



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية .

**Republique Algerienne Democratique Et Populaire**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة العربي التبسي - تبسة

**Université Larbi Tébessi – Tébessa –**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Géotechnique**

**Par : Djedaini Azzeddine**

**Sujet**

**Étude de la stabilité d'un remblai en Geofom**

Présenté et soutenu publiquement, le 13 / 06 / 2022 .

**Devant le jury composé de :**

Mr. Med Salah Laouar

Pr.

Université de Tébessa

Président

Mr. Fares Abdelhafid

MAA.

Université de Tébessa

Rapporteur

Mr. Rafik. Boufarh

Dr.

Université de Tébessa

Examineur

Promotion : Juin 2022

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers, mon  
père, ma mère, ma femme, mes enfants, mes frères, mes  
sœurs, et tous mes amis.*

# Remerciement

*En premier lieu je remercie Allah pour m'avoir donné tant de courage et de patience  
pour accomplir ce modeste mémoire.*

*Je tiens en préambule à remercier mon encadreur **Mr. FARES Abdelhafid** non  
seulement pour m'avoir soutenu, aidé et dirigé tout au long de ce travail, mais encore  
pour m'avoir prodigué des conseils avisés et avoir su me guider. Qu'il trouve ici  
l'expression sincère de ma profonde gratitude.*

*Je remercie également les membres du jury de m'avoir fait l'honneur de lire ce travail  
et de me faire part de leurs appréciations instructives*

*Merci enfin à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce  
travail.*

*Je remercie également tous les enseignants de l'université de Tebessa qui ont activement  
contribué le long de ma formation, sans oublier les membres du département de génie  
Civil de l'université Larbi Tébessi- Tebessa en particulier le chef du département et  
son adjoint, pour leur soutien.*

# Listes des Acronymes et Symboles

## Acronymes :

**MEF** : Méthode des éléments finis.

**EPS** : Expanded polystyrene, polystyrène, Geofoam,

## Symboles :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$\sigma_a$  : Contrainte de poussée.

$\sigma_p$  : Contrainte de butée.

$\sigma_1$  : Contrainte principale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\varepsilon$  : Déformation.

$\gamma$  : Poids volumique.

$K_0$  : Coefficient de pression de terre au repos.

$K_a$  : Coefficient de poussée.

$K_p$  : Coefficient de butée.

$K_q$  : Coefficient de pression due à la surcharge.

$K$  : Matrice de rigidité.

$OC$  : Teneur en matière organique.

$R_{0c}$  : Rapport de surconsolidation.

$C$  : La cohésion.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$E$  : Module d'Young.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$\psi$  : Angle de dilatance.

$\delta$  : Angle de frottement sol- écran.

$\theta$  : Angle de rupture.

$\lambda$  : Angle de l'écran incliné.

$\beta$  : l'inclinaison du remblai d'arrière le mur.

$e$  : Excentricité.

$F_a$  : Force de poussée.  
 $F_p$  : Force de butée.  
 $q$  : Surcharge uniformément répartie.  
 $F_r$  : Coefficient de sécurité au renversement.  
 $F_g$  : Coefficient de sécurité au glissement.  
 $R_p$  : Résistance de point.  
 $q_s$  : Frottement latérale unitaire.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement réel.  
 $U^*$  : Déplacement relative.  
 $f\varphi$  : Coefficient de frottement.  
 $W_n$  : Teneur en eau naturelle.  
 $S_r$  : Degré de saturation.  
 $W_l$  : Teneur en eau de liquidité.  
 $W_p$  : Teneur en eau de plasticité.  
 $I_p$  : Indice de plasticité.  
 $\gamma_d$  : Densité sèche.  
 $\gamma_h$  : Densité humide.  
 $EA$  : Rigidité axiale.  
 $EI$  : Rigidité de flexion.  
 $S_v$  : Espacement vertical.  
 $L$  : Longueur de géogridde.  
 $U$  : Déplacement total.  
 $U_h$  : Déplacement horizontal.  
 $F_s$  : Coefficient de sécurité.

# **Liste des tableaux**

Tableau 1-1 Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement Vd.....	3
Tableau 2-1 Les avantages et limitation de Paroi moulées .....	17
Tableau 2-2 Les avantages et limitation de Rideaux de palanches .....	19
Tableau 2-3 Coefficient K0 pour quelques type de sols (d'après Schlosser) .....	24
Tableau 2-4 Déplacement du mur pour produire une poussée.....	26
Tableau 2-5 Déplacement du mur pour produire une butée.....	26
Tableau 3-1 Définitions normalisées des catégories de polystyrène expansé.....	32
Tableau 3-2 propriétés physiques du polystyrène expansé à différentes densité suivant l'ASTM internationale .....	34
Tableau 3-3 Types in United Kingdom (after Sanders, 1996) .....	35
Tableau 5-1 Caractéristiques géotechniques du sol. ....	49
Tableau 5-2 Caractéristiques géotechniques du Mur. ....	49
Tableau 5-3 Caractéristiques géotechniques du Geofom. ....	50
Tableau 5-4 Le déplacement horizontale maximale et le Facteur de sécurité en fonction de la variation de la longueur de Geofom (EPS).....	57
Tableau 5-5 Le déplacement horizontale maximale et le Facteur de sécurité ( Géogrille).....	60
Tableau 5-6 Le déplacement horizontale maximale et le Facteur de sécurité avec et sans renforcement ( Géogrille).....	60
Tableau 5-7 Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité sans et avec surcharge. ....	63
Tableau 5-8 Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité sans surcharge. ....	66
Tableau 5-9 . Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité avec une surcharge a la variation de longueur de l'EPS.....	66
Tableau 5-10 Tableau comparatif des matériaux .....	69

# Liste des Figures

Figure 1-1 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement .....	2
Figure 1-2 Processus d'effondrement des cavités souterraines .....	3
Figure 1-3 Processus de chute de blocs.....	4
Figure 1-4 : Schéma illustre une coulée de boue .....	4
Figure 1-5 Erosion littorale .....	5
Figure 1-6 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	5
Figure 1-7 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	6
Figure 1-8 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	6
Figure 1-9 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	7
Figure 1-10 Phénomène de fauchage .....	7
Figure 1-11 : Phénomène de la Solifluxion.....	8
Figure 1-12 Glissement de terrain.....	8
Figure 2-1 Nomenclature des termes usuels .....	11
Figure 2-2 Les différents types des murs gravitaires ou murs poids.....	12
Figure 2-3 Mur cantilever [7].....	14
Figure 2-4 Les murs cantilevers en béton armé simple.....	14
Figure 2-5 Mur en déblai.....	14
Figure 2-6 Les murs cantilevers en béton armé simple et avec contreforts .....	15
Figure 2-7 Diverses dispositions de bèches .....	15
Figure 2-8 Mur Massifs en sol renforcé .....	16
Figure 2-9 Mur ancré.....	18
Figure 2-10 Rideaux de palplanches ancrés .....	18
Figure 2-11 Stabilité interne.....	19
Figure 2-12 Stabilité d'ensemble .....	20
Figure 2-13 Stabilité au poinçonnement .....	20
Figure 2-14 Stabilité au glissement.....	21
Figure 2-15 Stabilité au renversement .....	21
Figure 2-16 Drainage des eaux.....	22
Figure 2-17 Contrainte dans le sol et détermination de $K_0$ au laboratoire. ....	23

Figure 2-21 Etats de Poussée et de butée .....	25
Figure 2-22 Développement des déplacements dus aux pressions actives (poussées) et passives (butées) des terres .....	26
Figure 2-23 Déplacements nécessaire pour mobiliser les états limites de poussée et débutée	26
Figure 2-25 Cercle de Mohr, équilibre inférieur (poussée) et plans de glissement .....	27
Figure 2-27 Cercle de Mohr, équilibre supérieur (butée) et plans de glissement .....	28
Figure 3-1 Processus de Fabrication de EPS.....	30
Figure 3-2 Courbe contrainte – déformations (Hors d’un essai de compression).....	33
Figure 3-3 Section transversale typique d'un remblai en PSE .....	38
Figure 4-1 Définition du modèle à 50% de la rupture.....	44
Figure 5-1 Géométrie du modèle. ....	48
Figure 5-2 Menu « General settings ». ....	48
Figure 5-3 . a)Maillage du model sans renforcement. b) Maillage du model avec renforcement Geofom(EPS).....	50
Figure 5-4 a). Contrainte effective - phase initiale. b). Pression interstitielle -phase initiale.	51
Figure 5-5 Les phases de calcul. ....	51
Figure 5-6 Les phases de calcul .....	52
Figure 5-7 a)Maillage du model sans Géogrille. b) Maillage du model avec Géogrille.....	52
Figure 5-8 Pression interstitielle -phase initiale. b). Contrainte effective - phase initiale. ....	53
Figure 5-9 . Les phases de calcul. ....	54
Figure 5-10 Les phases de calcul .....	54
Figure 5-11 Déformation du maillage sans renforcement.....	55
Figure 5-12 Déplacement total à la fin de la phase de construction sans renforcement. ....	56
Figure 5-13 . a) Déformation du maillage sans renforcement longueur 5m b). Déformation du maillage avec renforcement Geofom(EPS) longueur 5m.....	57
Figure 5-14 Déplacement horizontale à la fin de la phase de construction avec Geofom(EPS) longueur 5m.....	58
Figure 5-15 La contrainte horizontale derrière le mur avec renforcement Geofom(EPS) longueur 5m.....	58
Figure 5-16 Le déplacement total du mur sans renforcement et avec renforcement Geofom(EPS). Longueur 5m.....	59
Figure 5-17 Coefficients de sécurité en fonction des déplacements sans et avec renforcement Geofom(EPS). Longueur 5m.....	59
Figure 5-18 a) Déformation du maillage sans renforcement (géogrille).b). Déformation du maillage avec renforcement (géogrille).....	61

Figure 5-19 Déplacement total à la fin de la phase de construction avec Géogrille. ....	61
Figure 5-20 . La contrainte horizontale derrière le mur avec Géogrille.....	61
Figure 5-21 Le déplacement total du mur sans et avec géogrille.....	62
Figure 5-22 Coefficients de sécurité en fonction des déplacements sans renforcement et avec renforcement (Géogrille).....	62
Figure 5-23 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction sans surcharge .....	64
Figure 5-24 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction avec surcharge. ....	64
Figure 5-25 Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge. ....	65
Figure 5-26 Coefficient de sécurité en fonction du déplacement sans et avec surcharge. ....	65
Figure 5-27 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction sans surcharge avec Geofom longueur 4,5m.....	67
Figure 5-28 . Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction avec surcharge sol avec renforcement Geofom(EPS) longueur 4,5m. ....	67
Figure 5-29 Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge avec Geofom longueur 4,5m.....	68
Figure 5-30 Coefficient de sécurité en fonction du déplacement sans et avec une surcharge longueur de 4,5m.....	68

# Résumé

A nos jours, l'utilisation des renforcements dans les ouvrages géotechniques est devenue une technique très courante, pour assurer la stabilité de ces ouvrages en terre.

Le présent travail a été consacré à la modélisation numérique d'un ouvrage de soutènement renforcé par Geofom et par la Geogrille. En premier temps, on a comparé les résultats obtenus par le renforcement Geofom avec celui de Géogrille, après on a étudié l'influence de la longueur de Geofom (EPS) et l'influence de la rigidité sur la stabilité du mur par l'utilisation du code **Plaxis**.

Finalement, l'utilisation d'un produit EPS Geofom dans une structure de soutènement permettra de réduire la pression latérale et d'augmenter la stabilité.

**Mots clés :** Geofom, EPS, Plaxis, murs de soutènement, renforcement.

## Summary

The use of reinforcement technics in the geotechnical engineering works is becomes a usual thing, to insure the stability of retaining walls.

The present work is a complete numerical modelization of a retaining wall reinforced by Geofom then by Geogrille. Firstly, a comparison between the results of both is done. Secondly, a study of the influence of the Geofom length and its rigidity on the wall stability was achieved by using the Plaxis code.

Finally, the results of the present project that the use of EPS Geofom product in the retaining structures decreases the lateral pressure on the wall and increases its stability.

**Key words :** Geofom, EPS, Plaxis, retaining walls, reinforcement.

## ملخص

في الوقت الحاضر ، أصبح استخدام التعزيزات في الهياكل الجيوتقنية تقنية شائعة جدا ، لضمان استقرار هذه الهياكل الترابية. وقد كرس هذا العمل للنمذجة الرقمية لهيكل دعم معزز ب Geofom و Geogrille. أولا ، تمت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة تعزيز Geofom مع تعزيز Geogrille ، وبعد ذلك تمت دراسة تأثير طول (EPS) Geofom وتأثير الصلابة على استقرار الجدار باستخدام برنامج Plaxis .

أخيرا ، استخدام منتج Geofom EPS في هيكل دعم سيققل من الضغط الجانبي ويزيد من الاستقرار.

الكلمات المفتاحية: Geofom ، EPS ، Plaxis ، الجدران الإسنادية ، التعزيز.

# Table de Matière

## Introduction Générale

Chpitre 1 : Recherche bibliographique sur les mouvements de terrain.....	1
1.1 Introduction .....	1
1.2 Définition du mouvement de terrain [3] .....	1
1.3 Classification des glissements de terrain [3] .....	2
1.3.1 Les mouvements rapides et discontinus .....	3
1.3.2 Les mouvements lents et continus [5] .....	5
1.4 Conclusion .....	9
Chapitre 2 : Comportement des ouvrages de soutènement .....	10
2.1 Introduction .....	10
2.2 Définition.....	10
2.3 Différents Types Des Murs Soutènements [6]: .....	11
2.4 Description des principaux types d'ouvrages de soutènement : .....	12
2.4.1 Les ouvrages rigides.....	12
2.4.2 Ouvrages souples (rideaux de palplanches, parois moulées, murs ancrés) .....	17
2.5 Justification de la stabilité [9,10].....	19
2.5.1 Stabilité interne .....	19
2.5.2 Stabilité externe.....	20
2.6 Notions de poussée et butée.....	22
2.7 Etat d'équilibre limite .....	26
2.7.1 Équilibre limite inférieur ou équilibre de poussée .....	27
2.7.2 Equilibre limite supérieur ou équilibre de butée .....	27
2.8 Coefficients de poussée et butée pour un massif à surface horizontale.....	28
2.9 Conclusion: .....	28
<b>Chapitre 3 : Remblai en polystyrène .....</b>	<b>29</b>
3.1 Historique [1]:.....	29
3.2 Introduction [9].....	30
3.3 Processus de Fabrication [9].....	30
3.4 Normes.....	31
3.5 Propriétés et caractéristiques [12, 13].....	33
3.5.1 Densité.....	33
3.5.2 Résistance à la compression .....	33
3.5.3 Fluage [12] .....	34
3.5.4 Absorption de l'eau [12] .....	34
3.5.5 Résistance chimique .....	34
3.5.6 Module élastique initial.....	35
3.5.7 Coefficient de Poisson.....	35

3.5.8	Chargement cyclique.....	35
3.5.9	Durabilité [12].....	35
3.5.10	Pression de Gonflement [12].....	36
3.6	Conception et critères [14] .....	36
3.7	Recommandations et mise en œuvre [14].....	37
3.8	Drainage souterrain : [14].....	39
3.9	Capuchon protecteur [14].....	39
3.10	Domaines d'emploi [14] .....	39
3.10.1	Limitation des charges verticales [14,15] .....	39
3.10.2	Stabilisation de talus.....	40
3.10.3	Réduction des poussées horizontales et limitation d'emprise .....	40
3.10.4	Comblement de cavités ou s'ouvrages souterrains désaffectés.....	41
3.11	Conclusion .....	41
	<b>Chapitre 4 : Présentation de l'outil de simulation numérique.....</b>	<b>42</b>
4.1	Introduction : .....	42
4.2	Présentation de PLAXIS [16]:.....	42
	Le programme d'entrée de données (Input) .....	43
4.3	Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :.....	43
4.3.1	Modèle de mohr-coulomb[16] : .....	43
4.4	Conclusion :.....	46
	<b>Chapitre 5 : Modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par Geofom (EPS) .....</b>	<b>47</b>
5.1	Introduction .....	47
5.2	Simulation numérique.....	47
5.2.1	Présentation du cas étudié .....	47
5.2.2	Saisie des données .....	48
5.2.3	Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux[17] .....	49
5.2.4	Génération du maillage .....	50
5.3	Résultats des calculs .....	55
5.3.1	Déformation du maillage Sans renforcement et avec renforcement Geofom(EPS)	55
5.3.2	Déformation du maillage Sans renforcement et avec renforcement (Géogrille) .	60
5.4	Effet de la surcharge .....	63
5.4.1	Effet de surcharge sans renforcement et avec renforcement(Géogrille) .....	63
5.4.2	Effet de surcharge sol sans renforcement et avec renforcement Geofom(EPS)	66
5.5	Conclusion.....	69
	<b>Conclusion générale</b>	

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

## INTRODUCTION GENERALE

Le polystyrène expansé est utilisé depuis une dizaine d'années en Europe pour l'édification de remblais routiers de très faible densité. La technique adoptée a été calquée sur les pratiques développées en Norvège au cours des années 1970. Les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont été associés dès le départ au lancement de cette nouvelle technique, avec notamment le souci de définir les caractéristiques des matériaux dans le contexte industriel et normatif.

Pratiquement, pour tenir compte de l'importance secondaire des usages routiers du polystyrène expansé par rapport à ses autres usages dans l'emballage et le bâtiment, il a été décidé de ne pas chercher à créer des spécifications particulières pour le polystyrène des remblais routiers, et de se référer aux normes existantes (normes de la série **NF T 56-2xx**). Compte tenu de l'expérience accumulée par le Laboratoire norvégien de recherche routière, on a fait essentiellement référence à la masse volumique du polystyrène expansé pour choisir la qualité **Q4** (selon la norme **NFT 56-201\*** en vigueur de 1978 à 1988) comme matériau de base pour les remblais routiers [1].

L'utilisation d'un produit EPS Geofom dans une structure de retenue permettra de réduire la pression latérale et d'éviter tout tassement. Il permet également d'améliorer l'imperméabilité à l'eau, car le produit EPS Geofom est un matériau à cellules fermées, et ne pourra pas, ne s'infiltrera pas dans le sol et ne se décomposera pas au fil du temps. La légèreté du matériau réduit la force latérale sur un mur de soutènement ou une culée. La plupart des équipes installent un système de drainage sous le polystyrène afin d'éviter tout risque d'hydrolyse et pour éviter toute pression hydrostatique ou flottation [2].

Dans le cas d'une réhabilitation d'un pont qui n'est plus structurellement stable pour supporter les charges du trafic actuel, le remblai EPS Geofom peut aider à soutenir la travée et à transférer la charge du trafic en toute sécurité vers la fondation ou le sol sous-jacent.

Le présent travail a pour objectif de modéliser numériquement un ouvrage de soutènement renforcé par Geofom. En premier temps on compare les résultats obtenues par le renforcement Geofom avec celui de Géogrille, après on a étudié l'influence de la longueur de Geofom (EPS) et l'influence de la rigidité sur la stabilité du mur. Ce mur est étudié par l'utilisation des logiciels de calcul performant, le **Plaxis** à titre d'exemple. Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en remblai de sol en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Le travail présenté est composé de cinq chapitres :

- ✓ Le premier chapitre sera consacré à une recherche bibliographique sur les mouvements de terrain et le degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement.
- ✓ Le deuxième chapitre sera consacré à une synthèse sur les ouvrages de soutènement et de leur contenu, catégorie, classifications, et fonctionnement des ouvrages de soutènement. On a donné une synthèse sur les méthodes de calcul des murs de soutènement (les forces de poussée et butée)
- ✓ Le troisième chapitre sera consacré pour une étude a porté l'effet de la densité de ce matériau sur son comportement mécanique (module d'élasticité initial, seuil de plasticité, vitesse de fluage), afin de définir les valeurs à prendre en compte dans ce travail.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.
- ✓ Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude de la modélisation numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcée par Geofoam et les effets de quelque paramètre important lié aux éléments de renforcement (longueur de renforcement par EPS) et de la compare avec celui de géogrid.

# **CHAPITRE 1 :**

## **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

### **SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN**

---

# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

## SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

### 1.1 Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes par an, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers.

Chaque année l'ensemble des dommages occasionnés par des mouvements de terrain d'importance et de type très divers (glissements de terrain, éboulements, Effondrements, coulées de boue...), ont des conséquences humaines et socio-économiques considérables.

Les problèmes de stabilité de pente constituent l'un des phénomènes considérés souvent comme étant des risques naturels déclenchés et réactivés par la seule force de la nature (propriété des sols, l'angle de la pente, la présence d'eau, ...). Cependant, l'action humaine est souvent prépondérante dans ce type d'aléas et constitue l'un des facteurs déclenchant les plus répandus des instabilités. Et d'autre fois avec l'intervention des deux causes (nature et humaine). Ces instabilités, provoquent d'importants dégâts : ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Puisque la construction de nombreuses infrastructures nécessite la mise en place de talus. L'analyse de la stabilité de ces talus comporte, outre la connaissance du site, et le choix des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols. L'estimation de cette stabilité vis-à-vis du risque de rupture est l'une des importants problèmes en géotechnique surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

Les coûts consécutifs à ces dommages s'avèrent très élevés et les solutions sont encore trop souvent apportées au coup par coup. La nature même des mécanismes des phénomènes à étudier, leur diversité, leur dispersion dans l'espace et dans le temps, les conditions de leur occurrence forment un ensemble de facteurs qui rendent complexe une analyse dans sa globalité. L'approche visant à établir une planification préventive des risques permet une meilleure protection des personnes et des biens

### 1.2 Définition du mouvement de terrain [3]

Un glissement de terrain est un phénomène géologique désignant le déplacement, vers le bas et l'extérieur, d'une masse de sol, sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion

de la mer,) ou anthropiques (terrassment, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères. Dans la plupart des cas, le mouvement de la masse est soudain et rapide Il correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, Caractéristiques des nappes aquifères, etc.)

### 1.3 Classification des glissements de terrain [3]

De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrains, en faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau ; cinématique du mouvement; vitesse du mouvement ; morphologie et type de surface de rupture ; cause de la rupture ; l'âge de la rupture, etc.

D'autre Classification avec Varnes (1978), les types de mouvements de versant sont suivants : éboulements; Glissements; Extension latérale; Ecoulement; Complexes; Echelle de vitesse. La classification de Varnes, propose également une échelle de vitesse afin de caractériser le degré d'activité des différents mouvements (Figure 1.1).

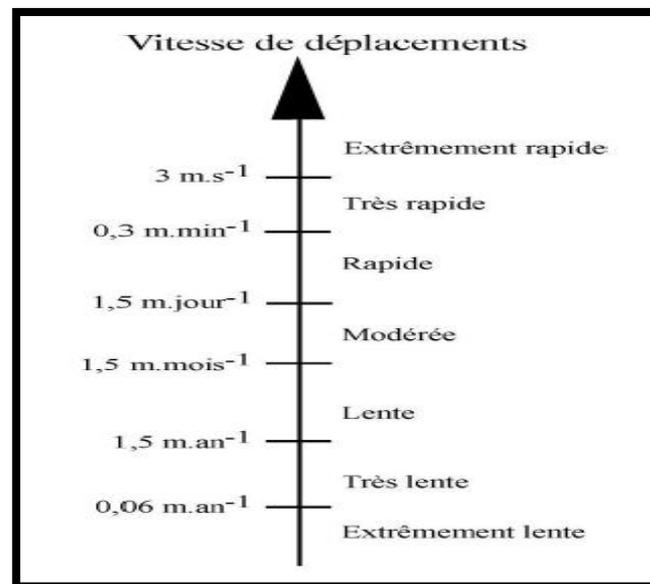


Figure 1-1 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution [4].

Tableau 1-1 Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement  $V_d$  [4].

Vitesse	Description
$V_d < 16\text{mm/an}$	<b>Extrêmement lent</b>
$16\text{mm/an} < V_d < 1.6\text{m/an}$	<b>Très lent</b>
$1.6\text{m/an} < V_d < 13\text{m/mois}$	<b>Lent</b>
$13\text{m/mois} < V_d < 1.8\text{m/h}$	<b>Modère</b>
$1.8\text{m/h} < V_d < 3\text{m/mn}$	<b>Rapide</b>
$3\text{m/mn} < V_d < 5\text{m/s}$	<b>Très rapide</b>
$V_d > 5\text{m/s}$	<b>Extrêmement rapide</b>

Le mouvement de terrain a pour caractéristique selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

- les mouvements rapides et discontinus.
- Les mouvements lents et continus.

### 1.3.1 Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

#### a) Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

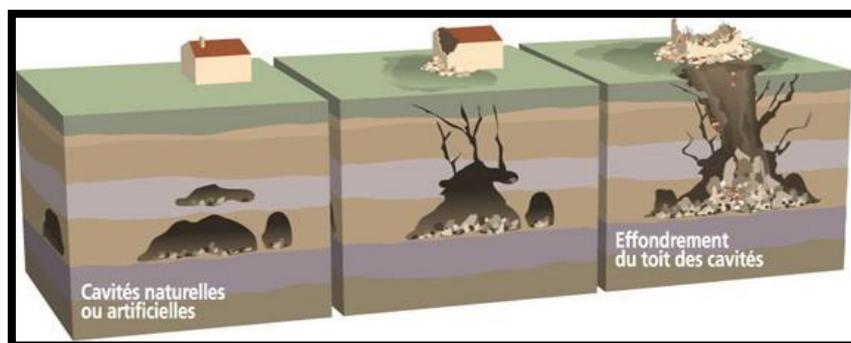
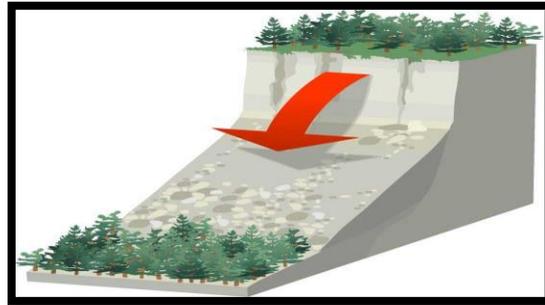


Figure 1-2 Processus d'effondrement des cavités souterraines

***b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres***

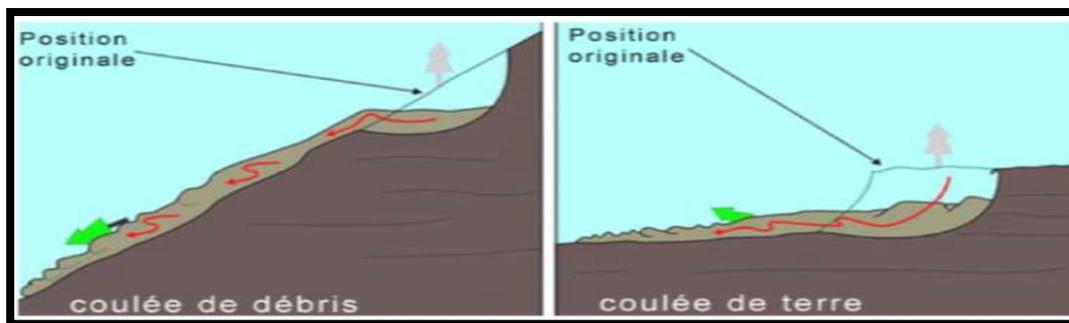
L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume  $< 1 dm^3$ ), des chutes de blocs (volume  $> 1 dm^3$ ), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de  $m^3$ )



**Figure 1-3** Processus de chute de blocs.

***c) Les coulées de boues et laves torrentielles***

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain



**Figure 1-4** : Schéma illustre une coulée de boue

***d) L'érosion littorale***

L'érosion marine des côtes sableuses et les mouvements de falaises (effondrement, glissement de terrain, etc.) sur les côtes rocheuses. Les impacts physiques n'en sont pas moins différents.



Figure 1-5 Erosion littorale

### 1.3.2 Les mouvements lents et continus [5]

Entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait gonflement des argiles..

#### a. L'affaissement

Ils sont généralement consécutifs à l'effondrement de vides naturels (dissolution des roches solubles, sel gemme, gypse, calcaires en pays karstiques, etc.), à celui des mines ou à celui des carrières souterraines ; mais ces effondrements sont amortis par le comportement des couches superficielles dont la souplesse leur permet de se déformer lentement.

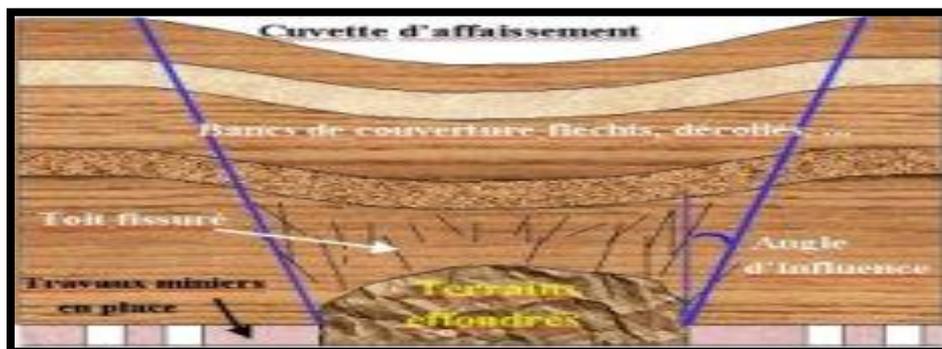


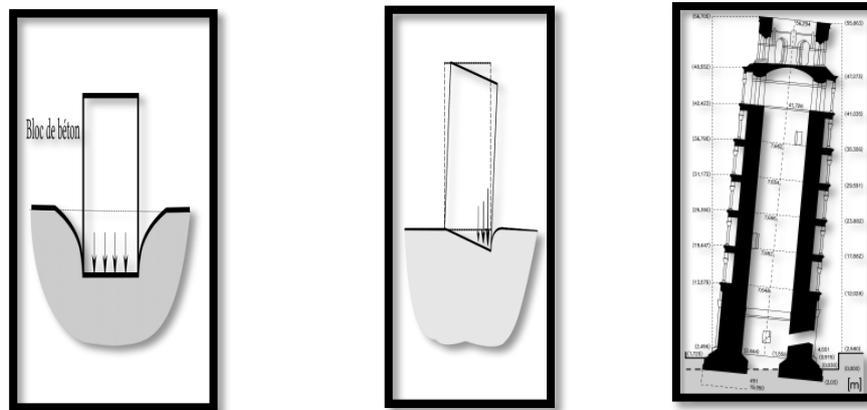
Figure 1-6 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

#### b. Le tassement

Ils sont généralement dus à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet de charges appliquées au niveau du sol. Le plus souvent, la diminution de volume est liée à l'abaissement du niveau des aquifères (surexploitation). Ces tassements affectent surtout des terrains vaseux,

argileux ou tourbeux, s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvions, colluvions, etc.). Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières.



Tassement uniformément réparti

Tassement différentiel

Tassement différentiel

Figure 1-7 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

### c. Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

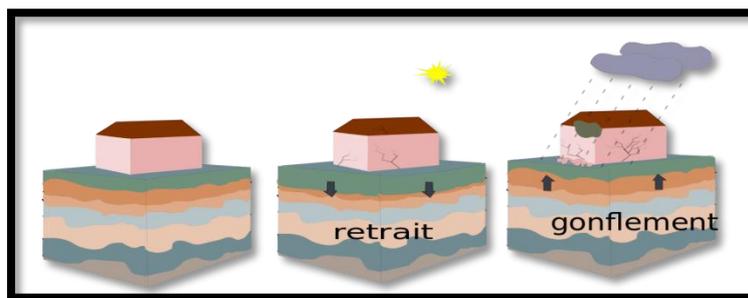


Figure 1-8 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

### d. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

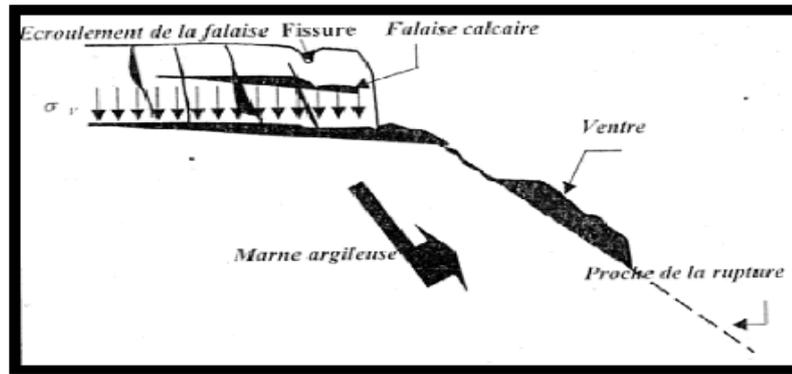


Figure 1-9 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

### e. Le fauchage

C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable. , il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides.



Figure 1-10 Phénomène de fauchage

### f. Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau



Figure 1-11 : Phénomène de la Solifluxion

### g. Glissement de terrain

Un glissement de terrain correspond à un déplacement d'une masse de terrain meuble ou rocheux le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan). C'est un phénomène généralement lent, mais (en particulier sur une surface plane liée à une discontinuité) il peut s'accélérer brutalement. Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrains actifs: niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau.

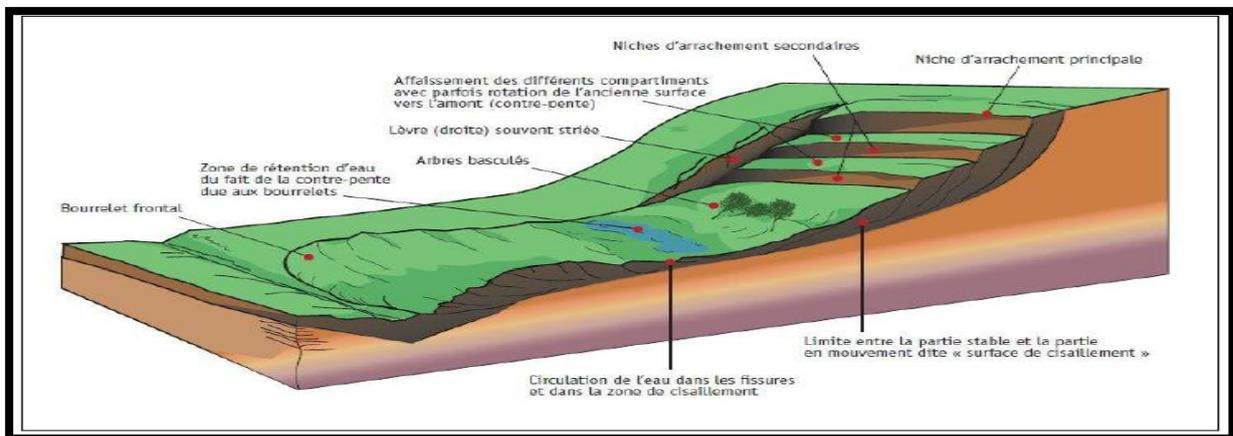


Figure 1-12 Glissement de terrain

On distingue trois principaux types de glissements :

- Le glissement plan
- Le glissement circulaire ou rotationnel
- Le glissement quelconque (aléatoire)

## 1.4 Conclusion

Ce chapitre présente la définition des glissements, leurs classifications et morphologie, nous avons aussi présentés la cinématique des mouvements de masse.

L'état de risque peut être évalué à partir des données et des observations des différents paramètres du mouvement (paramètres indiquant la sensibilité du site à subir des mouvements de terrain, paramètres indiquant l'activité actuelle du mouvement,...). Nous avons vu qu'il existe plusieurs techniques pouvant être appliquées à la caractérisation des instabilités de versant en termes de géomorphologie et d'évolution.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

**CHAPITRE 2 :**

**COMPORTEMENT DES OUVRAGES DE  
SOUTÈNEMENT**

---

## CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

### 2.1 Introduction

Un mur de soutènement est destiné sur un volume réduit à la retenue de terrains situés à l'amont d'un ouvrage. Que ce soit pour un soutènement de remblai, lorsque les terres sont mises en place derrière la paroi, ou pour un soutènement de déblai, lorsque les terres ont été excavées, les besoins sont nombreux : préserver des éboulements ou des glissements de terrain, en bordure de route ou de berge, structurer des fondations ou des soubassements d'édifices. Pour réaliser le bon dimensionnement d'un mur de soutènement, la considération principale est la bonne estimation de la poussée des terres contenues par la paroi du mur.

Le mur poids, plus guère utilisé de nos jours, est resté longtemps la seule structure existante pour soutenir un terrain. Puis, l'invention du béton armé est venue apporter d'autres solutions. En 1963, Henri Vidal invente le remblai renforcé en proposant d'intégrer dans le sol des armatures métalliques. La première partie de l'article présente les caractéristiques de ces trois techniques de soutènement.

Nécessaire à la conception d'un mur de soutènement, la reconnaissance géologique et géotechnique s'impose et fait l'objet d'une seconde partie qui présente un tour d'horizon des techniques et des critères à retenir à ce stade d'un projet.

### 2.2 Définition

- **Mur de soutènement** : Mur, paroi ou autre construction de maçonnerie, de bois ou autre matériel rigide soutenant un amoncellement de terre, le retenant ou s'appuyant contre celui-ci. Un tel mur est vertical ou forme un angle de moins de 45 degrés avec la verticale, est soumis à une poussée latérale du sol et a pour effet de créer ou de maintenir une dénivellation entre les niveaux du sol adjacents de part et d'autre de ce mur.
- **Talus** : Une pente ou une inclinaison du sol.
- **Remblai** : Travaux consistant à rapporter de la terre ou d'autres matériaux de surface pour faire une levée ou combler une cavité.
- **Déblai** : Travaux consistant à prélever de la terre ou le sol en place, soit pour niveler, creuser ou modifier la forme naturelle du terrain, soit pour se procurer des sols à des fins de remblaiement.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (Figure 2.1) : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

### 2.3 Différents Types Des Murs Soutènements [6]:

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- ✓ leur morphologie
- ✓ leur mode de fonctionnement
- ✓ les matériaux qui les constituent
- ✓ leur mode d'exécution
- ✓ leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...)

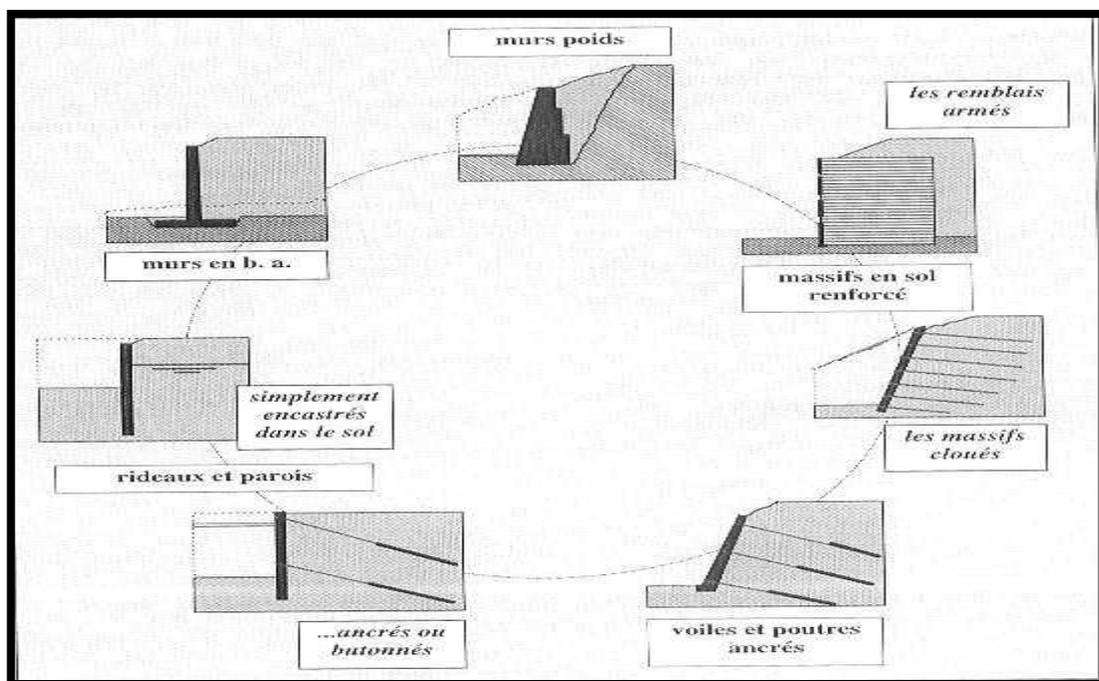


Figure 2-1 Nomenclature des termes usuels

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Ainsi, si l'on excepte les techniques de soutènement de type « terre armée » ou parois ancrées, on peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

- a) Les **ouvrages rigides**, pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La

poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton arme). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

- b) Les **ouvrages souples**, pour lesquels la surface de contact est déformable : Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

## 2.4 Description des principaux types d'ouvrages de soutènement :

### 2.4.1 Les ouvrages rigides

Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :

#### i. Murs poids

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage [7,8].

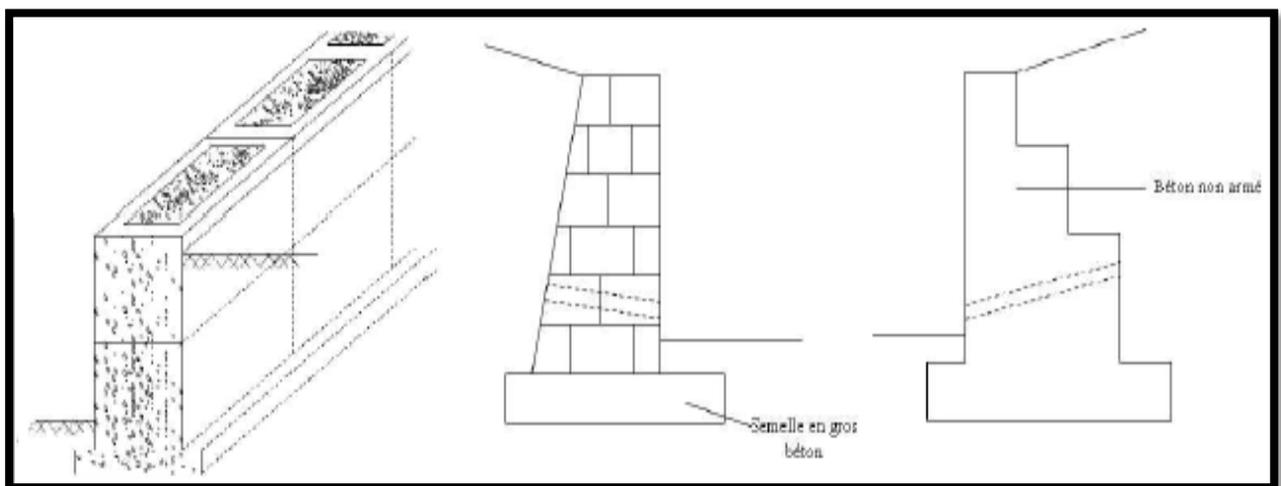


Figure 2-2 Les différents types des murs gravitaires ou murs poids

➤ **Les avantages et limitation des murs gravitaires ou murs poids:**

**Les avantages**

- sa solidité et sa résistance : comme il s'agit de blocs, le mur sera à la fois rigide et étanche.
- Le choix des formes : les blocs peuvent s'adapter aux formes que vous souhaitez.
- La pérennité de l'ouvrage : même réalisée dans des sols instables, sa mise en œuvre lui procure une durabilité dans le temps.
- Le mur sera uniforme.
- Il peut être utilisé sur des terrains en pente.
- Facilité de mise en œuvre

**Inconvénient:**

- Le coût élevé de la construction.
- Il vieillit mal et nécessite des entretiens réguliers.
- Le remplissage doit se faire en une seule fois ou en une seule opération pour que le béton soit bien homogène.

**ii. Murs en béton armé ou mur cantilever**

Un mur cantilever est la structure la plus commune pour retenir le sol ou un autre type de matériel. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastrent sur une semelle de fondation en béton armé également et généralement horizontal.

La semelle peut être pourvu d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Ils sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile au quelle est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes).

Ses murs sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrage en remblai comme en déblai en site terrestre, hors d'eau. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6-8m.

Il nécessite en principe un terrain de fondation de qualité moyen à bonne, susceptible de faible tassement, dans la mesure où le recours à des fondations profondes rend généralement la solution peu avantageuse.

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé.

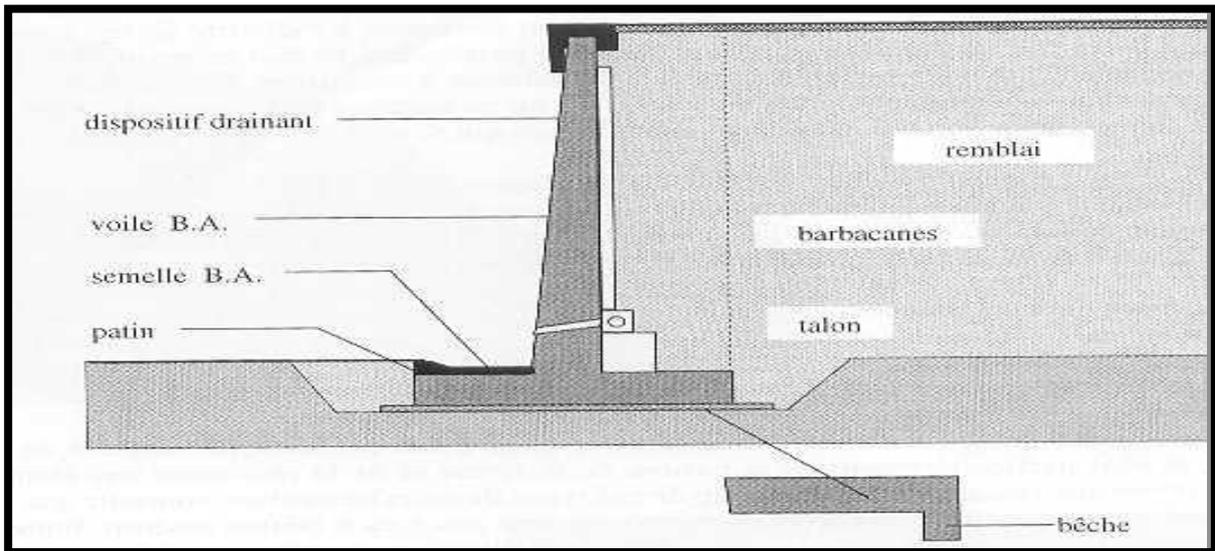


Figure 2-3 Mur cantilever [7]

a) Les murs cantilevers en béton armé simple:

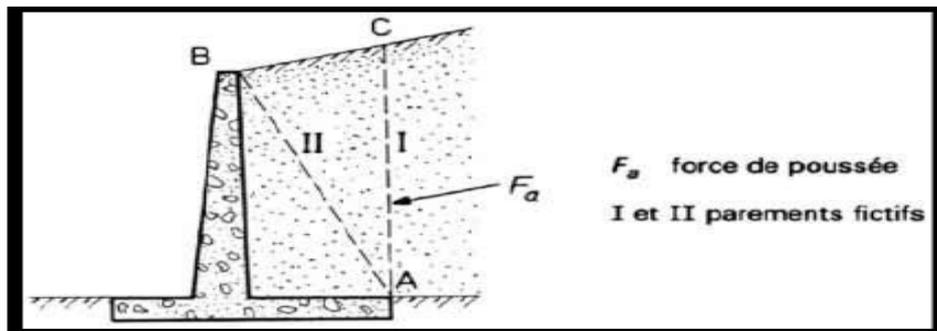


Figure 2-4 Les murs cantilevers en béton armé simple

b) Murs en déblai:

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

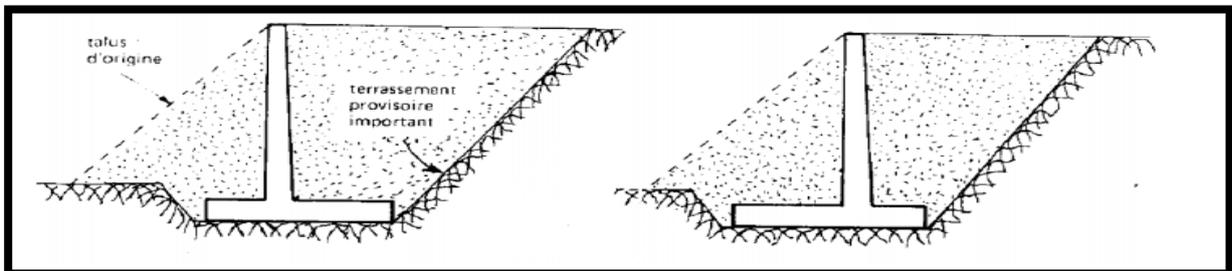


Figure 2-5 Mur en déblai

c) Les murs cantilevers en béton armé simple et avec contreforts:

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

➤ **Les avantages et limitation des contreforts:**

- Avantage : amélioration de la résistance du mur et donc plus économique avec des épaisseurs moins importantes
- Inconvénient: n'améliore pas la stabilité globale du mur au renversement

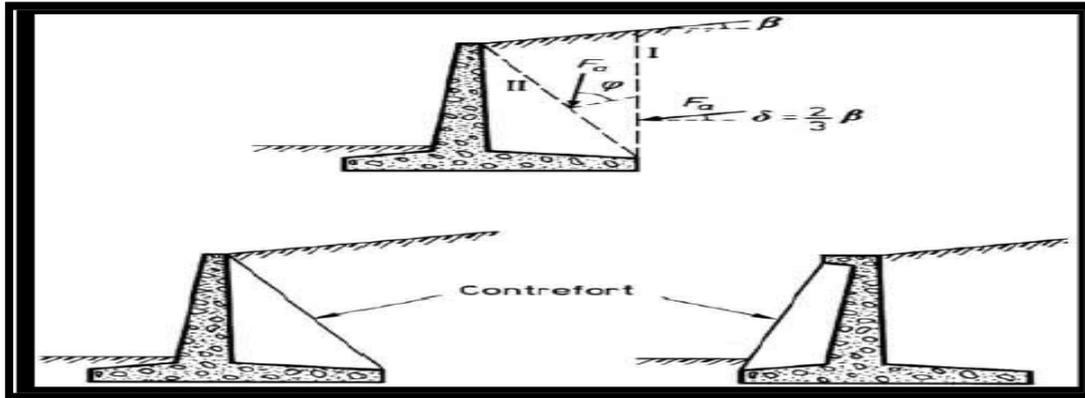


Figure 2-6 Les murs cantilevers en béton armé simple et avec contreforts

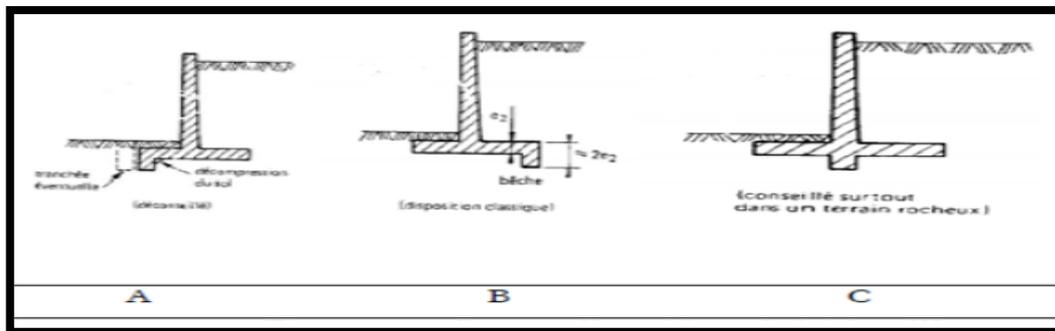


Figure 2-7 Diverses dispositions de bêches

d) **Diverses dispositions de bêches**

Un massif en terre armée est constitué de trois composants:

- Un remblai granulaire compacté en couche peu épaisses.
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures:
  - Les métalliques
  - Géo synthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières

Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en élément de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place.

### *iii. Massifs en sol renforcé*

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité.

Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement



Figure 2-8 Mur Massifs en sol renforcé

**Les avantages cet ouvrage sont les suivants :**

- ✓ Bonne adaptabilité aux variations du terrain.
- ✓ Intégration paysagère possible (parement minéral ou végétal).
- ✓ Réutilisation des matériaux du site.
- ✓ Rapide à mettre en œuvre

**Les inconvénients de cet ouvrage sont les suivants :**

- intégration paysagère difficile, de part et d'autre son grand linéaire (330 m de long).  
Lorsque l'ouvrage se situe dans un site touristique.
- solution qui nécessite des volumes d'encrochements important.
- Besoin de sol avec une bonne portance

## 2.4.2 Ouvrages souples (rideaux de palplanches, parois moulées, murs ancrés)

### Cas ou la poussée reprise par l'encastrement [7,8]:

#### i. *La paroi moulée*

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

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

Tableau 2-1 Les avantages et limitation de Paroi moulées

Type/soutènement	Paroi moulées
<b>Domaine d'emploi</b>	-Soutènement permanent
<b>-Nature de terrain</b>	-Adapter à tous les terrains sauf roche
<b>-Conditions hydrau</b>	- Possibilité de travailler dans la nappe
<b>Avantages</b>	-Pas de décompression des terrains. Pas de limitation en Profondeur -Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive -Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux
<b>Inconvénients</b>	-Nécessite une plate-forme de travail horizontale -Matériel lourd -raccordement des radiers -ne permet pas une étanchéité extérieure

#### ii. *Les murs ancrés*

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

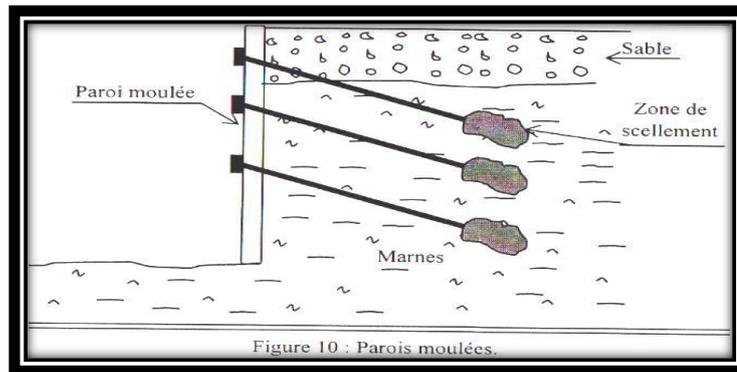


Figure 2-9 Mur ancré

La paroi ancrée est un ouvrage en déblai composé de voile en béton armé, de tirants d'ancrages précontraints et dans le cas des poutres ancrées d'une paroi architecturale en béton armé et de terre végétale pour plantation.

Le choix d'un mur en paroi ancrée est très avantageux, car il n'exige pas beaucoup de matériaux ; en revanche sa mise en œuvre demande l'utilisation de nombreuses machines. La mise en œuvre des murs en paroi ancrée est très complexe.

### iii. *Les rideaux de palplanches:*[9,10]

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

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs.

Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

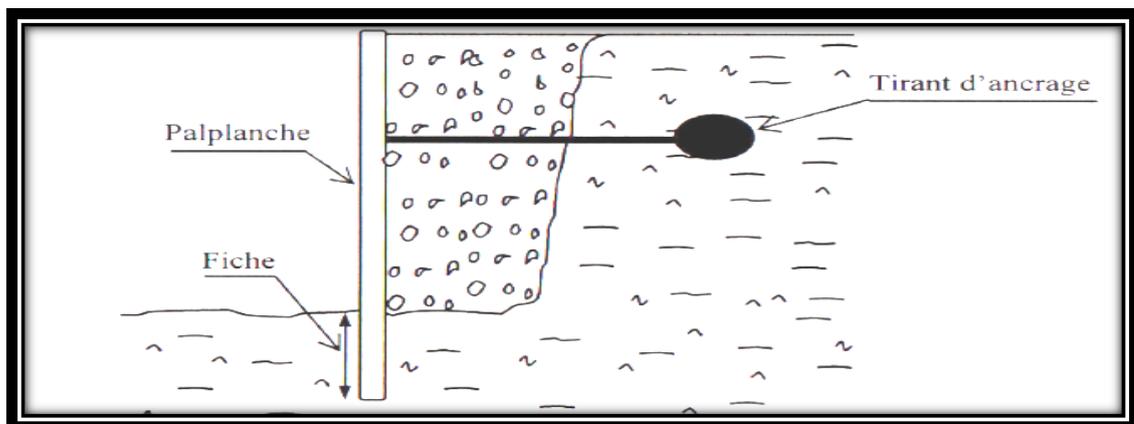


Figure 2-10 Rideaux de palplanches ancrés

Tableau 2-2 Les avantages et limitation de Rideaux de palanches

Type/soutènement	-Rideaux de par planches
Domaine d'emploi	-Soutènement provisoire ou permanent
-Nature de terrain -Conditions hydrauliques	-Terrain meubles
Avantages	-Pas de décompression des terrains -Ecran semi étanche
Inconvénients	-Nuisances pour les riverains (bruit- vibration) -Limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains -En règle générale palplanche non récupérable

## 2.5 Justification de la stabilité [9,10]

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime.

Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, Poinçonnement, glissement).

### 2.5.1 Stabilité interne

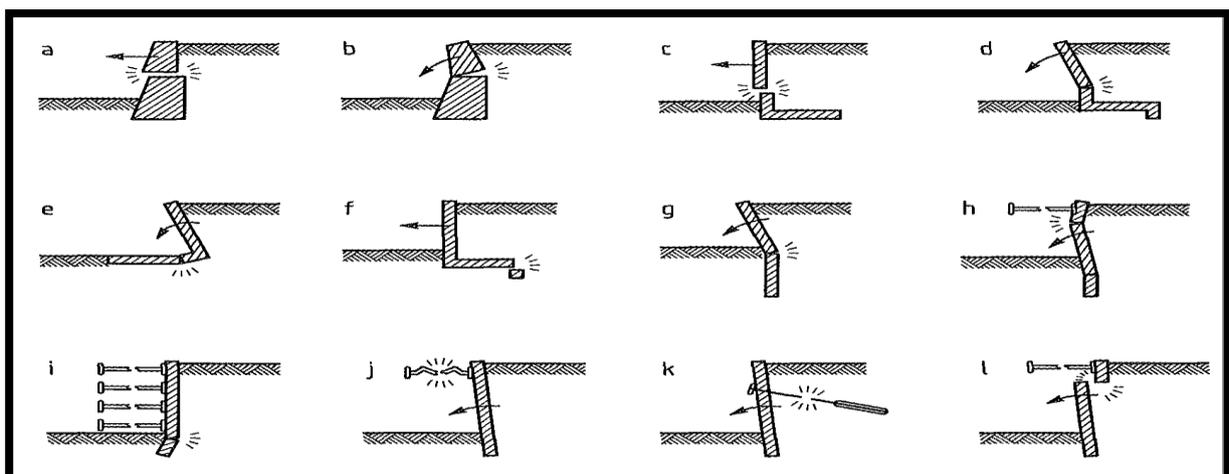


Figure 2-11 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à **chaque type d'ouvrage**. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

### 2.5.2 Stabilité externe

#### a) Stabilité d'ensemble

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa Construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes.

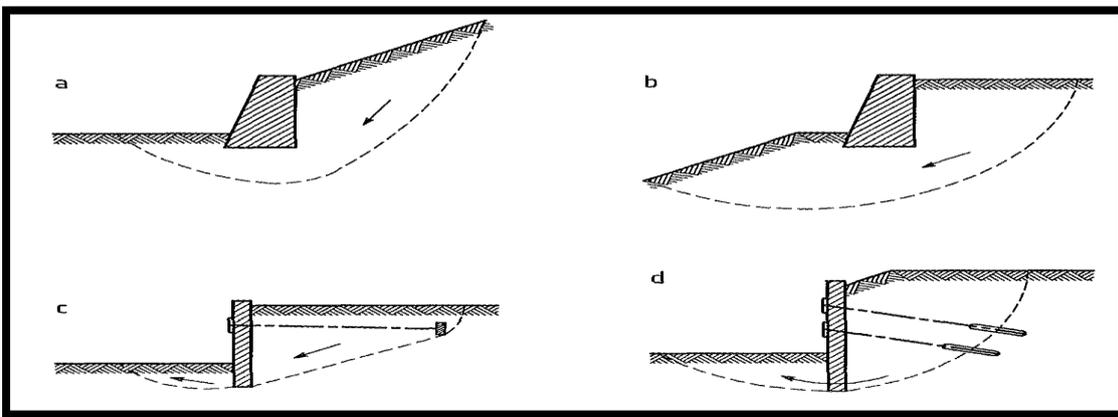


Figure 2-12 Stabilité d'ensemble

#### b) Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol. Cette justification relève du calcul des fondations qui n'est pas l'objet de ce cours.

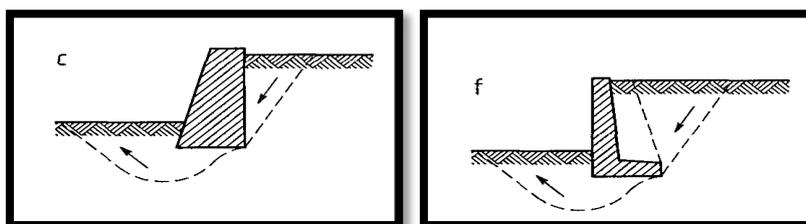


Figure 2-13 Stabilité au poinçonnement

#### c) Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5. La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur. Avec les notations précédentes et pour un sol de caractéristiques  $(c', \phi')$ , la vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$\delta$  : angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement  $\delta = 2/3 \cdot \phi'$ )

B : largeur

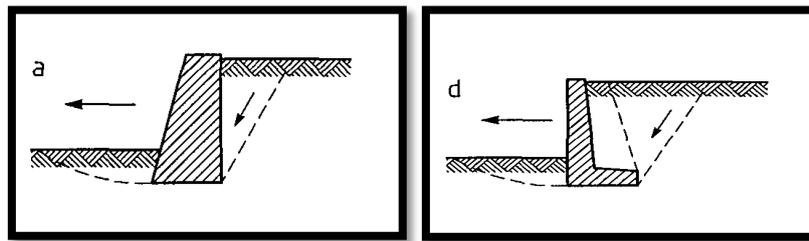


Figure 2-14 Stabilité au glissement

#### d) Stabilité au renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La justification consiste à s'assurer que :

Somme des moments résistants / somme des moments moteurs  $> 1,5$

- Les moments résistants sont induits par : l'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.

L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

- Les moments moteur sont ceux induits par : la poussée des terres éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

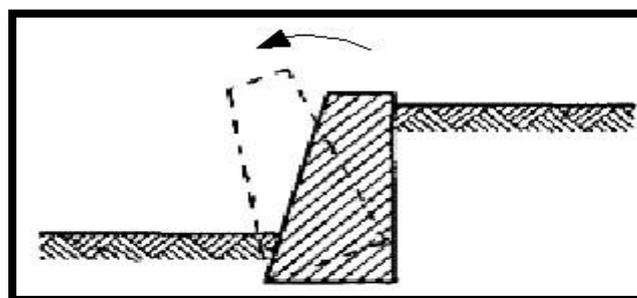


Figure 2-15 Stabilité au renversement

Rq : pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle.

***Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme***

La présence d'eau dans le sol conduit à envisagé deux types de comportement : le comportement à court terme (non draine) et le comportement à long terme (draine).

En présence d'eau, la vérification de la stabilité des ouvrages de soutènement doit donc nécessairement être conduit à la fois à court terme et à long terme.

Plus généralement, la présence d'eau derrière un ouvrage de soutènement, qu'il s'agisse d'eau d'infiltration ou d'une véritable nappe, est pratiquement toujours une situation défavorable. Les pressions hydrostatiques exercées sur la structure sont généralement très pénalisantes vis-à-vis du dimensionnement et presque toujours cause de désordres lorsqu'elles n'ont pas été appréciées correctement. Pour s'affranchir de ces difficultés, lorsque cela est possible, un système de drainage efficace et pérenne est mis en place derrière l'ouvrage. Il permet de garantir, en particulier, que la situation de << mise en charge >> de celui-ci ne puisse se produire. Ces dispositions sont à prévoir même en l'absence de nappe derrière l'ouvrage. Dans ce cas, un dispositif constitue simplement de barbacanes peut suffire.

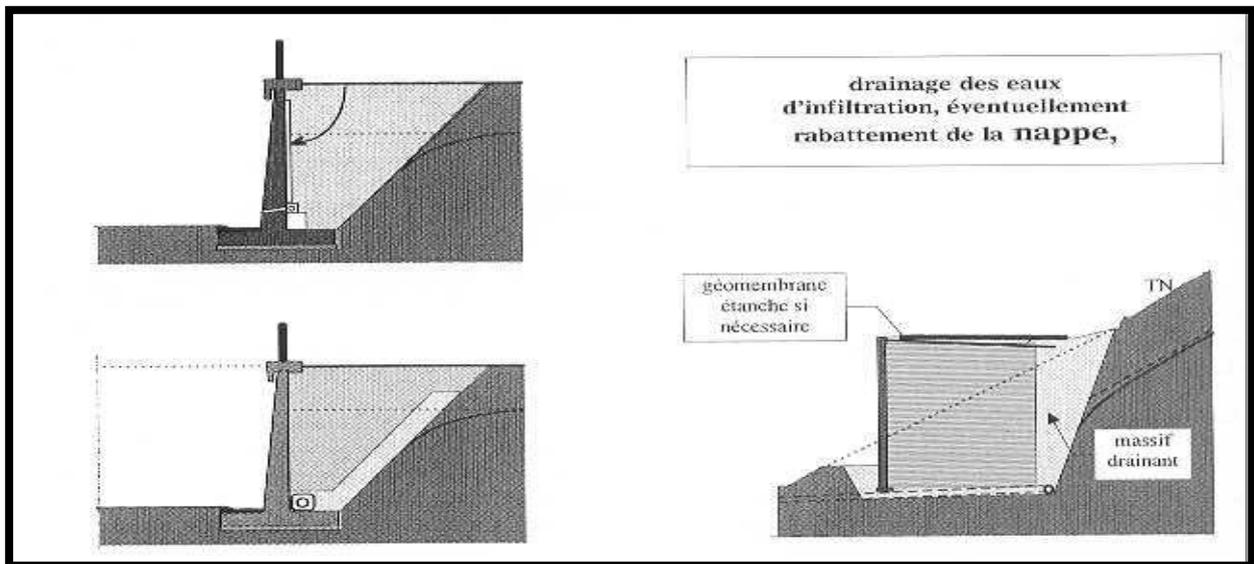


Figure 2-16 Drainage des eaux

## 2.6 Notions de poussée et butée

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

**Poussée :** Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol.

Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée.

Les études expérimentales montrent que cette pression active est en fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur la verticale pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire.

**Butée :** Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieur à celui qui conduit à la poussée minimale.

- **État de sol au repos :**

Considérons un massif de sol semi-indéfini à surface libre horizontale et n'étant soumis à aucune force extérieure.

Le rapport entre la **contrainte horizontale effective** et la **contrainte verticale effective** s'exprime au moyen du **la contrainte verticale effective** s'exprime au moyen du  $K_0$

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

$$\sigma_v = \mu + \sigma'_v \quad , \quad \sigma_h = \mu + \sigma'_h$$

$$\text{pour sol sec} \begin{cases} \sigma_v = \gamma \cdot z \\ \sigma_h = k_0 \cdot \gamma \cdot z \end{cases}$$

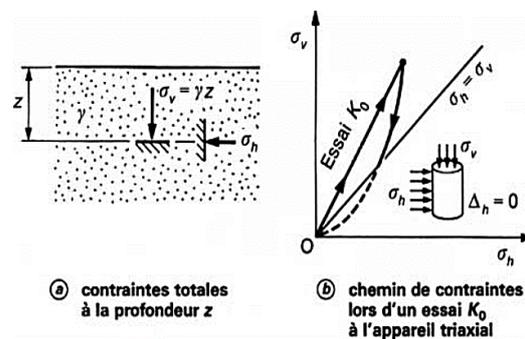


Figure 2-17 Contrainte dans le sol et détermination de  $K_0$  au laboratoire.

$K_0$  (le coefficient des terres au repos) est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. Il est indépendant de l'état de saturation du massif.

Pour les sols saturés, on sait que la contrainte latérale totale (horizontale) ou pression des terres est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v = k \cdot (\mu + \dot{\sigma}_h)$$

K (coefficient de la pression des terres) pour contrainte totale. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient K n'est pas constant pour un sol donné.

*Les contraintes effectives:*  $\dot{\sigma}_h = k_0 \cdot \dot{\sigma}_v$

Le coefficient  $K_0$  peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant  $K_0$  en fonction des propriétés du sol.

- Matériau élastique linéaire :  $k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$  Avec  $0 \leq \nu \leq 0.5$
- Argiles molles et vases:  $k_0 = 1$

JAKY a proposé la formule empirique en fonction de l'angle de frottement interne(1944) pour les sables et argiles normalement consolidés :  $k_0 = 1 - \sin\phi$

Tableau 2-3 Coefficient  $K_0$  pour quelques type de sols (d'après Schlosser)

Type de sol	Valeur de $K_0$
Sable lâche	0,45 à 0,50
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,50
Argile sur consolidée	> 0,5

### Poussée ou État actif de sol:

Soit un écran mince vertical lisse dans un massif de sol. Il est soumis par définition à la pression des terres au repos s'il ne subit aucun déplacement (Figure 2-18.a),. Si l'écran se déplace vers l'extérieur (Figure 2-19.b), le sol a tendance à suivre ce mouvement (expansion ou relâchement du sol) et la contrainte ( $\sigma_h$ ) diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol, l'écran est repoussé par le massif de terre et il y a apparition des lignes de rupture. C'est l'état actif ou poussée de sol.

**Butée ou État passif de sol:**

Si au contraire l'écran se déplace vers l'intérieur du massif (Figure 2-20.c), il y aura une compression ou compacité maximal des terres. La contrainte horizontale sur l'écran va croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre et apparition des lignes de rupture. La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre passif ou butée.

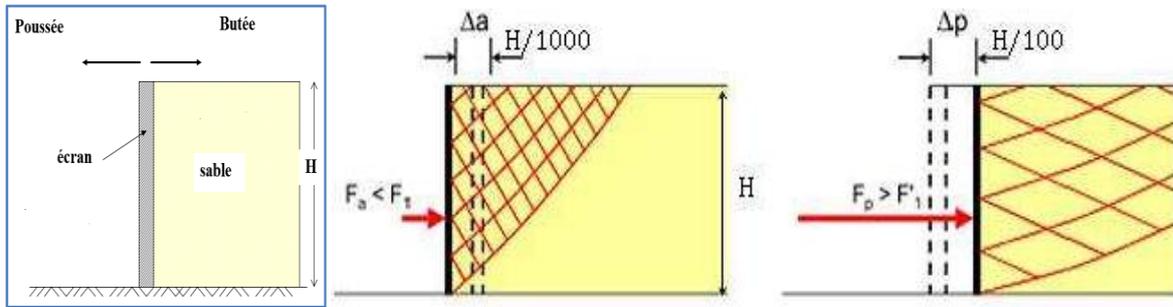
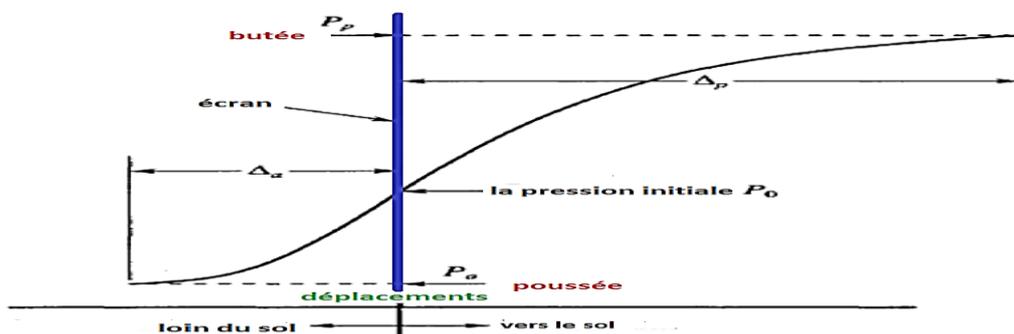


Figure 2-18 Etats de Poussée et de butée

On peut remarquer sur la Figure suivante que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la pression passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement)

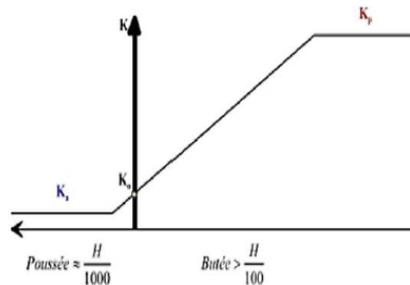
Ou  $P_a$  : force ou pression de poussée ;  $P_p$  : force ou pression de butée

$\Delta_a$  : déplacement du mur vers l'extérieur ;  $\Delta_p$  : déplacement du mur vers l'intérieur.



**Figure 2-19 Développement des déplacements dus aux pressions actives (poussées) et passives (butées) des terres**

Pour passer de l'état de repos à l'état de poussée le déplacement nécessaire est très faible de  $\frac{H}{1000}$ . Au contraire pour mobiliser la butée, il est supérieur à  $\frac{H}{100}$



**Figure 2-20 Déplacements nécessaires pour mobiliser les états limites de poussée et de butée**

Les tableaux suivants donnent les déplacements nécessaires pour la mobilisation d'une poussée ou d'une butée successivement pour différents types de sols :

**Tableau 2-4 Déplacement du mur pour produire une poussée.**

Type de sol	Déplacement du mur
Sable	$0.001H$ à $0.004H$
Argile	$0.01H$ à $0.04H$

**Tableau 2-5 Déplacement du mur pour produire une butée**

Type de sol	Déplacement du mur
Sable dense	$0.005H$
Sable lâche	$0.01H$
Argile tendre	$0.01H$
Argile molle	$0.05H$

## 2.7 Etat d'équilibre limite

L'équilibre limite est lorsque le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque. Toute augmentation de la contrainte est en effet susceptible d'entraîner la rupture par écoulement plastique sur des plans ou des facettes appelées **plan de rupture ou de glissement**, l'équilibre limite apparaît comme l'état qui précède immédiatement la rupture.

L'équilibre en un point peut être **limite**(les **zones plastiques**) ou **surabondant** (**zones élastiques**). Dans les sols, ces zones plastiques sont de dimensions limitées, on étudiera néanmoins des schémas théoriques dans la totalité du milieu est en équilibre plastique.

### 2.7.1 Équilibre limite inférieur ou équilibre de poussée

C'est l'état actif de sol, la contrainte effective horizontale initiale  $\sigma_{h0}$  (Figure 2-24. a) diminue pour atteindre une valeur limite  $\sigma_a < \sigma_{h0}$  et tant que la contrainte effective verticale reste constante, le cercle de Mohr devient tangent à la droite de Coulomb pour une valeur de  $\sigma_a = \sigma_h$  il y a plasticité du sol, en tous les points du sol, (c'est l'état d'équilibre limite inférieur ou actif. La relation entre les contraintes horizontale et verticale est :  $\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$  Ou  $K_a$  Coefficient de poussée des terres

Il y a apparition des plans de plasticité ou plans de glissement, appelés aussi lignes de glissement si l'on raisonne en 2 dimensions) ont une orientation particulière, ils font un angle de  $\pi / 4 + \varphi / 2$  par rapport à  $\sigma_h$  et  $\pi / 4 - \varphi / 2$  par rapport à  $\sigma_v$ .

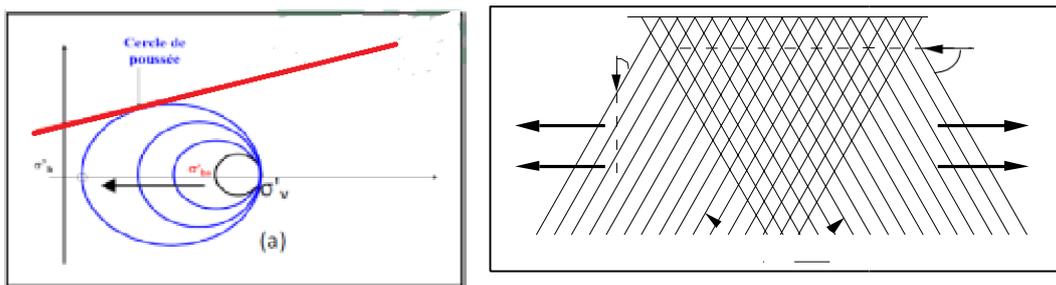


Figure 2-21 Cercle de Mohr, équilibre inférieur (poussée) et plans de glissement

### 2.7.2 Équilibre limite supérieur ou équilibre de butée

C'est l'état passif, le sol se comprime et la contrainte effective horizontale Initiale  $\sigma_{h0}$  augmente pour atteindre une valeur limite  $\sigma_p < \sigma_{h0}$  (Figure 2-26.b). La contrainte effective verticale reste constante et la contrainte effective horizontale initiale  $\sigma_{h0}$  augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr – Coulomb pour une valeur de  $\sigma_p = \sigma_h$ , c'est l'équilibre limite supérieur et la relation entre les contraintes horizontale et verticale est :  $\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$ , Ou  $K_p$  Coefficient de butée des terres

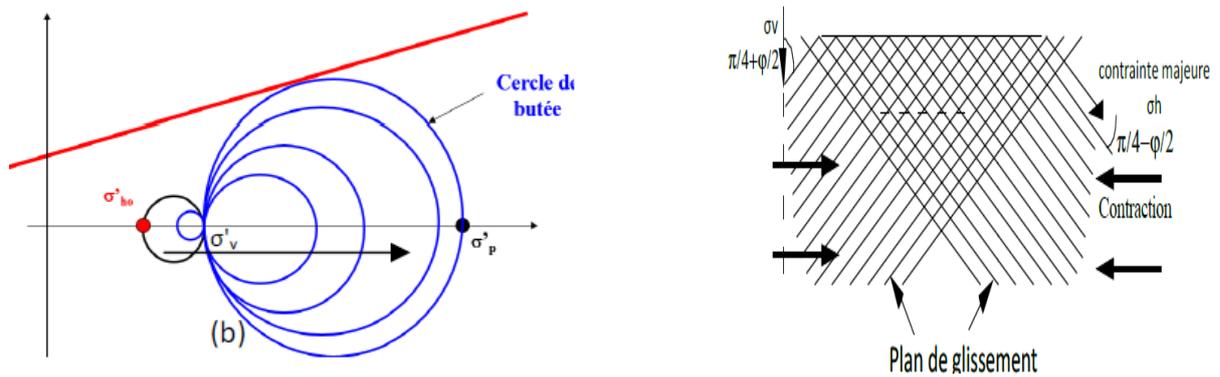


Figure 2-22 Cercle de Mohr, équilibre supérieur (butée) et plans de glissement

## 2.8 Coefficients de poussée et butée pour un massif à surface horizontale

Dans le cas d'un Massif pulvérulent (Le cas le plus simple):

Pour un sol pulvérulent ( $c=0$ ), un **mur lisse** (pas de frottement entre le sol et l'écran) et Surface du sol horizontale nonchargé. le critère de Mohr – Coulomb permet d'obtenir la force de poussée et de butée comme suit :

- La contrainte de poussée :  $\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{v0}$  donc  $K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$
- La contrainte de butée :  $\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_{v0}$  donc  $K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$

Comme on le remarque  $K_a \cdot K_p = 1$

## 2.9 Conclusion:

Comme nous l'avant pu le voir dans ce chapitre, il existe plusieurs types de mur de soutènement chacun donnant ses propres avantages et ses inconvénient.

Le rôle de l'ingénieur reste néanmoins très important car avec ses compétences acquises sur terrain ainsi que les théories endossèrent au court de son parcours il est sollicité de trouver le type de murs qui convient selon sa situation actuelle.

## **CHAPITRE 3 :**

### **REMBLAI EN POLYSTYRENE**

---

## CHAPITRE 3 : REMBLAI EN POLYSTYRENE

### 3.1 Historique [1]:

La première utilisation de Geofom EPS a eu lieu à Oslo, en Norvège, en 1972. La géomembrane a été utilisée dans les remblais autour du pont Flom dans le but de réduire les tassements. Avant l'installation de la géomembrane, cette zone subissait un tassement de 20 à 30 centimètres par an, ce qui causait des dommages importants à la chaussée.

En raison du succès du projet de géomembrane d'Oslo, la première conférence internationale sur la géomembrane s'est tenue à Oslo, en Norvège, en 1985, pour permettre aux ingénieurs d'échanger des connaissances, des résultats de recherche, de partager de nouvelles applications et de discuter de cas concrets. Depuis, deux autres conférences ont eu lieu à Tokyo, au Japon, et à Salt Lake City, aux États-Unis, en 1996 et 2001, respectivement. La conférence la plus récente s'est tenue en juin 2011 à Lillestrom, en Norvège.

Entre 1985 et 1987, le Japon a utilisé plus de 1 300 000 m<sup>3</sup> (46 000 000 pi<sup>3</sup>) de géomembrane dans 2 000 projets. Les essais et l'utilisation de la géomembrane dans ces projets ont démontré les avantages potentiels de la géomembrane en tant que matériau de remplissage léger. Par exemple, Geofom a été placé sous les pistes des aéroports japonais, prouvant ainsi que le matériau peut supporter des pressions importantes et répétées.

Geofom a été utilisé pour la première fois aux États-Unis en 1989 sur la route 160 entre Durango et Mancos, dans le Colorado. Une augmentation des précipitations a provoqué un glissement de terrain, détruisant une partie de l'autoroute. Geofom a été utilisé pour créer une stabilisation des pentes latérales de l'autoroute afin de prévenir tout problème similaire. L'utilisation de la géo-mousse par rapport à la restauration conventionnelle a permis de réduire de 84 % le coût total du projet.

Le plus grand projet de géo-mousse aux États-Unis s'est déroulé de 1997 à 2001 sur l'Interstate 15 à Salt Lake City, dans l'Utah. La géo-mousse a été choisie pour minimiser la quantité de services publics qui devaient être déplacés ou remodelés pour le projet. Un total de 3 530 000 pi<sup>3</sup> (100 000 m<sup>3</sup>) de Geofom a été utilisé, et environ 450 000 \$ ont été économisés en limitant le besoin de déplacer les poteaux électriques. La géomembrane a également été utilisée dans les remblais et les culées de pont pour la stabilité de la base. Par la suite, en raison du succès de l'utilisation de la géomembrane pour le projet de reconstruction de la I-15,

la Utah Transit Authority a utilisé des remblais en géomembrane pour ses lignes de train léger (c'est-à-dire TRAX) et de train de banlieue, TRAX) et ses lignes de trains de banlieue (Front Runner).

De 2009 à 2012, une entreprise de fabrication de polymères expansés basée à Vaudreuil a fourni plus de 625 000 m<sup>3</sup> (22 100 000 pi<sup>3</sup>) de géomousse pour un nouveau segment de l'autoroute 30 dans la province de Québec, dans la région de Montréal, ce qui en fait le plus grand projet de géomousse en Amérique du Nord à ce jour.

Depuis 2016, ofoam est largement utilisée dans la construction de la nouvelle autoroute surélevée 15 et de l'échangeur Turcot à Montréal.

### 3.2 Introduction

Le polystyrène est intrinsèquement multifonctionnel, ce qui rend efficace à utiliser dans une grande variété d'applications. Il offre des avantages spéciaux pour la construction sur sol mou, dans les chaussées routières et aéroportuaires et les systèmes de voie ferrée, sous des bâtiments de stockage frigorifiques, des arénas de sport et des réservoirs de stockage pour prévenir la congélation et le soulèvement au sol et dans les segments de bâtiment en sous-sol pour réduire les besoins saisonniers de chauffage et de refroidissement.

### 3.3 Processus de Fabrication [9]

La conversion du polystyrène en polystyrène expansé est réalisée en trois étapes :

- ✓ pré-expansion
- ✓ maturation / stabilisation
- ✓ moulage.

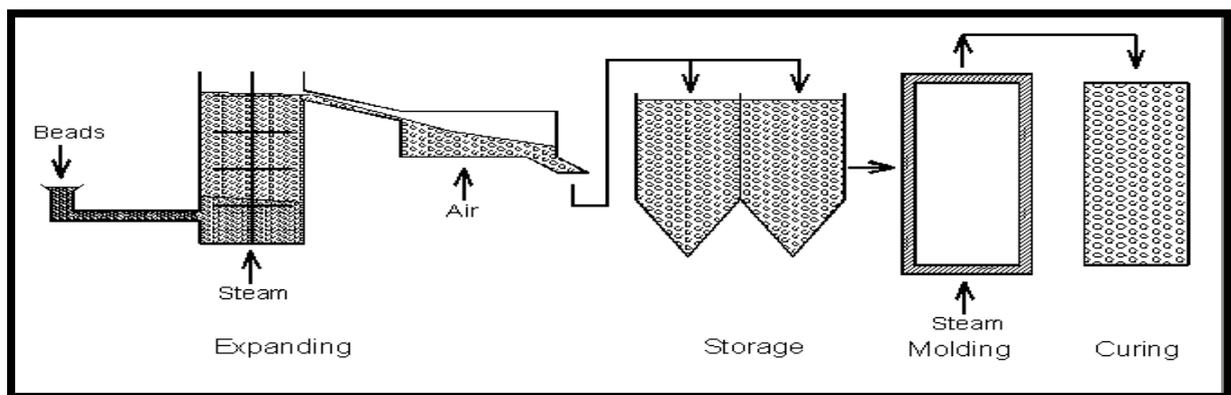


Figure 3-1 Processus de Fabrication de EPS

Le polystyrène est produit à partir du styrène produit de raffinerie de pétrole brut. Pour la fabrication du polystyrène expansé, les billes de polystyrène sont imprégnées de pentane. Le granulat de polystyrène est préfabriqué à des températures supérieures à 90°C. Cette température amène le pentane à s'évaporer et donc à gonfler le matériau de base thermoplastique de 20 à 50 fois par rapport à sa taille d'origine.

Après cela, les billes sont stockées pendant 6 à 12 heures leur permettant d'atteindre l'équilibre. Ensuite, les billes sont acheminées vers le moule pour produire des formes adaptées à l'application.

Au cours de l'étape finale, les billes stabilisées sont moulées soit en gros blocs (processus de moulage par bloc), soit conçues dans des formes personnalisées (processus de moulage de forme).

Pour les blocs isolants pour maisons passives, le matériau peut être modifié par l'ajout d'additifs tels qu'un ignifuge pour améliorer encore le comportement au feu.

### 3.4 Normes

Le polystyrène est disponible dans différents types de matériaux. Selon l'ASTM International a établi trois normes qui le concernent :

- La norme ASTM D6817 Spécification pour le polystyrène cellulaire rigide fournit des Informations sur les propriétés physiques et les dimensions du polystyrène expansé Destiné à être utilisé comme géofaom.
- Le guide standard ASTM D7180 pour l'utilisation de la géofaom expansée en Polystyrène (EPS) dans les projets géotechniques couvre les considérations de Conception pour l'utilisation de l'EPS dans les applications géotechniques.
- La norme ASTM D7557 pour l'échantillonnage des échantillons peut être utilisée pour L'assurance de la qualité.

Une autre norme NF T 56 – 201 qui a été modifiée en juillet 1988, caractérise le polystyrène expansé selon treize références dont les caractéristiques essentielles sont indiquées dans le

tableau suivant:

Tableau 3-1 Définitions normalisées des catégories de polystyrène expansé

(Extrait de la norme NF T 56-201)

Plaques découpées dans des blocs moulés							
Références	AM	BM	CM	DM	EM	FM	GM
Contrainte (kPa) pour $\varepsilon = 10 \%$	–	30	50	70	90	140	190
Masse volumique minimale (kg/m <sup>3</sup> )	7	10	13	15	19	24	29
Plaques moulées en continu							
Références	BC	CC	DC	EC	FC	GC	
Contrainte (kPa) pour $\varepsilon = 10 \%$	30	50	70	100	150	200	
Masse volumique minimale (kg/m <sup>3</sup> )	10	13	15	20	25	30	
Anciennes définitions des qualités de polystyrène expansé (Extrait de la norme NF T 56-201, version de 1978)							
Qualité	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5		
Contrainte (kPa) pour $\varepsilon = 10 \%$	30	60	90	120	150		
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	9	13	16	20	25		

D'après l'expérience de **la Norvège**, le polystyrène expansé a un bon comportement au vieillissement et, de plus, certains essais font apparaître une amélioration de la résistance à la compression sur des blocs prélevés dans des ouvrages anciens.

Ces documents divisent en différents « types » les produits en polystyrène expansé, chaque type doit satisfaire deux conditions différentes en même temps afin de garantir les performances du produit.

Ces deux conditions qui définissent la classification des produits EPS sont :

- la contrainte en compression -10 (kPa). L'essai consiste à « comprimer l'éprouvette à l'aide du plateau mobile à une vitesse constante de déplacement égale à  $d/10$  par minute avec une tolérance de  $\pm 25 \%$ , d'étant l'épaisseur de l'éprouvette en millimètres. Conduire l'essai jusqu'à la limite de résistance de l'éprouvette et en déduire une valeur de la résistance à la compression, ou jusqu'à 10 % de déformation relative et en déduire une contrainte en compression à 10 % de déformation relative » (Norme NF EN 826).
- la résistance à la flexion (kPa).

### 3.5 Propriétés et caractéristiques [12, 13]

#### 3.5.1 Densité

La densité du polystyrène peut être considérée comme l'indice principal dans la plupart de ses propriétés. La force de compression, la résistance au cisaillement, la résistance à la traction, la résistance à la flexion, la rigidité, le comportement au fluage et d'autres propriétés mécaniques dépendent de la densité.

Les densités du polystyrène pour des applications civiles pratiques oscillent entre 11 et 30 kg / m<sup>3</sup>.

#### 3.5.2 Résistance à la compression

Polystyrène se comporte comme un matériau élastique linéaire jusqu'à une contrainte d'environ 1% comme l'indiqué la (Figure 3-2) ci-dessous qui représentent la réponse contrainte-déformation. En conséquence, la recommandation de conception est de limiter le chargement à la résistance à la compression à 1% de contrainte. La contrainte correspondante 1% est appelée contrainte limite élastique mesurée dans un essai standard de compression rapide. A l'exception des applications compressibles spéciales, une contrainte de compression plus élevée, par exemple 5 ou 10%, n'est pas utilisée pour estimer la résistance à l'EPS car ces déformations dépassent la limite d'élasticité et ceci peut conduire à des déformations permanentes indésirables.

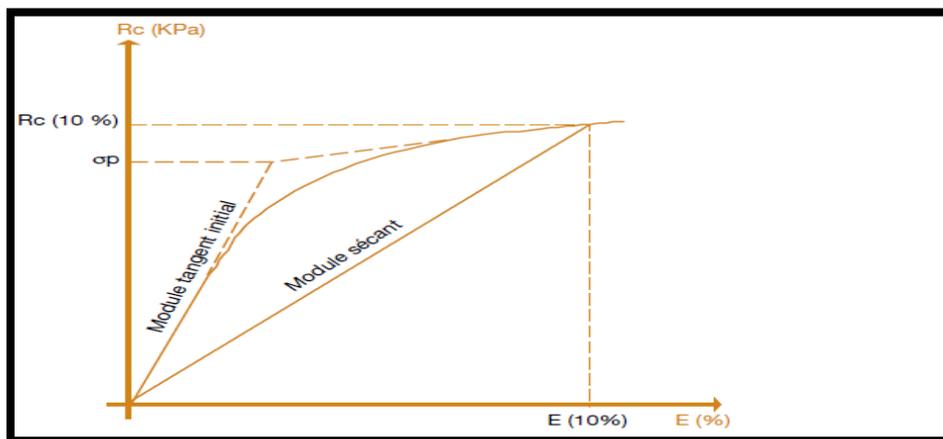


Figure 3-2 Courbe contrainte – déformations (Hors d'un essai de compression)

Le tableau ci-dessous mentionne certaines propriétés physiques du polystyrène expansé à différentes densités suivant l'ASTM internationale.

Tableau 3-2 propriétés physiques du polystyrène expansé à différentes densité suivant l'ASTM internationale [12]

Type	EPS12	EPS15	EP519	EPS22	EP529	EPS .39	EP546
Density, min., Kg/m <sup>3</sup> bl/ft <sup>3</sup>	11,2 (0.70)	14.4(0.9)	18.4(1,15)	21.6 [1.35]	28.8(1.80)	38.4 (2.40)	45.7(2.85) [2.85]
Compressive Resistance, kPa (psi) at 1%	15 (2.2)	25 (3,6)	40 (5,8)	50 (7.3)	75 (10_9)	103 (15.0)	128(18.6)
Compressive Resistance, min kPa (psi) at 5%	35 (5. 1)	55 (8.01)	90 (13. 1)	115 (16.7)	170 (24_7)	241 (35.0)	300(43.5]
Compressive Resistance, min kPa (psi) at 10%A	40 (5,8)	70 (10.2)	110 (16.0)	135 (19.6)	200 (29.0)	276 (40.0)	345(50.0)
Flexural Strength, min., kPa (psi)	69 (10,0)	172 (25.0)	207 (20.0)	240 (35.0)	345 (50.01)	414 (60,0)	517 (75.0)
Oxygen index, min, Volume %	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0

### 3.5.3 Fluage [12]

Le comportement de fluage du polystyrène est minime à des niveaux de contrainte inférieurs à 1%, ce qui est une autre raison d'utiliser une résistance à la compression à 1% de contrainte pour la conception. Les effets de fluage augmentent significativement à des déformations plus élevées, par exemple 5 et 10%. En résumé, une résistance à la compression à 1% garantit des performances adéquates et un comportement de fluage acceptable dans les applications.

### 3.5.4 Absorption de l'eau [12]

Polystyrène a une structure de cellules fermées qui limite l'absorption d'eau. On peut s'attendre à une augmentation de la densité de l'EPS en fonction de l'absorption d'eau, si les blocs sont installés dans une application submergée.

### 3.5.5 Résistance chimique

Polystyrène n'est pas soluble dans l'eau, résistant à la température ambiante, et à différentes substance à savoir : (•alcalis •acides inorganiques dilués• plâtre • la plupart des alcools • ciment portland • huile de silicone • bitume sans solvant), par contre peut être endommagées et ne doivent pas entrer en contact avec certains matériaux à savoir : (hydrocarbures chlorés •solvants organiques cétones • diesel et essence• acides concentrés• les huiles végétales • graisses et huiles animales • paraffine).

La protection du polystyrène contre le contact avec les matériaux agressifs pendant la construction et après l'achèvement des travaux doit être assurée en utilisant une géomembrane résistant

### 3.5.6 Module élastique initial

La courbe de contrainte de polystyrène, a une portion linéaire initiale. La valeur de la pente de cette partie initiale est définie comme le module tangent initial. Il est aussi connu comme module de Young ainsi que le module d'élasticité. Le module initial est une fonction de la densité. Les chercheurs ne s'entendent pas sur une valeur constante pour chaque densité. Pour une densité de  $20\text{kg} / \text{m}^3$ , le module initial varie entre 5Mpa et 7,75Mpa, ce qui signifie une différence de 55%. La relation est linéaire pour certains chercheurs (**Horvath, 1995b et Miki, H., 1996**) alors qu'elle n'est pas linéaire pour d'autres (**Duskov, 1997 et Eriksson et Trank, 1991**) sachant que les chercheurs ont utilisé des échantillons de dimensions variables [12].

### 3.5.7 Coefficient de Poisson

La valeur de coefficient de poisson est comprise entre 0,05 et 0,5 pour le polystyrène, comme le montre le tableau suivant. Ces valeurs vont d'un matériau comme l'eau (rapport de Poisson égal à 0,5) à des matériaux rigides comme le béton (le ratio de Poisson est égal à 0,15).

Le coefficient de Poisson pour le EPS est approximativement de 0,12 dans la plage élastique.

Tableau 3-3 Types in United Kingdom (after Sanders, 1996)[13]

Reference	Yamanaka, et al. (1991)	Negusse and Sun (1996)	GeoTech (1999a)	Duskov et al. (1998)	Ooe, et al. (1996)	Sanders (1996)	Momoi and Kokusyo (1996)
Poisson's Ratio	.075	.09 and 0.33	0.05	0.1	0.08	.05 up to 0.2	0.5

### 3.5.8 Chargement cyclique

La géofoam EPS peut subir un chargement cyclique dans un certain nombre de situations. Cela peut inclure le chargement du trafic et le chargement dynamique. La majorité des essais en laboratoire et des observations sur le terrain suggèrent que le comportement en charge cyclique des blocs de polystyrène est élastique linéaire à condition que les déformations ne dépassent pas 1%.

### 3.5.9 Durabilité [12]

Le polystyrène expansé EPS est extraordinairement durable une fois placée dans le sol (**Horvath 1999**), et intrinsèquement stable chimiquement dans les conditions normales du sol et des eaux souterraines. Ainsi ; les propriétés mécaniques (contrainte-déformation) du EPS ne sont pas affectées par l'enfouissement dans le sol, y compris l'absorption d'eau.

### 3.5.10 Pression de Gonflement [12]

Une étude examine le rôle de polystyrène expansé (EPS) de réduire la pression de gonflement sur les structures adjacentes. Plusieurs cas hypothétiques sont présentés par lesquels des réductions sur les pressions latérales transmises dues à des sols sont examinées pour différentes épaisseurs de l'EPS.

Il a été observé que les pressions de gonflement latérales et verticales mesurées augmentent avec le temps et l'épaisseur.

## 3.6 Conception et critères [14]

Nombreuses considérations de conception pour les applications de polystyrène qui comprennent les propriétés d'ingénierie et les facteurs de construction. Cette section présente quelques-uns des avantages et des caractéristiques uniques de la construction avec la géofoam EPS, ainsi que les précautions qui doivent être suivies :

- **Poids léger** : Le polystyrène expansé est fabriquée en différents poids unitaires comprises généralement entre 11,2 à 45,7 kg/m<sup>3</sup>. En conséquence, ils confèrent une faible charge statique aux sols sous-jacents, aux structures.
- **Force** : EPS Geofom est disponible dans une gamme de résistances à la compression. Un concepteur de projet peut choisir le type spécifique d'EPS nécessaire pour soutenir le chargement de conception tout en minimisant les coûts. Plusieurs types différents de polystyrène EPS peuvent être spécifiés sur un seul projet afin de maximiser les économies. Par exemple, les blocs à plus forte résistance peut être utilisée dans les zones de contraintes élevées, tandis que les blocs de plus faible résistance peuvent être utilisés dans les zones où les contraintes appliquées sont plus faibles. Il est recommandé de ne pas dépasser la résistance à la compression de 1%.
- **La stabilité** : le polystyrène est considéré comme un matériau permanent lorsque correctement spécifié et installé.
- **Isolation** : EPS est un isolant thermique efficace, a été utilisée pendant de nombreuses années comme isolant pour diverses applications de construction.
- **Exposition aux produits chimiques** : Le polystyrène peut être endommagé lorsqu'elle est exposée à certains produits chimiques.
- **Feu** : Comme beaucoup de matériaux de construction, le polystyrène est combustible. Des précautions appropriées devraient être mises en œuvre aux sites si des procédures de flammes nues, telles que le soudage, sont effectuées. Dans les applications géotechniques, l'EPS est protégée contre l'exposition par le sol, le béton ou d'autres

matériaux de couverture. Un ignifuge fait partie de la géofaom EPS. Ce retardateur inhibe les premiers stades du développement du feu.

- **Flottabilité** : En raison de sa structure à cellules fermées et léger, l'EPS est flottable. Des précautions doivent être prises pendant la conception, la construction et la post-construction pour s'assurer que les forces potentielles de flottaison sont prises en compte dans les conditions hydrologiques du site. Un supplément suffisant, c'est-à-dire un revêtement de sol ou de chaussée, ou un autre moyen de retenue passive doit être prévu contre le soulèvement. Alternativement, le matériau peut être installé au-dessus de la nappe phréatique ou la nappe phréatique peut être abaissée en utilisant des drains appropriés ou d'autres systèmes de déshydratation.

Si des blocs d'EPS sont placés sous la nappe phréatique, des techniques d'analyse et de construction supplémentaires peuvent être employées telles que:

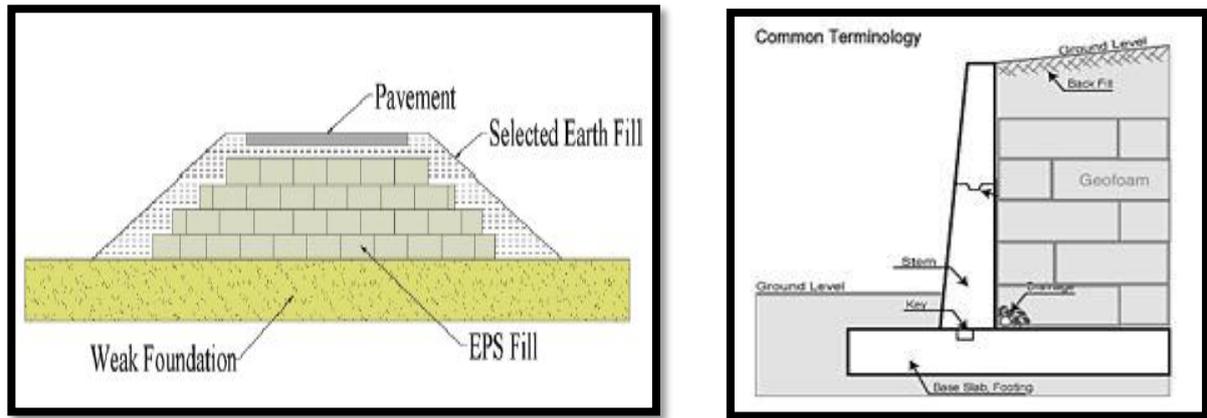
- Une analyse pour équilibrer les forces de flottabilité avec des morts-terrains (charge permanente) suffisants pour obtenir un facteur de sécurité approprié contre le soulèvement.
- Une analyse de la nature et de la concentration de tous les contaminants dans les eaux souterraines qui peuvent affecter la durabilité de l'EPS.

En outre, parce que les charges de gravité et les forces latérales qui se développent sous Les charges sismiques sont proportionnelles à la densité du matériau de remblayage, c'est-à-dire, plus la densité du remblai est grande, plus ces charges sont importantes. L'utilisation de polystyrène EPS légère réduit considérablement ces charges.

La charge verticale agissant sur l'EPS ne doit pas être supérieure à la résistance à la compression à 1% de contrainte (40 kPa) selon les spécifications) pour éviter une déformation de fluage à long terme.

### **3.7 Recommandations et mise en œuvre [14]**

Une coupe transversale typique d'un remblai en PSE est présentée dans la Figureure ci-dessous :



**Figure 3-3 Section transversale typique d'un remblai en PSE**

Les points suivants doivent être pris en compte avant de procéder à la construction d'un remblai en PSE :

- La surface du sol doit être lisse et plate. une couche de sable peut être placée et nivelée manuellement pour obtenir une surface lisse et plate.
- Le remblai de PSE doit être construit en couches. Dans chaque couche, blocs d'EPS doivent être placés de manière à chevaucher les joints de la couche inférieure. Dans la mesure du possible, l'orientation des axes longs des blocs doit être perpendiculaire à la couche inférieure. perpendiculairement à la couche inférieure.
- Les blocs d'EPS doivent être coupés à la taille correspondant au contour de remplissage requis. le contour de remplissage requis, le haut et le bas de chaque bloc doivent être le haut et le bas de chaque bloc doit être taillé avant la livraison sur le site.
- Les blocs de PSE peuvent être coupés sur place à l'aide d'une tronçonneuse, une scie à main ou un fil chaud.
- Les piles de PSE doivent être ancrées contre le vent.
- Aucune usine ne doit être exploitée sur un remblai de PSE avant qu'au moins 150 mm de remblai ou une couverture de 100 mm sur une dalle de béton.
- La pression maximale appliquée par l'installation de construction de construction doit être limitée à 20 kPa.
- Lorsqu'il est impossible de faire fonctionner une installation directement sur du polystyrène est inévitable, des planches temporaires doivent être prévues pour répartir les charges d'essieux de manière à ne pas dépasser la résistance nominale du remplissage ne soit pas dépassée.

### 3.8 Drainage souterrain : [14]

Un aspect de la conception à examiner qui permettra d'abaisser le niveau de la nappe phréatique et/ou de maintenir une voie de drainage positive à proximité du PSE. L'abaissement de la nappe phréatique et/ou le maintien d'une voie de drainage positive à proximité du remblai de PSE de remplissage. En général, un système de drainage souterrain comprend l'installation d'une couche de pierre concassée nivelée placée derrière et sous le remblai de PSE, reliée à une sortie positive. Le site pierre concassée peut également inclure un réseau de tuyaux de drainage perforés.

### 3.9 Capuchon protecteur [14]

Un aspect de la conception à examiner qui protégera le PSE des des déversements accidentels de pétrole et des charges concentrées. Le PSE se dissout au contact de produits pétroliers tels que l'essence ou le carburant diesel. Le couvercle de protection peut être soit une géomembrane ou du béton (généralement d'une épaisseur d'au moins 4 in. (100 mm) d'épaisseur). Lorsque le béton est utilisé, le capuchon de protection peut également servir à améliorer les performances globales en aidant à répartir les charges dynamiques et permanentes. en facilitant la répartition des charges permanentes et permanentes.

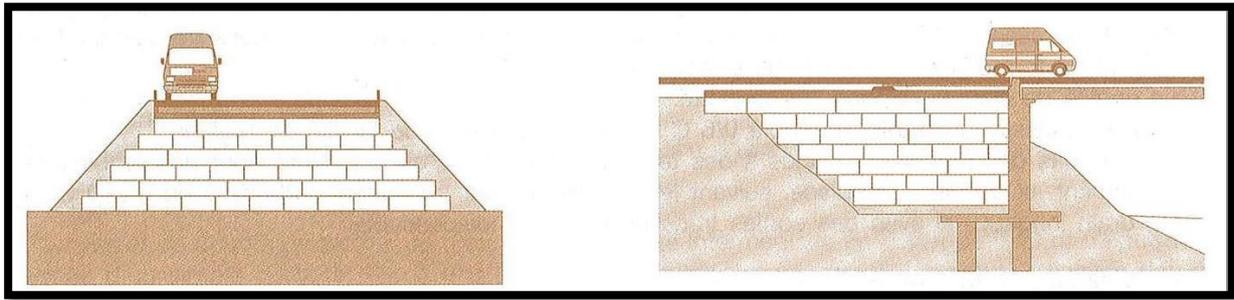
### 3.10 Domaines d'emploi [14]

Les applications peuvent être regroupées en quatre grands domaines.

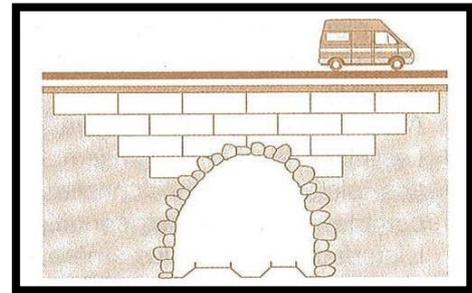
#### 3.10.1 Limitation des charges verticales [14,15]

- Sur sols compressibles, en réparation ou en construction neuve, la substitution de tout ou partie d'un remblai classique par du COMPOSTYRENE permet de réduire ou d'éviter les tassements, en particulier à proximité des points durs tels que les culées d'ouvrage d'art où les tassements différentiels sont *inacceptables* et où les efforts horizontaux et les frottements négatifs doivent être limités.

En construction neuve, COMPOSTYRENE permet des remblais d'accès qui peuvent réduire la longueur des ouvrages d'art.

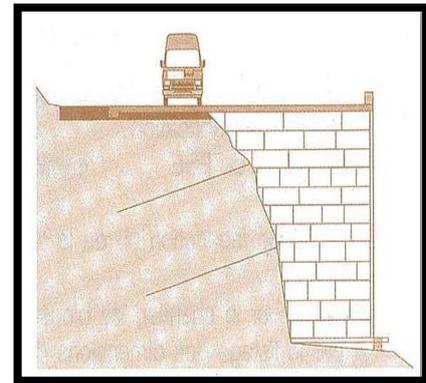


- En rechargement ou en allègement d'ouvrages de génie civil (dalles, conduites, voûtes de tunnel) qui ne peuvent supporter les surcharges permanentes créées par un remblai classique.



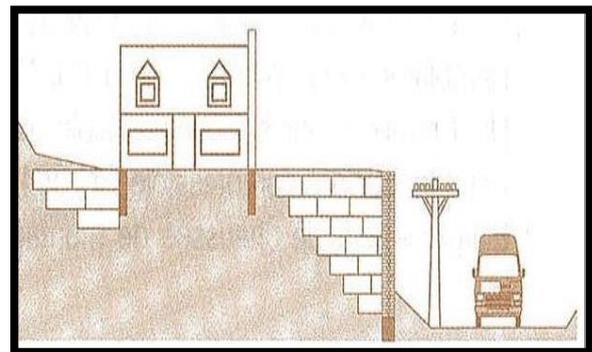
### 3.10.2 Stabilisation de talus

La réalisation d'un remblai COMPOSTYRENE permet l'allègement de la partie motrice du glissement. Ceci autorise la reconstitution géométrique des voies emportées par le glissement de terrain ou l'élargissement de la chaussée sur un versant instable tout en réduisant les travaux de soutènement et en améliorant les coefficients de sécurité.



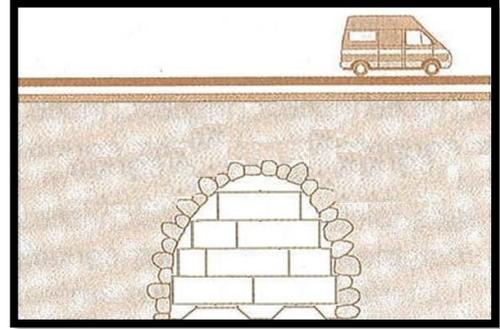
### 3.10.3 Réduction des poussées horizontales et limitation d'emprise

Grâce à la faible densité du polystyrène expansé et à son coefficient de Poisson quasi-nul, le COMPOSTYRENE permet la réduction des poussées à l'arrière des murs de soutènement ou de fondations, ainsi que la réalisation des remblais à parois verticales stables permettant des réductions d'emprise.



### 3.10.4 Comblement de cavités ou s'ouvrages souterrains désaffectés

Le COMPOSTYRENE peut servir au comblement de souterrains, tunnels ou galeries désaffectés et participer à la sécurisation des anciens soutènements et couvertures remblayés ou mise en charge pour un nouvel usage, en vérifiant que les charges sus jacentes respectent les limites de mise en compression du massif COMPOSTYRENE.



### 3.11 Conclusion

Ce troisième chapitre a été consacré à l'étude bibliographique de l'effet de la densité du Geofam, sur son comportement mécanique (module d'élasticité initial, seuil de plasticité, vitesse de fluage), afin de définir les valeurs à prendre en compte dans ce présent travail.

On a vu, donc, dans ce chapitre que l'utilisation de ce matériau comme solution à des problèmes de soutènement est envisageable. Une étude par le code PLAXIS est réalisée dans les chapitres suivants pour prouver que nos réflexions sur le présent travail sont justifiées.

**CHAPITRE 4 :**

**PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION  
NUMERIQUE.**

---

## CHAPITRE 4 : PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

### 4.1 Introduction :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis : Plaxis 2D.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n' est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier.

### 4.2 Présentation de PLAXIS [16]:

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figurée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).



### **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.

### **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.



### **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.



### **Le programme courbe (Curves)**

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



## **4.3 Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :**

PLAXIS est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite :

- ✓ Modèle élastique linéaire.
- ✓ Modèle de Mohr-Coulomb (MC).
- ✓ Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model-HSM).
- ✓ Modèle pour les roches fracturées (jointed rock model).
- ✓ Modèle pour sols mous (Soft Soil Model-SSM).
- ✓ Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model-SSCM).

### **4.3.1 Modèle de mohr-coulomb[16] :**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte six paramètres : le module de Young, le coefficient de

Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, et le facteur de réduction de l'interaction.

### ✓ Le module de Young

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 45 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture Figure 4.1.

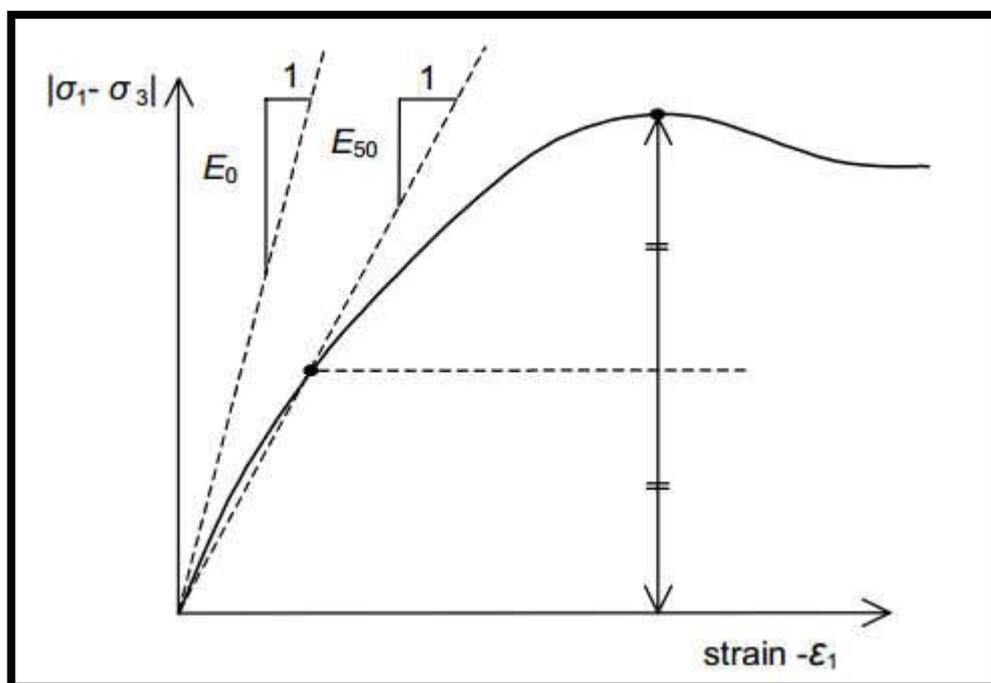


Figure 4-1 Définition du modèle à 50% de la rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

### ✓ **Le coefficient de poisson**

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k0 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**

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

Pour les analyses en non drainé avec, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec  $\varphi_u$  à profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante

### ✓ **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. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement  $\varphi$  (à volume constant, au palier).

### ✓ **Angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k0 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

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

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

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 faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

✓ **Le facteur de réduction de l'interaction ( $R_{inter}$ ) :**

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté  $R_{inter}$ . Il peut être donné par les deux formules suivantes :

$$C_{inter} = R_{inter} \times C_{sol} \quad (4.1)$$

$$\tan(\phi)_{inter} = R_{inter} \times \tan(\phi)_{sol} \quad (4.2)$$

#### 4.4 Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS 2D* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS 2D* n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

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 »...

## **CHAPITRE 5 :**

# **MODELISATION NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOFOAM (EPS)**

---

# CHAPITRE 5 : MODELISATION NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOFOAM (EPS)

## 5.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation.

Tout d'abord, nous signalons que, dans la présente étude, la modélisation est conçue comme étant une étape incontournable qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. En effet, un modèle n'est pas uniquement une série d'équations qui représentent le comportement physique ou mécanique du sol, il est considéré aussi une représentation géométrique de l'espace. Sa fonction consiste en la délimitation des couches ou des volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, Geofom, géo synthétiques, etc.). Outre cela, il précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Le code PLAXIS 8.2 sera utilisé dans ce chapitre dans le but de simuler le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé d'une façon numérique et par *Remblais allégés en polystyrène.* ( Geofom EPS)

Les résultats des simulations auxquels nous aurons aboutis au cours de cette étude seront présentés sous forme de courbes graphiques.

## 5.2 Simulation numérique

### 5.2.1 Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par *Remblais allégés en polystyrène* (Geofom EPS). Le mur est un écran rigide de hauteur  $H=6\text{m}$  et le bloc de sol est composé de deux blocs, le remblai renforcé est de hauteur  $H=6\text{m}$  et de longueur variable selon le cas d'étude (0.5m, 1m, 2m, 3m, 4m, 4,5m et 5m) et le sol de fondation de hauteur  $H=4\text{m}$  et de 30m de longueur. (**Figure 5.1**)

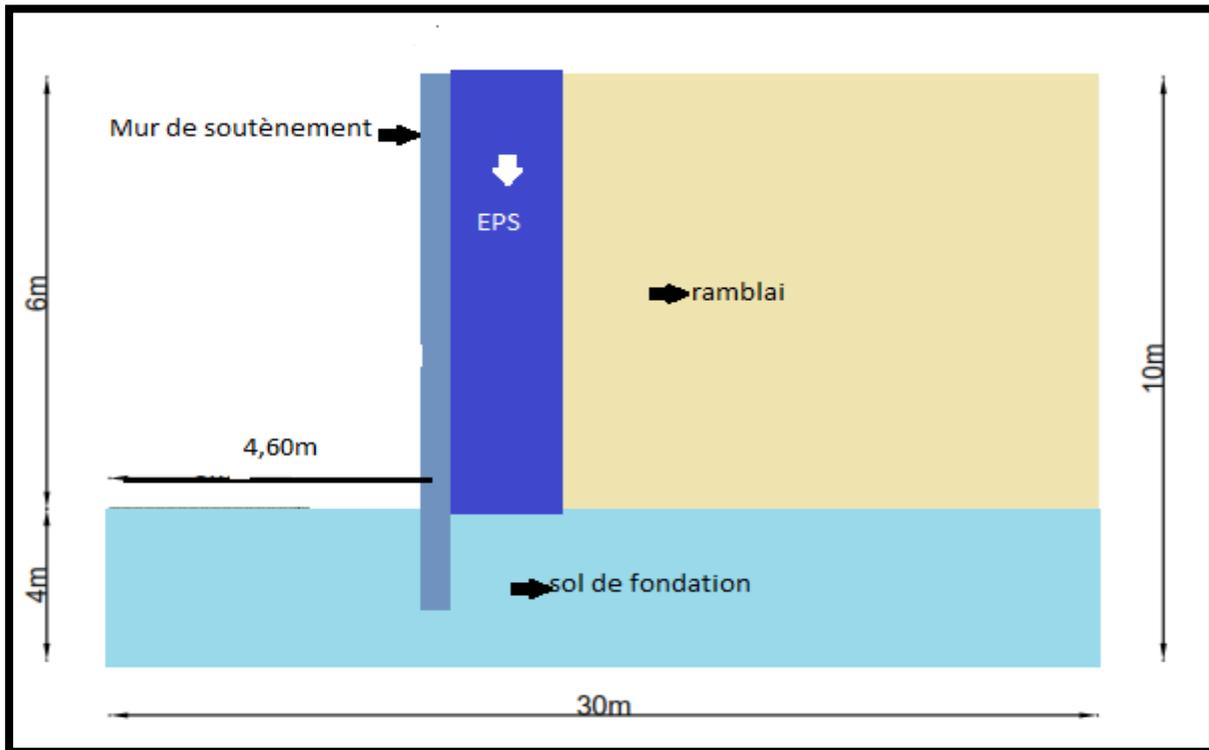


Figure 5-1 Géométrie du modèle.

### 5.2.2 Saisie des données

Dans la première étape : le model Plane Strain et l'élément à 6 nœuds ont été choisis dans le « General settings » et les dimensions géométriques de la fenêtre (**Figure 5.2**).

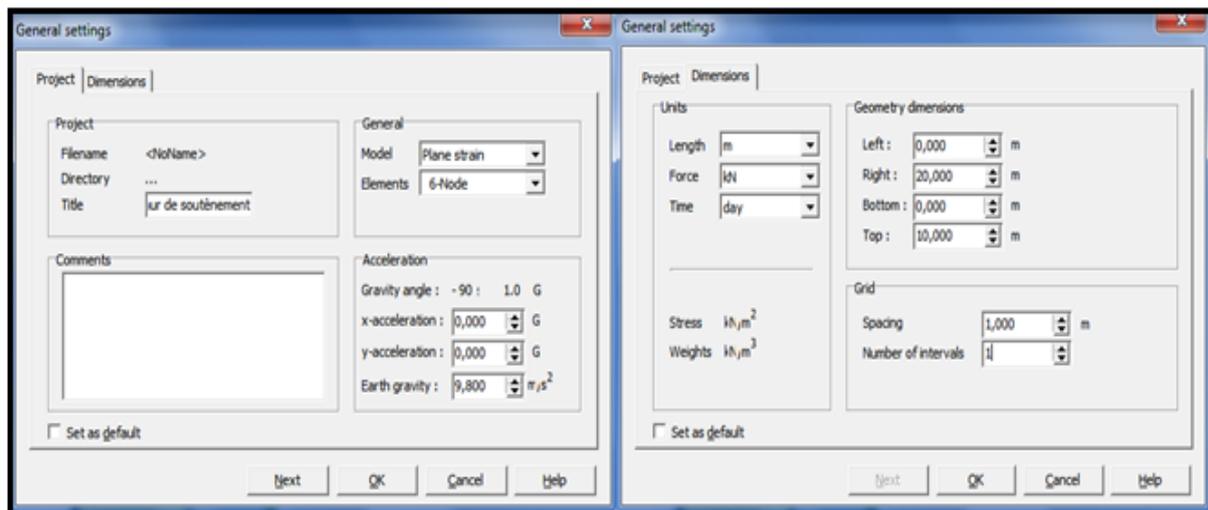


Figure 5-2 Menu « General settings ».

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- ✓ Déplacements horizontaux nuls dans le sens x sur les faces latérales du massif de sol ;
- ✓ Déplacements verticaux et horizontaux nuls en bas du massif de sol.

### 5.2.3 Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux[17]

#### a. Le sol

Le cas étudié est constitué de deux sols différents comme c'est schématisé dans (**Figure 5.1**) et les caractéristiques Figurent dans (**Tableau 5.1**)

- ✓ Remblai : simulé par du sable.
- ✓ Le sol de fondation.

**Tableau 5-1** Caractéristiques géotechniques du sol [17].

Caractéristiques des matériaux	Remblai (Sable)	Sol de fondation (Marne)
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
Module d'Young E (KPa)	30000	60000
Coefficient de poisson $\nu$	0,3	0,3
Masse volumique sec $\gamma$ (kN /m <sup>3</sup> )	17	18
Masse volumique saturé $\gamma_{sat}$ ( kN/ m <sup>3</sup> )	20	21
Angle de frottement $\phi'$ (°)	35	20
Angle de dilatance $\psi$ (°)	0	0
Cohésion C' ( KPa)	1	25

#### b. Le mur

Nous allons modéliser le mur par un modèle de comportement élastique linéaire. Ce modèle est caractérisé par deux propriétés :

- ✓ Une rigidité normale EA
- ✓ Une rigidité de flexion EI.

Les caractéristiques Figurent dans (**Tableau 5.2**)

**Tableau 5-2** Caractéristiques géotechniques du Mur[17].

Paramètre	Nom	Soutènement	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$1.5 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	$8.00 \cdot 10^5$	kNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0,80	m
Poids	<i>w</i>	25	kN/m/m
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,15	-

### c. Polystyrène (Geofoam EPS).

Le polystyrène de renforcement simulé avec un modèle de comportement élastique linéaire, et les caractéristiques figurant dans le (Tableau 5.3)

Tableau 5-3 Caractéristiques géotechniques du Geofoam [18]

Caractéristiques des matériaux	Geofoam (EPS 20)
Modèle de comportement	Mohr coulomb
Module d'Young E (KPa)	6000
Coefficient de poisson $\nu$	0.1
Masse volumique sec $\gamma$ (kN /m <sup>3</sup> )	0.2
Masse volumique saturé $\gamma_{sat}$ ( kN/ m <sup>3</sup> )	0.2
Angle de frottement $\phi'$ (°)	30
Angle de dilatance $\psi$ (°)	0
Cohésion C' ( KPa)	35

## 5.2.4 Génération du maillage

### 5.2.4.1 Sans renforcement et avec renforcement (Geofoam EPS)

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 6 nœuds (Figure 5.3), 224 éléments triangles, 525 nœuds, 672 point de contrainte. On règle la finesse du maillage sur « mudium».

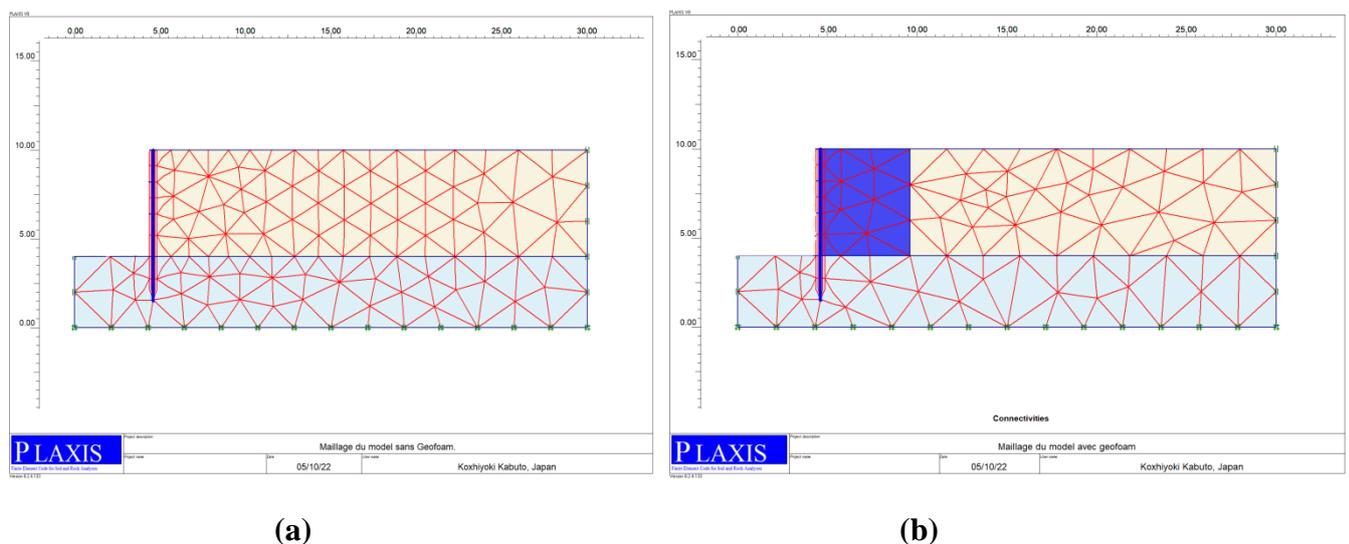
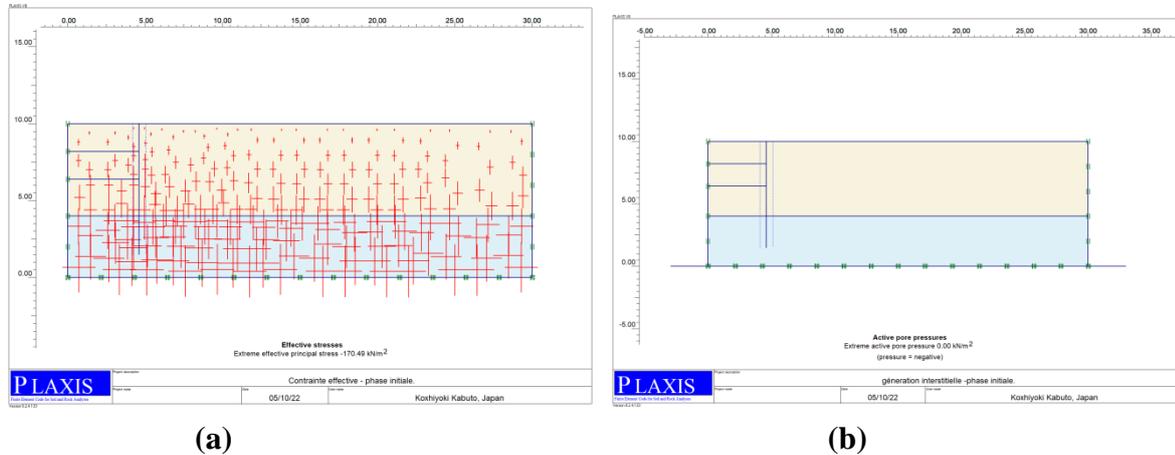


Figure 5-3 . a)Maillage du modele sans renforcement. b) Maillage du modele avec renforcement Geofoam(EPS).

**a. Les conditions initiales**

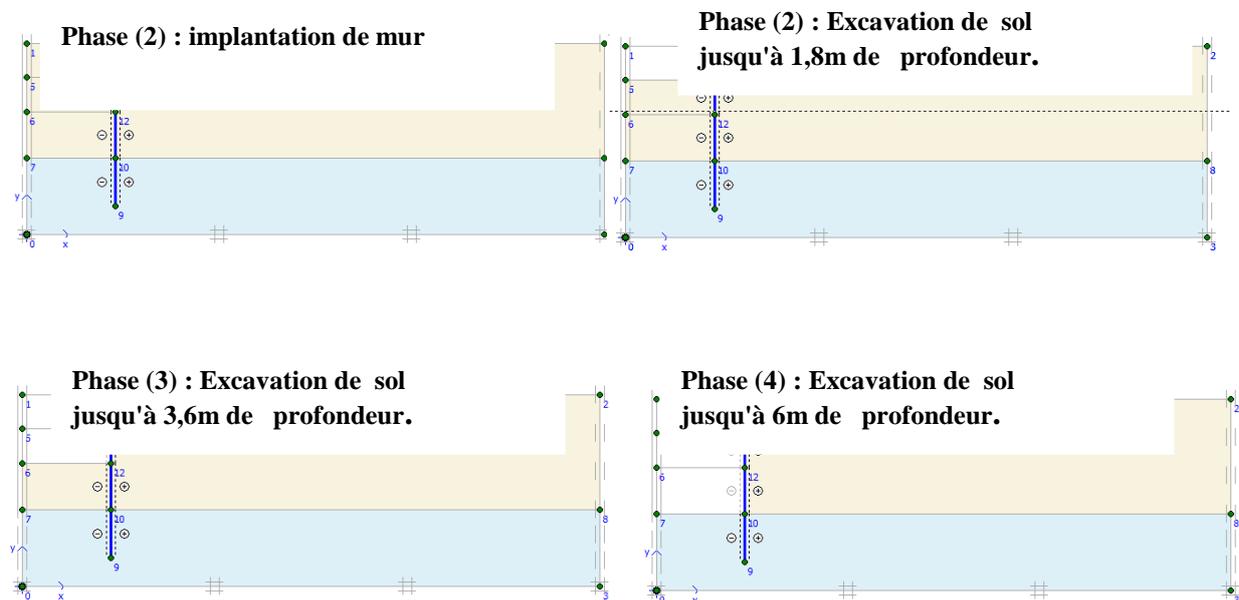
Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes initiales.



**Figure 5-4 a). Contrainte effective - phase initiale. b). Pression interstitielle -phase initiale.**

**b. Phasage de calcul**

Les phases de calcul sont indiquées dans (Figure 7.7)



**Figure 5-5 Les phases de calcul.**

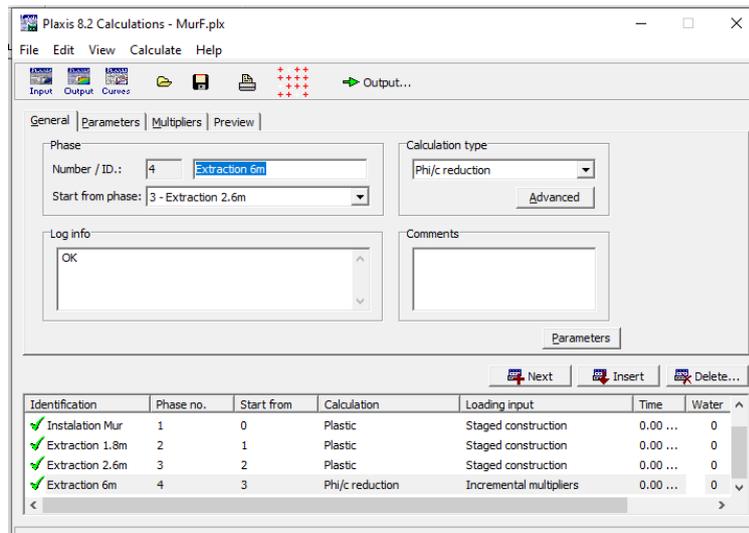


Figure 5-6 Les phases de calcul

5.2.4.2 Sans renforcement et avec renforcement Géogrille

Les géogrilles de renforcement simulé dans le calcul à une propriété principale qui est la rigidité axiale EA a été prise égale à 1000 KN/m avec un modèle de comportement élastique linéaire.

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 6 nœuds (Figure 5.7), 333 éléments triangles, 724 nœuds, 999 point de contrainte. On règle la finesse du maillage sur « medium».

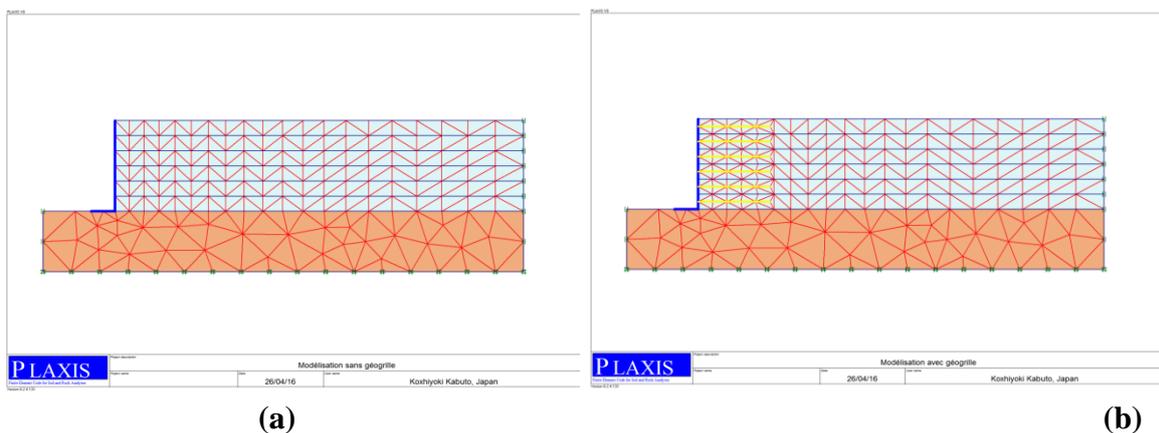


Figure 5-7 a)Maillage du modele sans Géogrille. b) Maillage du modele avec Géogrille.

a. Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes initiales.

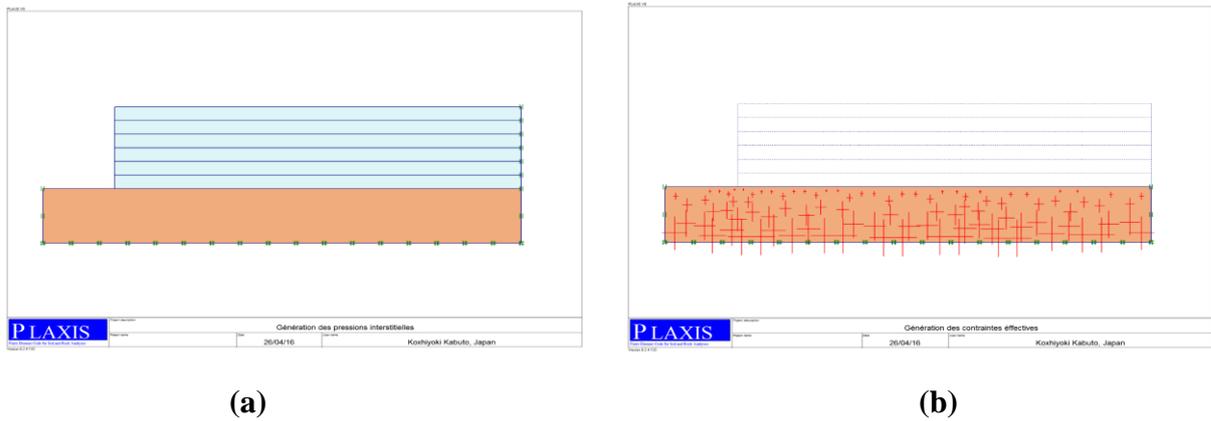


Figure 5-8 Pression interstitielle -phase initiale. b). Contrainte effective - phase initiale.

### b. Phasage de calcul

La construction du mur a été modélisée par étape de hauteur 1 m, où des couches de sols d'épaisseur 0,50 m ont été placées au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte.

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géo grilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0,50 m sur la première couche de sol et le premier bloc du mur. Ensuite, des nappes de Géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement  $S_v = 1\text{ m}$  jusqu'à la hauteur totale du remblai. La dernière phase comprend une analyse de sécurité selon la méthode «  $\phi/c$  réduction » et les phases de calcul sont indiquées dans (Figureues 5.9)

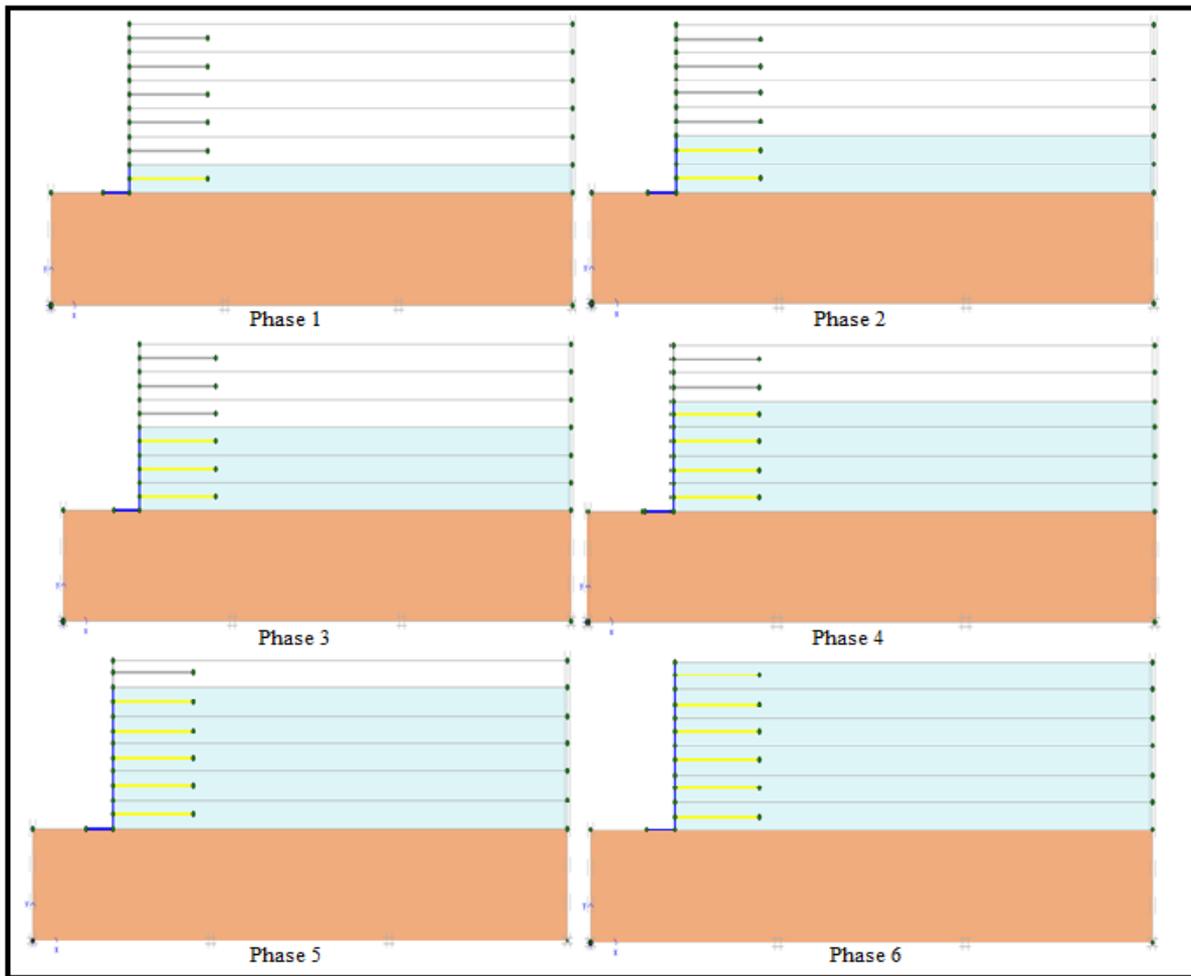


Figure 5-9 . Les phases de calcul.

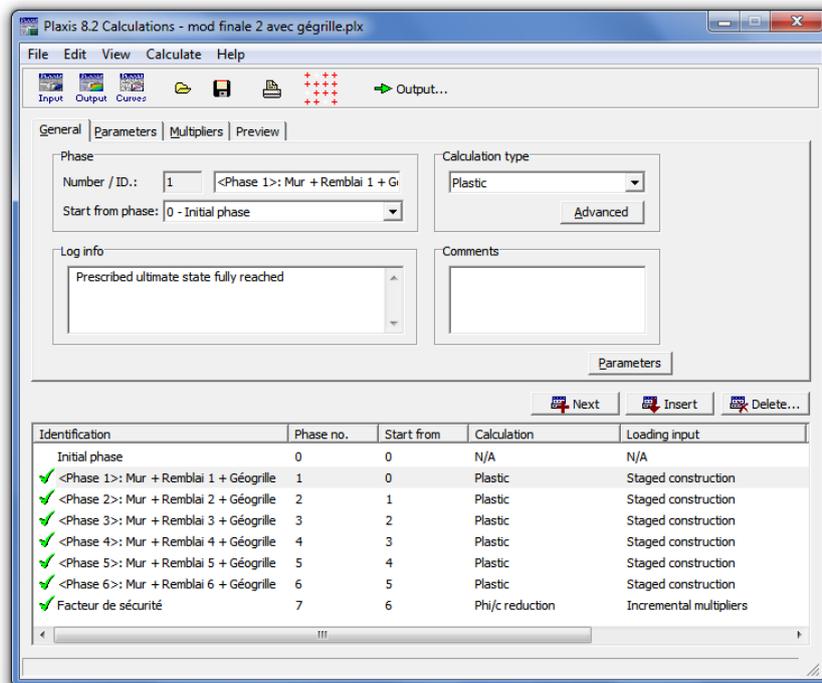


Figure 5-10 Les phases de calcul

## 5.3 Résultats des calculs

### 5.3.1 Déformation du maillage Sans renforcement et avec renforcement Geofoam(EPS)

On va étudier la déformation sans renforcement et par renforcement(EPS) avec différentes variations de longueur.

#### 5.3.1.1 Déplacement total

Le déplacement total nous permet de déterminer les points importants suivants :

- ✓ la zone critique.
- ✓ la ligne de rupture.

#### 5.3.1.2 Contrainte horizontale

##### a. Cas du sol sans renforcement

La Contrainte horizontale maximale dans ce cas est 20 KPa

Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	<b>27.90 <math>10^{-3}</math></b>
Facteur de sécurité ( $FS$ )	2.22

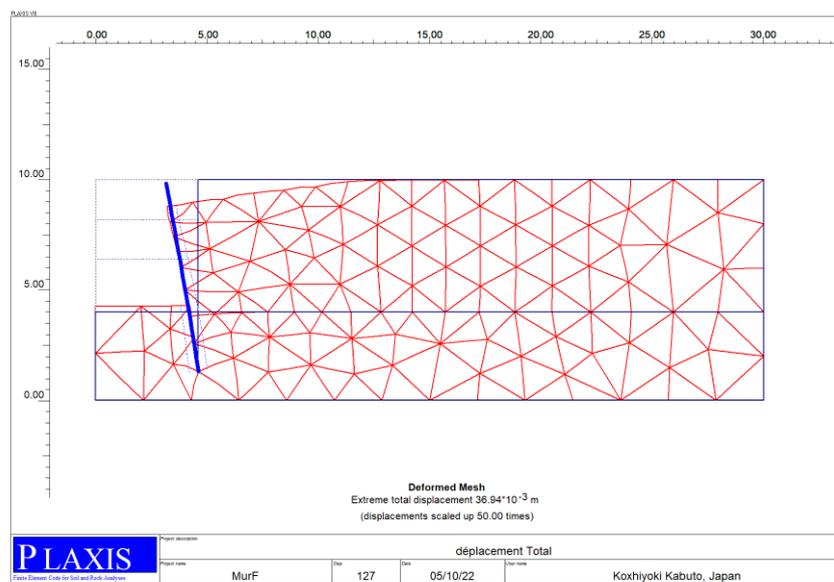


Figure 5-11 Déformation du maillage sans renforcement.

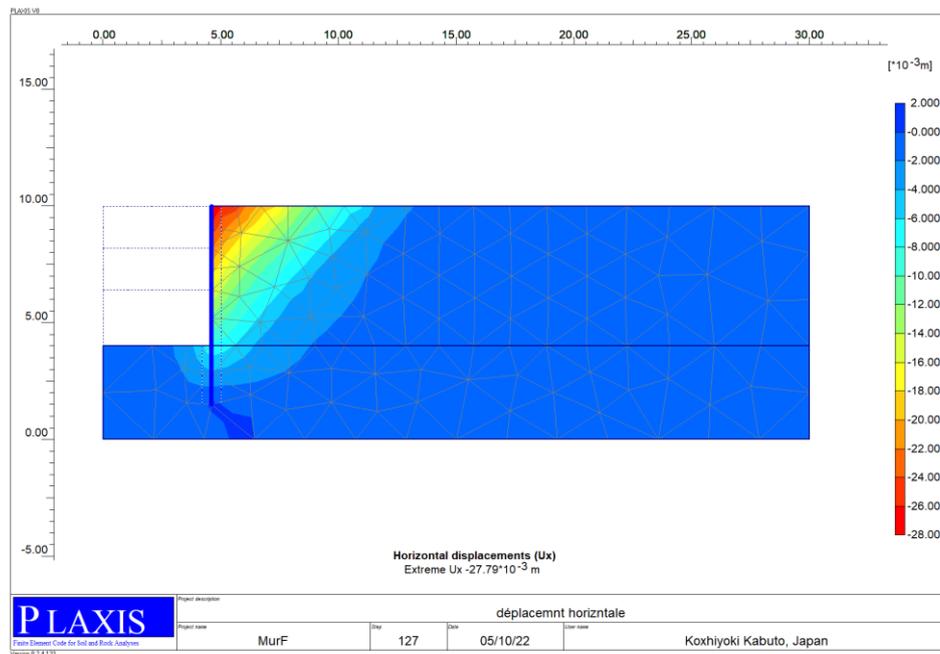


Figure 5-12 Déplacement total à la fin de la phase de construction sans renforcement.

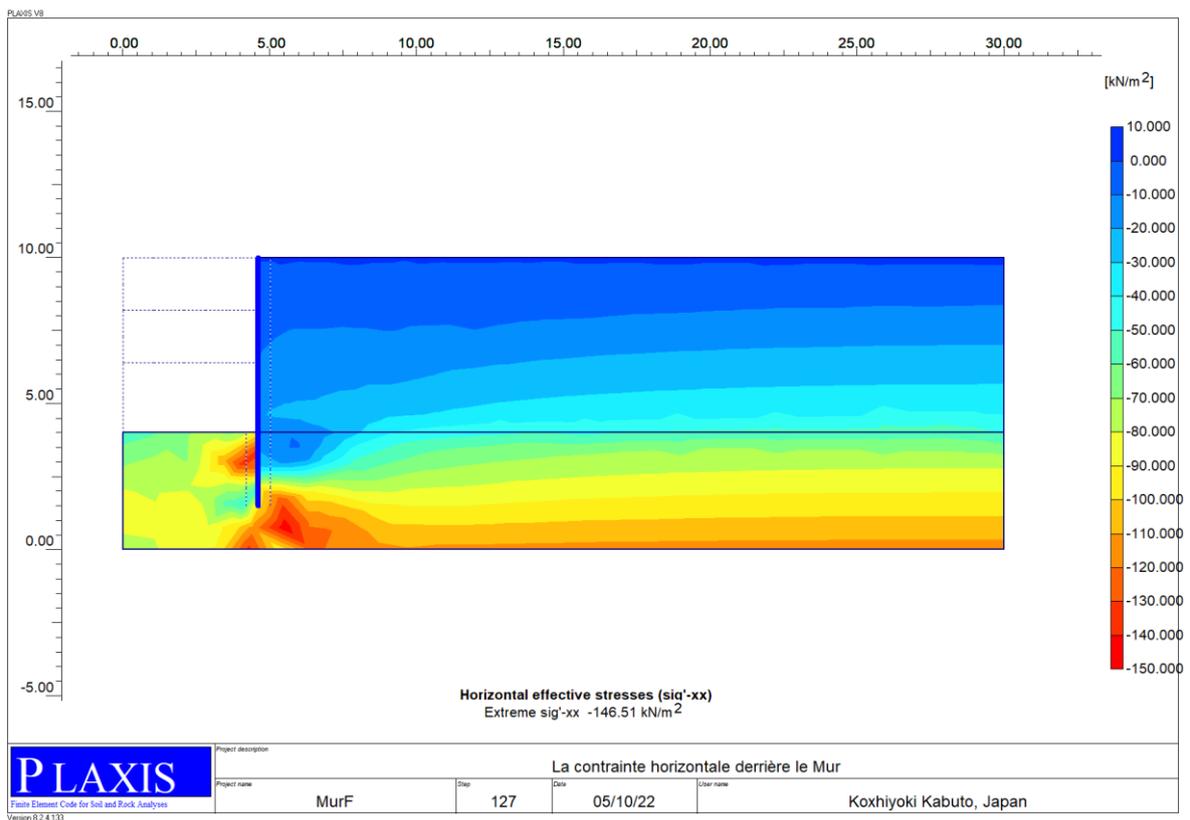


Figure 7.13. La contrainte horizontale sans renforcement.

### b. Cas du sol avec renforcement Geofom(EPS)

Pour mieux simplifier, nous avons essayé de résumer les résultats dans un tableau pour afin de faciliter sa compréhension et de bien voir la différence entre les différentes cas de variation de la longueur de EPS..

Le déplacement horizontal maximal et le Facteur de sécurité en fonction de la variation de la longueur de Geofom (EPS).

Tableau 5-4 Le déplacement horizontale maximale et le Facteur de sécurité en fonction de la variation de la longueur de Geofom (EPS).

Longueur EPS (ml)	0.5	1	2	3	4	5
Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	$19,93 \cdot 10^{-3}$	$19,11 \cdot 10^{-3}$	$14,34 \cdot 10^{-3}$	$12,19 \cdot 10^{-3}$	$10,43 \cdot 10^{-3}$	$10,06 \cdot 10^{-3}$
Facteur de sécurité ( $F_s$ )	2,46	2,54	2,70	2,74	2,79	2,88
Contrainte horizontale maximale(kN/m <sup>2</sup> )	27,34	17,58	11,77	4,78	4,37	3,87

. Ainsi, à partir du tableau, on peut remarquer que :

- ✓ le déplacement varie inversement proportionnel avec le facteur de sécurité.
- ✓ le déplacement varie inversement proportionnel avec la longueur de renfermement Geofom.

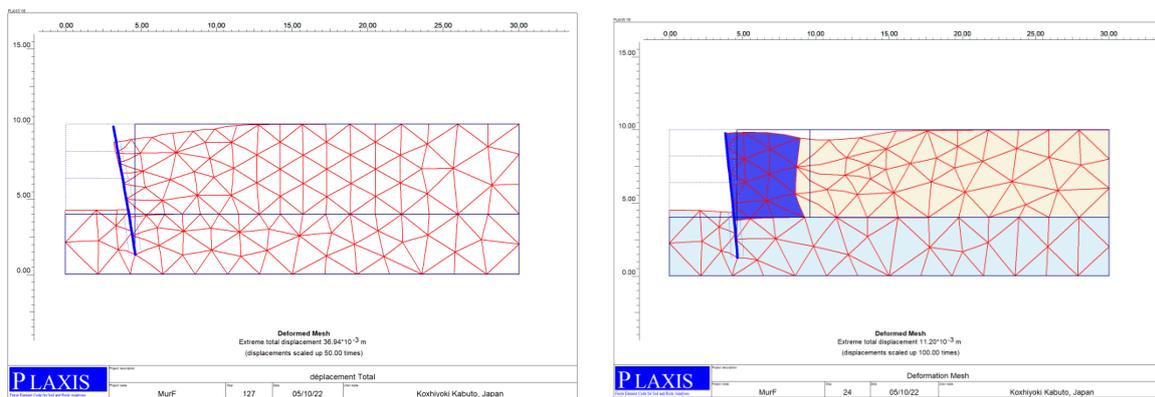


Figure 5-13 . a) Déformation du maillage sans renforcement longueur 5m b). Déformation du maillage avec renforcement Geofom(EPS) longueur 5m.

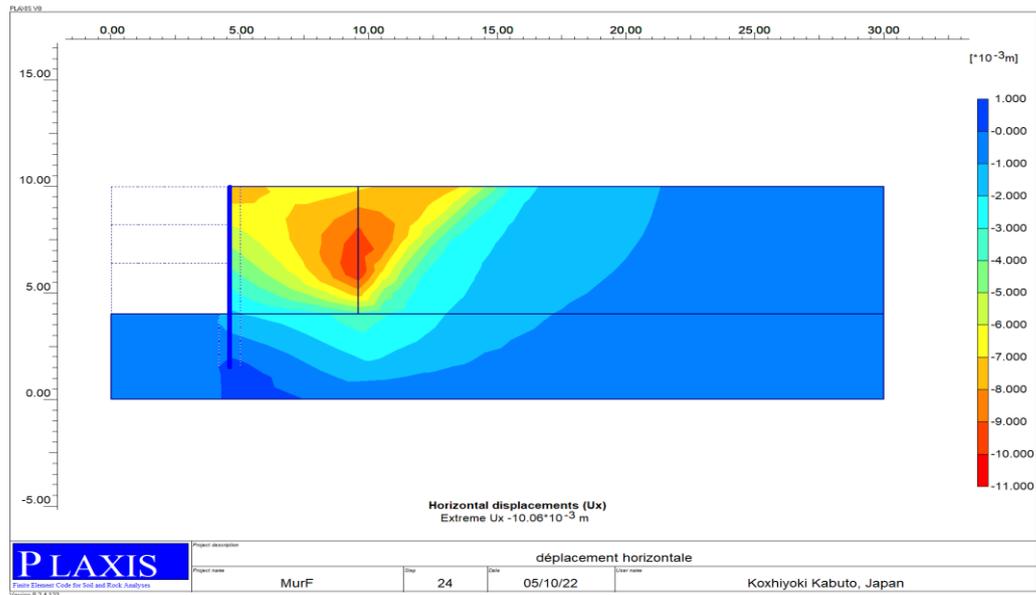


Figure 5-14 Déplacement horizontale à la fin de la phase de construction avec Geofoam(EPS) longueur 5m

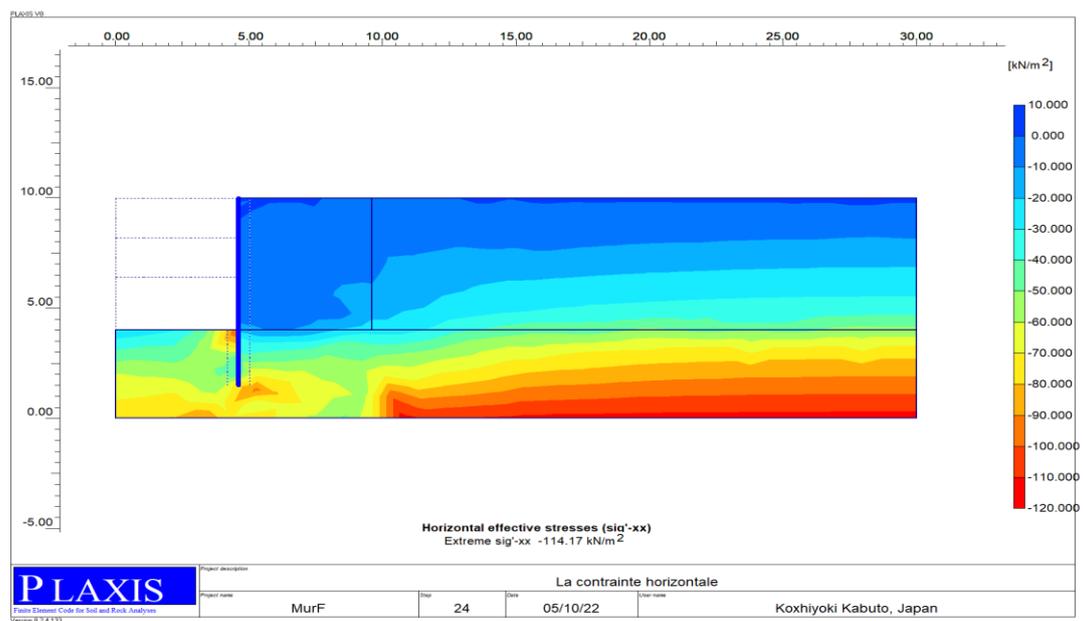


Figure 5-15 La contrainte horizontale derrière le mur avec renforcement Geofoam(EPS) longueur 5m.

### 5.3.1.3 Discussion des résultats avec Geofoam longueur 5m

#### a) Déplacements horizontaux

A partir du graphe ci-dessous, il y a lieu de noter que dans la mise en place de la Geofoam (EPS) réduit considérablement le déplacement du mur qui passe de  $27,9 \times 10^{-3}$  m à  $10,06 \times 10^{-3}$  m soit une diminution de  $17,84 \times 10^{-3}$  m qui représente près de 63,94 %.

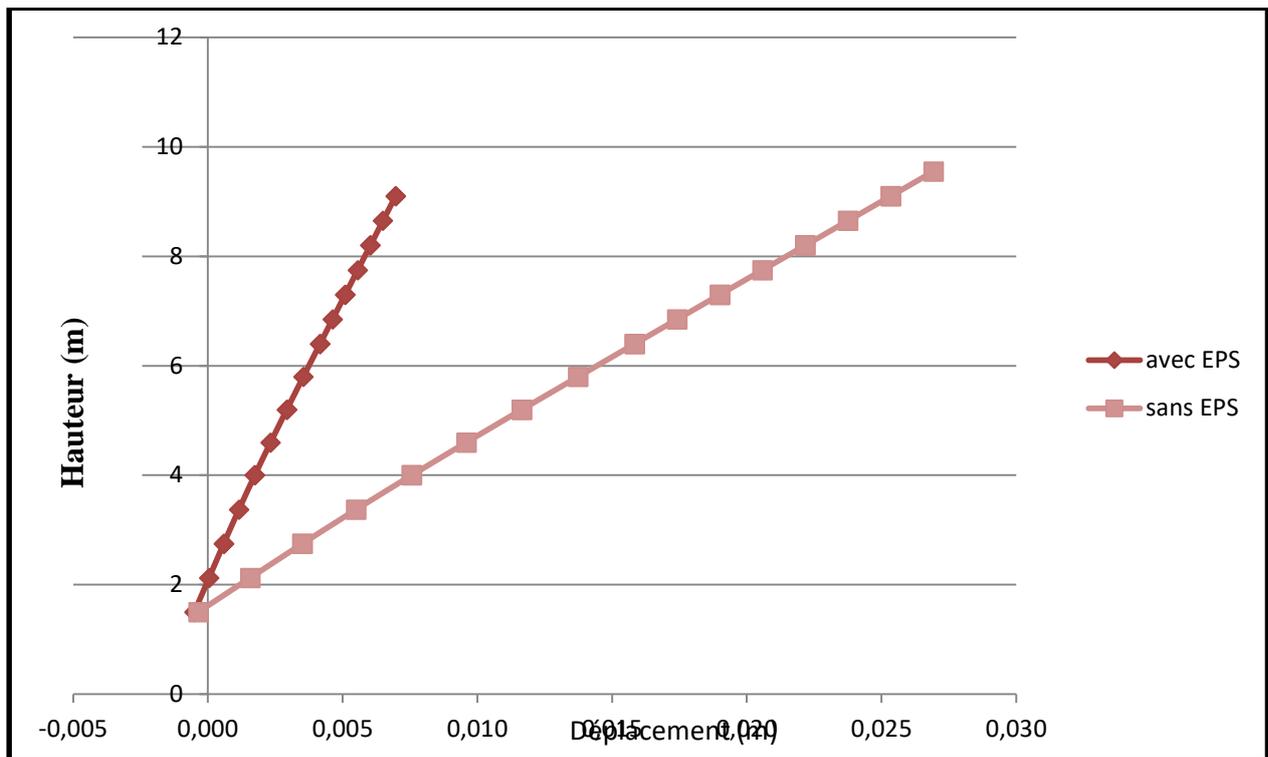


Figure 5-16 Le déplacement total du mur sans renforcement et avec renforcement Geofoam(EPS). Longueur 5m.

**b) Les coefficients de sécurités**

Dans la **Figure 5.17** On n’observe que le coefficient de sécurité augmenté de 30,9% lorsque le sol est renforcé par Geofoam (EPS).

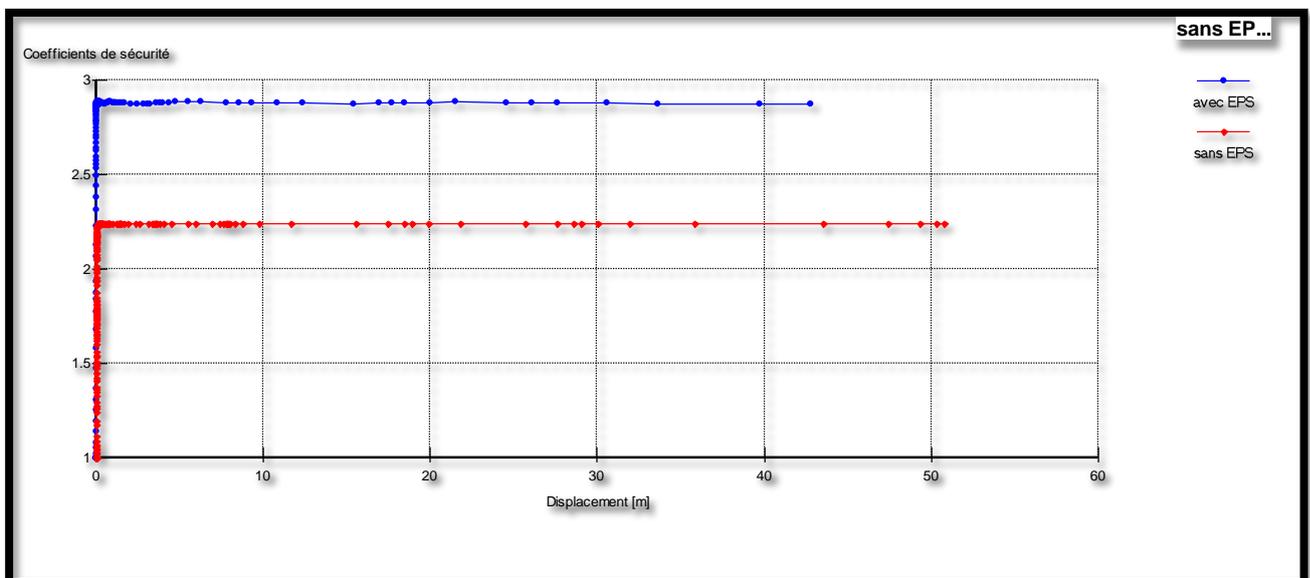


Figure 5-17 Coefficients de sécurités en fonction des déplacements sans et avec renforcement Geofoam(EPS). Longueur 5m.

### 5.3.2 Déformation du maillage Sans renforcement et avec renforcement (Géogrid)

On va étudier et comparer la déformation sans renforcement et par renforcement (Géogrid)

#### 5.3.2.1 Déplacement total

Le déplacement total nous permet de déterminer les points importants suivants :

- ✓ la zone critique.
- ✓ la ligne de rupture.

#### 5.3.2.2 Contrainte horizontale

##### a. Cas du sol sans renforcement(Géogrid)

La Contrainte horizontale maximale dans ce cas est 33.60 Kpa.

Tableau 5-5 Le déplacement horizontale maximale et le Facteur de sécurité ( Géogrid).

Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	<b>167,89 <math>10^{-3}</math></b>
Facteur de sécurité ( $F_s$ )	<b>1,128</b>

##### b. Cas du sol avec renforcement (géogrid)

La contrainte horizontale maximale dans ce cas est 32.61 kPa. (Figure 5.20).

Pour mieux simplifier, nous avons essayé de résumer les résultats dans un tableau pour afin de faciliter sa compréhension et de bien voir la différence entre les cas.

Ainsi, à partir du tableau, on peut remarquer que le déplacement varie inversement avec le facteur de sécurité.

Tableau 5-6 Le déplacement horizontal maximal et le Facteur de sécurité avec et sans renforcement ( Géogrid).

	<b>Avec renforcement (Géogrid)</b>	<b>Sans renforcement (Géogrid)</b>
Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	33.13 $10^{-3}$	167,89 $10^{-3}$
Facteur de sécurité ( $F_s$ )	2.17	1,128

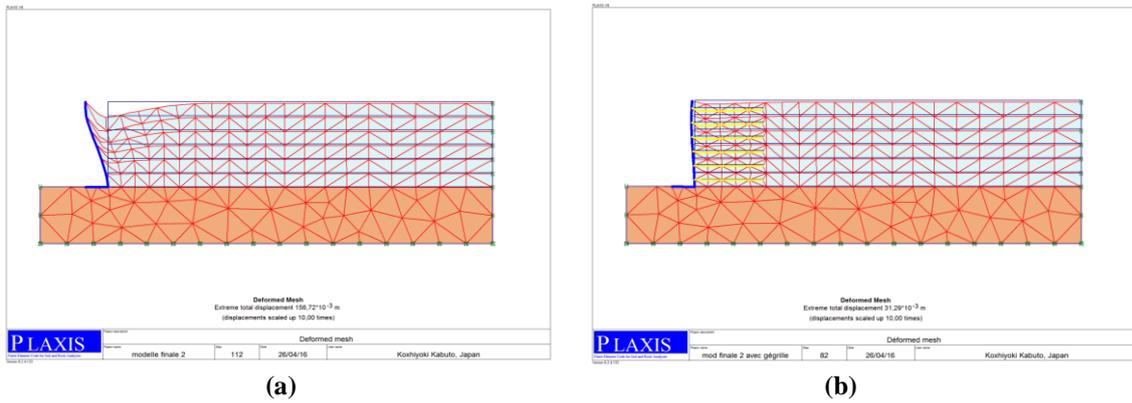


Figure 5-18 a) Déformation du maillage sans renforcement (géogridle).b) Déformation du maillage avec renforcement (géogridle).

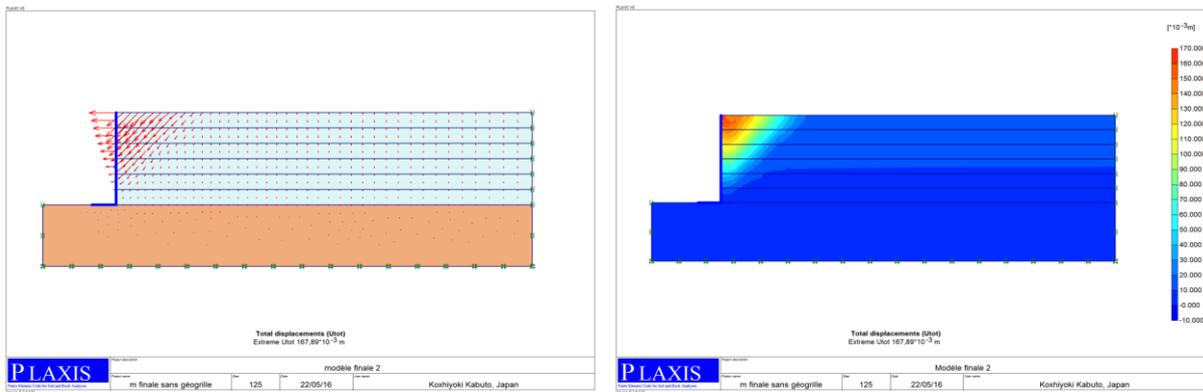


Figure 5-19 Déplacement total à la fin de la phase de construction avec Géogridle.

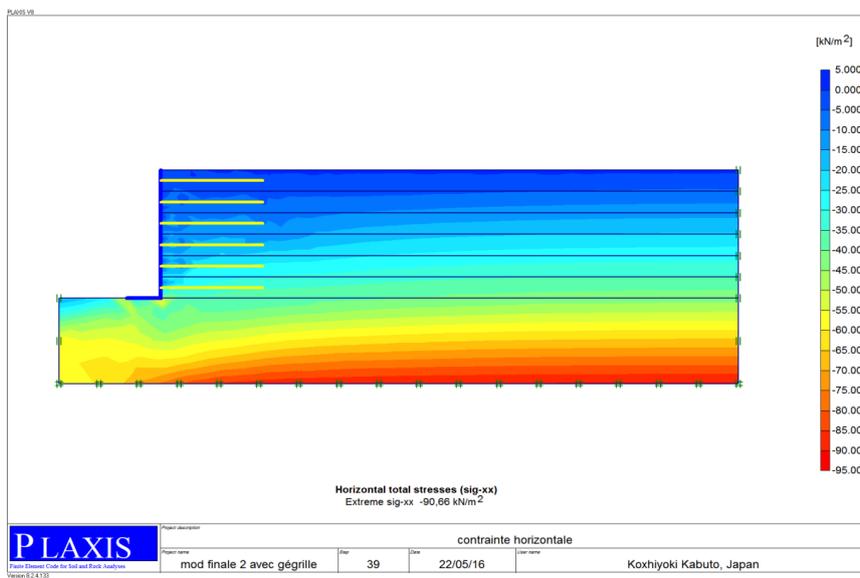


Figure 5-20 . La contrainte horizontale derrière le mur avec Géogridle.

5.3.2.3 Discussion des résultats

a) Déplacements horizontaux

A partir du graphe ci-dessous, il y a lieu de noter que dans la mise en place des nappes de Géogrille chaque 1 m réduit considérablement le déplacement du mur qui passe de  $167,89 \times 10^{-3} \text{m}$  à  $33,13 \times 10^{-3} \text{m}$  soit une diminution de  $134,76 \times 10^{-3} \text{m}$  qui représente près de 80,26 %.

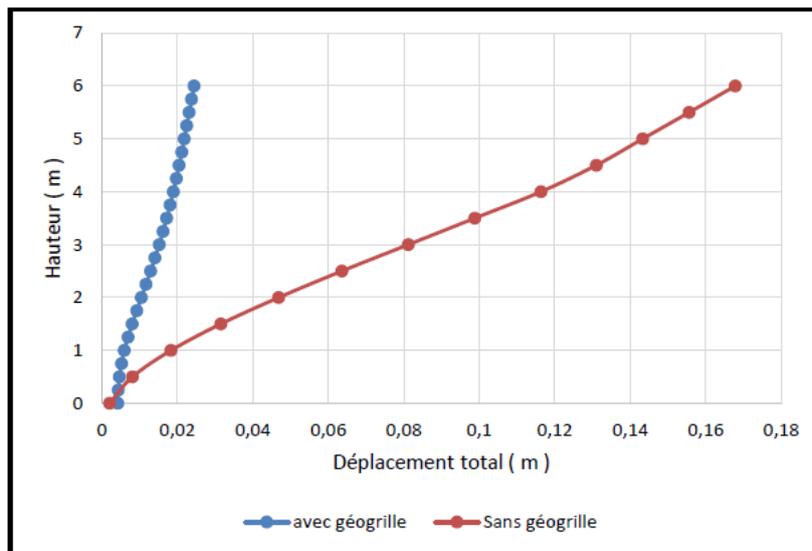


Figure 5-21 Le déplacement total du mur sans et avec géogrille.

b) Les coefficients de sécurité

Dans la Figure 5.17 On n’observe que le coefficient de sécurité augmenté de 92,64% lorsque le sol est renforcé par Géogrille.

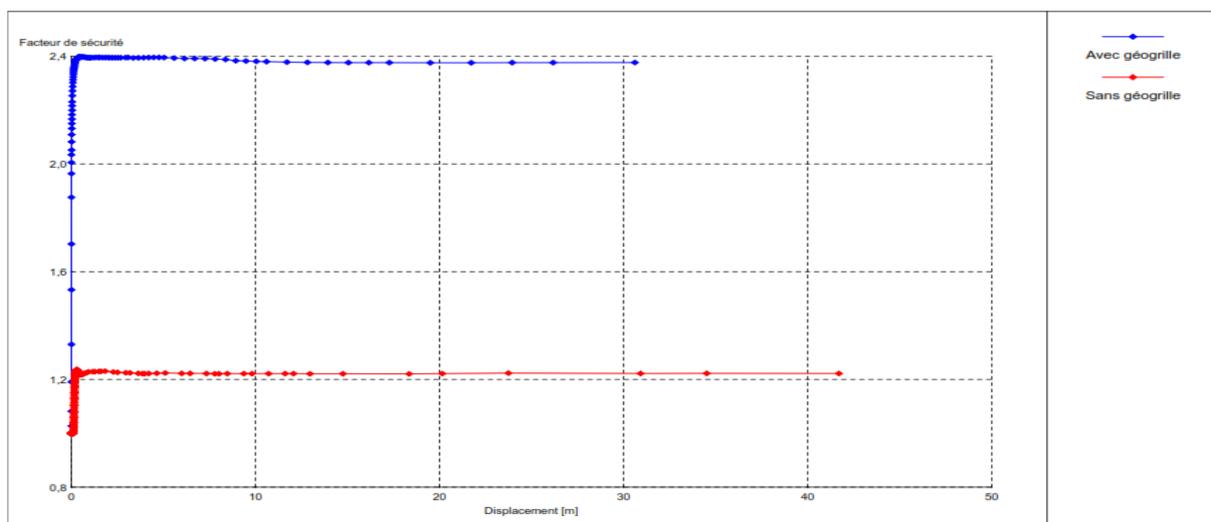


Figure 5-22 Coefficients de sécurité en fonction des déplacements sans renforcement et avec renforcement (Géogrille).

## 5.4 Effet de la surcharge

Dans cette phase de l'étude c'est la même que la précédente sauf Une surcharge uniformément répartie de 10 kPa est appliquée en surface de massif de sol sur une largeur  $B=4.5\text{m}$ .

### 5.4.1 Effet de surcharge sans renforcement et avec renforcement(Géogrille)

Nous étudions l'influence de cette surcharge avec les données qui déjà fixés à partir de l'étude précédente ( $EA= 1000\text{KN/m}$ ,  $Sv= 1\text{m}$  et  $L=4,5\text{m}$ ).

#### 5.4.1.1 Cas sans surcharge

Le déplacement horizontal maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas est de  $24,04 \times 10^{-3}$  m et un coefficient de sécurité égale à 2,175. (**Figure 5.23**)

#### 5.4.1.2 Cas avec surcharge

Le déplacement horizontal maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas est de  $35,14 \times 10^{-3}$  m et un coefficient de sécurité égale à 2,162. (**Figure 5.24**)

La lecture des données de ce tableau permet de dire que le déplacement horizontal maximal augmente avec la présence de la surcharge tandis que le facteur de sécurité diminue.

Tableau 5-7 Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité sans et avec surcharge.

	Sans surcharge	Avec surcharge
Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	$24,04 \cdot 10^{-3}$	$35,14 \cdot 10^{-3}$
Facteur de sécurité ( $FS$ )	2,175	2,162

Dans cette phase de l'étude la longueur des nappes de Géogrille est constante ( $L=4,5$  m) et l'espacement varie de 0,2 m, 0,6 m, 1,4 m et 1,8 m.

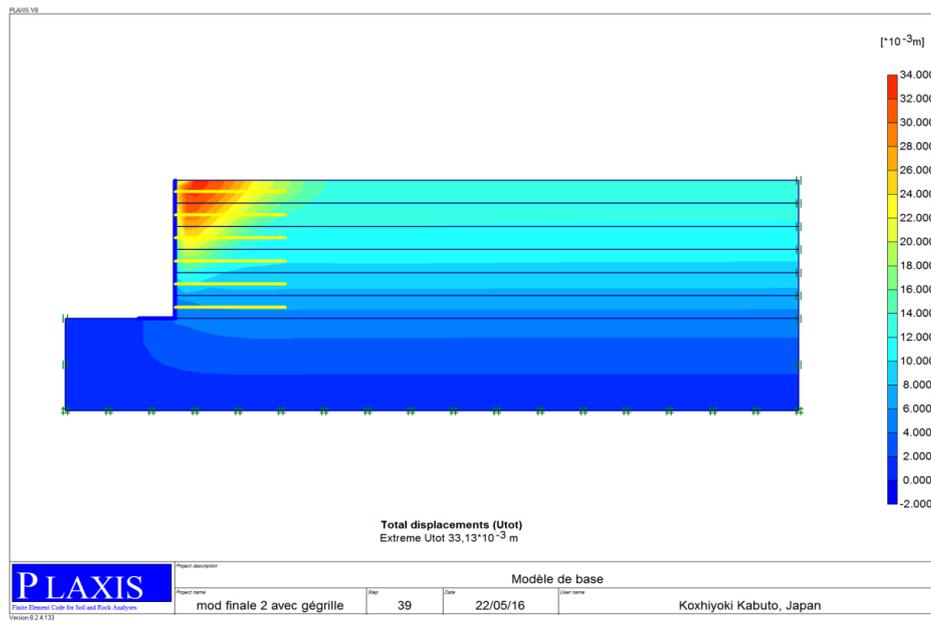


Figure 5-23 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction sans surcharge

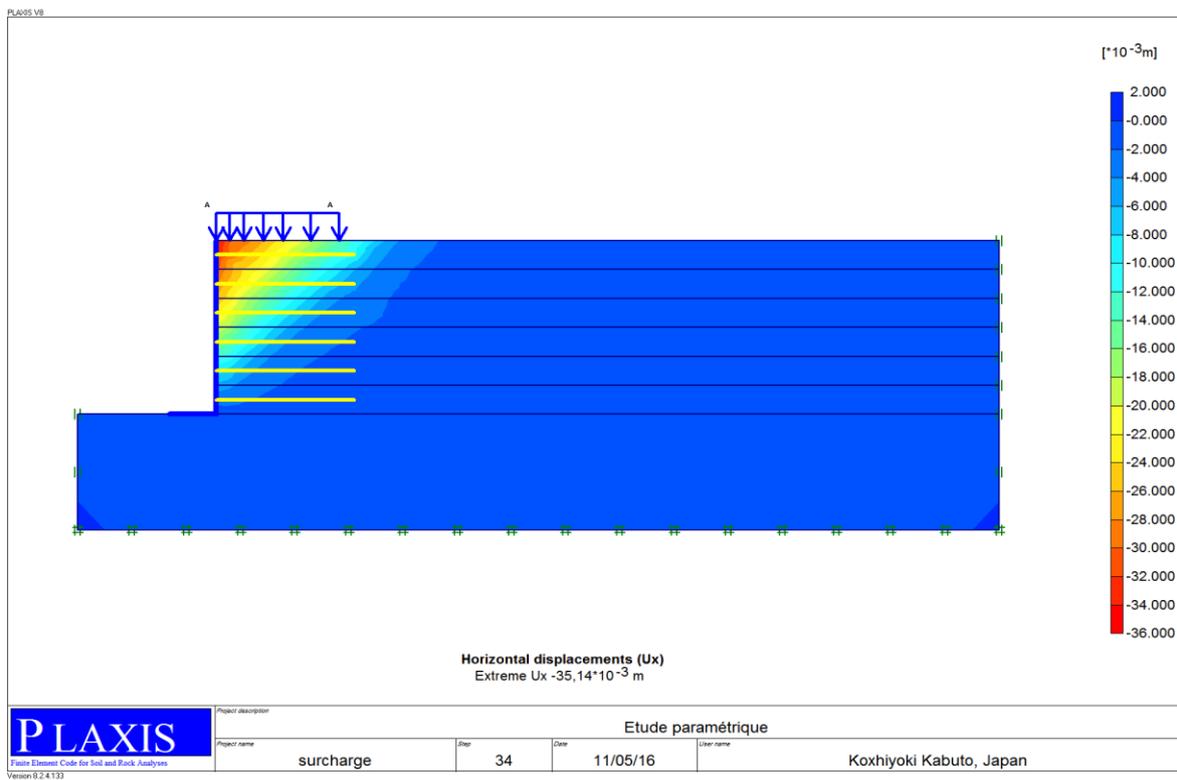


Figure 5-24 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction avec surcharge.

### 5.4.1.3 Déplacements horizontaux

Dans cette Figure 5.25 on peut voir clairement qu'un dès que le déplacement horizontal du mur augmente de 31,42% avec la surcharge.

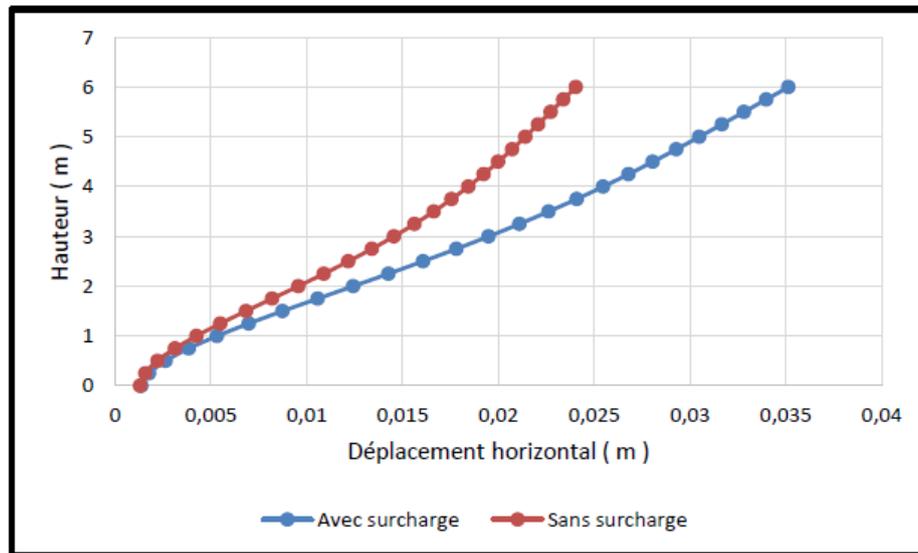


Figure 5-25 Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge.

### 5.4.1.4 Coefficient de sécurité

D'après les graphes de la Figure 5.26 on peut déduire que le coefficient de sécurité avec une surcharge diminue de 0,59%, la présence de la surcharge n'influe pas considérablement sur le facteur de sécurité.

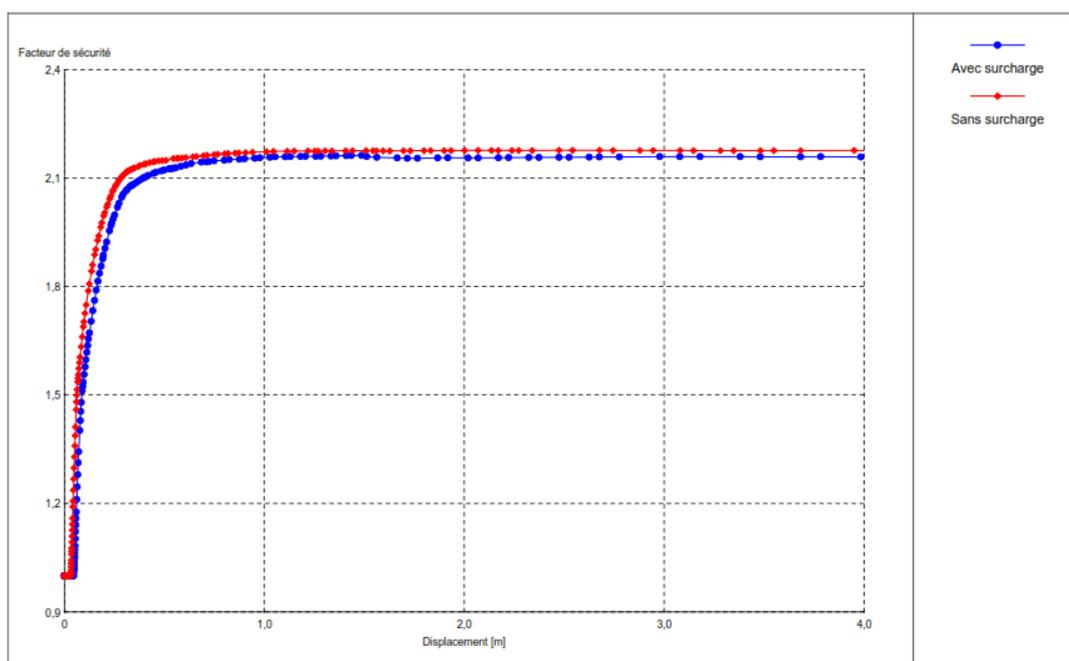


Figure 5-26 Coefficient de sécurité en fonction du déplacement sans et avec surcharge.

## 5.4.2 Effet de surcharge sol sans renforcement et avec renforcement Geofoam(EPS)

### 5.4.2.1 Cas surcharge sol sans renforcement (EPS)

Le déplacement horizontal maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas est de  $51,31 \times 10^{-3}$  m et un coefficient de sécurité égale à 1,99. (**Figure 5-26**)

Tableau 5-8 Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité sans surcharge.

	Sans surcharge	Avec surcharge
Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	$27.90 \cdot 10^{-3}$	$51,31 \cdot 10^{-3}$
Facteur de sécurité ( $F_s$ )	2.22	1,99

La lecture des données de ce tableau permet de dire que le déplacement horizontal maximal Augmente avec la présence de la surcharge tandis que le facteur de sécurité diminue.

### 5.4.2.2 Cas surcharge sol avec renforcement (EPS)

Le déplacement horizontal maximal enregistré à la fin de la phase de construction et représenté sur le tableau (**Tableau 5-9**).

La lecture des données de ce tableau permet de dire que le déplacement horizontal maximal est diminué en fonction de l'augmentation de la longueur de l'EPS.

Tableau 5-9 . Les résultats de déplacement et le facteur de sécurité avec une surcharge a la variation de longueur de l'EPS.

Longueur EPS (ml)	0.5	1	2	3	4	5
Déplacement horizontal maximal $U_h$ (m)	$24,96 \cdot 10^{-3}$	$22,69 \cdot 10^{-3}$	$15,99 \cdot 10^{-3}$	$13,73 \cdot 10^{-3}$	$11,03 \cdot 10^{-3}$	$10,10 \cdot 10^{-3}$
Facteur de sécurité ( $F_s$ )	2,20	2,35	2,61	2,70	2,89	2,98

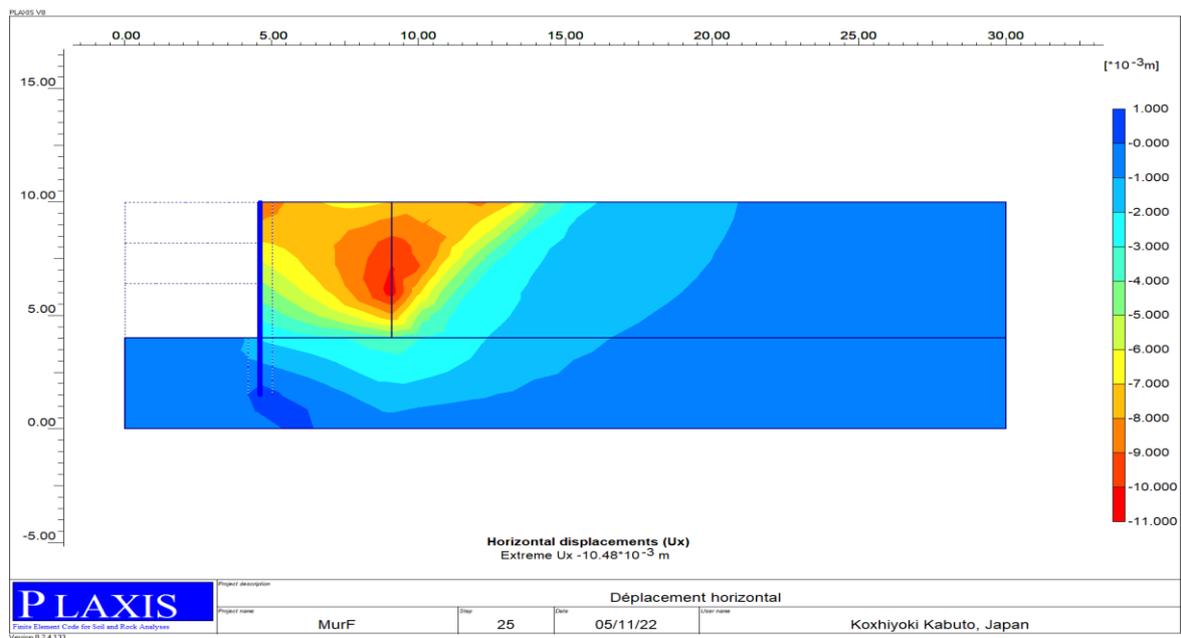


Figure 5-27 Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction sans surcharge avec Geofoam longueur 4,5m.

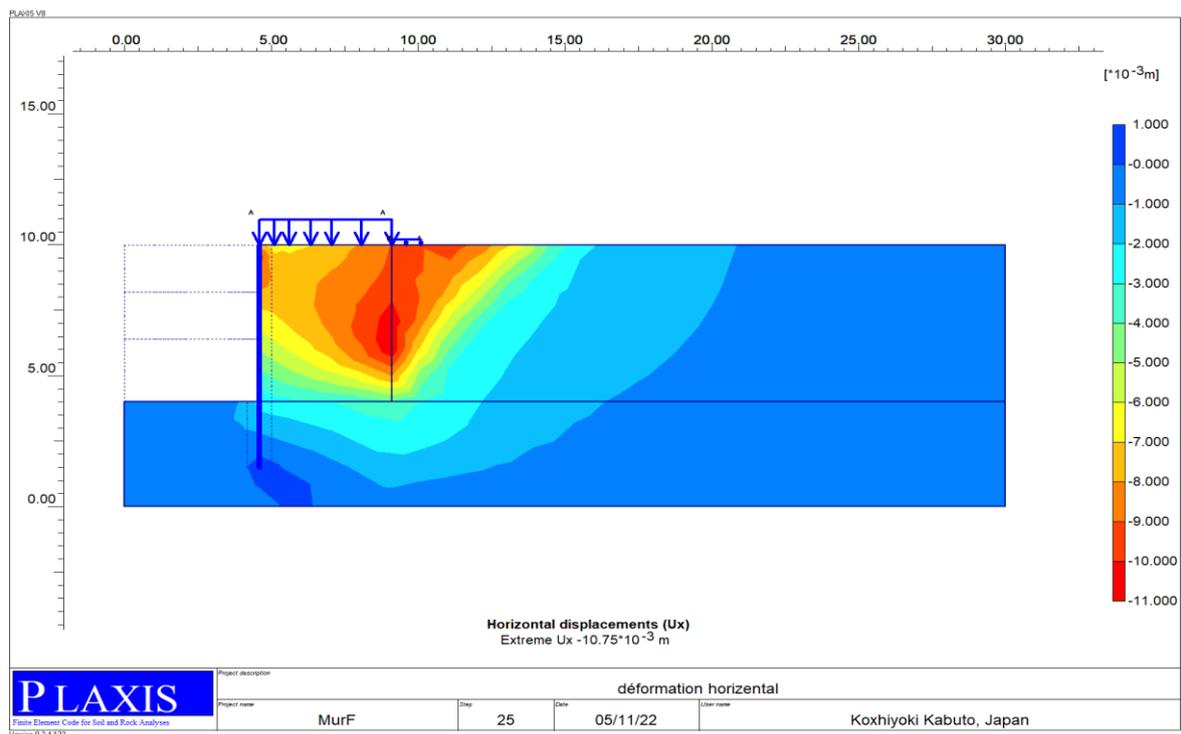


Figure 5-28 . Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction avec surcharge sol avec renforcement Geofoam(EPS) longueur 4,5m.

### 5.4.2.3 Déplacements horizontaux

Dans cette Figure 5.28 on peut voir clairement que le déplacement horizontal du mur augmente de 2,84% cas d'une surcharge. Pour sol avec renforcement **Geofoam**(EPS)

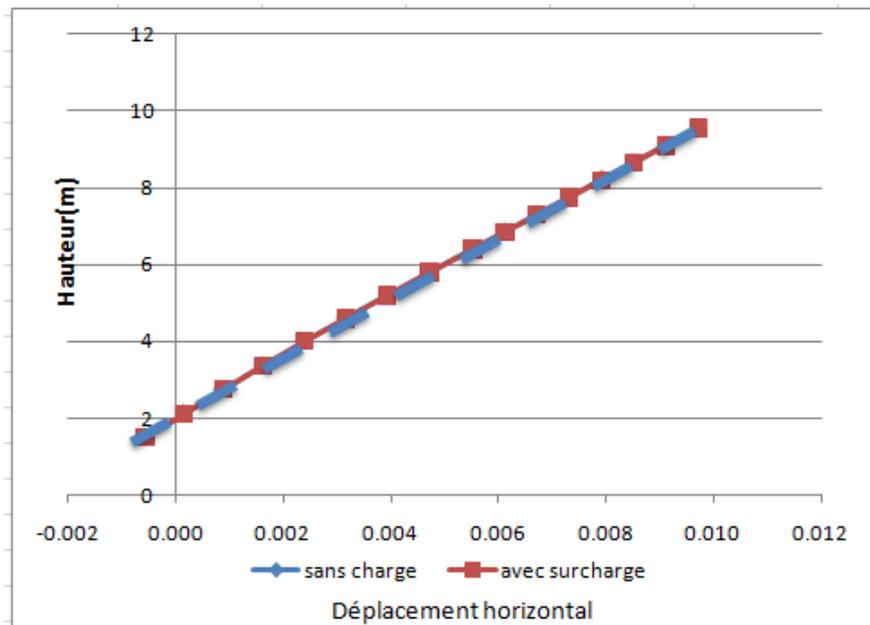


Figure 5-29 Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge avec Geofoam longueur 4,5m.

### 5.4.2.4 Coefficient de sécurité

D'après les graphes de la Figure 5-30 on peut déduire que le coefficient de sécurité cas d'une surcharge. Pour sol avec un renforcement **Geofoam**(EPS) diminue de 2,84% la présence de la surcharge n'influe pas considérablement sur le facteur de sécurité.

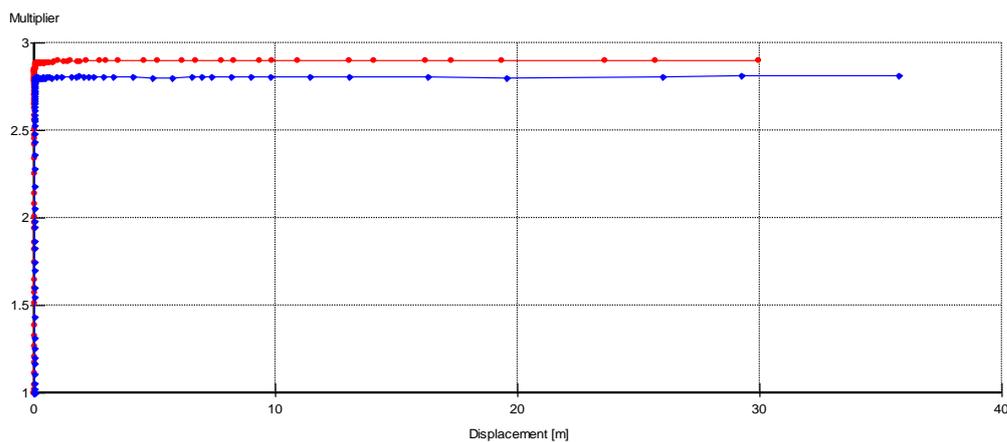


Figure 5-30 Coefficient de sécurité en fonction du déplacement sans et avec une surcharge longueur de 4,5m.

Tableau 5-10 Tableau comparatif des matériaux

<i>Type De Mur de Soutènement</i>	<i>Matériau</i>	<i>Déplacement horizontal</i>	<i>Coefficient de sécurité</i>
<i>Mur poids</i>	<i>Sans renforcement( remblai)</i>	$27,90 \cdot 10^{-3}$	<i>2,22</i>
	<i>Sans renforcement (remblai) +surcharge10Kn/m<sup>2</sup></i>	$51,31 \cdot 10^{-3}$	<i>1,99</i>
	<i>Avec renforcement (Geofoam EPS)</i>	$10,48 \cdot 10^{-3}$	<i>2,79</i>
	<i>Avec renforcement (Geofoam EPS) +surcharge10Kn/m<sup>2</sup></i>	$10,35 \cdot 10^{-3}$	<i>2,93</i>
<i>mur par élément plaque</i>	<i>Sans renforcement (remblai)</i>	$167,89 \cdot 10^{-3}$	<i>1,128</i>
	<i>Avec renforcement (Géogrille)</i>	$33,13 \cdot 10^{-3}$	<i>2,17</i>
	<i>Avec renforcement(Géogrille) +surcharge10Kn/m<sup>2</sup></i>	$35,14 \cdot 10^{-3}$	<i>2,162</i>

## 5.5 Conclusion

Dans le cadre de ce projet, nous avons effectué une simulation numérique grâce à laquelle nous avons confirmé que :

- ✓ la mise en œuvre des nappes de géogrille dans des sols granulaires a un rôle déterminant afin d'aboutir à une stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Aussi, la mise en œuvre de polystyrène dans des sols granulaires a un rôle déterminant afin d'aboutir à une stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La mise en œuvre de polystyrène aboutir à une bonne stabilité et même mieux que celui de la mise en œuvre des nappes de géogrille.

L'intérêt de cette étude numérique consiste à se rendre compte de l'importance de tous les paramètres choisis et qui sont relatifs au comportement des murs de soutènements en sol renforcé par Geofoam.

Les conclusions auxquelles nous avons abouties sont les suivantes :

- ✓ Grâce à la modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par le polystyrène, on déduit que la stabilité des murs augmente lorsque la largeur de polystyrène augmente.
- ✓ L'importance de cette étude paramétrique se révèle avec la mise en évidence de l'intérêt majeur de la longueur de polystyrène sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur ainsi que le coefficient de sécurité.
- ✓ la rigidité axiale du polystyrène permet de confirmer qu'elle a un grand impact sur la diminution des déplacements horizontaux du mur, d'une façon moins importante sur la diminution des contraintes horizontales derrière le mur.
- ✓ Quand il y a une surcharge appliquée à la surface du sol (remblai), la stabilité du mur de soutènement diminue

## CONCLUSION GÉNÉRALE

---

Le présent travail a pour but de modéliser numériquement le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par polystyrène expansé (Geofoam) EPS. Ainsi, nous avons fixé comme objectif principal la compréhension et l'analyse de l'effet de ce type de renforcement sur les déplacements horizontaux du mur et les contraintes horizontales derrière ce mur ainsi que le coefficient de sécurité.

Cette étude est passé par plusieurs étapes nous avons commencés par la définition des glissements, leurs classifications et morphologie, comme nous avons présentés la cinématique des mouvements de masse. On a montrés qu'il exits plusieurs techniques pouvant être appliquées à la caractérisation des instabilités de versant en termes de géomorphologie et d'évolution. Après, nous avons étudiés le renforcement des talus à base de Geofoam, ce dernier fais par le bon choix de mur de soutènement, comme nous avons parlés de l'effet de la densité du EPS, sur son comportement mécanique (module d'élasticité initial, seuil de plasticité, vitesse de fluage), afin de définir les valeurs à prendre en compte dans ce présent travail.

Une simulation numérique est effectuée sous PLAXIS 2D grâce à laquelle nous avons confirmé que la mise en œuvre de polystyrène aboutir à une bonne stabilité et même mieux que celui de la mise en œuvre des nappes de géogrille, et grâce à la modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différents dimension de polystyrènes.

méthodes de calcul des murs de soutènement se basent essentiellement sur l'équilibre des forces et des moments dans le sol après la justification de la stabilité externe et interne.

Les calculs que nous avons effectués nous avons permis de montrer que :

- ✓ L'effet de Geofoam EPS sur La stabilité de mur de soutènement est très importante avec la diminution du déplacement total et l'augmentation du facteur de sécurité contrairement à un mur soit sans renforcement ou renforce par géogrilles.
- ✓ La stabilité des murs augmente en parallèle avec l'augmentation des longueurs de Geofoam EPS.
- ✓ Lorsqu'il y a une surcharge appliquée à la surface de Geofoam EPS la stabilité du mur de soutènement. Augmente. (Diminution de déplacement horizontale et une augmentation de coefficient de sécurité).
- ✓ L'utilisation d'un produit EPS Geofoam dans une structure de retenue permettra de réduire la pression latérale et d'éviter tout tassement.

- ✓ Polystyrène nous permet également d'améliorer l'imperméabilité à l'eau, car le produit EPS Geofoam est un matériau à cellules fermées, et ne pourra pas, ne s'infiltrera pas dans le sol et ne se décomposera pas au fil du temps.
- ✓ la stabilité de mur est proportionnelle à la variation de la longueur de polystyrène .

Actuellement, nous constatons que les matériaux se développent de plus en plus. Ils sont présents dans de nombreux ouvrages dans la géotechnique ou le génie civil, leurs utilisations sont diverses vu les multiples fonctions qu'ils remplissent et leur cout moins cher.

## **BIBLIOGRAPHIE**

---

- [1]. Y. Z. Bejua\*, J. N. Mandalb, “Expanded polystyrene (EPS) geofoam: preliminary characteristic evaluation” , Transportation Geotechnics and Geoecology, TGG 2017, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia.
- [2]. EPS Geofoam Application & Technical Data ; “Geofoam International”, LLC 9325 Sky Park Ct. #250 San Diego, CA 92123.
- [3]. Taleb Hosni Abderrahmane, « GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DES TERRAINS », ResearchGate, March 2019.
- [4]. Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996, “Landslide Types and Processes, Transportation” Research Board, U.S. National Academy of Sciences, Special Report, 247: 36-75 .
- [5]. <https://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr/sti/files/ressources/pedagogiques/8525/8525-les-glissements-de-terrains-modelisation-et-prevision-ensps.pdf>.
- [6]. Setra, “Les ouvrages de soutènement,” France, Décembre 1988, pp. 4.
- [7]. Thomas Simonnot, Yann Juillié, “Murs et écran du soutènement,” Technique de l’ingénieur, en paris, 19/11/2015, pp. 3-5, 9. 4.
- [8]. A. Annane, “Mur de soutènement en zone sismique,” Magister, Département de génie civil, Université Hadj Lakhdar, Batna, 22/12/2013.
- [9]. Abdel Salam, S.S., Azzam, S.A. : « Réduction des pressions latérales sur les murs de soutènement grâce à l’inclusion de polystyrène » ICE Geosynth. Int. 23 (6), 395–407 (2016).
- [10]. Abdel Salam, S.S., Azzam, S.A., Abdel-Awad, S.A. : « Caractérisation en laboratoire et modélisation numérique de la polystyrène EPS ». In : Conférence internationale sur les progrès de l’ingénierie structurelle et géotechnique, Hurghada, Égypte (2015).
- [11]. J.P Magnan, Bailly J.C., Bondil R. (1990) : « Les remblais en polystyrène expansé de l’autoroute A8 à Mandelieu » Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 165.
- [12]. Timothy D, « DESIGN PROCEDURE FOR GEOFOAM APPLICATIONS IN EMBANKMENT PROJECTS”. Civil Engineering University of Illinois @ Urbana-Champaign .
- [13]. Industry Alliance ,« Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Applications & Technical Data The EPS » 1298 Cronson Boulevard Suite 201 Crofton, MD 21114 800.607.3772 [info@epscentral.org](mailto:info@epscentral.org)
- [14]. Guide technique CFTR, édité par le SETRA : « Utilisation du polystyrène expansé en construction routière », septembre 2006
- [15]. KNAUF , « les remblais routiers en polystyrène expansés, Les travaux publics » , 2014.
- [16]. Site internet: [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)

- [17]. Souadeuk Anouar, « Etude du comportement d'un mur de soutènement renforcée par la géogrid », Mémoire de Master ,Université Larbi Ben Mhidi,2016.
- [18]. Tewodros H. Tefera, Roald Aabøe, Hermann Bruun, Kristian Aunaas, “FEM simulation of full scale and laboratory models test of EPS”, *The Norwegian Public Roads Administration, Norway,2011* .