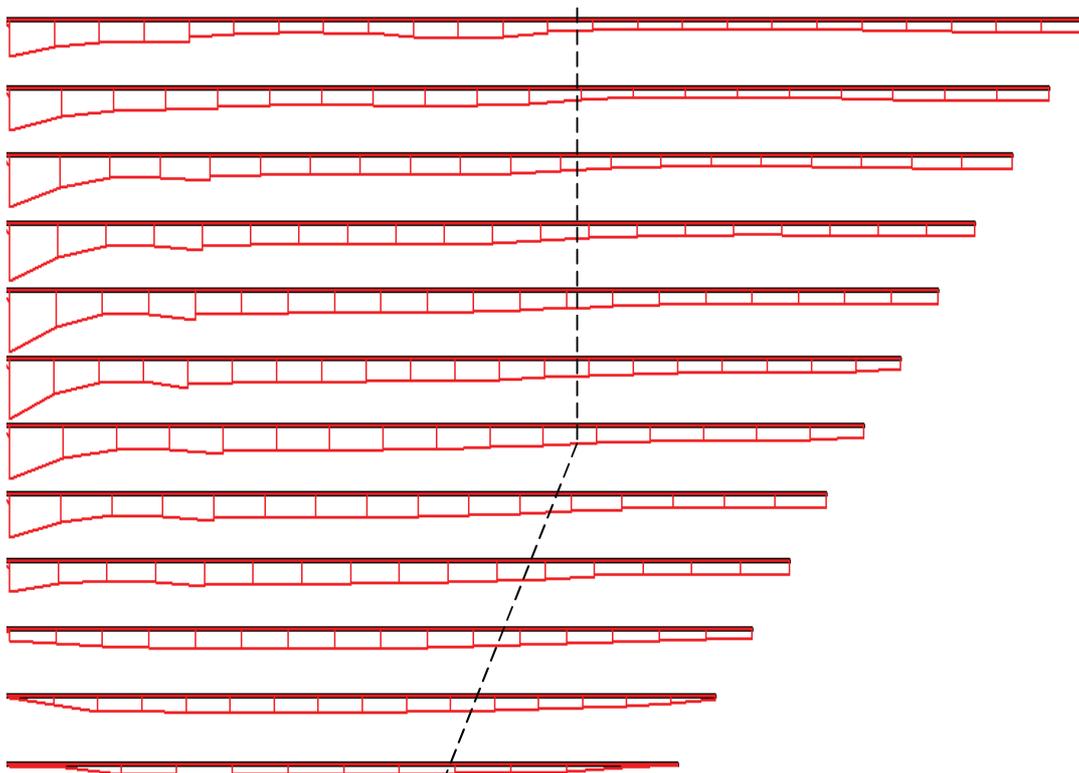
(b)

Figure 4.14. Contraintes verticales en fonction des phases de construction mesurés, calculés avec plaxis et Flac au niveau lit N° 6 (H=2.2 m) pour :(a) position C ; (b) position D

#### 4.4.3. Répartition des efforts de tractions le long des différents lits des renforcements

La figure 4.15 montre que les efforts de traction maximum calculés par Plaxis sur les différents niveaux de renforcement sont situés sur des points localisés près du parement. Ces points ne coïncident pas avec la ligne des tractions maximales déduite de mesures effectuées sur ouvrages instrumentés et préconisée dans certaines normes (SETRA 1991 ; NF P 94 220-1998) mais en accord plusieurs travaux de recherche (Zevgolis et al, 2008 ; Abdelouhab, 2010). Cependant, la répartition des efforts de tractions le long des différents lits d'armatures dans le calcul numérique, montre que le mur peut être représenté par deux zones près que ceux définie dans certaines normes (NF P 94 220) :

- Zone où les tractions sont élevées et quasi-constantes située à proximité du parement. Elle peut être assimilée à la zone active.
- Zone où les tractions sont faibles et diminuent en allant vers la queue des renforcements. Elle peut être assimilée à la zone résistante (zone d'adhérence).



*Figure 4.15. Variation des tractions le long des nappes liées à la fin de construction (phase VI).*

#### 4.4.4. Synthèse sur la validation de modèle de référence

Comme on peut le constater il y a une bonne cohérence qualitative entre nos résultats et ceux de FLAC malgré les deux logiciels utilisent deux approches différentes.

La légère différence entre les résultats des différentes modélisations (Plaxis et Flac) s'explique par les hypothèses de calcul utilisées dans chaque logiciel. Quoiqu'il en soit les

résultats numériques sont, compte tenu des nombreuses incertitudes liées à la caractérisation des matériaux ou à la détermination des paramètres, dans l'ensemble acceptables.

Malgré la complexité de la géométrie modèle, les conditions aux limites et les conditions des chargements, et les propriétés matérielles, les résultats obtenus par les deux codes numériques peuvent être considérés comme satisfaisants.

## 4.5. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Après la validation de modèle avec les mesures et résultats calculées avec Flac2d, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. On va montrer l'effet des paramètres sur la déformation des culées en sol renforcé. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

On propose l'étude de l'effet des points suivants :

- Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle de Mohr-Coulomb ;
- Étude paramétrique de l'effet de modèle de comportement du sol sur les déformations ;
- Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle de Hardening Soil Model ;
- Étude de l'Influence de compactage du remblai renforcé ;
- Effet de la variation de rigidité de parement pour les deux modèles.

### 4.5.1. Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle de Mohr-Coulomb

L'étude de l'influence des paramètres du sol sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures est menée en faisant varier les cinq paramètres du modèle constitutif ( $E$ ,  $\nu$ ,  $\phi$ ,  $\psi$ ,  $C$ ) et le paramètre d'interface. Nous faisons varier à chaque stade un des paramètres en gardant constants les autres et cela pour tester l'influence de chaque paramètre sur la déformation des culées.

#### 4.5.1.1. Effet de la variation de module élastique de remblai

Pour étudier l'influence de module élastique de remblai une variation du module élastique (de 30 à 55 MPa) a été analysée.

Les différents résultats des déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures obtenues sont présentés sur la Figure 4.16.

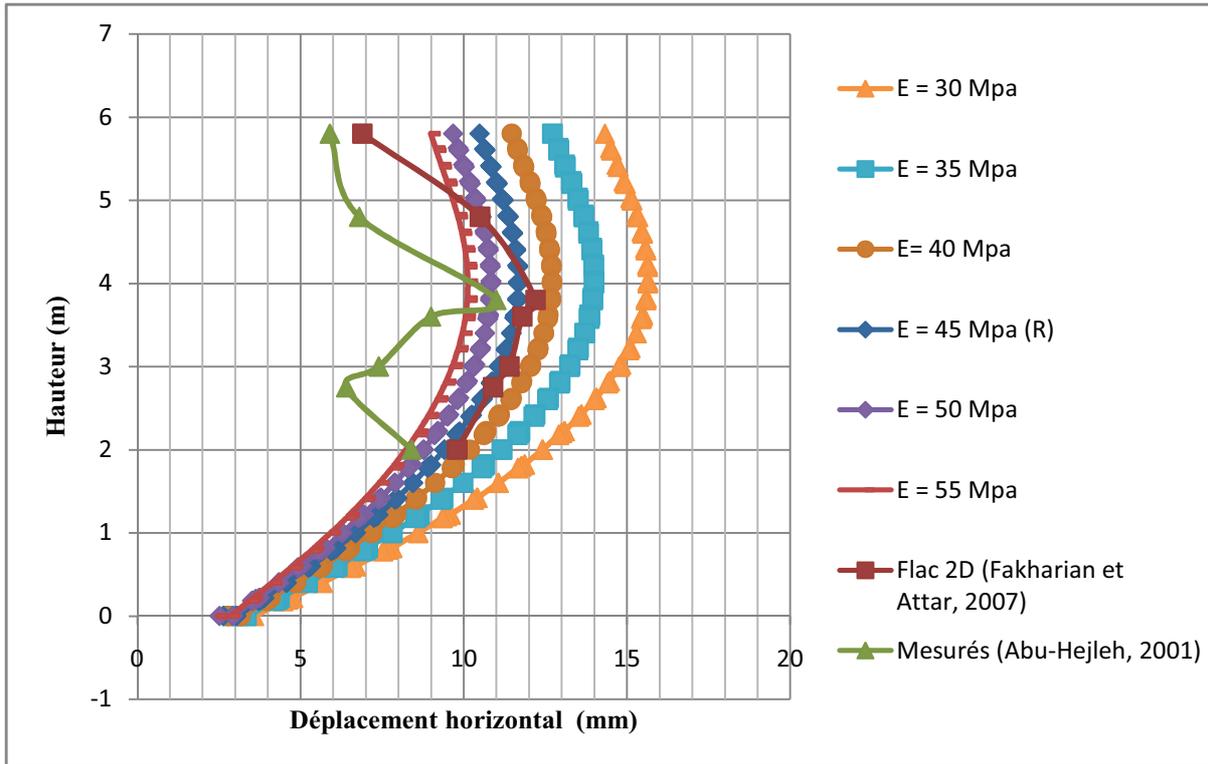


Figure 4.16. Influence de module de déformation du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

Le Tableau 4.10 suivant présente la comparaison entre les valeurs de déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures calculées pour différents cas étudiés.

Tableau 4.10. Influence de module de déformation du remblai

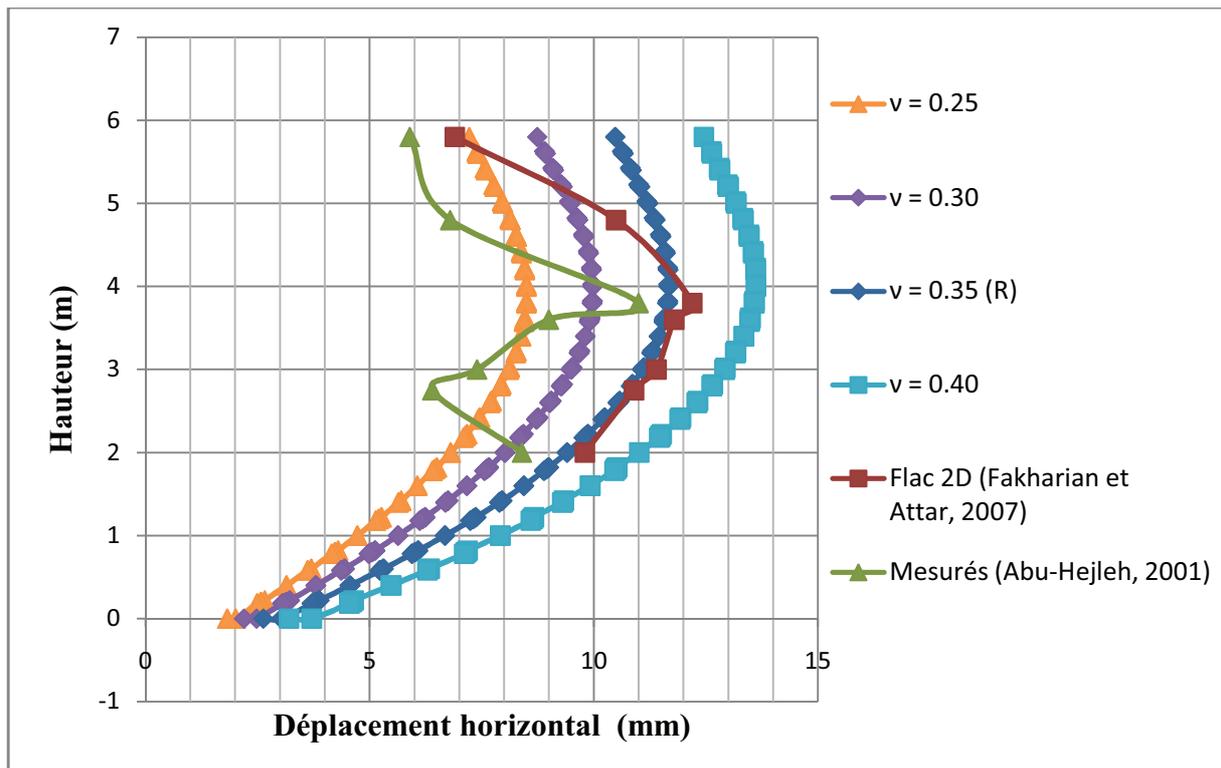
Module de déformation (MPa)	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
30	15.64	+33.90
35	14	+19.86
40	12.70	+8.73
45 (Valeur de référence)	11.68	-
50	10.84	-7.19
55	10.13	-13.27

Les résultats présentés ci-dessus montrent que le module élastique a une grande influence sur les mouvements latéraux et notamment pour des valeurs faibles. En effet, l'augmentation de module élastique en passant d'une valeur de 30 à 35 MPa donne une augmentation de déplacement est environ 2 fois plus grande que celle engendrée par la variation de 50 à 55 MPa.

**4.5.1.2. Effet de la variation de Coefficient de Poisson**

Pour étudier l'influence de coefficient de Poisson nous proposons d'étudier les valeurs suivantes de  $\nu$  (0.25 ; 0.3 ; 0.35 ; 0.4).

Les résultats des calculs obtenus sont présentés sur la figures 4.17 et le tableau 4.11 suivants :



*Figure 4.17. Influence de coefficient de Poisson du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)*

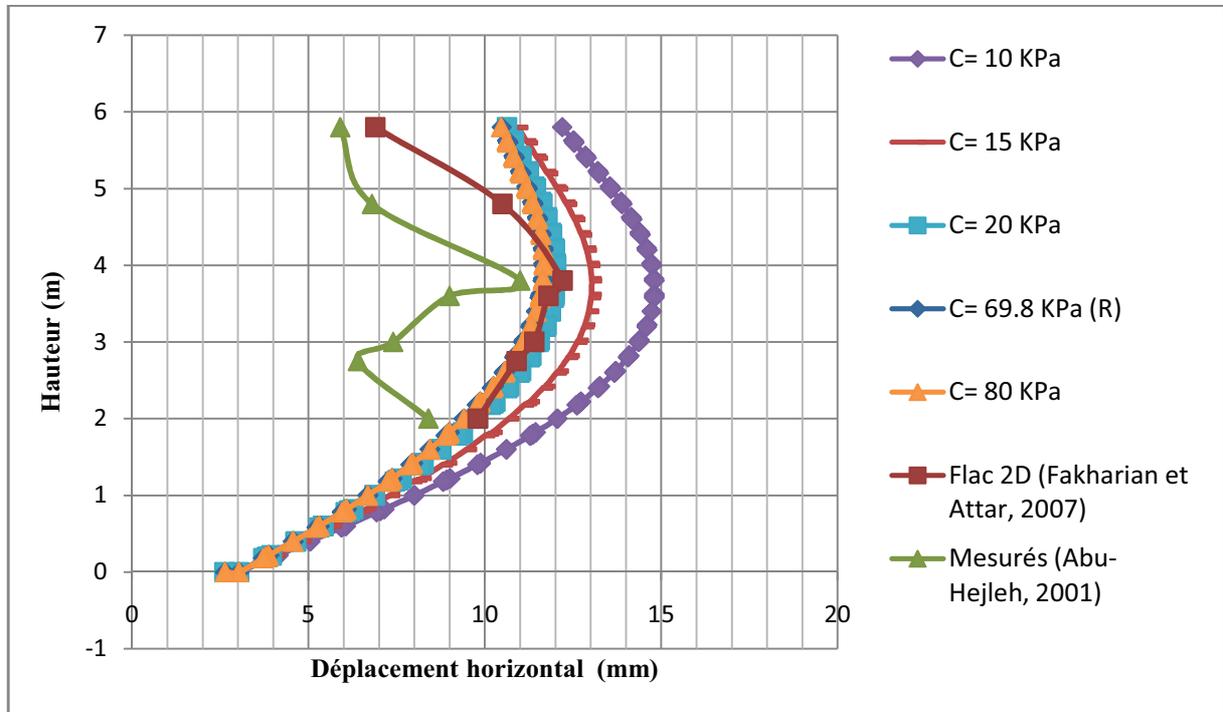
**Tableau 4.11. Influence de coefficient de Poisson du remblai**

Coefficient de Poisson	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.25	8.5	-27.23
0.3	10	-14.4
0.35 (Valeur de référence)	11.68	-
0.4	13.62	+16.6

À partir de ces résultats des différents calculs effectués, on déduit que le coefficient de Poisson du sol, comme pour le module d'Young présente une influence significative sur les déplacements horizontaux.

#### 4.5.1.3. Effet de la variation de la cohésion du remblai

Nous prenons pour la cohésion du remblai C les valeurs suivantes (10 ; 15 ; 20 ; 69.8 et 80 KPa). Les résultats sont présentés dans la Figure 4.18 et le tableau 4.12.



**Figure 4.18.** Influence de la cohésion du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

**Tableau 4.12.** Influence de coefficient de Poisson du remblai

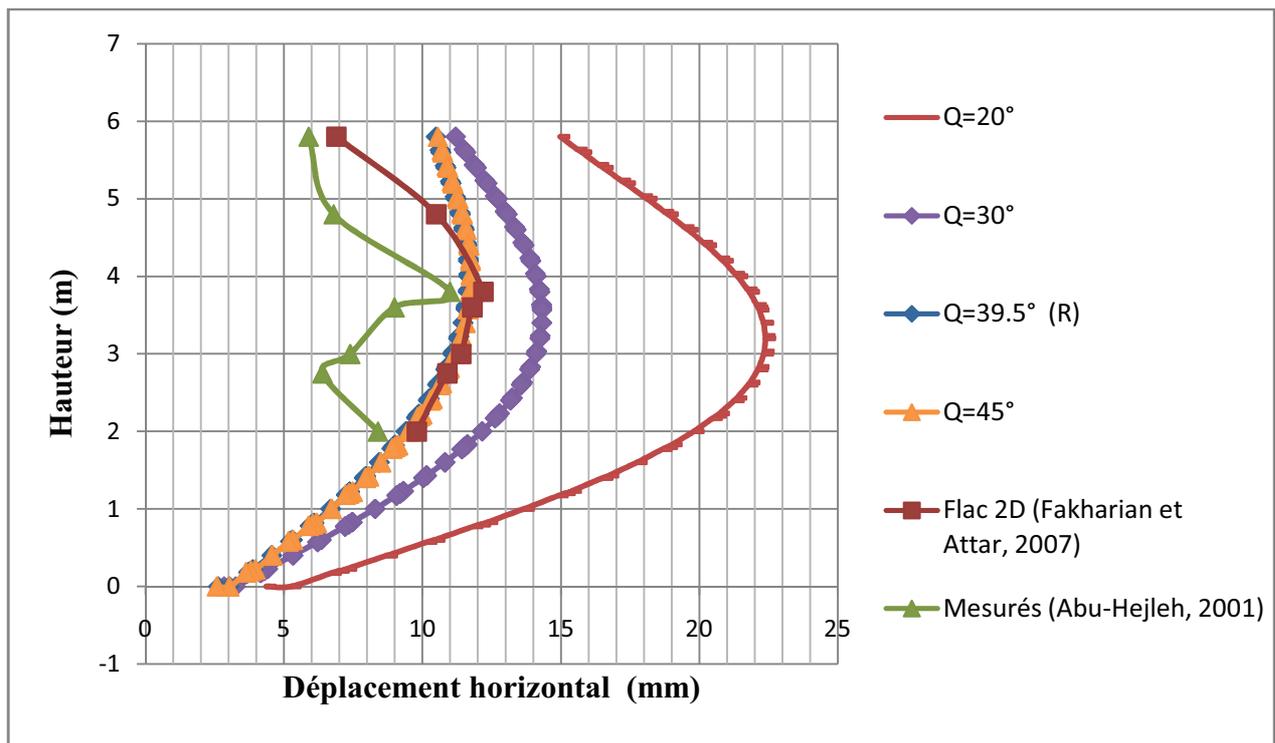
Cohésion du remblai	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
10	14.80	+26.71
15	13.04	+11.64
20	12.02	+2.91
69.8 (Valeur de référence)	11.68	-
80	17.67	- 0

Ces résultats indiquent que l'effet de variation cohésion de remblai a une influence majeure sur les déplacements horizontaux de culée pour des faibles valeurs. A partir de 20 kPa, la cohésion n'a plus d'influence, ce qui signifie que jusqu'à une certaine valeur limite de cohésion (20 KPa dans notre cas), la variation de cohésion du sol a peu d'influence sur la prédiction des mouvements des culées en sol renforcé. Cette constatation a été également confirmée dans le travail d'Abdelouhab (2010).

#### 4.5.1.4. Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai

Afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement du remblai  $\phi$ , on a fait varier l'angle avec plusieurs valeur mais les résultats sont restés inchangés pour la cohésion de référence ( $C=69.8$  Kpa).

Pour cela, Nous fixons la cohésion à  $C = 20$  Kpa (petite valeur) et donnons successivement à l'angle de frottement du remblai  $\phi$  les valeurs suivantes ( $20^\circ$  ;  $30^\circ$  ;  $39.5^\circ$  et  $45^\circ$ ). Les résultats sont présentés sur la Figure 4.19.



**Figure 4.19.** Influence de l'angle de frottement du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) pour une cohésion de 20Kpa

À partir de ces résultats on peut constater que le changement de l'angle de frottement pour de grande valeur de cohésion (dans notre cas  $c = 69.8$  kPa) conduit à une influence très limitée sur les résultats du déplacement, cette constatation est en accord avec celle obtenue par Hatami et Bathurst (2005b). Cependant, si on choisit une valeur plus petite de cohésion leur influence devient grande.

#### 4.5.1.5. Effet de la variation de l'angle de dilatance du remblai

En ce qui concerne la variation de l'effet de dilatance du remblai même si après la diminution de cohésion son effet sur les résultats du déplacement reste faible comme présenté dans la figure 4.20.

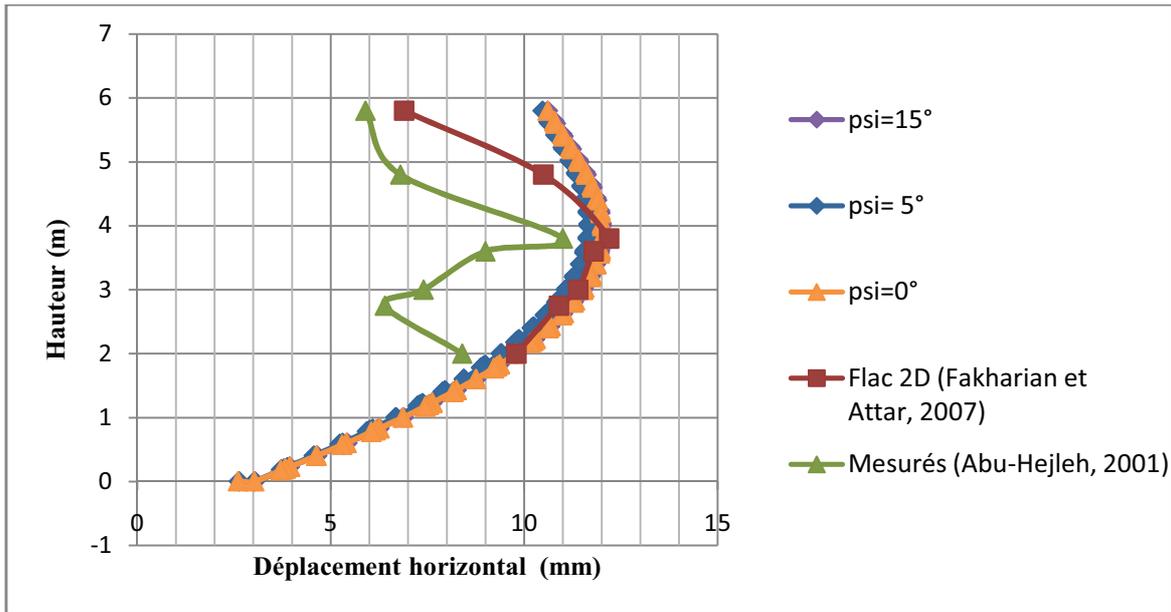


Figure 4.20. Influence de l'angle de dilatance du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) pour une cohésion de 20Kpa

Ceci nous montre que la variation de dilatance du remblai n'a pas d'impact significatif sur les déplacements latéraux pour de grande ou faible valeur de cohésion.

4.5.1.6. Effet de la variation de l'interface

Plusieurs simulations ont été faites en utilisant différentes valeurs de coefficient réducteur de l'interface qui varient de 0.5 à 1 (interface rigide). Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4.21 et le tableau 4.13.

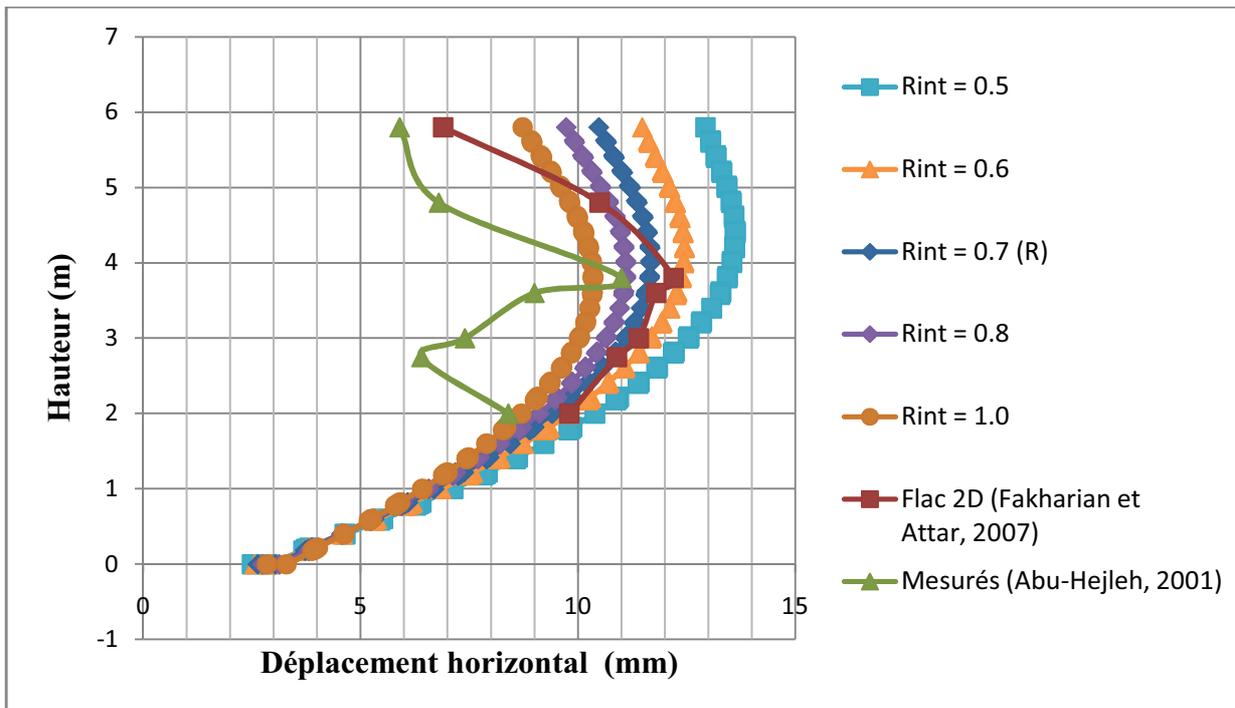


Figure 4.21. Influence de l'interface sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

**Tableau 4.13.** Influence de coefficient réducteur de l'interface

Coefficient réducteur de l'interface	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.5	13.62	+16.6
0.6	12.46	+6.7
0.7 (Valeur de référence)	11.68	-
0.8	11.11	-4.9
1	10.35	-11.4

L'étude de paramètre de l'interface (coefficient réducteur de l'interface) montre que la variation du coefficient de l'interface conduit à une variation importante du déplacement de culée et notamment dans la partie supérieure du mur. Nous remarquons aussi que plus le paramètre de l'interface diminue plus la position de déplacement maximal se déplace vers le haut.

#### 4.5.2. Effet du modèle de comportement du sol

Dans le modèle de référence on a utilisé le modèle Mohr-coulomb (nommé MC dans cette étude). Afin de mettre en évidence l'influence du modèle de comportement du sol dans la modélisation numérique, on utilise le modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, nommé HSM) pour le calcul de l'étude paramétrique.

Les valeurs des paramètres du modèle de sol avec écouissage (HSM) sont présentées dans le tableau.4.14.

**Tableau 4.14.** Caractéristiques géomécaniques du sol pour Hardening Soil Model

HSM		Sol renforcé
Type		Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21.00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22.10
$k_x$	[m/day]	1.000
$k_y$	[m/day]	1.000
$E_{50}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	45000.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	45000.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	135000.000
$m$	[-]	0.7
$\nu_{\text{ur}}$	[-]	0.25
$C_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	69.8
$\phi$	[°]	39.50
$\psi$	[°]	5.00
$R_f$	[-]	0.82
$R_{\text{inter}}$	[-]	0.70

La figure 4.22 présente les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) obtenues avec les deux lois de comportement utilisées. Les

figures 4.23 et 4.24 représentent une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontaux du parement mesurés et calculés avec Plaxis2D pour le modèle de HSM et MC et avec Flac2D en fonction des différentes phases de construction à deux niveaux lit n° 6 ( $z = 2.2 \text{ m}$ ) et lit n° 10 ( $z = 3,8 \text{ m}$ ).

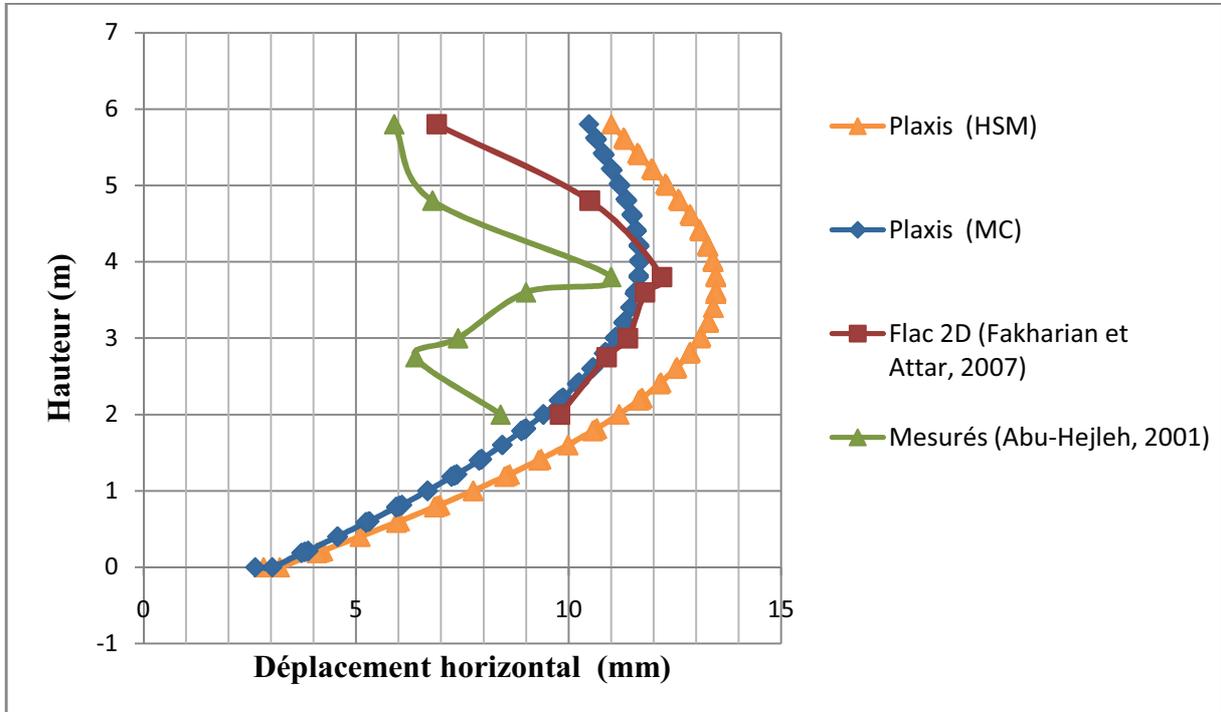


Figure 4.22. Déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) mesurés et calculés avec plaxis (MC et HSM) et Flac 2D

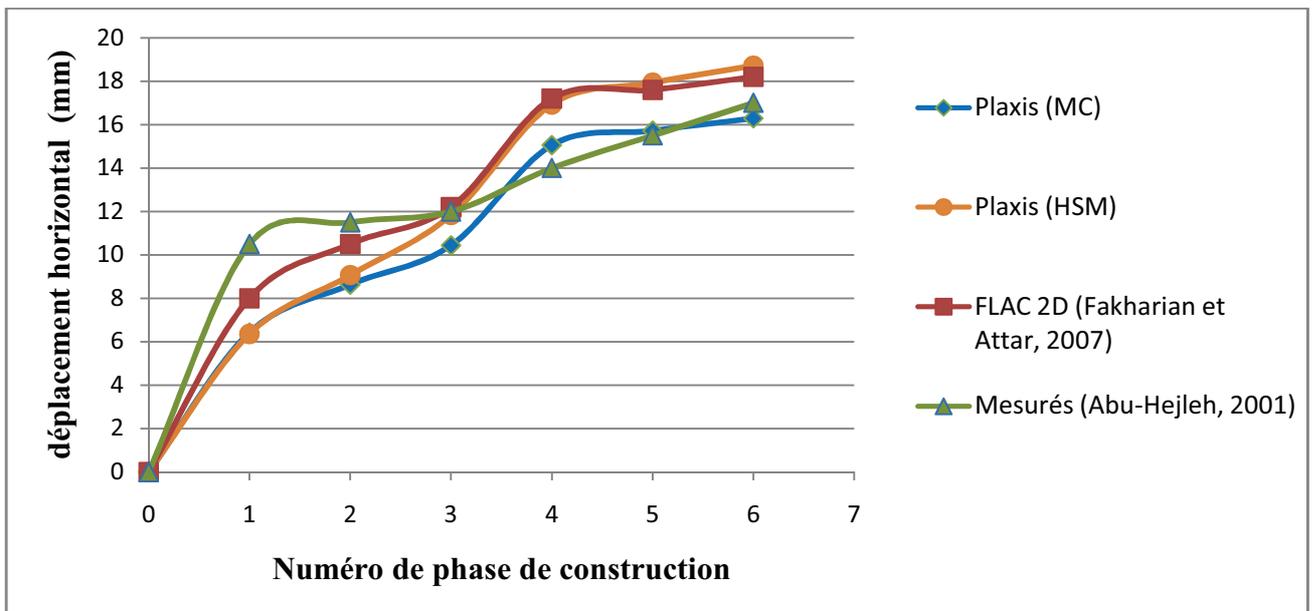


Figure 4.23. Déplacements horizontaux du parement (face extérieure) en fonction des phases de construction mesurés et calculés avec plaxis (MC et HSM) et Flac 2D au niveau du lit N° 6 ( $H=2.2 \text{ m}$ )

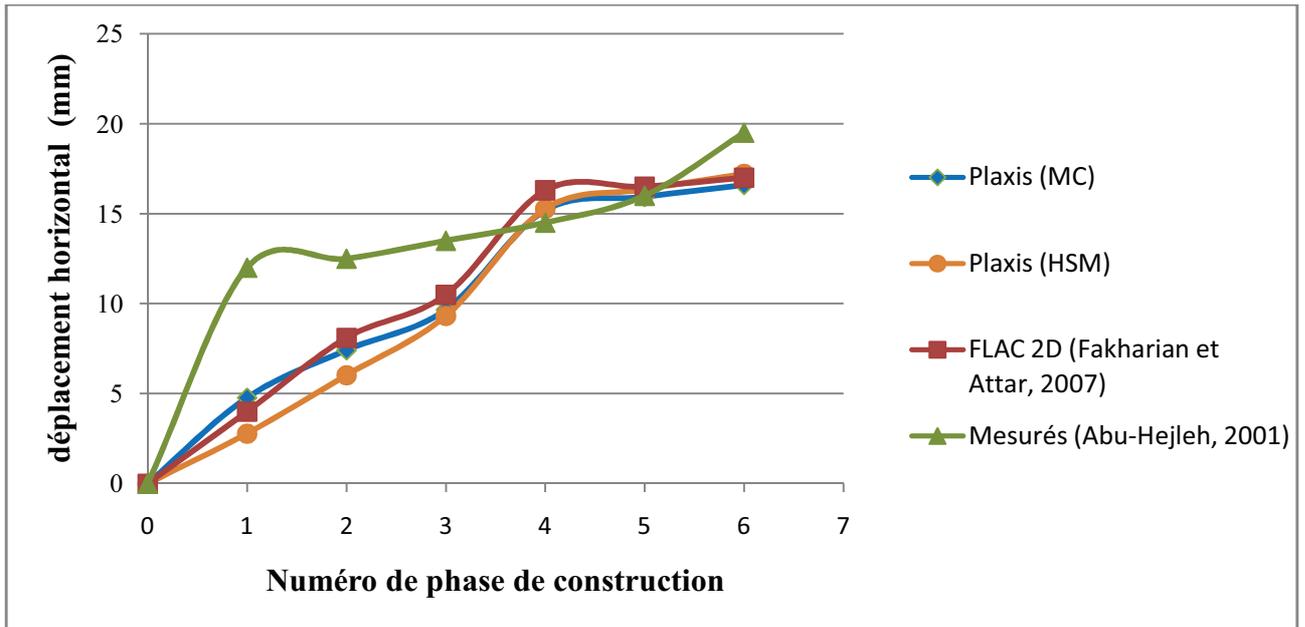


Figure 4.24. Déplacements horizontaux du parement (face extérieure) en fonction des phases de construction mesurés et calculés avec plaxis (MC et HSM) et Flac 2D au niveau du lit N° 10 (H=3.8 m)

Le tableau 4.15 compare les valeurs de déplacement maximal calculées par Plaxis pour les deux lois de comportement et Flac2D aux valeurs mesurées obtenues sous l'effet de poids propre de mur seul (phase I) et sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI).

Tableau 4.15. Comparaison de déplacement maximal obtenu sous l'effet de poids propre de Mur seul (phase I) et sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

	Déplacement max sous l'effet de pp de Mur seul (phase I) en mm	Déplacement max sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) en mm
Plaxis (MC)	6.43	11.68
Plaxis (HSM)	5.85	13.47
FLAC 2D (Fakharian et Attar, 2007)	10	13
Mesurée (Abu-Hejleh, 2001)	12	11

L'analyse des ces résultats des déplacements obtenus avec les deux lois de comportement utilisées confirme la légère différence des résultats entre les deux modèles (Figure 4.24 ; 4.23 et tableau.4.15). L'effet du modèle de comportement du sol dans la modélisation numérique est exprimé par :

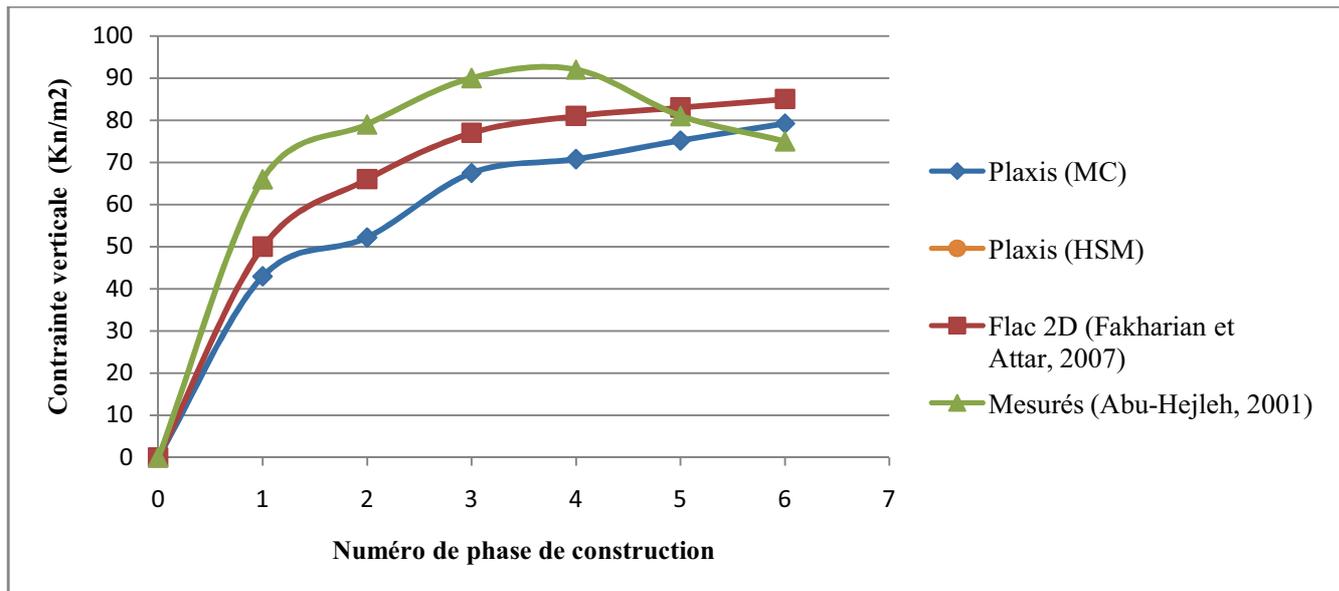
- On constate que les mouvements au début (en phase 1) calculés par le modèle HSM sont légèrement plus faibles par rapport à ceux obtenus par modèle MC (figure 4.23 ; 4.24 et tableau.4.15). Par la suite, lorsqu'on applique les charges dues à la superstructure, les mouvements obtenus par le modèle HSM deviennent plus grands que les déplacements trouvés par le modèle MC, particulièrement à proximité de la mi-hauteur du mur ;
- On observe aussi que les déplacements trouvés par modèle HSM et Flac2d (modèle hyperbolique de Duncan & Chang) sont sous-estimés par rapport à ceux obtenus par le modèle MC dans la partie supérieure du mur (où les contraintes verticales sont les plus faibles), notamment en phase I.

Cette légère différence est sûrement due à la prise en compte de comportement non-linéaire dans le modèle HSM. Car la formulation de modèle non-linéaires (HSM) se base sur la pression moyenne ayant une valeur modeste près de la surface de sol à l'inverse de modèle MC ayant une rigidité constante partout dans le maillage.

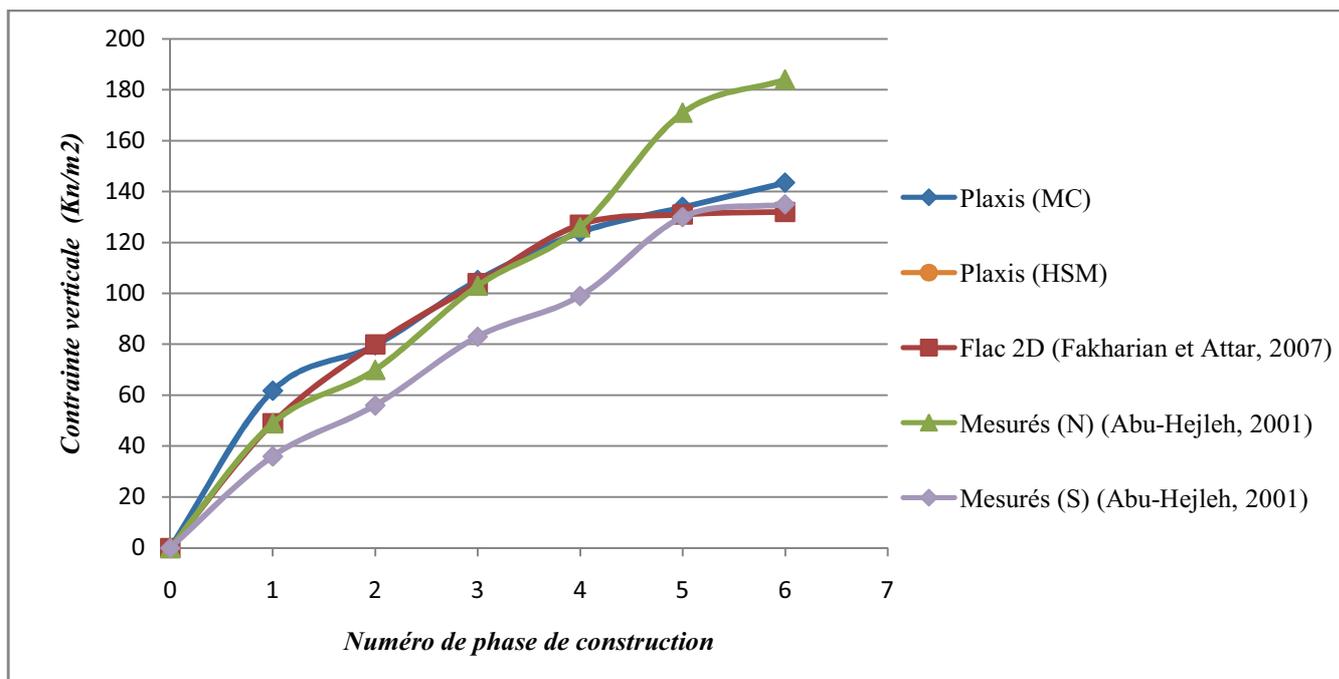
La comparaison entre les courbes numériques et la courbe expérimentale, a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est acceptable pour reproduire le comportement de déformation des murs en sol renforcé.

En ce qui concerne l'influence du modèle de comportement du sol sur les contraintes verticales dans les massifs renforcés, les résultats obtenus sont donnés sur les figures 4.25 et 4.26.

Selon ces résultats obtenus dans ces figures, on constate que l'influence du modèle de comportement du sol sur les contraintes verticales dans le massif renforcé est presque négligeable.

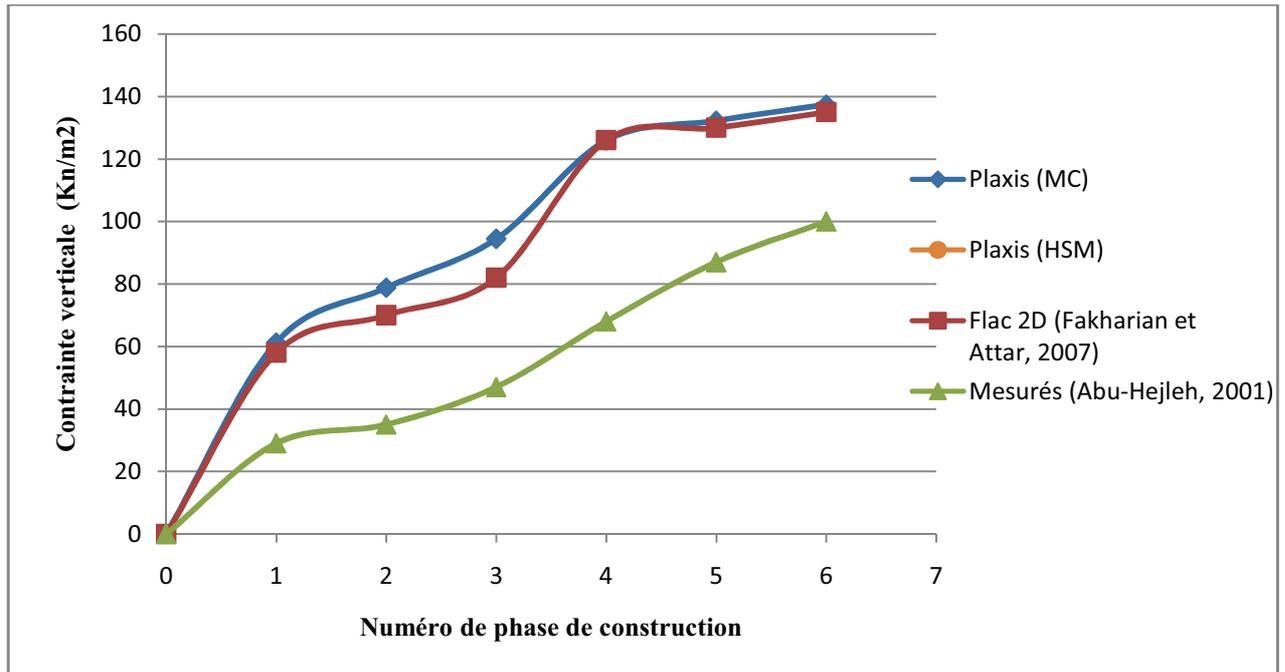


(a)

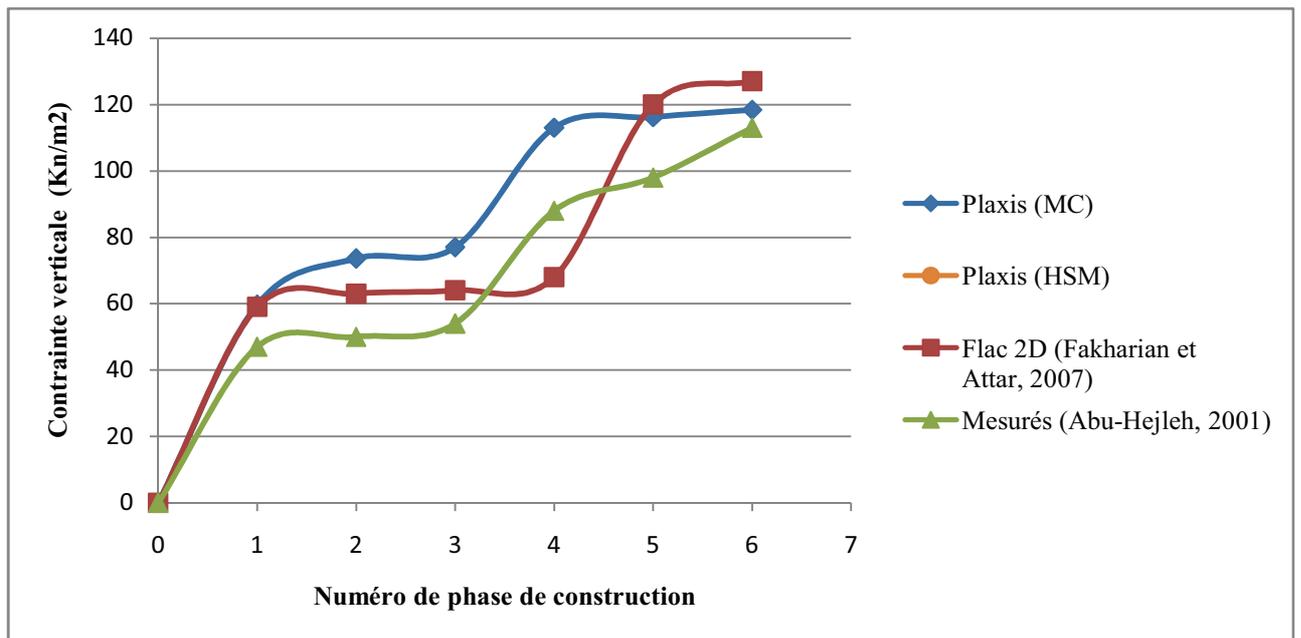


(b)

Figure 4.25. Contraintes verticales en fonction des phases de construction mesurées, calculées avec plaxis et Flac au niveau du lit N° 6 (H=2.2 m) pour :(a) position A ; (b) position B



(a)



(b)

Figure 4.26. Contraintes verticales en fonction des phases de construction mesurées, calculées avec plaxis et Flac au niveau du lit N° 6 ( $H=2.2\text{ m}$ ) pour : (a) position C ; (b) position D

### 4.5.3. Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle HSM

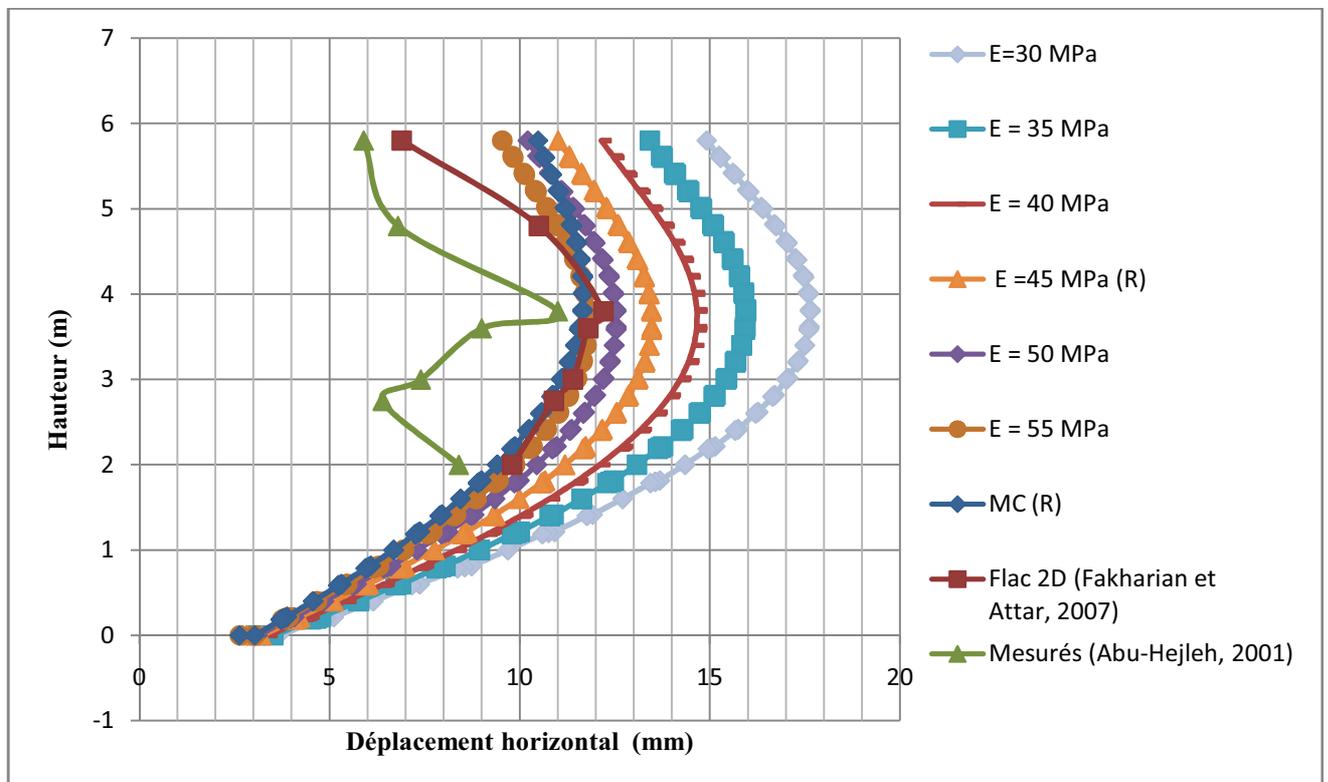
En ce qui concerne la sensibilité aux paramètres du modèle HSM, on propose l'étude de l'effet des paramètres suivants :

- Effet de la variation des modules ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ) ;
- Effet de la variation de coefficient à la rupture ;
- Effet de la variation de Puissance ;
- Effet de la variation de coefficient de poisson en décharge-recharge ;
- Effet de la variation de la cohésion du remblai ;
- Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai ;
- Effet de la variation de l'angle de dilatance ;
- Effet de la variation de coefficient réducteur de l'interface.

#### 4.5.3.1. Effet de la variation des modules ( $E_{50}^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ , $E_{oed}^{ref}$ )

Pour étudier la sensibilité du modèle de HSM à la variation des modules ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ) on varie les trois modules à la fois et on utilise les mêmes pourcentages de variation pour tous les modules simultanément.

L'ensemble de l'analyse supplémentaire et le calcul de référence apparaissent sur la figure 4.27 et le tableau 4.16.



**Figure 4.27.** Influence de module de déformation sécant du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

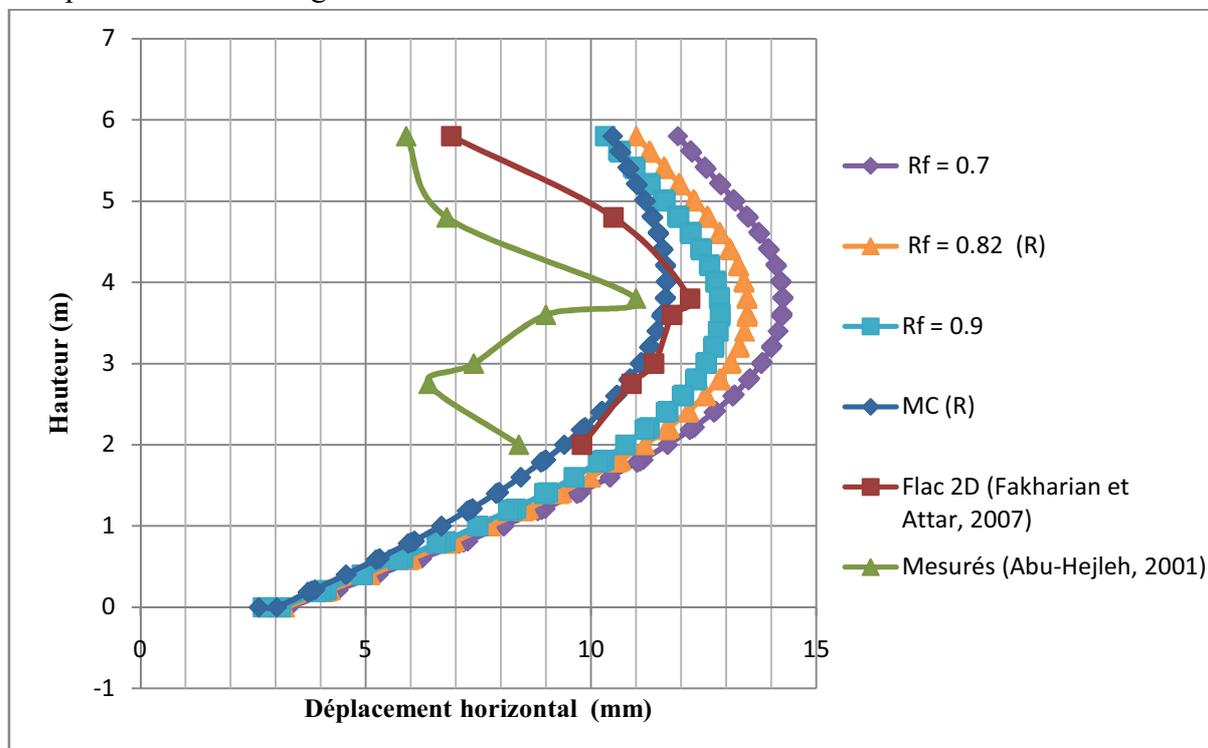
**Tableau 4.16.** Influence de module de déformation sécant du remblai

Module de déformation sécant (MPa)	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
30	17.64	+30.96
35	15.95	+18.41
40	14.67	+8.90
45 (Valeur de référence)	13.47	-
50	12.54	-6.90
55	11.80	-12.39

Les résultats montrent que les déplacements horizontaux sont très sensibles à la variation des ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ), l'augmentation de ces modules conduit à une augmentation plus importante des déplacements. Cette augmentation est légèrement plus petite que celle observée sur la variation de module élastique dans le modèle MC (lorsque  $E$  ou  $E_{50}^{ref}$  passe de 45 à 55 Mpa le déplacement augmente de 34% et de 31% pour MC et HSM respectivement).

#### 4.5.3.2. Effet de la variation de coefficient à la rupture

Afin d'étudier la sensibilité du modèle de HSM à la variation de coefficient à la rupture nous avons effectué plusieurs modélisations avec différentes valeurs de ce paramètre. Les résultats sont présentés dans la figure 4.28 et le tableau 4.17.



**Figure 4.28.** Influence de coefficient à la rupture du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

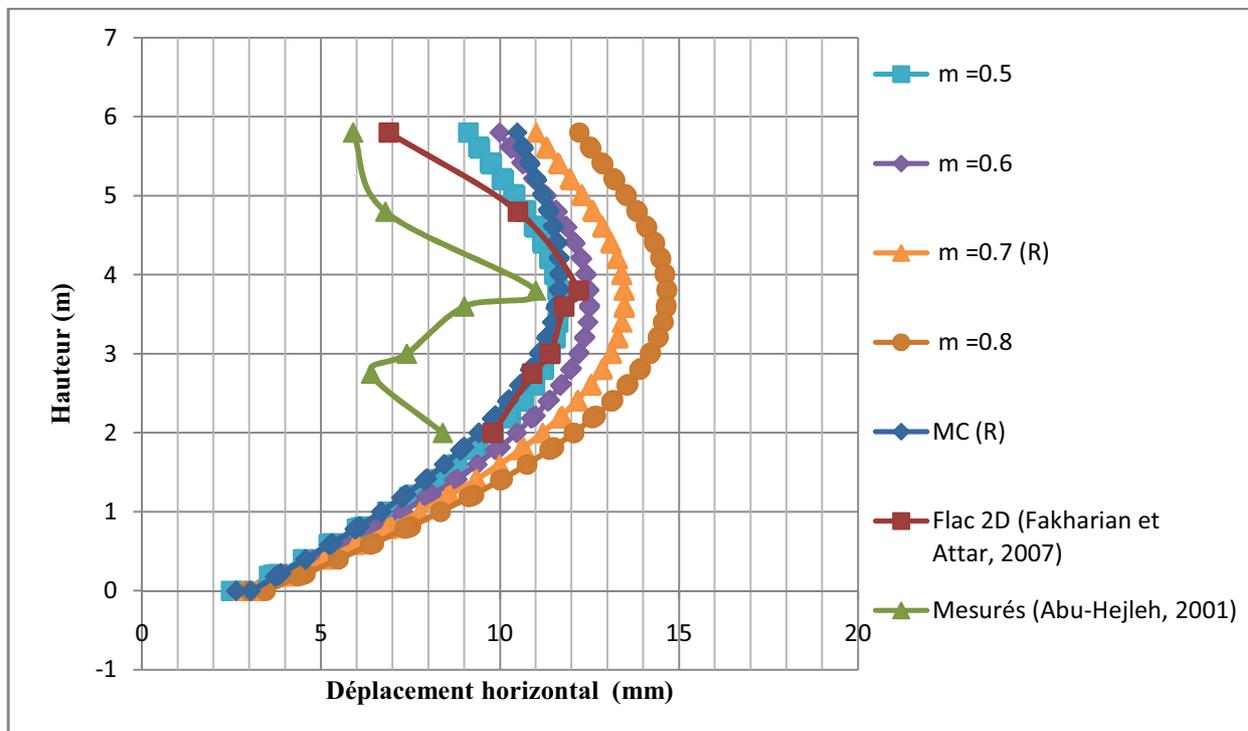
**Tableau 4.17.** Influence de coefficient à la rupture du remblai

Coefficient à la rupture	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.7	14.26	+5.86
0.82 (Valeur de référence)	13.47	-
0.9	12.87	-4.45

Ces résultats montrent que la variation de coefficient à la rupture présente un effet significatif sur les résultats des déplacements horizontaux de la culée.

**4.5.3.3. Effet de la variation de Puissance**

Le paramètre de puissance (m) a été modifié pour des valeurs allant de 0.5 à 0.8. On présente sur la figures.4.29 et le tableau.4.18 les résultats obtenus.



**Figure 4.29.** Influence de paramètre de puissance du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

**Tableau 4.18.** Influence de paramètre de puissance du remblai

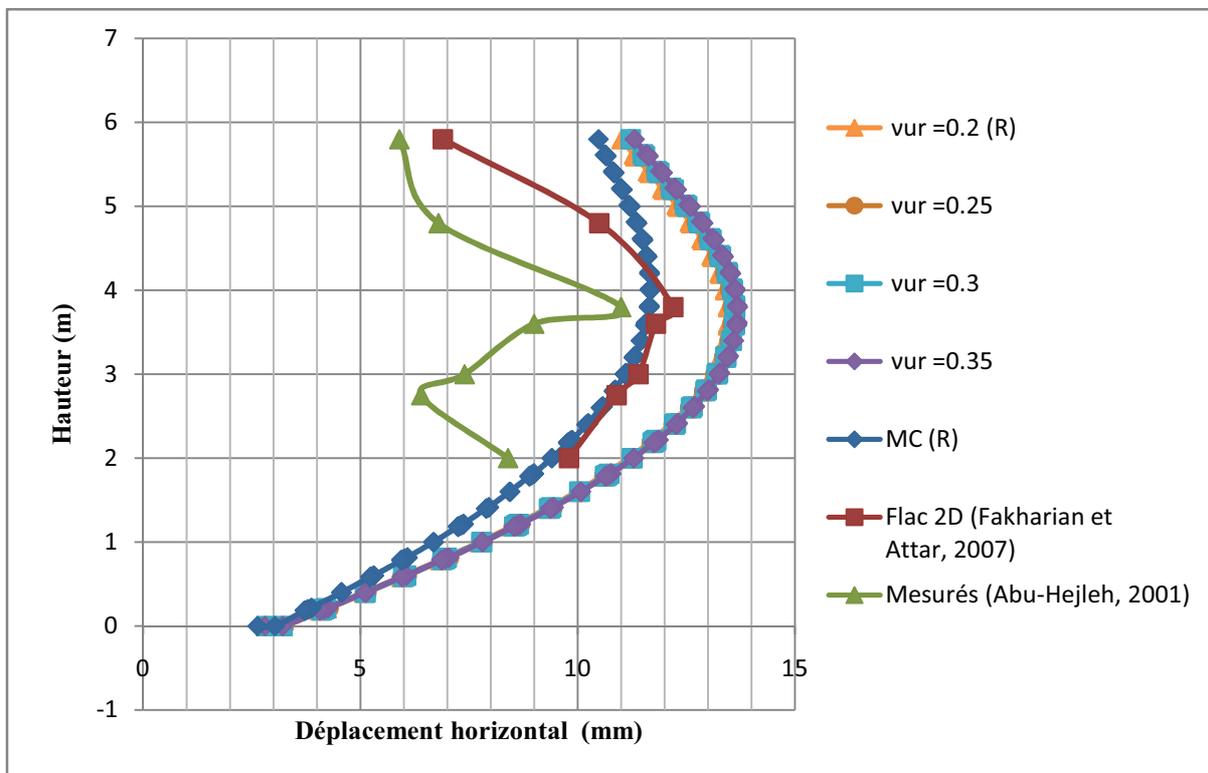
Puissance	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.5	11.65	-13.51
0.6	12.51	-7.12
0.7 (Valeur de référence)	13.47	-
0.8	14.66	+8.83

Cette étude paramétrique montre que la sensibilité de modèle de HSM au paramètre de puissance (m) a le même degré d'influence que celle de paramètre de coefficient à la rupture. La diminution de puissance (lorsque m passe de 0.7 à 0.5) conduit une diminution de 13.5% de déplacement.

Comme le montre ces résultats, le modèle de HSM est plus sensible à la variation des modules ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ) qu'à celle du paramètre de puissance (m) et le coefficient à la rupture ( $R_f$ ).

**4.5.3.4. Effet de la variation de coefficient de poisson en décharge-recharge**

La figure suivante fournit les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures correspondant à la variation de coefficient de poisson en décharge-recharge.



**Figure 4.30.** Influence de coefficient de Poisson en décharge-recharge du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

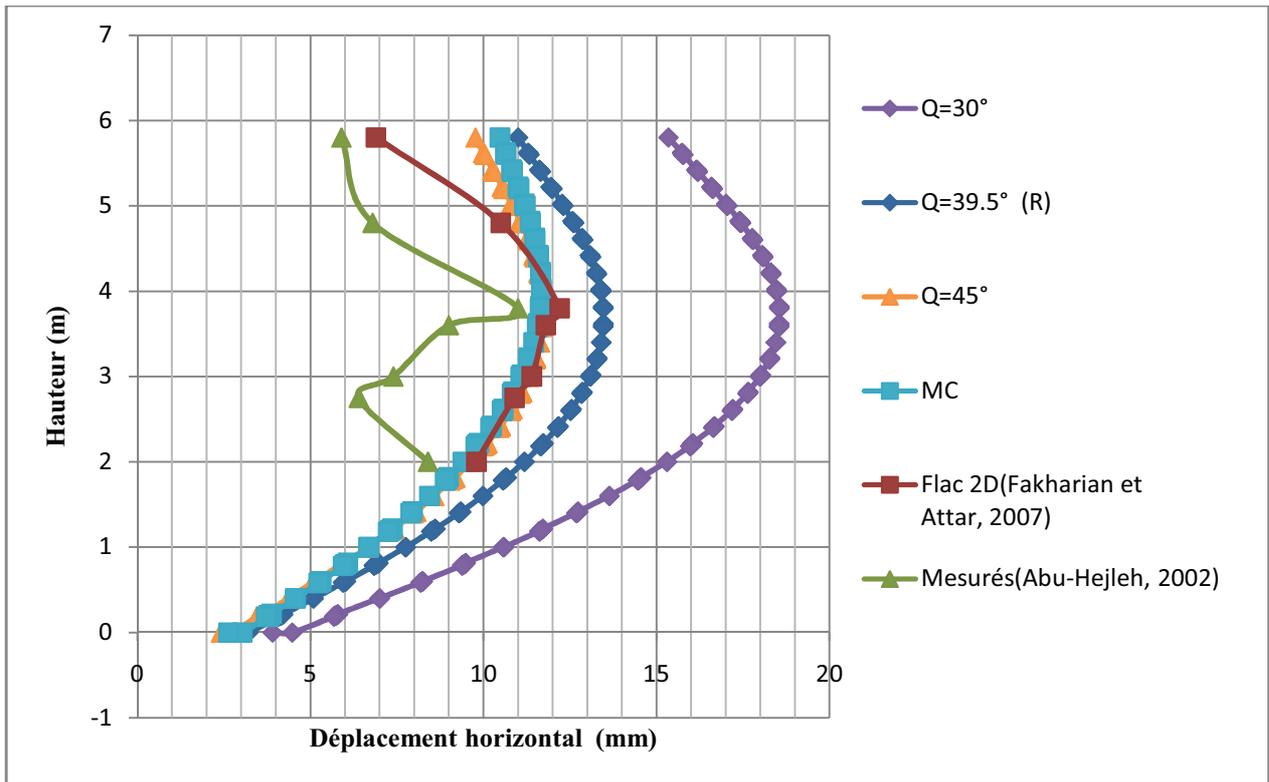
**Tableau 4.19.** Influence de coefficient de Poisson en décharge-recharge du remblai

Coefficient de Poisson en décharge-recharge	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.2 (Valeur de référence)	13.47	-
0.25	13.58	±1
0.3	13.62	
0.35	13.68	

Les résultats présentés sur la figure 4.30 confirment que la variation de coefficient de Poisson en décharge-recharge n'influence pas les déplacements.

**4.5.3.5. Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai**

Pour étudier l'effet de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux on a fait le calcul pour quatre valeurs différentes d'angle de frottement du remblai. Sur la figure.4.31 et le tableau.4.20, on présente les résultats des simulations effectuées.



*Figure 4.31. Influence de l'angle de frottement du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)*

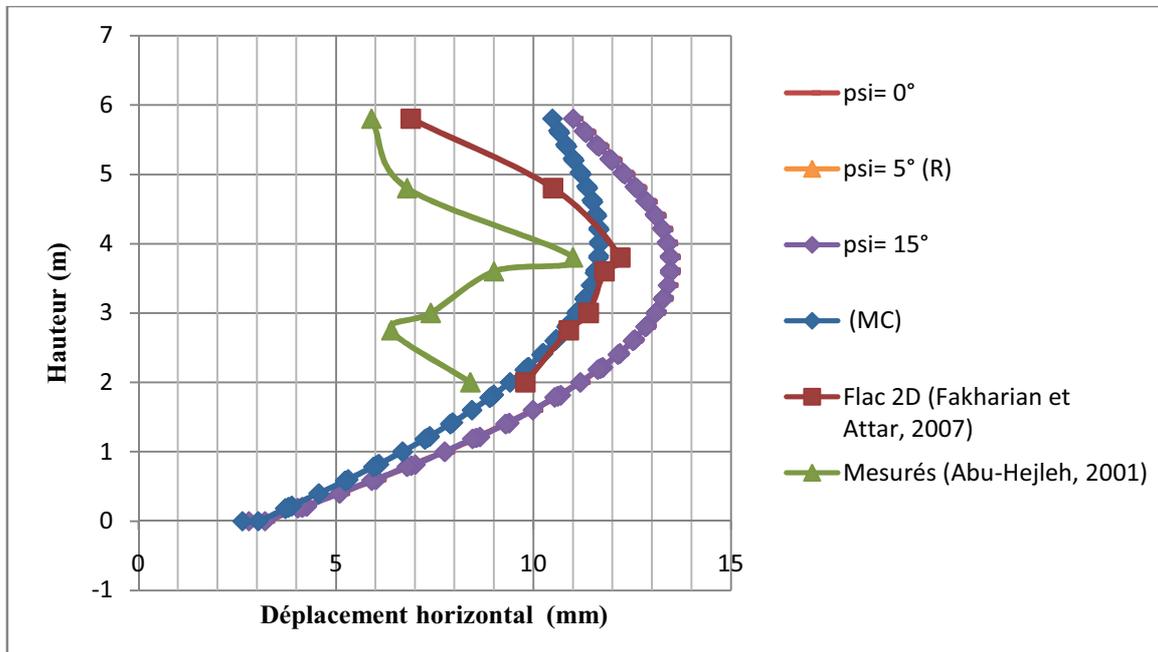
*Tableau 4.20. Influence de l'angle de frottement du remblai*

Angle de frottement du remblai	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
30	18.55	+37.71
39.5 (Valeur de référence)	13.47	-
45	11.73	- 12.92

Les résultats donnés par la figure et le tableau.4.20 ci-dessus montrent que une diminution de l'angle de frottement  $\phi$  conduit à une augmentation importante de déplacement de face de mur malgré la cohésion est grande cela signifie que le modèle de HSM est plus sensible au l'angle de frottement par rapport le modèle de MC.

#### 4.5.3.6. Effet de la variation de l'angle de dilataance du remblai

Afin d'évaluer l'influence de l'angle de dilataance plusieurs simulations ont été effectuées en changeant à chaque fois la dilataance du sol. Les résultats sont présentés ci après (figure.4.32).



*Figure 4.32. Influence de l'angle de dilataance du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)*

La figure 4.32 montre que l'effet de l'angle de dilataance du remblai pour le modèle HSM est négligeable comme nous avons vu dans le cas de modèle de MC.

#### 4.5.3.7. Effet de la variation de la cohésion du remblai

Afin d'étudier l'effet de la cohésion sur le modèle de HSM comme on l'a vu précédemment pour le modèle de MC, une variation de la cohésion (de 20 à 80 Kpa) a été analysée. Les différents résultats s'affichent sur la figure.4.33 et le tableau.4.21.

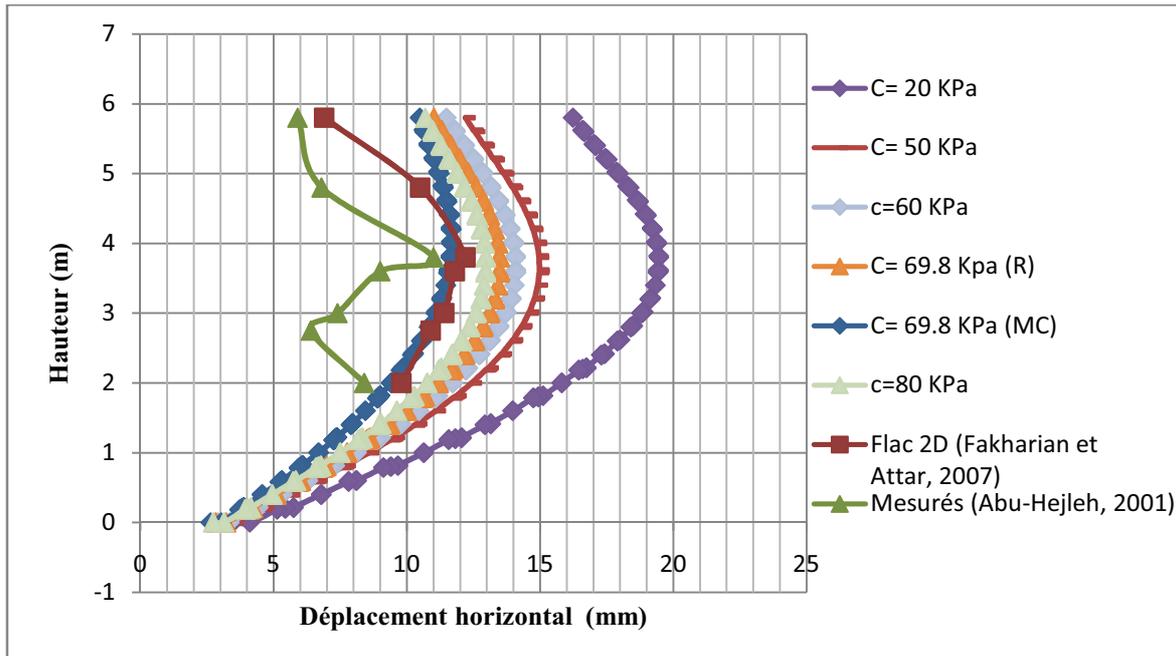


Figure 4.33. Influence de la cohésion du remblai sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

Tableau 4.21. Influence de la cohésion du remblai

Cohésion du remblai	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
20	19.46	+44.47
50	14.97	+11.14
60	14.10	+4.68
69.8 (Valeur de référence)	13.47	-
80	12.97	- 3.71

Comme indiqué sur la figure et le tableau.4.21 ci-dessus, l'influence de la variation de la cohésion comme dans le cas de modèle de MC est majeur jusqu'à une valeur où l'effet de cohésion devienne négligeable mais cette valeur est plus grande pour le modèle HSM (60 Kpa) par rapport au modèle de MC (20 Kpa).

**4.5.3.8. Effet de la variation du coefficient réducteur de l'interface**

La figure ci-dessous montre la réponse résultante du fait de varier la valeur de référence du coefficient réducteur de l'interface dans le cas de modèle HSM.

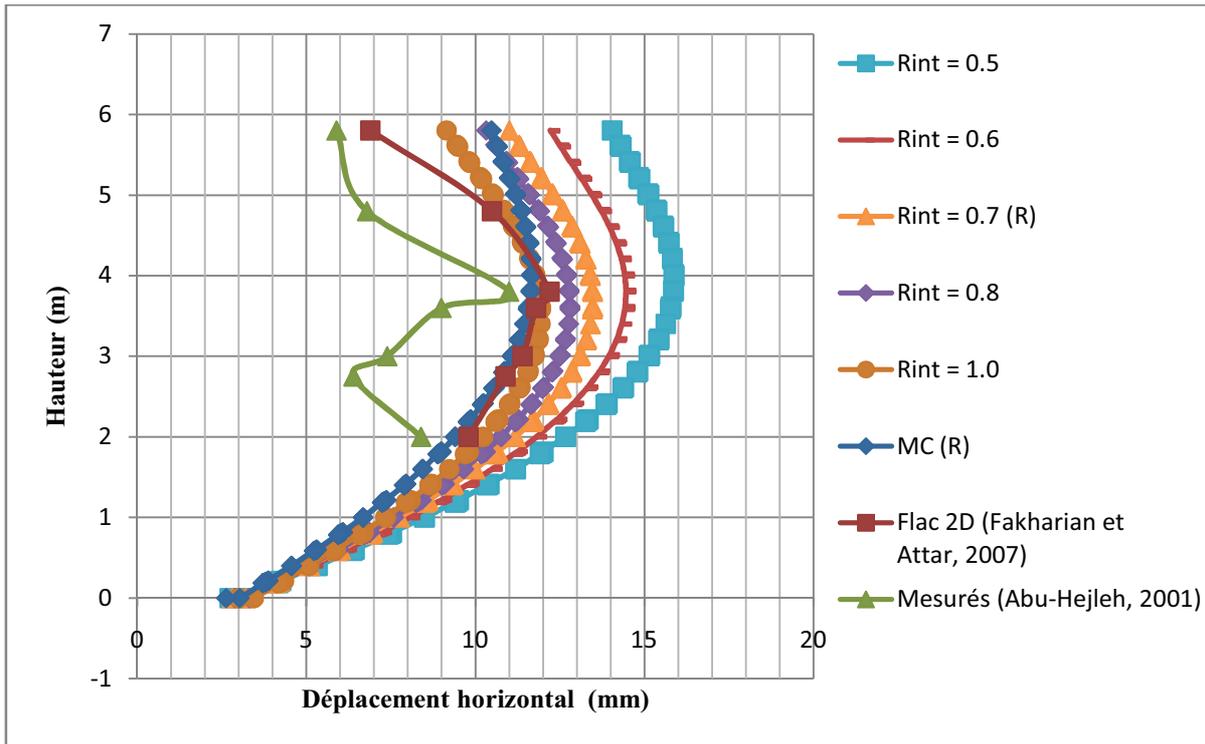


Figure 4.34. Influence de l'interface sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)

Tableau 4.22. Influence de Coefficient réducteur de l'interface

Coefficient réducteur de l'interface	Déplacement horizontal maximal du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI)	$\Delta U/U_r$ (%)
0.5	15.87	+17.81
0.6	14.46	+7.35
0.7 (Valeur de référence)	13.47	-
0.8	12.80	-5
1	11.94	-11.36

Comme il est clair, la figure 4.34 nous permet de constater que la variation du coefficient réducteur de l'interface présente un effet important de la même manière que pour le cas de modèle de MC.

Le déplacement est plus important lorsque la valeur de coefficient réducteur de l'interface diminue, et plus l'interface est rigide plus le déplacement est diminué.

#### 4.5.4. Influence de compactage du remblai renforcé

Le compactage conduit à la modification de l'état du sol, à l'augmentation des contraintes horizontales et à la diminution du coefficient de Poisson (Duncan et al., 1991 ; Hatami et Bathurst, 2006). Afin de prendre en compte ces modifications et de se rapprocher le plus possible des conditions réelles, certains auteurs (Hatami et Bathurst, 2005a et 2006 ; Huang et

al., 2009 ; Abdelouhab 2010) ont effectués des calculs numériques en simulant le compactage de chaque couche de sol lors de la modélisation de massifs en sol renforcé. Ces auteurs ont appliqué dans le modèle numérique, des chargements équivalents à la contrainte de compactage appliquée dans le modèle physique. Pour un sable fin ayant un module d'Young de 40 MPa, une surcharge de 8 kPa est appliquée sur chaque couche de sol et pour un sable ayant un module d'Young de 80 MPa une surcharge de 16 kPa est appliquée sur chaque couche.

Afin d'étudier l'influence de la prise en compte du compactage dans la présente modélisation numérique, deux calculs différents ont été effectués en simulant des pressions de chargement sur chaque couche de sol lors de sa mise en place. Les chargements simulés dans le premier, le deuxième calcul sont respectivement de 8 kPa et 16 kPa. Les pressions de 8 kPa et 16 kPa correspondent respectivement à celles prises en compte par Hatami et Bathurst (2005) et Abdelouhab (2010).

Il est intéressant de noter que Le modèle de MC n'est pas approprié pour représenter le phénomène réel de compactage car le module élastique en déchargement ne diffère pas de celui en chargement. Pour cette raison on utilise le modèle de HSM.

- **En phase de construction de mur (phase I)**

Les résultats de la modélisation montrent que les déplacements calculés sur la culée en sol renforcé en phase de construction de mur sont plus importants lorsque le compactage est simulé (Tableau 4.23). Des augmentations de 12.5% et 28.4% sont respectivement mesurées pour des pressions de chargement de 8 kPa et 16 kPa.

Cette différence de résultats entre les deux calculs montre la nécessité d'une bonne estimation de la pression de chargement permettant la simulation du compactage réel.

**Tableau 4.23.** Comparaison de déplacement maximal obtenu sous l'effet de poids propre de Mur seul (phase I) avec et sans compactage

	Déplacement max sous l'effet de pp de Mur seul (phase I) en mm	$\Delta U/U_r$ (%)
Sans compactage	5.85	-
Compactage 8 kPa	6.58	+ 12.5
Compactage 16kPa	7.51	+ 28.4

- **En phase de placement de superstructures (phase II à VI)**

En ce qui concerne la phase de placement de superstructures nous remarquons dans la figure 4.35 que les déplacements calculés avec la prise en compte le compactage sont plus petits que ceux estimés dans le cas où le compactage est négligé. Ceci montre que la rigidité de massif s'augmente au cours de phasage de construction du mur renforcé par l'effet de compactage,

ceci signifie que le modèle HSM a pu représenter le phénomène de compactage du sol de manière réaliste.

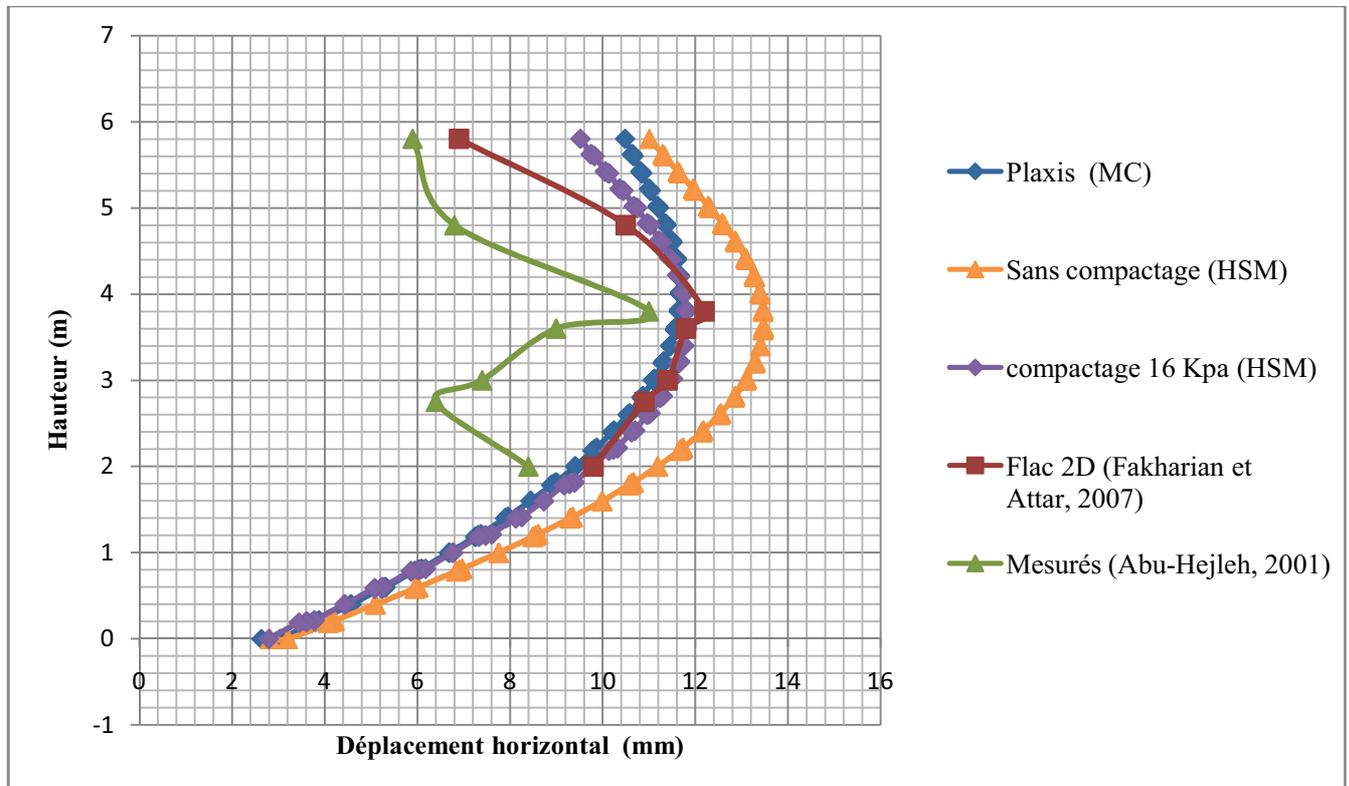
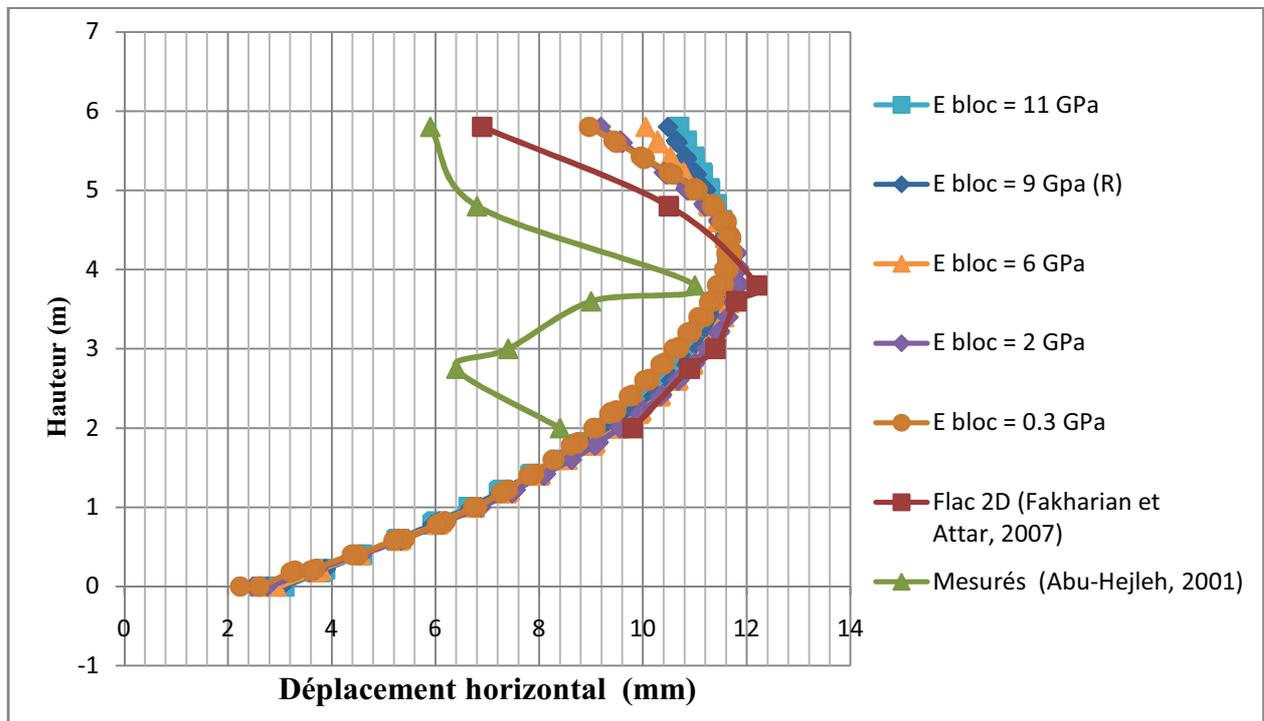


Figure 4.35. Déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) avec et sans compactage

#### 4.5.5. Effet de la variation de rigidité de parement

Pour évaluer l'influence rigidité de parement, nous avons réalisé différentes simulations pour les deux modèles (modèle de MC et de HSM).

#### 4.5.5.1. Effet de la variation de rigidité de parement pour Modèle de Mohr-Coulomb

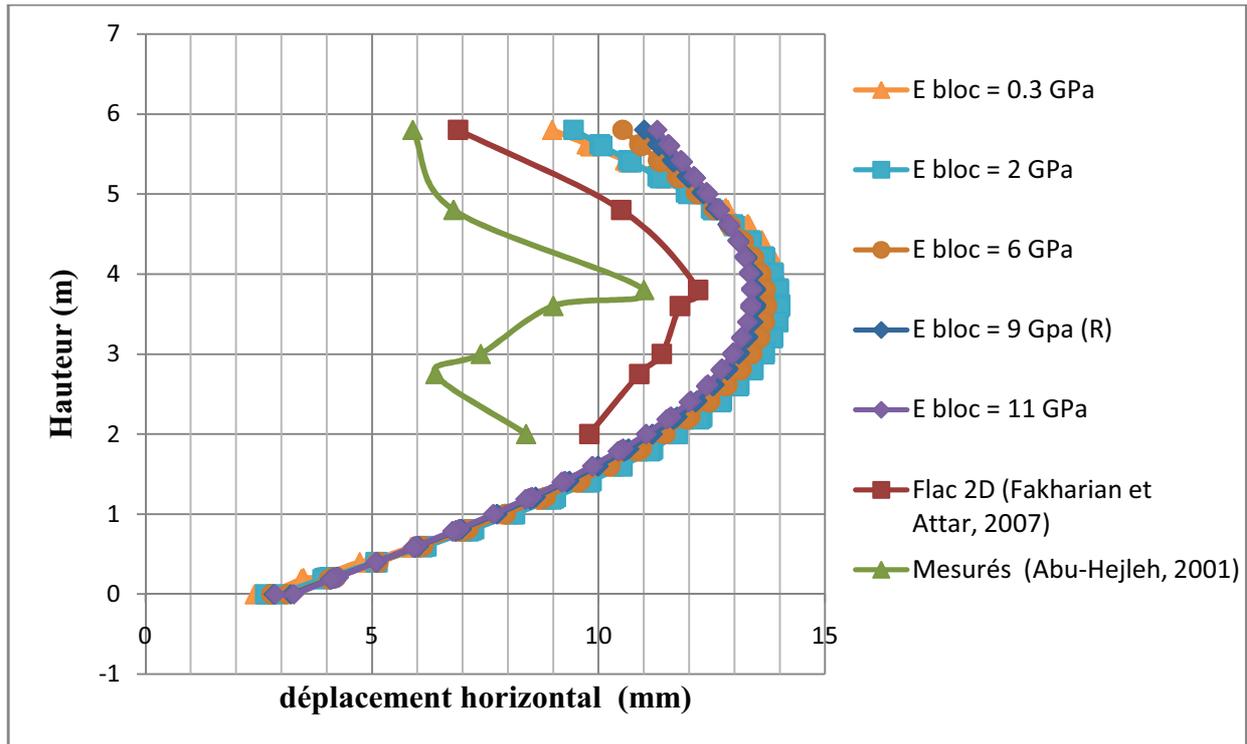


**Figure 4.36.** Influence de rigidité de parement sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) pour Modèle de Mohr-Coulomb

La figure 4.36 montre que la rigidité a une grande influence sur la forme des déplacements latéraux. Quand la rigidité de parement augmente nous remarquons cette variation entraîne bien une augmentation de déplacement dans la partie supérieure du mur. Cependant, les différences entre les valeurs du déplacement horizontal maximal ne sont pas très expressives.

#### 4.5.5.2. Effet de la variation de rigidité de parement pour modèle Hardening Soil Model

En ce qui concerne l'effet de la variation de rigidité de parement pour modèle HSM la même constatation que celle remarqué lorsque le modèle MC est choisi, mais d'une façon plus claire que sur la figure 4.36.



**Figure 4.37.** Influence de rigidité de parement sur les déplacements horizontaux du parement sous l'effet de placement de superstructures (phase II à VI) pour Modèle de Hardening Soil Model

Nous remarquons que cette variation entraîne bien une augmentation de déplacement dans la partie supérieure du mur d'une façon plus claire que sur la figure 4.29 (lorsque la rigidité passe de 0.3 à 11 GPa le déplacement en tête du mur augmente de 19 et 26 % pour le cas de MC et HSM respectivement avec légère diminution de déplacement maximal).

## 4.6. CONCLUSIONS

L'étude de la culée de Founders/Meadows permet de tirer des conclusions intéressantes sur la déformation des culées en sol renforcé. L'étude paramétrique qui a été réalisée nous a permis aussi de mettre en évidence l'importance de plusieurs paramètres dans la modélisation numérique et tester leurs influences sur le comportement des déformations des culées porteuses en sol renforcé.

On note les conclusions suivantes :

- La comparaison des résultats expérimentaux d'un projet réel avec ceux obtenus par plaxis (HSM et MC), a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est acceptable pour reproduire le comportement des culées en sol renforcé, cette constatation est en accord avec ce qui déduit par Huang et al. (2009). Cependant l'utilisation d'un modèle plus sophistiqué qui tient compte de comportement non linéaire des sols et de comportement du sol lors de déchargement-rechargement peut conduire à une meilleure représentation du comportement de sol par rapport à un modèle élastique-

linéaire parfaitement-plastique simple tel que le modèle de MC lors de la simulation d'une culée en sol renforcé et notamment si on prend tous les aspects rencontrés expérimentalement comme le compactage .

- la comparaison entre les résultats donnés par plaxis et Flac, montre qu'il y a une bonne cohérence qualitative entre nos résultats et ceux de Flac malgré la rapidité de l'exécution des calculs de plaxis et sa simple modélisation (introduction assez facile des paramètres de calcul) par rapport au Flac.
- Le paramètre de l'interface (coefficient réducteur) sol-géogrid présente une grande influence sur les résultats des déformations des culées porteuses en sol renforcé pour les deux modèles de comportement (MC et HSM). Une bonne estimation de ce paramètre semble nécessaire pour une simulation correcte des déplacements.
- La prise en compte du compactage du sol simulé par une pression de chargement verticale équivalente dans la modélisation numérique nous a conduit à des résultats plus proches des grandeurs mesurées in situ à condition de déterminer correctement la valeur de cette pression.
- En ce qui concerne le modèle Mohr- Coulomb le module élastique, le coefficient de Poisson ainsi que le frottement et la cohésion du sol qui présentent le plus d'influence.
- En ce qui concerne le modèle (HSM) le modules de rigidités, la Puissance, le coefficient à la rupture, le frottement et la cohésion du sol qui présentent l'influence la plus importante alors que le coefficient de poisson en décharge-recharge aucune influence sur les déformations.
- l'angle de dilatance présente l'influence la moins importante par rapport aux autres paramètres pour les deux modèles de comportement (MC et HSM).
- Le modèle HSM est fortement plus sensible à l'angle de frottement et la cohésion de remblai par rapport le modèle MC en termes de déplacements.
- La variation de la rigidité des blocs en béton du parement présente des influences beaucoup plus faibles que celles observées lors de changement des paramètres de massif renforcé cela montre le rôle faible de ce type de parement dans la stabilité de structure par rapport au remblai et aux renforts.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif du présent mémoire était de développer la compréhension du comportement des ouvrages des culées des ponts en sol renforcé par des renforcements géosynthétiques, notamment en terme de déformation horizontale et leur sensibilité aux modèles de comportement.

L'étude bibliographique menée par la première partie a permis de mettre en évidence les points suivants :

- Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique ;
- Les méthodes de dimensionnement fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local pour déterminer les forces qui doivent être résistées pour assurer un état d'équilibre, et donc sont des méthodes à la rupture où ne figurent aucun calcul de déformation propre de l'ouvrage ;
- L'estimation de déformation de l'ouvrage en sol renforcé est difficile car elle est un résultat d'une combinaison de tassement de base, déformation produit pendant la construction, déformation due aux charges de compactage et pressions de la terre derrière le mur, et déformation due au fluage de géosynthétique... De plus, la déformation de ce type d'ouvrage dépend de plusieurs facteurs comme l'espacement vertical entre les renforts, le type de renfort, type de sol de remblai et la nature de parement...
- Pour évaluer les déplacements du sol de ce type d'ouvrage, il existe plusieurs méthodes empiriques, analytiques ou encore numériques mais jusqu'à présent, seules les méthodes numériques sont capables de simuler les culées en sol renforcé dans toute sa complexité.

Aujourd'hui, les modèles de comportement des matériaux sont très nombreux pour traiter des sollicitations variées. Ces modèles sont soit développés à l'aide d'observations en laboratoire, soit hérités de la modélisation d'autres matériaux dont le comportement est moins complexe que celui du sol et adaptés par la suite pour simuler le comportement du sol.

Dans la deuxième partie de la thèse nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis en éléments finis 2D et les modèles disponibles dans ce code. Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis a été faite.

Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension du comportement de la déformation des culées des ponts en sol renforcé, à travers des études paramétriques portant sur plusieurs paramètres de l'ouvrage.

Les deux modèles choisis pour cette étude (Mohr-Coulomb et Hardening Soil Model) ont été validés sur les données des grandeurs mesurées in situ d'un ouvrage réel bien instrumenté et

des résultats de calculs ont été effectués par Fakharian et Attar (2007) avec Flac2D (code de calcul aux différences finies).

L'impact du choix d'un modèle de comportement pour représenter le sol de remblai a été démontré sur la simulation d'une culée de ponts en sol renforcé par géogridde et bien instrumentée et en déformations planes. Ce cas d'étude concerne une culée porteuse du pont de Founders/Meadows à Colorado (États-Unis). Des études paramétriques sur les paramètres des modèles de comportement ont été également réalisées pour évaluer l'impact de chaque paramètre sur la réponse du modèle en terme de déformation horizontale.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- La comparaison des résultats expérimentaux d'un projet réel avec ceux obtenus par Plaxis, montre que Plaxis est un logiciel puissant et contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés ;
- La comparaison entre les résultats donnés par plaxis et Flac, montre qu'il y a une bonne cohérence qualitative entre nos résultats et ceux de Flac malgré la rapidité de l'exécution des calculs de plaxis et sa simple modélisation (introduction assez facile des paramètres de calcul) par rapport au Flac ;
- L'utilisation de modèle de comportement de Mohr-Coulomb était une approximation du premier ordre, est acceptable pour reproduire le comportement des culées en sol renforcé, cette constatation est en accord avec ce qui déduit par Huang et al. (2009). Cependant l'utilisation des modèles plus sophistiqués (comme Modèle Hardening Soil Model) est préférable pour une meilleure modélisation de la déformation d'une culée porteuse et notamment si on prend tous les aspects rencontrés expérimentalement comme le compactage ;
- Pour améliorer l'estimation des déplacements, on devrait envisager une modélisation avec la prise en compte le compactage du sol à condition de déterminer correctement la valeur de surcharge de compactage ;
- Le changement de paramètre de l'interface (coefficient réducteur) conduit à une variation importante de la déformation de la culée. Ceci nécessite une bonne estimation de ce paramètre pour une simulation correcte des déplacements ;
- En ce qui concerne le modèle Mohr- Coulomb le module élastique, le coefficient de Poisson ainsi que le frottement et la cohésion du sol qui présentent le plus d'influence ;
- En ce qui concerne le modèle (HSM) le modules de rigidités, la puissance, le coefficient à la rupture, le frottement et la cohésion du sol qui présentent l'influence la plus importante alors que le coefficient de poisson en décharge-recharge aucune influence sur les déformations ;
- Le modèle HSM est fortement plus sensible à l'angle de frottement et à la cohésion de remblai par rapport le modèle MC en termes de déplacements ;
- La variation de la rigidité des blocs en béton du parement présente des influences beaucoup plus faibles que celles observée lors de changement des paramètres de massif renforcé cela montre le rôle faible de ce type de parement dans la stabilité de structure par rapport de le remblai et les renforts.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Abdelouhab, A.** (2010). “Comportement des murs en terre Armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles”. Thèse de doctorat en Géotechnique. Institut national des sciences appliquées de Lyon (INSA).

**Abu-Hejleh, N., Outcalt, S., Wang, T., and Zornberg, J.G.** (2000). “Performance of Geosynthetic- Reinforced Walls Supporting the Founders/Meadows Bridge and Approaching Roadway Structures, Report 1: Design, Materials, Construction, Instrumentation, and Preliminary Results”. Report No. CDOT-DTD-R-2000-5, Colorado Department of Transportation.

**Abu-Hejleh, N., Zornberg, J.G., Elias, V., and Watcharamonthein, J.** (2003). “Design assessment of the Founders/Meadows GRS abutment structure”. Proceedings of the 82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C., January (CD-ROM).

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

**Abu-Hejleh, N., Zornberg, J.G., Wang, T. and Watcharamonthein, J.** (2002). “Monitored Displacements of Unique Geosynthetic-Reinforced Bridge Abutments”. Geosynthetics International, Vol. 9, No. 1, pages 71-95.

**American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).** (2007). “LRFD Bridge Design Specifications”. 4th Edition, Washington, D.C., USA.

**Ashmawy, A.K., Cira, A., Gunaratne, M. and Lai, P.** (2003). “Factors Controlling the Internal Stability and Deformation of Geogrid-Reinforced Bridge Abutments”. Transportation Research Board, 82nd Annual Meeting (CD-ROM), No. 03-3201, pp. 1-17.

**Barker R.M., Duncan J.M., Rojiani K.N., Ooi P.S.K., Tan C.K. and Kim S.G.** (1991). “Manuals for the design of bridge foundations”. National Cooperative Highway Research Program Report No 343, Transportation Research Board, Washington.

**Bathurst, R.J., Miyata, Y. and Allen, T.M.** (2010). “Facing Displacements in Geosynthetic Reinforced Soil Walls”. Earth Retention Conference 3 (ER2010), ASCE-Institute, Bellevue, Washington 1-4 august, 18 p.

**Bathurst, R.J., Nernheim, A., Walters, D.L., Allen, T.M., Burgess, P., Saunders, D.** (2009). "Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic reinforced soil walls". *Geosynthetics International* 16 (1), 43-59.

**Boyle, S. R.** (1995). "Deformation Prediction of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls". PhD. Thesis, University of Washington.

**Bozozuk M.** (1978). "Bridge Foundations Move" *Transportation Research Record* 678, Transportation Research Board, Washington, pp 17–21.

**Brinkgreve, R.B.J.** (1994). "Geomaterial models and numerical analysis of softening". Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.

**Brinkgreve, R. B. J.** (2003). "Plaxis v8 Manuel de référence". Delft University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.

**Chau T. L. (2010).** "Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques". Thèse de doctorat en Géotechnique l'Université Paris – Est.

**Chew, S.H., Schmertmann, G.R., and Mitchell, J.K.** (1990). "Reinforced soil wall deformations by finite element method". *Performance of Reinforced Soil structures, Proceedings of International Reinforced Soil Conference*, A. McGown, K.C. Yeo, and K.Z. Andrawes, eds., British Geotechnical Society, Glasgow, pp. 35-40.

**Chou, N.N.S. and Wu, J.T.H.** (1993). "Effects of Foundations on the Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Walls". *Geosynthetics '93, Vancouver*, Vol. 1, pp. 189-201.

**Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.P., Juran, I., Mitchell, J.K., Schlosser, F. and Dunicliff, J.** (1990). "Reinforced Soil Structures Volume I. Design and Construction Guidelines and Reinforced Soil Structures Volume II. Summary of Research and Systems Information". Federal Highway Administration, FHWA-RD-89-043, Washington, D.C., Vol. 1, 283 p., Vol. 2, 158 p.

**Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Mitchell, J. K., Schlosser, F., and Dunicliff J.** (1989). "Reinforced Soil Structures. Vol. 1: Design and Construction Guidelines". FHWA-RD-89-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

**Christopher, B., Ling, H.I., and Liu, H.** (2004). "Seismic response analysis of a full-scale reinforced soil retaining wall". 17th ASCE Engineering Mechanics Conference, university of Delaware, Newark.

**Ekli, O.** (2006). "NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED EARTH ABUTMENTS". Master of Science. Boğaziçi University, (Turquie).

**Elias, V., Christopher, B.R. and Berg, R.R.** (2001). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines". U.S. Department of

Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, FHWA-NHI-00- 043, 418 p.

**Fakharian, K., and Atta, I. H.** (2007). “Static and seismic numerical modeling of geosynthetic reinforced soil segmental bridge abutments”. *Geosynthetics International*, 14, No. 4, p228–243.

**Giroud, J. P.** (1989). “Geotextile Engineering Workshop-Design Examples”. Report FHWA-HI-89-002, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

**Guler E., Hamderi M., Demirkan M. M.** (2007). “Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills”. *Geosynthetics International*, 14, No. 6, p330 -345.

**Hatami, K., and Bathurst, R. J.** (2006). “A numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132\_6\_, 673–684.

**Hatami, K., and Bathurst, R. J.** (2005a). “Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions”. *Can. Geotech. J.*, 42 (4), 1066–1085.

**Hatami, K., and Bathurst, R. J.** (2005b). “Parametric analysis of reinforced soil walls with different backfill material properties”. NAGS 2005/GRI-19 Conference, Las Vegas, Nevada, USA, December 2005.

**Helwany, S.M.B., Wu, J. T. H., and Froessl, B.** (2003). “GRS bridge abutments—an effective means to alleviate bridge approach settlement”. *Geotextiles and Geomembranes*, 21, 177–196.

**Helwany, S. M. B., Wu, J. T. H., and Kitsabunnarat, A.** (2007). “Simulating the Behavior of GRS Bridge Abutments”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 2007/10, 1229–1240.

**Huang, B., Bathurst, R.J. and Hatami, K.** (2009). “Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 2009/10, 1486–1498.

**James, K. and Mitchel,** (1987). “Reinforcement of Earth Slopes and Embankments”. National Cooperative Highway Research Board, Washington D.C., June 1987.

**Jewell, R. A.** (1988). “Reinforced Soil Wall Analysis and Behavior”. *The Application of Polimeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*, NATO Advanced Research Workshop, 365-408.

**Jewell, R. A., and Milligan, G. W.** (1989). “Deformation Calculation for Reinforced Soil Walls”. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1259-1262.

**LCPC, Ed.** (2003). “Guide technique - Recommandations pour l’inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques ». LCPC.

**Ling, H.I., Cardany, C.P., Sun, L-X. and Hashimoto, H.** (2000). “Finite Element Study of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall With Concrete-Block Facing”. *Geosynthetics International*, Vol. 7, No. 3, pp. 163-188.

**Ling, H.I., and Leshchinsky, D.** (2003). “Finite element parametric study of the behavior of segmental block reinforced-soil retaining walls”. *Geosynthetics International*, 10, No. 3, 77-94.

**Ling, H. I., Liu, H., and Mohri, Y.** (2005a). “Parametric Studies on the Behavior of Reinforced Soil Retaining Walls under Earthquake Loading”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 2005/10, 1056–1065.

**Ling, H., I, Mohri, Y., Leshchinsky, D., Burke, C., Matsushima, K., and Liu, H.** (2005b) “Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 131(4):465–476.

**Liu, H.** (2012). “Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls”. *Geotextiles and Geomembranes* 32 (2012), 18-27.

**Look, B.G.** (2007). “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”. Taylor & Francis Group /Balkema, London, UK.

**Malorie, J.** (2005). “Conception et calcul des murs de soutènement en terre armée”. Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics.

**Mitchell J. K. and Christopher B. R.** (1990). “North American practice in reinforced soil systems. In Design and performance of earth retaining structures”. *Geotechnical Special Publication* 25: 322–346.

**Moulton L.K., Gangarao H.V.S. and Halvorsen G.T.** (1985). “Tolerable movement criteria for highway bridges” Report No. FHRA/RD–85/107, Federal Highway Administration, Washington.

**Norme NF P 94-220-0.** (1998). “Renforcement des sols Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : justification du dimensionnement”. Éditions AFNOR.

**Norme NF EN 14475.** (2007). “Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Remblais renforcés”. Éditions AFNOR.

**Norme Pr NF P 94-270.** (2007). “Ouvrages en remblai renforcé et massifs en sol cloué”. Éditions AFNOR.

**Pham, T.** (2009). “Investigating composite behavior of geosynthetic reinforced soil (GRS) mass”. PhD. Thesis, University of Colorado at Denver, 378 pages.

**Reiffsteck P.** (2007). “Cours de Terre Armée”. ENS-Cachan, année 2007-2008.

**Rowe R.K. and Ho S.K.** (1997). “Horizontal Deformation in Reinforced Soil Walls”. Canadian Geotechnical Journal, 35, 312-327. Proquest Science Journals.

**Schanz, T., Vermeer, P. A., and Bonnier, P. G.** (1999). “Formulation and verification of the Hardening-Soil Model”. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 281-290.

**SETRA.** (1979). “Les ouvrages en Terre Armée : recommandations et règles de l'art - Guides techniques”. France.

**SETRA et LCPC.** (1991). “Les Ouvrages en terre armée : recommandations et règles de l'art”. France. 189p.

**Vidal, H.** (1966). “La Terre Armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics”. N° 223-224: 890-938.

**Wahls, H.E.** (1990). “Design and construction of bridge approaches”. National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 159, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 45pp.

**Wu, J.T.H.** (1994). “Design and Construction of Simple, Easy and Low cost Retaining Walls”. Colorado Transportation Institute, Report CTI-UCD-1-94.

**Wu, J. T. H., Lee, K. Z. Z., Helwany, S., and Ketchart, K.** (2006). “Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing”. NCHRP Rep. No. 556, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

**Xi, F.** (1992). “Finite Element Analysis of Geosynthetically Reinforced Walls: A Parametric Study”. Masters Thesis, University of Delaware, 141 p.

**Yoo, C.** (2004). “Design of a Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall In a Tiered Arrangement – Use of Numerical Modeling as a Design Aid”. Geo-Asia 2004, Seoul, Korea, 173-182.

**Zevgolis, I.E., and Bourdeau, P.L.** (2007). “Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments for Bridge Support”. Final Report, No. FHWA/IN/JTRP-2006/38. Joint transportation research program.

**Zevgolis, I.E., Bourdeau, P.L. and Huang, W. C.** (2008). “Reinforced soil structures under the influence of superstructure loads”. Advances in Transportation Geotechnics. Nottingham, UK

**Zornberg, J.G., Abu-Hejleh, N., and Wang, T.** (2001). "Geosynthetic-reinforced soil bridge abutments". Geotechnical Fabrics Report, Vol. 19, No. 2, March, pp. 52-55.