



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 : BOULENACHE Khalil
HAFDALLH Ayoub**

Sujet

ETUDE NUMÉRIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN PRÉSENCE DU POLYSTYRÈNE

Présenté et soutenu publiquement, le 13 / 06 / 2021 , devant le jury composé de :

Mr. MESSAOUD Farid
Mr. FARES Abdelhafid
Melle. MALAOUI Rachida

Grade M.A.A.
Grade M.A.A.
Grade M.A.A.

Président
Rapporteur
Examineur 1

Promotion : 2020/2021

REMERCIEMENT

Quelques mots en préambule de ce travail, qui met un point d'orgue aux cinq années riches et intenses.

Nous devons tout d'abord remercier **ALLAH** le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Nos remerciements vont en priorité à notre formateur et notre Rapporteur **Monsieur FARES Abdelhafid** pour ses précieux conseils, son orientation ficelée tout au long de notre recherche, sa confiance manifeste, et son aide durant toute la période du travail qui ont constitué un apport considérable, sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

nos vifs remerciements vont également aux membres du jury **Monsieur MESSAOUD Farid** et **Madame MALAOUI Rachida** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions, et avant d'oublier, nous voulons exprimer nos sincères remerciements à **Monsieur ROULI Ahmed** et **Monsieur BOUFARH Rafik** qui nous ont aidé dans le logiciel Plaxis avec leurs compétences et leurs expériences.

Nous n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble de nos professeurs, leur orientation, leurs nombreux conseils et aide et les collègues du département de Génie Civil de l'université de TEBESSA, et toute personne ayant un lien de près ou de loin à accomplir ce travail.

Liste des symboles

Lettres latines

C La cohésion des sols.

D₆₀ Diamètre des grains pour lesquels le poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% du poids total.

D₁₀ Diamètre des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs représentent 10% du poids total.

C_u Coefficient d'uniformité de Hazen = D_{60}/D_{10} .

e Excentricité de la résultante des charges.

E Module d'Young.

F_a La force de poussée de terre.

F_s Coefficient de sécurité.

H Hauteur de mur de soutènement.

K_a Le coefficient de poussée des terres.

MC Modèle de comportement de sol de type linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

q La surcharge .

W la largeur du matériau de renforcement.

F_a La force de poussées.

Lettres grecques

α_i Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement

β Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale d'un talus

γ Poids volumique du terrain

δ Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée.

ν Coefficient de Poisson.

σ_v Contrainte verticale appliquée sur le renforcement.

σ_h Contraint horizontale.

ϕ Angle de frottement interne.

ψ Angle de dilatance.

Abbreviations

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

FHWA : Federal Highway Administration.

GTR : Guide deTerrassement Routier.

NF P94-270 : Normes française de calcul des ouvrages géotechniques.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Liste des Tableaux :

CHAPITRE 1

Tableau 1.1. Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids.....	7
Tableau 1. 2. Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement. ...	8
Tableau 1. 3. Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation.....	9
Tableau 1. 4. Exemple de caractéristiques simplifiées de structures alvéolaires.....	19

CHAPITRE 2

Tableau 2. 1. Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.....	28
Tableau 2. 2. Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.....	29

CHAPITRE 4

Tableau 4.1 Propriété de Polystyrène (EPS)	70
Tableau 4.2 Propriétés du sable pour Plaxis 2D	70
Tableau 4.3 Propriétés du mur de soutènement	71
Tableau 4.4 Résultat du calcul avec EPS15	78
Tableau 4.5 Résultat du calcul avec EPS20	79
Tableau 4.6 Résultat du calcul avec charge	81

Liste des figures :

CHAPITRE 1

Figure 1.1. Exemple de soutènement.	6
Figure 1.2. Principe de base de renforcement du sol.	11
Figure1. 3. L'utilisation de géomembrane EPS dans la construction de routes.	15
Figure1. 4. Le géomembrane EPS comme fondation pour réduire la charge.	16
Figure1. 5. L'utilisation d'un produit géomembrane EPS dans les murs de soutènement.	17
Figure1.6. Réduction du poids pour les services publics.	17
Figure1. 7. Schématisation de structures cellulaires tridimensionnelles [Vidyarthi 84].	18
Figure1. 8. Différents niveaux de structure d'une mousse de polystyrène expansé. [Benning 69a].	19
Figure 1. 9. Comportements en compression de trois mousses plastiques à différentes densités.	21
Figure1. 10. Courbes « contrainte- déformation » en compression et en traction pour une mousse plastique [Patel 70].	22
Figure 1. 11. Courbe « contrainte - déformation » en compression pour des mousses de densités croissantes [Benning 69c].	23

CHAPITRE 2

Figure2.1. Comportement d'un rideau ancré en tête, soumis à une force horizontale croissante.	23
Figure 2.2. Rideau de palplanches soumis à une distribution de pression normale $p(z)$	25
Figure 2.3. Expérience de la poussée et de la butée.	28
Figure 2.4. Contrainte au repos	29
Figure 2.5. Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée	31
Figure 2.6. Modes de rupture des ouvrages de soutènement	32
Figure 2.7. Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7	33
Figure 2.8. Stabilité interne du mur poids	33
Figure 2.9. Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement	34
Figure 2.10. Stabilité au poinçonnement	34
Figure 2.11. Rupture par translation (glissement)	35
Figure 2.12. Rupture par rotation (renversement)	35
Figure 2.13. Théorie de Coulomb à l'état actif : (a) coin actif de Coulomb limité par la surface du Remblai, la surface de rupture et le mur, (b) polygone des forces du coin de Coulomb ..	38
Figure 2.14. Distribution des pressions actives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion, (b) remblai sans frottement, (c) remblai avec frottement et cohésion	40
Figure 2.15. Equilibre de Boussinesq et de Rankine	41
Figure 2.16. Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr.	42
Figure 2.17. Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée	43
Figure 2.18. Poussée active de Cullman	45

CHAPITRE 3

Figure 3.1. L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l. et les forces nodales.	51
Figure 3.2. Fenêtre principale du programme d'entrée [Brinkgreve et al., 2006].	52
Figure 3.3. Le programme de calcul.	53
Figure 3.4. Le programme de résultats (Output).	54
Figure 3.5. Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle élasticité linéaire.	56
Figure 3.6. Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C.	58
Figure 3.7. Représentation monodimensionnel du comportement élasto plastique.	58

CHAPITRE 4

Figure 4.1 Dimensions du projet	58
Figure 4.2 les données d'entrée	73
Figure 4.3 Maillage du modèle	73
Figure 4.4 Fenêtre de résultats	74
Figure 4.5 Résultat du calcul	74
Figure 4.6 Propriété de Polystyrène	75
Figure 4.7 Propriété de Polystyrène	76
Figure 4.8 Présentoir de projet avec polystyrène	76
Figure 4.9 Maillage du modèle avec polystyrène	77
Figure 4.10 Résultat du calcul	77
Figure 4.11 Résultat du calcul sur l'histogramme	80
Figure 4.12 Utilisation de polystyrène avec charge	80
Figure 4.13 Résultat du calcul avec charge	82

Résumé

Le renforcement des sols est considérée comme une technologie nouvelle et spécifique pour l'amélioration des sols. Le présent travail propose le matériau de polystyrène (Geofoam) comme un nouveau moyen de renforcement des sols dans le but de minimiser les efforts sur un mur de soutènement. Des méthodes analytiques, expérimentales et numériques peuvent être utilisées pour l'évaluation de la stabilité interne et externe du mur. L'utilisation d'une couche de polystyrène, plaquée au mur peut absorber les déformations que le mur subisse. Il a été prouvé que le polystyrène peut être une solution pour la stabilisation des murs de soutènement en comparant deux types de polystyrène l'EPS20 et l'EPS15. Par conséquent, la modélisation des murs de soutènements en présence du polystyrène EPS15 et EPS20 montre l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution des déplacements du mur et des contraintes horizontales derrière le mur, le coefficient de sécurité augmente aussi avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du polystyrène.

Mots-Clés :

Mur de soutènement , polystyrène, étude numérique, stabilité, renforcement,

الملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة الاستقرار لجدار استناد معزز بالبوليستيران
جزء هذا البحث لجزأين، الجزء الأول مخصص للحديث عن عموميات حول جدران الاستناد و عناصر التعزيز وطرق الحساب.
والجزء الثاني عبارة عن نمذجة رقمية بواسطة البرنامج الرقمي بلاكسيس، ثم دراسة تأثير البوليستيران على سلوك المنشأ

الكلمات المفتاحية :

جدار الأستناد، البوليستيران ، دراسة رقمية، إستقرار، تعزيز

ABSTRACT

The aim of this research is to study the stability of a retaining wall reinforced by a slide of polystyrene.

The first part is reserved to talk about generalities of retaining walls, the elements of the reinforcement and the calculation methods of active and passive earth pressure. The second part is devoted to the numerical modeling using the 2D Plaxis program, then a study of the effect of polystyrene on the behavior of the retaining wall was carried out.

key words:

Retaining wall, polystyrene, digital study, stabilization, reinforcement

Sommaire

REMERCIEMENT.....	III
Liste des symboles.....	IV
Liste des tableaux.....	VI
Liste des figures.....	VII
Résumé.....	IX
الملخص.....	X
ABSTRACT.....	XI
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	2

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction :	5
1.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement :	6
1.2.1 Différents types des ouvrages de soutènement :	7
1.2.2 Classement des ouvrages de soutènement :	7
1.3. Renforcement des sols :	10
1.3.1. Principe de base de renforcement des sols :	10
1.3.2. Définition des sols stabilisés :	11
1.3.3. Stabilisation mécanique :	12
1.3.3.1. Le compactage :	12
1.3.3.2. Addition des matériaux :	12
1.3.4. Stabilisation thermique :	12
1.4. Domaine d'application :	12
1.5. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcés :	13
1.5.1. avantages des murs en sol renforcé :	13
1.5.2. Le coût :	13
1.6. Domaine d'application et caractéristiques des structures cellulaires et du polystyrène expansé : 13	
1.6.1. Introduction :	13
1.6.2 Applications de géomembrane EPS :	15
1.6.2.1. Plats formes de stade :	15
1.6.2.2. Construction de routes :	15
1.6.2.3. Fondation de bâtiments :	16

1.6.2.4. Murs de soutènement :	17
1.6.2.5. Réduction du poids pour les services publics :	18
1.6.3. Caractéristiques géométriques :	20
1.6.3.1. Structures cellulaires :	20
1.6.2.2. Cas du polystyrène expansé :	21
1.6.4. Comportement mécanique :	24
1.6.4.1. Comportement en compression :	24
1.6.4.2. Comportement en traction :	24
1.6.4.3. L'influence de la densité :	25
1.7. Synthèse :	26
CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT SOUS ACTIONS STATIQUES	
2.1 Introduction	28
2.2 Généralités sur les méthodes de calcul des parois	28
2.3 Notions de poussée et butée :	31
2.3.1 Poussée	31
2.3.2 Butée :	32
2.4 Etat d'équilibre limite	34
2.4.1 Etat de repos (état K_0) :	34
2.4.2 Etat limite de butée	36
2.4.3 Etat limite de poussée	37
2.5. Modes de rupture des murs de soutènement	37
2.5.2 Stabilité externe	40
2.5.3 Stabilité d'ensemble	40
2.5.4 Stabilité au poinçonnement	41
2.5.5 Stabilité au glissement	41
2.5.6 Stabilité au renversement	42
2.6. Méthodes classiques de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement ...	42
2.6.1. Méthode de Coulomb (1776)	43
2.6.2. Méthode de Rankine (1857)	45

2.6.3	Méthode de Boussinesq	47
2.6.4	Méthodes graphiques.....	50
2.6.4.1.	Méthode graphique de Cullman (1886).....	50
2.7	Méthodes numériques.....	52
2.7.1	Méthodes des éléments finis (MEF)	53
2.8	Conclusion	54
CHAPITRE 3 : PRÉSENTATION DU LOGICIEL EN ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS		
3.1.	Introduction	56
3.2.	Technique de base de la méthode des éléments finis (MEF)	57
3.2.1.	Définition	57
3.2.2.	Description générale de la méthode des éléments finis	57
3.2.3.	Signalisation d'un élément fini	57
3.3	Le code PLAXIS	58
3.3.1	Présentation de plaxis:.....	58
3.3.2	Avantages du code PLAXIS.....	58
3.3.3	Les éléments fournis par le code PLAXIS.....	58
3.3.4.	Fonctionnalités de PLAXIS.....	59
3.3.4.1	Programme d'entrée (Input)	59
3.3.4.2	Le programme calcul « Calculation ».....	60
3.3.4.3	Programme sortie « Out put ».....	61
3.4	Présentation des modèles de matériaux dans PLAXIS.....	62
3.4.1.	Modèle pour les roches fracturées « Jointed Rock model »	62
3.4.2.	Modèle de sol avec écrouissage « Hardening soil model »	63
3.4.3.	Modèle des sols mous « Soft soil model ».....	63
3.4.4.	Modèle des sols mous avec fluage « Soft Soil Creep model ».....	63
3.4.5.	Modèle élasticité isotrope linéaire	63
3.4.6.	Modèle Mohr-Coulomb	64
3.4.7	Modèle défini par l'utilisateur :.....	66
3.5	Conclusion	67
CHAPITRE 4 : Description et présentation du projet		
4.1	Introduction :	69

4.2 Propriétés des matériaux.....	69
4.2.1 Propriété de Polystyrène (EPS) :	69
4.2.2 Propriétés du sable pour Plaxis 2D :	70
4.2.3 Propriétés du mur de soutènement :	71
4.3 Simulation numérique :	71
4.3.1 Présentation du modèle numérique :	71
4.3.2 Présentation de l'étude :	72
4.3.2.1 Saisie des données :	72
4.3.2.2 Maillage du modèle :	73
4.3.2.3 Résultat du calcul :	74
4.4 Utilisation de polystyrène :	75
4.4.1 Utilisation de polystyrène (EPS15) :	75
4.4.1.1 Modélisation de polystyrène :	75
4.4.1.2. Maillage du modèle :	77
4.4.2 Utilisation de polystyrène (EPS20) :	78
4.4.3 Utilisation de polystyrène avec charge :	80
4.5 Conclusion :	82
CONCLUSION GENERALE.....	84
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	86

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le domaine de la géotechnique, le renforcement des sols est une technologie nouvelle et spécifique pour l'amélioration des sols. Dans la plupart des applications pratiques, la résistance du sol est améliorée en incorporant des renforts continus (par exemple, du ruban, des bandes, des feuilles, des nattes ou des filets) dans un certain type de sol.

Le mécanisme de renforcement des sols a été expliqué sous différentes formes. Les recherches ont commencé depuis qu'Henri Vidal a utilisé pour la première fois le concept de sol renforcé. Dans le cadre de la technologie du «sol renforcé » qu'il a inventé et développé au début des années 1960, ce concept a été étendu à diverses technologies telles que : micropieux, piliers en pierre, piliers en pierre, sol stabilisé, clous de sol, etc.

Le système de sol renforcé se compose de matériaux de friction granulaires et de matériaux de renforcement linéaire flexibles (inclusions) à haute résistance à la traction. La tolérance du sol peut être grandement améliorée. La surface extérieure de la structure est relativement mince et flexible ; elle est généralement constituée de dalles de béton. Afin de limiter la déformation de la structure, des barres d'acier sont utilisées, qui sont relativement inextensibles par rapport au remblai et sont galvanisées pour éviter la corrosion, qui est essentiellement autoportante. Ces matériaux de renforcement métalliques non extensibles sont remplacés par des matériaux de renforcement synthétiques extensibles (géosynthétiques) basés sur les propriétés chimiques des polymères.

Problématique :

Dans le but de minimiser les efforts sur les murs de soutènement on a constaté que l'utilisation d'une couche de polystyrène, plaquée au mur, peut-être envisager comme une nouvelle solution de renforcement de murs de soutènement.

Le présent travail propose le matériau de polystyrène (Geofoam) comme une nouvelle moyenne de renforcement des sols. Donc, le polystyrène peut absorber les déformations que le mur subisse, ainsi la déformation du mur se minimise.

La première partie est une synthèse bibliographique comportant trois chapitres :

- **Le premier chapitre** est consacré aux généralités sur le renforcement des sols et mieux comprendre le comportement mécanique des matériaux cellulaires, leurs domaines d'application leurs avantages ainsi que les différents types de matériaux utilisés.
- **Le deuxième chapitre** rappelle sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous actions statiques. Tout d'abord, les méthodes de calcul des pressions des terres derrière les murs sont exposées ainsi que leurs modes de rupture.
- **Le troisième chapitre** décrit le code des éléments finis PLAXIS 8.2 conçu par des géotechniciens numériques, et résume les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS tel que le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb.
- **le quatrième chapitre** donne dans une première volet une idée sur les matériaux utilisés dans le présent travail. A commencer par le polystyrène (EPS) qui est utilisé dans les applications géotechniques depuis les années 1960. Puis La loi de comportement des sols Mohr – Coulomb qui est utilisée pour la modélisation du sol de remblai. Enfin, les propriétés du mur de soutènement qui est réalisé en béton armé. Alors que le deuxième volet il est consacré à la modélisation du modèle choisi et l'exposition des résultats avec l'analyse discrétisée.

CHAPITRE 1 :
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction :

Dans le domaine de géotechnique, la structure porteuse du mur de soutènement est définie comme structure adaptée au maintien de la pression du sol. Elle est reliée au sol, et le rôle du sol doit intervenir deux fois. Premièrement, le matériau derrière le mur (généralement le remblai) pousse vers la structure. Ensuite, la structure, à son tour, exerce une pression sur le sol de fondation et génère des contraintes et un éventuel tassement. Ces structures sont généralement considérées comme des structures auxiliaires pour d'autres structures (ponts, etc.), mais elles sont encore très délicates et nécessitent une attention particulière de la conception à la réalisation. Il existe de nombreux types de structures fixes, conçues pour répondre aux situations les plus diverses.

Leurs principales caractéristiques sont :

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

Par conséquent, si en plus des techniques de renforcement (comme le sol renforcé ou les murs ancrés), nous pouvons classer les ouvrages de soutènements en deux catégories

• **Les ouvrages rigides** : Sa surface en contact avec le sol n'est pas déformable. La contrainte est déterminée par le déplacement. Les murs de soutènement conventionnels sont la structure la plus courante dans cette catégorie. La poussée est supportée par le poids de la structure (mur lourd) ou en noyant la structure dans le sol (mur en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids du sol contribue à la stabilité de la structure à travers la semelle.

• **Les ouvrages souples** : La surface de contact est déformable : la contrainte dépend non seulement du déplacement du pare-brise, mais aussi de sa propre déformation (interaction sol / structure). La structure typique représentant cette catégorie est le mur de palplanches. Pour ce type de support, la poussée peut être absorbée en enfouissant la structure dans le sol ou en utilisant des ancres.

1.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement :

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

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

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

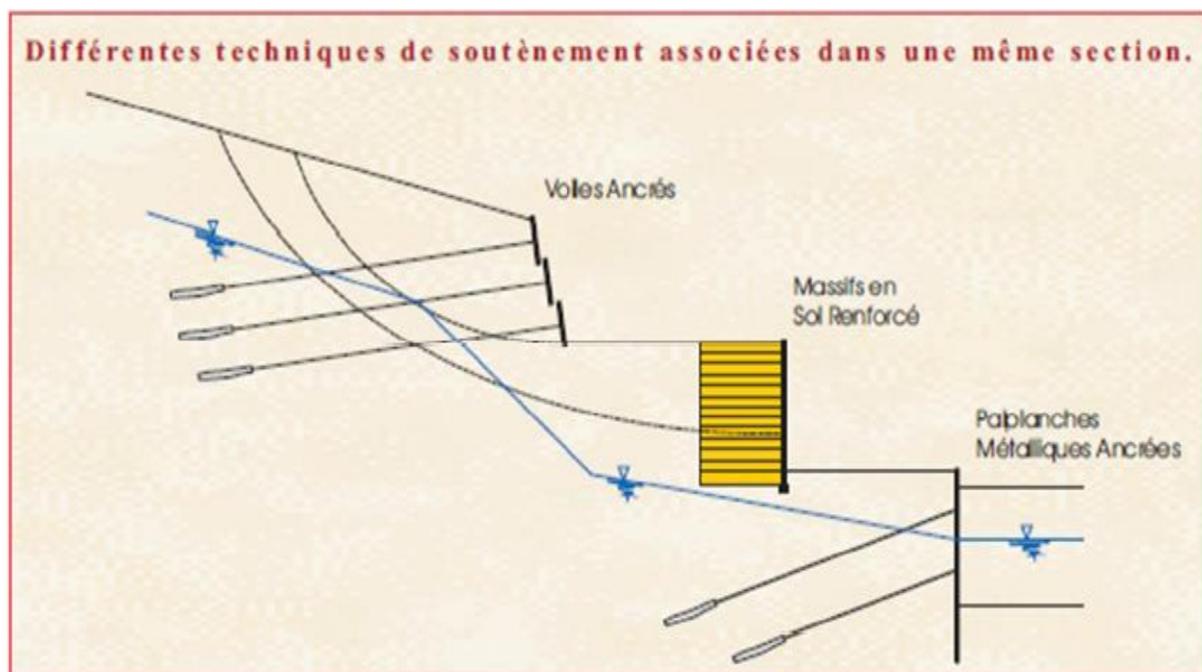


Figure 1.1. Exemple de soutènement.

1.2.1 Différents types des ouvrages de soutènement :

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. Il en existe une grande variété, se caractérisant par des fonctionnements différents et

conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les systèmes de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

-Les murs de soutènement (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.). Le mur-poids consiste le système de soutènement le plus ancien. La stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage et, en partie, par le poids du remblai derrière le mur.

- Les écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.). Les écrans en bois sont les systèmes les plus anciens. Ce type de soutènement est d'épaisseur relativement mince et sa résistance à la flexion joue un rôle prédominant dans la stabilité. Celle-ci est assurée par l'encastrement de l'écran dans le sol et, éventuellement, par des ancrages composés de tirants ou par des butons.

-Les systèmes de soutènement composites (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée (dont l'étude sera approfondie), murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérés des déformations importantes.

1.2.2 Classement des ouvrages de soutènement :

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de soutènement (tableau 1.1), soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement (tableau 1.2), soit par des ancrages (tableau 1.3)

Tableau 1.1. Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids

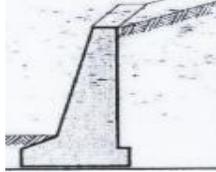
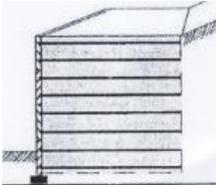
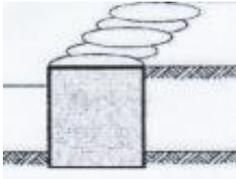
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille.</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>
<p>Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p> 	<p>La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple</p>

Tableau 1.2. Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement

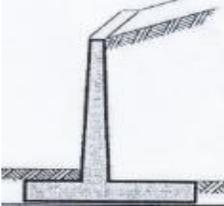
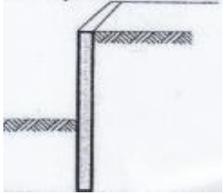
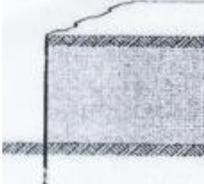
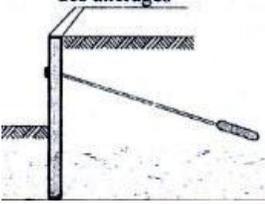
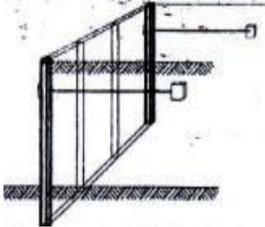
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p data-bbox="272 485 597 569">Mur cantilever en béton armé</p> 	<p data-bbox="708 485 1370 680">Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p data-bbox="272 877 561 909">Mur en parois moulées</p> 	<p data-bbox="708 877 1370 1125">Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p data-bbox="232 1199 643 1283">Rideau de palplanches, encastree dans le sol de fondation</p> 	<p data-bbox="708 1199 1370 1339">Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Tableau 1. 3. Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation

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

1.3. Renforcement des sols :

1.3.1. Principe de base de renforcement des sols :

Une structure en sol renforcé consiste en l'introduction d'éléments résistants à la traction correctement orientés, ce qui augmente la résistance du sol et diminue la déformation du massif. Dans cette méthode, le comportement global du massif est amélioré par la transformation des efforts aux éléments résistants (renforts).

Les sols ont généralement une haute résistance à la compression, mais une faible résistance à des contraintes de traction. Quand une masse de sol est chargée à la verticale, elle subit une déformation de compression et une déformation latérale verticale (traction).

Avec tout ce qui précède, si la masse de terre a été renforcée, les mouvements latéraux seront limités par la raideur du renfort. Cette restriction de déformation est obtenue par la résistance à la traction des éléments de renforcement (Figure 1.2).[1]

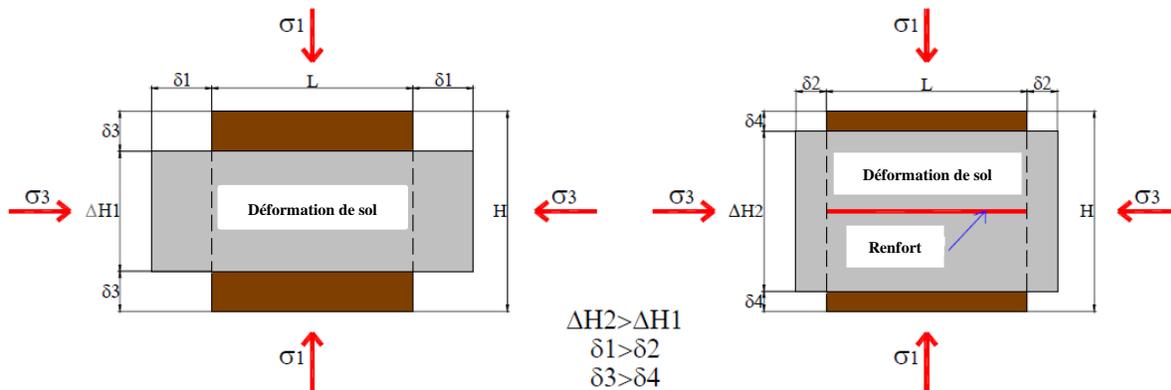


Figure 1.2. Principe de base de renforcement du sol

1.3.2. Définition des sols stabilisés :

Le sol est généralement traité pour augmenter sa résistance afin de réduire Ou augmenter sa perméabilité et réduire sa compressibilité. Également Utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux changements d'humidité, tout comme dans le sol Gonflement du sol. Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique ;
- la stabilisation thermique ;
- la stabilisation chimique ;

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

1.3.3. Stabilisation mécanique :

1.3.3.1. Le compactage :

Le compactage est une méthode la plus simple et économique, il est employé typiquement pour augmenter la densité du sol et réduit le potentiel expansif. Les conducteurs des machines doivent faire attention lors du compactage du sol, parce que trop de pression peut écraser les agrégats et le sol perde leur propriété de résistance.

1.3.3.2. Addition des matériaux :

C'est une méthode économique, elle améliore les caractéristiques du sol, il s'agit d'augmenter la résistance du sol ou diminuer sa plasticité en ajoutant des agrégats ou des fibres.

1.3.4. Stabilisation thermique :

Le principe de cette procédure est d'augmenter la température du sol dans le but de réduire la répulsion électrique entre les particules, mais cette technique est très coûteuse.

1.4. Domaine d'application :

La stabilisation du sol est utilisée dans beaucoup de secteurs de la construction :

- Routes ;
- Les parkings d'avions et pistes d'envol ;
- Les chantiers ;
- Décharges d'ordures ;
- Voie navigable ;
- Miner.

1.5. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcés :

1.5.1. avantages des murs en sol renforcé :

Les avantages de l'utilisation des murs de soutènement en sol renforcé sont nombreux, on peut citer quelques-uns :

- réduction de coût par rapport à d'autres structures (par exemple en béton armé) ;
- une vaste gamme d'utilisation ;
- possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- possibilité de corriger les désordres (voir section ultérieure) ;
- possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage, on réalise un système de drainage.

Outre ses avantages de conception, les murs en sol renforcé présentent aussi les avantages de résistance :

- diminution des mouvements de terre ;
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- la grande résistance vis à vis des efforts statiques et dynamiques ;
- rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

1.5.2. Le coût :

Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer comme suit :

- le coût des armatures, pose comprise.
- le coût de la peau, pose comprise.
- le coût de mise en place de la terre.

1.6. Domaine d'application et caractéristiques des structures cellulaires et du polystyrène expansé :

1.6.1. Introduction :

La géomembrane en polystyrène expansé (EPS) est utilisée comme matériau géotechnique depuis les années 1960. La géomembrane EPS représente environ 1% du poids du sol et moins de 10% du poids des autres d'autres solutions de remplissage légères. En tant que léger, la géomembrane EPS

réduit les charges les charges imposées aux sols et structures adjacents et les sols et les structures adjacents et sous-jacents. La géomembrane EPS n'est pas un matériau de remplacement général du sol. De remplacement du sol, mais elle est destinée à résoudre des problèmes d'ingénierie. L'utilisation du EPS se traduit généralement par des avantages pour de construction et réduit le coût global du coût global de la construction parce qu'il est facile à manipuler pendant la construction, souvent sans avoir besoin d'équipement spécial, et n'est pas affecté par les conditions météorologiques conditions météorologiques. En outre, la géomembrane EPS peut facilement être coupée et façonnée sur le site d'un projet, ce qui réduit encore les défis du chantier. La géomembrane EPS est disponible dans de nombreux types de matériaux qui peuvent être choisir par le concepteur pour une application spécifique. Sa durée de vie est comparable à d'autres matériaux de construction et il conservera ses propriétés physiques dans des conditions d'utilisation prévues.

Il existe de nombreux fabricants et de nombreux fabricants et fournisseurs de géomembrane EPS en Amérique du Nord. Le polystyrène expansé est créé par un processus de moulage en deux étapes. Moulées en deux étapes. La géomembrane EPS est produite en blocs qui peuvent être découpés en différentes formes et tailles diverses - et une gamme de résistances à la compression - pour répondre aux besoins spécifiques d'un projet. En tant que produit technique, il peut être fabriqué pour obtenir la résistance à la compression requise. La densité de la géomembrane EPS, qui ne représente qu'environ 1 % de celle de la terre et de la roche,

est contrôlée lors de la fabrication. Du sol et de la roche, est contrôlée au cours du le processus de fabrication, ce qui en fait un matériau de remplissage supérieur et ultra-léger qui réduit considérablement les contraintes sur les sur les substrats sous-jacents. La charge plus légère peut réduire les tassements et améliorer la stabilité contre les défaillances des paliers et des pentes.

1.6.2 Applications de géomembrane EPS :

1.6.2.1. Plates formes de stade :

Les blocs géomembrane EPS constituent une solution structurelle idéale pour la construction de plates-formes de sièges étagés. Pesant seulement une livre par pied cube, la géomembrane EPS est extrêmement légère et un matériau parfait pour un étage supérieur d'un étage supérieur ou d'un centre commercial. Les blocs sont facilement transportés par les portes piétonnes des installations en construction et installés tardivement dans la séquence de la séquence, car le matériau nécessite très peu de travail et de temps pour être d'installation. En raison de la géométrie des blocs, le poids est réparti uniformément sur la surface et la qualité de la construction. Poids est réparti uniformément sur la surface et aucune charge ponctuelle n'est réalisée.

1.6.2.2. Construction de routes :

EPS géomembrane est souvent utilisé dans la construction de routes. De routes et est utilisée dans le monde entier depuis les années 1970. L'utilisation d'un matériau de remplissage léger comme l'EPS a permis de construire des routes plus rapides, plus légères et plus stables qu'avec d'autres matériaux similaires. Plus stables qu'avec d'autres matériaux de remplissage matériaux de remplissage similaires. Les blocs sont empilés jusqu'à la hauteur souhaitée l'élévation souhaitée, puis généralement recouverts d'une géomembrane avant d'être recouverts d'asphalte ou de béton. L'utilisation de la géomembrane permet d'économiser du temps et de l'argent, et permet effectivement aux entrepreneurs et aux architectes sur le terrain de réaliser des économies. Permet aux entrepreneurs et aux architectes sur le terrain de d'ajuster leur projet comme ils le souhaitent en fonction des conditions sur le terrain.

C'est un matériau très indulgent et facile à utiliser.



Figure 1.3. L'utilisation de géomembrane EPS dans la construction de routes

1.6.2.3. Fondation de bâtiments :

La géomembrane EPS peut être utilisée comme fondation de compensation pour réduire la charge sur les matériaux compressibles sous-jacents. Pour réduire la charge sur les sols compressibles sous-jacents sous-jacents compressibles et de minimiser le tassement du bâtiment ainsi que les problèmes potentiels de capacité portante. Le sol existant

Le sol existant est excavé pour réduire la charge nette appliquée au sol par la nouvelle structure. Le sol par la nouvelle structure. Si la quantité de sol excavée est égale à la totalité du poids ou de la contrainte appliquée par la nouvelle structure, les fondations sont dites "flottantes" ou "entièrement compensée".



Figure 1.4. Le géomembrane EPS comme fondation pour réduire la charge.

1.6.2.4. Murs de soutènement :

L'utilisation d'un produit géomembrane EPS dans une structure de retenue permettra de réduire la pression latérale et d'éviter tout tassement. Il permet également d'améliorer l'étanchéité car la géomembrane EPS 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 la géomembrane afin d'éviter tout risque d'hydrolyse. Géo-mousse pour éviter toute pression hydrostatique ou flottaison.



Figure 1.5. L'utilisation d'un produit géomembrane EPS dans les murs de soutènement

1.6.2.5. Réduction du poids pour les services publics :

Une grande utilisation de la géomembrane EPS est la couverture et la protection des services publics souterrains. des services publics souterrains. Le PSE distribue répartit le poids uniformément autour de la tuyauterie ou des lignes de service et réduit la quantité de pression et de force sur le sol. Il réduit la contrainte verticale sur les tuyaux et autres services publics sensibles. Cette réduction du poids sur les lignes de services publics permet d'éviter les problèmes potentiels tels que les effondrements.



Figure 1.6. Réduction du poids pour les services publics

Le matériau cellulaire EPS a de nombreuses utilisations, ils ont remarqué des développements récents et résolu de nombreux problèmes sur le terrain avec des méthodes plus simples et moins coûteuses.

1.6.3. Caractéristiques géométriques :

1.6.3.1. Structures cellulaires :

Le terme « structure cellulaire » désigne les matériaux dont la structure peut être décomposée en éléments de base, identiques ou non, appelés cellules, qui assemblés entre eux composent le matériau. Les cellules sont constituées d'une matrice de matériau métallique, céramique, organique ou polymère, organisée en un réseau interconnecté d'arêtes (entretoises) et éventuellement de cloisons, le tout formant une structure polyédrique bidimensionnelle ou tridimensionnelles. Cette définition est illustrée par la figure 1.7, qui présente deux exemples de structures alvéolaires : l'une ordonnée avec des cellules identiques entre elles (a), l'autre désordonnée (b). Les matériaux cellulaires sont donc des matériaux biphasiques du fait de la présence d'une phase gazeuse dans les cellules.[2]

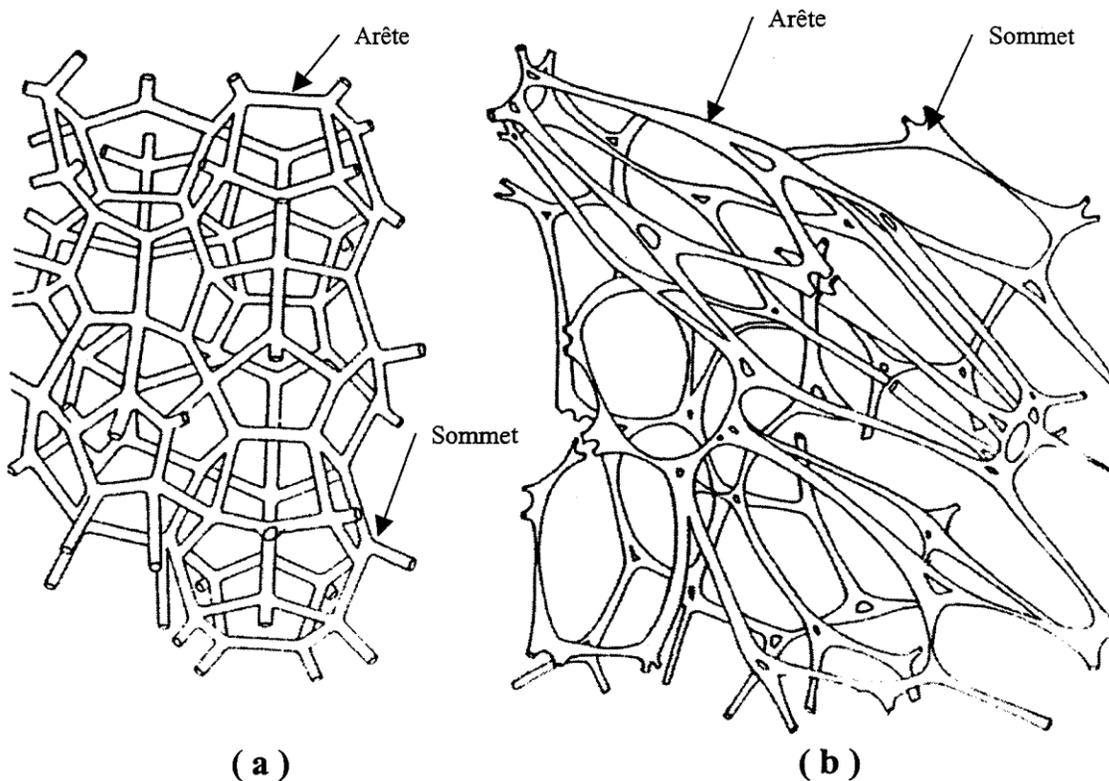


Figure 1.7. Schématisation de structures cellulaires tridimensionnelles [Vidyarthi 84].

1.6.2.2. Cas du polystyrène expansé :**1.6.3.2.1. Morphologie du P.S.E :**

Le polystyrène expansé (P.S.E.) est un polymère amorphe thermoplastique et alvéolaire. Sa structure peut se décomposer en trois niveaux (figure 1.8) :

- a) niveau macroscopique (agglomérat de billes soudées entre elles),
- b) et c) niveau méso scopique (billes contenant des cellules),
- d) niveau microscopique (cellules de polystyrène contenant du gaz).

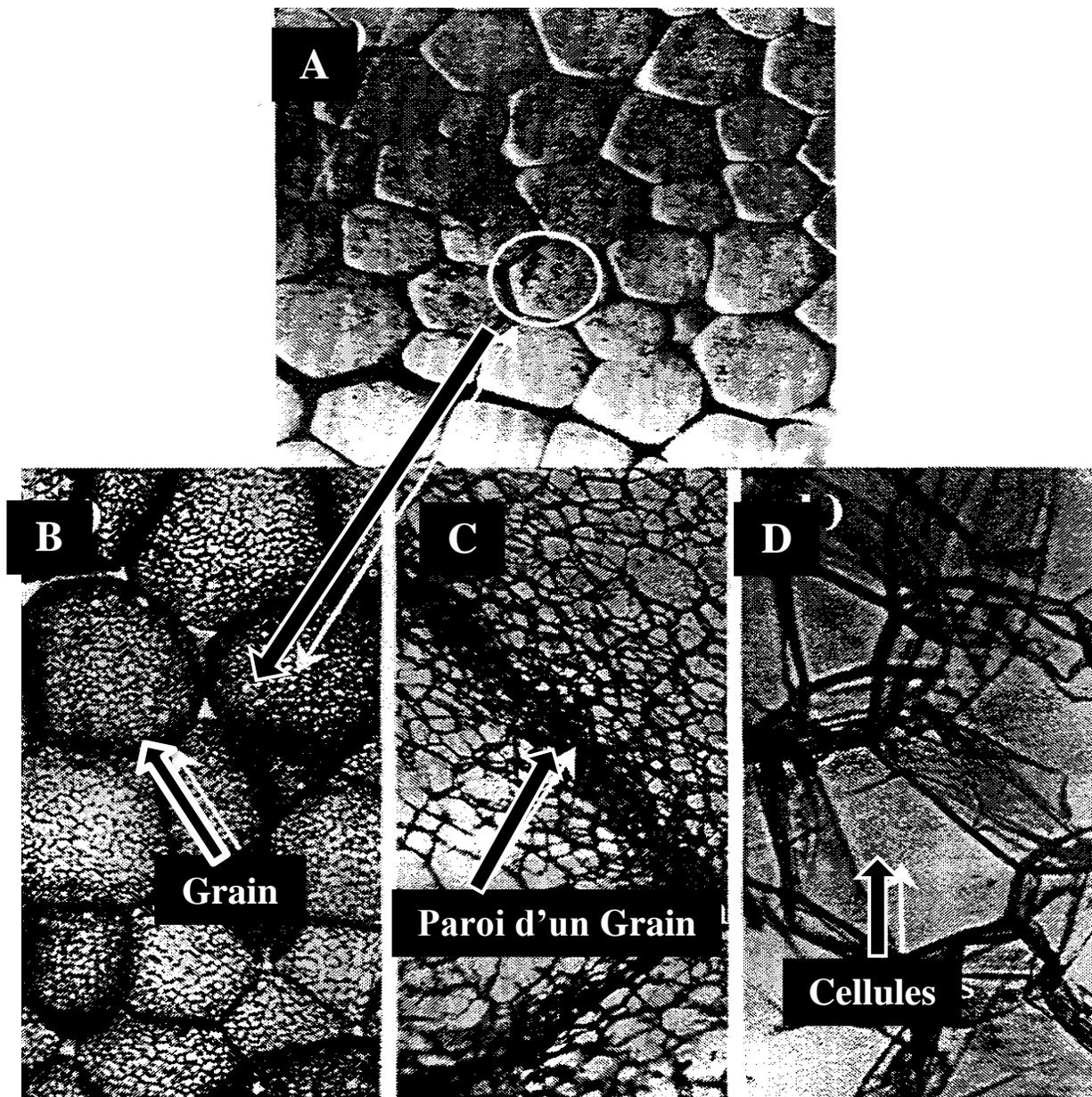


Figure 1.8. Différents niveaux de structure d'une mousse de polystyrène expansé[Benning 69a].

Nous remarquons que les parois d'un grain sont constituées d'un amas de cellules (Figure 1.8). La géométrie des billes et celle des cellules est à rapprocher de la géométrie des cellules étudiées précédemment. La seule nuance concerne les cellules ouvertes/fermées. En effet, le P.S.E. est considéré comme une mousse composée uniquement de cellules fermées.

1.6.3.2.2. Dimensions des cellules :

Le tableau (1.4) donne un exemple des caractéristiques géométriques de P.S.E. de différentes densités à savoir :

- le diamètre moyen d'une cellule c ,
- l'épaisseur de paroi d'une cellule e ,
- la fraction volumique de matière contenue dans la mousse $f = \rho^* / \rho_s$
- le nombre de cellules par mètre cube de mousse n [2].

Tableau 1.4.Exemple de caractéristiques simplifiées de structures alvéolaires
[Benning 69a ; Badguerahanian].

$\rho^* (kg/m^3)$	$c(mm)$	$e(\mu m)$	f	n
3.8	1.016	2.212	0.00654	9.53E +08
10.0	0.150	0.380	0.0096	8.30E +11
10.0	0.200	0.500	0.0096	3.60E +11
15.0	0.050	0.180	0.014	2.20E +13
15.0	0.150	0.560	0.014	8.30E +11
16.7	1.016	4.826	0.0141	9.53E +08
20.0	0.050	0.240	0.019	2.20E +13
20.0	0.100	0.520	0.019	2.80E +12
30.0	0.050	0.380	0.029	2.20E +13
33.3	0.025	0.254	0.0294	6.00E +13
33.3	0.102	1.016	0.0294	9.18E +11
33.3	0.813	8.128	0.0294	1.80E +09
60.0	0.050	0.780	0.058	2.20E +13

1.6.4. Comportement mécanique :

1.6.4.1. Comportement en compression :

Nous présentons à la figure 1.5 le comportement de trois mousses sollicitées en compression simple. Pour chacune des trois mousses, nous observons une phase élastique plus ou moins importante suivie d'un plateau de contrainte et d'une augmentation de contrainte correspondant à la densification de la mousse. Nous pouvons déjà remarquer que plus la densité est importante, pour un matériau donné, plus les caractéristiques mécaniques sont élevées. Cette constatation est confirmée par les travaux présentés dans la littérature [2]

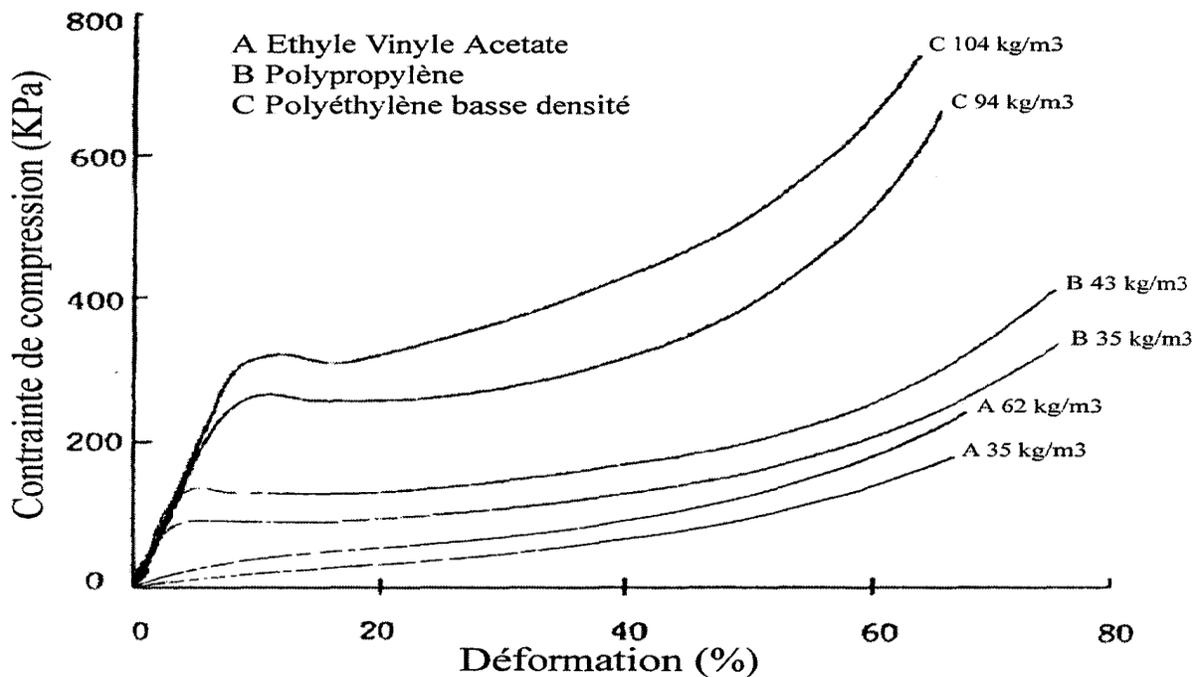


Figure 1.9. Comportements en compression de trois mousses plastiques à différentes densités

[Clutton 92]

1.6.4.2. Comportement en traction :

Les travaux relatifs à l'étude du comportement des structures cellulaires sollicitées en traction sont peu nombreux. En effet, les matériaux cellulaires ne sont pas ou peu utilisés en traction.

La traction permet cependant d'étudier la qualité du matériau en évaluant les phénomènes

De décohésion. Le comportement en traction diffère de celui en compression comme l'illustre la figure 1.10 qui présente la superposition d'une courbe de traction et de compression dans le cas d'une mousse rigide de polyuréthane de densité 99 kg/m^3

- La courbe de traction est caractérisée principalement par une phase élastique linéaire avec une quasi-absence de plateau de contrainte. Ceci confère à cette mousse un comportement de type « Fragile » [2].

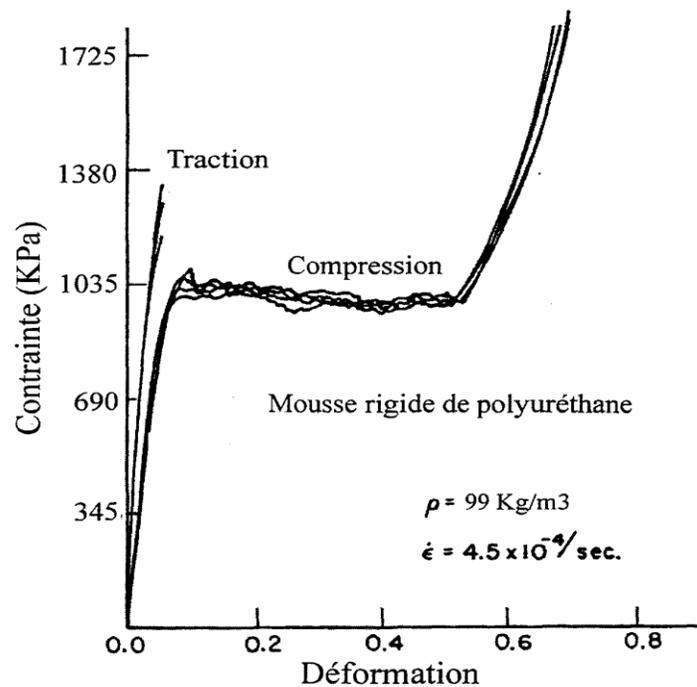


Figure 1.10. Courbes « contrainte- déformation » en compression et en traction pour une mousse plastique [Patel 70].

1.6.4.3. L'influence de la densité :

Nous l'avons déjà introduit au partie comportement en compression. Courbe décrivant l'évolution des contraintes Fonction de déformation de différentes mousses (figures 1.9). Ces courbes sont mises en évidence Démontrer l'influence de la densité sur les propriétés mécaniques de la mousse: -augmentation du module tangent initial avec l' augmentation de la densité.

-augmentation de la contrainte seuil et donc de la hauteur du plateau de contrainte avec la densité.

-diminution de la déformation marquant le début de la phase de densification avec l'augmentation de la densité. [2]

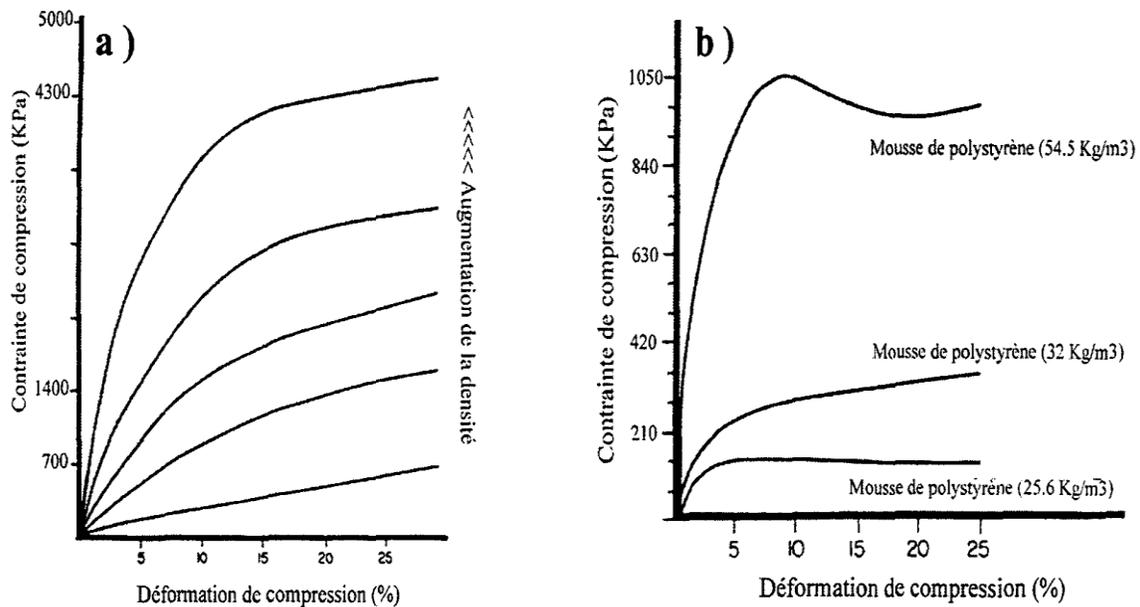


Figure 1.11. Courbe « contrainte - déformation » en compression pour des mousses de densités croissantes [Benning 69c].

1.7. Synthèse :

Cette première partie constitue une grande étude bibliographique liée aux murs de soutènement et aux matériaux Les cellules, leurs structures ainsi que leurs comportements. On peut lancer plusieurs Conclusions sur ce type de matériel et sur le PSE.

CHAPITRE 2 :

**COMPORTEMENT DES MURS DE
SOUTÈNEMENT SOUS ACTIONS STATIQUES**

CHAPITRE 2 :

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT SOUS ACTIONS STATIQUES

2.1 Introduction

Dans le présent chapitre, on survole les méthodes classiques de calcul de pressions des terres sur les écrans de soutènement sous sollicitations statiques. On présente également les méthodes d'analyse, les normes et les guides applicables, à l'heure actuelle, pour le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé. Pour mieux comprendre le comportement de ces ouvrages.

2.2 Généralités sur les méthodes de calcul des parois

La flexibilité du rideau rend le schéma de calcul beaucoup plus complexe que pour les ouvrages rigides. Ainsi, la distribution des efforts sur la partie en fiche dépend considérablement de l'intensité de l'effort F exercé par le massif de remblai. Comme le montre la figure (2.1)

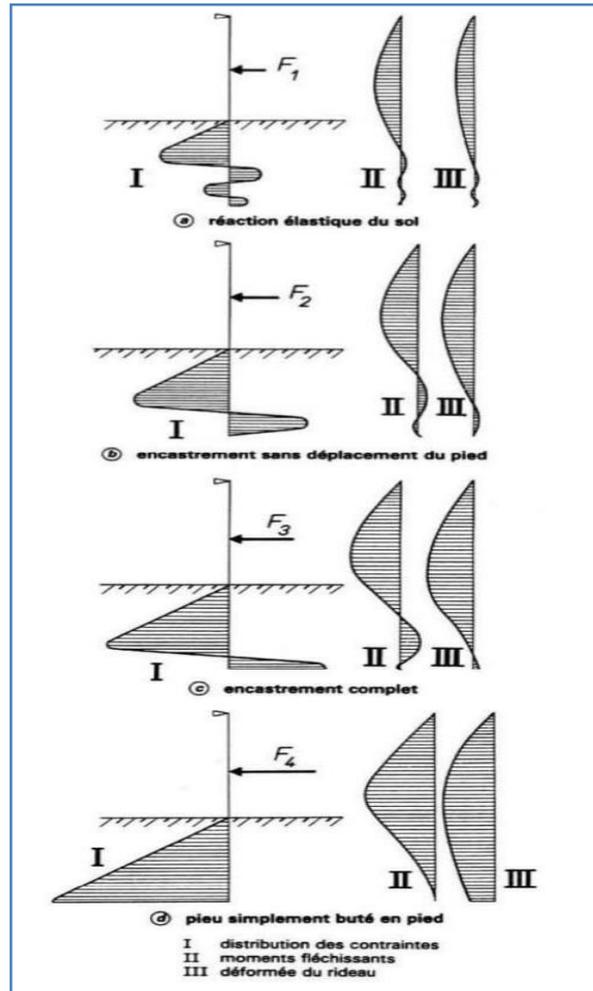


Figure 2.1 : comportement d'un rideau ancré en tête, soumis à une force horizontale croissante

Pour de faibles valeurs de F , la réaction du sol est proportionnelle aux déplacements du rideau et le sol se comporte comme un matériau élastique (figure 2.1.a)

À partir d'une valeur F_2 de F , la réaction du sol se réduit à une butée et à une contrebutée. Tant que F reste inférieur à la valeur F_3 , il n'y a pas de déplacement du pied du rideau (figure 2.1.b).

Lorsque F atteint la valeur F_3 . Le pied du rideau se déplace vers l'amont, ce qui mobilise la contrebutée maximale. Le moment d'encastrement est alors maximal. On dit qu'il y a encastrement complet dans le sol (figure 2.1.c).

Lorsque F continue à croître, la butée augmente. Tandis que la contrebutée diminue, le rideau est dit partiellement encastré. Pour la valeur F_4 , la contrebutée disparaît et la butée maximale est mobilisée sur toute la hauteur en fiche. Le rideau, qui est alors en équilibre limite, est dit simplement buté en pied (figure 2.1.d).

En pratique, la fiche adoptée pour un rideau flexible est généralement comprise entre la fiche correspondant à l'encastrement complet et celle correspondant à la butée simple.

On peut modéliser complètement l'interaction entre le sol et le rideau. Les méthodes de calcul les plus courantes consistent à considérer une interaction simplifiée dans laquelle le rideau (ou la paroi) est assimilé à une poutre soumise à une distribution de pression normale $p(z)$ sur toute sa hauteur (figure 2.2) et où l'inconnue est la déformée $y(z)$ de la poutre [3].

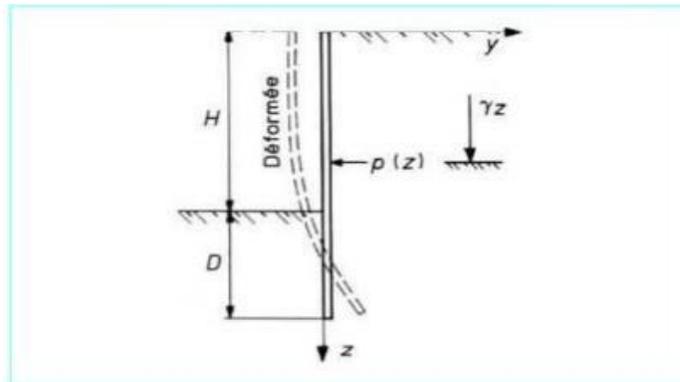


Figure 2.2. Rideau de palplanches soumis à une distribution de pression normale $p(z)$

La pression normale $p(z)$ apportée par le sol est supposée être proportionnelle à la contrainte normale verticale supposée. Quant à elle, égale au poids des terres. Avec un coefficient K ne dépendant que du déplacement $y(z)$ du rideau au niveau considéré :

$$\text{-Pour } z \leq H : p(z) = k(y) \gamma z$$

$$\text{-Pour } z \geq H : p(z) = k(y) \gamma z - k(-y) \gamma (z-H)$$

La valeur du coefficient $K(y)$ est comprise entre celle du coefficient de poussée K_a et celle du coefficient de butée K_p .

L'ensemble de ces hypothèses est malgré tout assez restrictif. Par exemple. L'hypothèse d'un coefficient K ne dépendant que du déplacement y au niveau considéré est généralement fautive. Et cela d'autant plus que se développent des effets de voûte dans le sol derrière la paroi ou le rideau. Cette hypothèse suppose, en effet. Que le sol réagisse par tranches horizontales sans aucune interaction de cisaillement entre elles. Alors que la mobilisation d'un effet de voûte impose au contraire que se développent de fortes contraintes de cisaillement entre les tranches. L'existence de contraintes de cisaillement sur des plans horizontaux entraîne par ailleurs que la contrainte σ , n'est plus principale et n'est donc plus égale à γz .

L'équilibre de la poutre se traduit par l'équation :

$$EI = \frac{d^4y}{dz^4} + p(z) = 0$$

Avec E module d'élasticité.

I moment d'inertie.

2.3 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.

2.3.1 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 à la poussée.

Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de la densité, l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement 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. Le tableau (2.1) donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement.

Tableau 2.1. Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.

Type de sol	Déplacement du mur
Sables	(0.001) H à (0.004) H
Argiles	(0.01) H à (0.04) H

2.3.2 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 supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau (2.2) donne les déplacements nécessaires pour produire une butée.

La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Tableau2.2. Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.

Type de sol	Déplacement du mur
Sable dense	(0.005) H
Sable meuble	(0.01) H
Argile tendre	(0.01) H
Argile molle	(0.05) H

La figure (2.3) représente la force horizontale F à appliquer écran pour déplacer d'une longueur Δ .

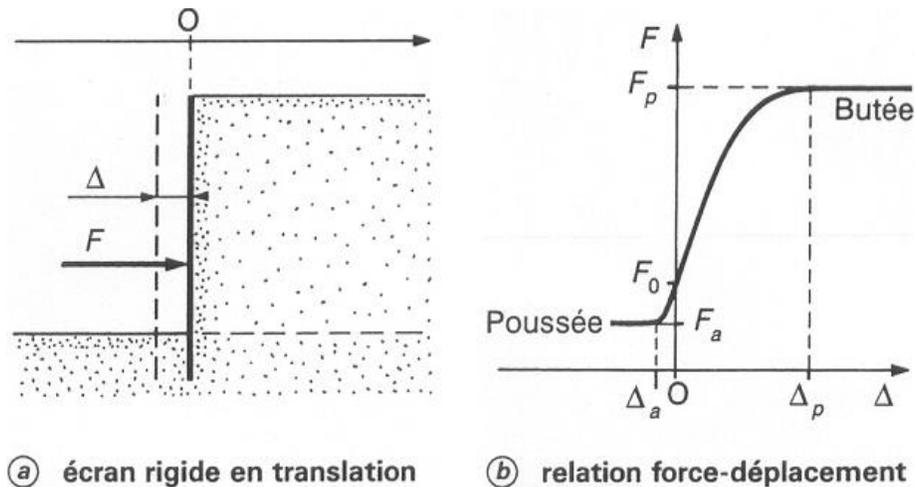


Figure2.3. Expérience de la poussée et de la butée

2.4 Etat d'équilibre limite

Pour résoudre les problèmes géotechniques liés aux écrans de soutènement, il est souvent nécessaire que les états de contraintes dans le sol doivent être connus. Ces états dépendent essentiellement des propriétés du massif de sol retenu et du mouvement du mur.

Il y a trois catégories d'équilibre qui peuvent être envisagés et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit :

- Etat de repos du sol
- Etat de butée du sol (pression passive de la terre)
- Etat de poussée du sol (pression active de la terre)

2.4.1 Etat de repos (état K_0) :

Considérons un massif de sol semi-indéfini à surface libre horizontale et n'étant soumis à aucune force extérieure. Soit σ_v la contrainte verticale sur une facette horizontale et u point M quelconque du milieu (figure 2.4). Par raison de symétrie, cette contrainte est principale soit σ_h la contrainte sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est également principale, donc horizontale.

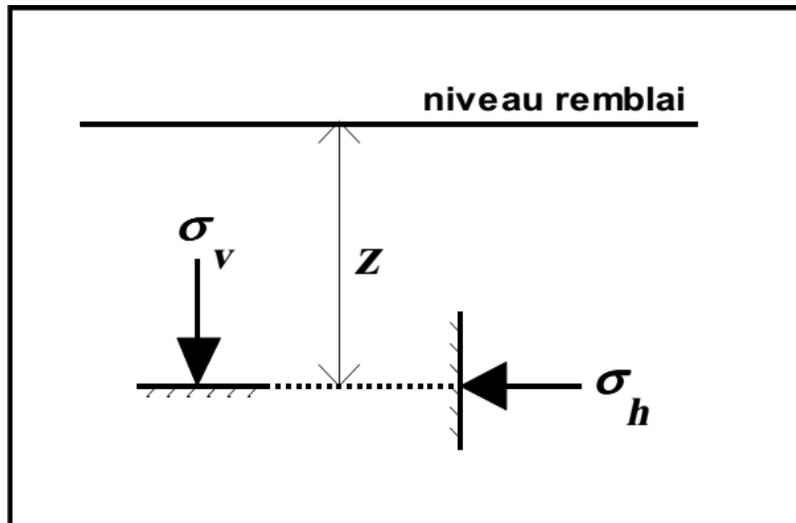


Figure 2.4. Contrainte au repos

Par définition, σ_h et σ_v sont liées par la formule suivante

$$\sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v \quad (2.1)$$

Avec k_0 : coefficient de pression des terres au repos.

Ce coefficient dépend de la loi de comportement du matériau sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations.

Les valeurs ci-après peuvent être retenues comme ordre de grandeur :

- Sable : $k_0 = 0.5$.
- Argile : $k_0 = 0.7$.
- Argile très molle, vase : $k_0 = 1$.
- Roche à très grande profondeur : $k_0 \geq 1$.

$k_0=1$ correspond à un champ de contrainte sphérique ou hydrostatique, pour les matériaux granulaires, k_0 est souvent estimé à l'aide de la formule de Jaky :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi$$

2.4.2 Etat limite de butée

Supposons que, dans le massif semi-indéfini à surface libre horizontale, la partie à gauche de M soit remplacée par un écran au point M, la contrainte régnant sur l'écran est égale à σ_h (Figure 2.5).

Supposons maintenant que l'on force l'écran à se déplacer vers le massif. Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre.

La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif. La contrainte σ_h prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_h = k_p \cdot \sigma_v \quad (2.3)$$

Avec k_p = coefficient de butée des terres.

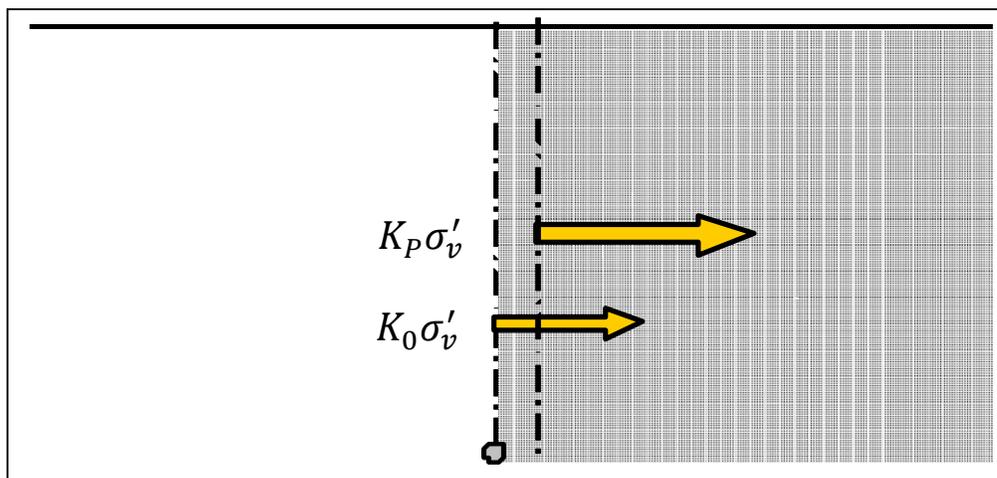


Figure 2.5 : Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée

2.4.3 Etat limite de poussée

Si, au contraire, l'écran se déplace vers la gauche, le sol a tendance à suivre ce mouvement et la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite est atteint : c'est l'état d'équilibre actif défini par la formule suivante :

$$\sigma_h = k_a \cdot \sigma_v \quad (2.4)$$

Avec k_a : coefficient de poussée des terres.

2.5. Modes de rupture des murs de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir « la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons [Kramer, 1996]. Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et provoquer une déformation permanente de la paroi [Kramer, 1996].

En principe, cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure 2.6.a) ;
- Le renversement de l'ouvrage (Figure 2.6.b) ;
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure 2.6.c) ;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 2.6.d) ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 2.6.e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne [Schlosser, 1991].

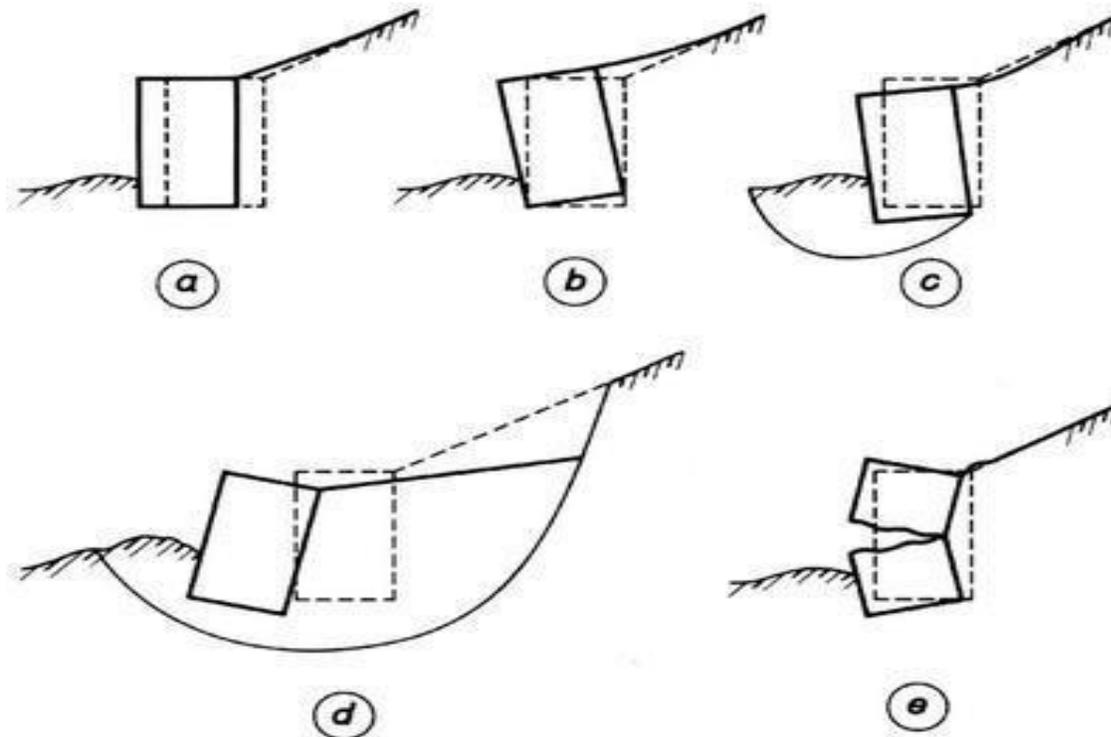


Figure 2.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

2.5.1 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. L'Eurocode 7, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la Figure (2.7).

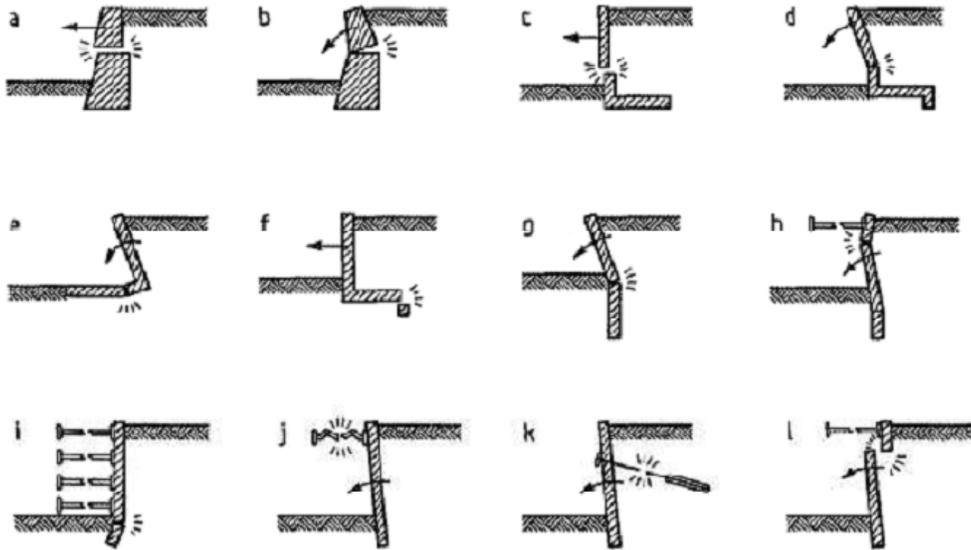


Figure 2.7. Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7

La stabilité interne du mur poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- Toute section horizontale est comprimée (sans dépasser la résistance propre des éléments, encas de murs cellulaires)
- La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (les éléments ne doivent pas glisser entre eux, en cas de murs cellulaires).

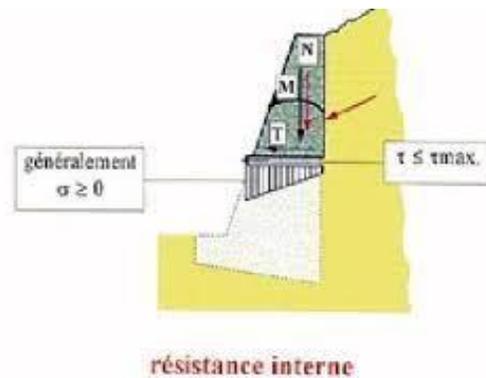


Figure 2.8. Stabilité interne du mur poids.

2.5.2 Stabilité externe

Pour la stabilité externe, il convient de vérifier les stabilités suivantes :

2.5.3 Stabilité d'ensemble

La stabilité de l'ensemble concerne l'ouvrage et le massif du sol environnant. Cette instabilité se produit aux travaux d'excavation nécessaires à la construction de l'ouvrage ou en raison d'un effondrement du sol plus profond que prévu. La Figure (2.9) montre exemple de mécanisme de rupture.

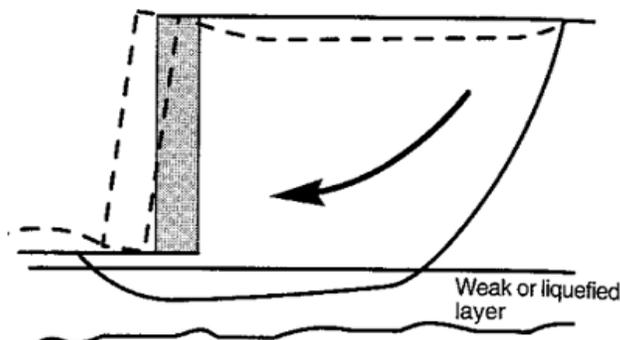


Figure 2.9. Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

2.5.4 Stabilité au poinçonnement

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales ou par une rupture du sol de fondation par défaut de capacité portante du sol (figure 2.10).

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il faut vérifier à ce que la contrainte normale appliquée par l'ouvrage soit bien inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

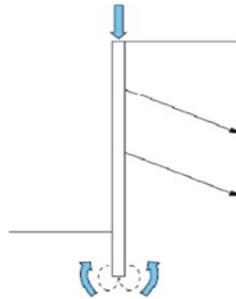


Figure 2.10. Stabilité au poinçonnement

2.5.5 Stabilité au glissement

Un volume du sol derrière le mur risque de glisser suite à la perturbation de son équilibre naturel par la présence du mur.

Les ouvrages de soutènement peuvent glisser sur sa base. La vérification de cette stabilité est nécessaire pour les murs poids. Le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices doit être supérieur à un coefficient de sécurité F_R généralement pris égal à 1,5.

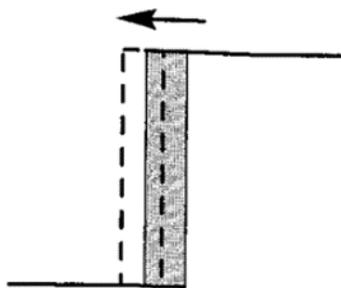


Figure 2.11. Rupture par translation (glissement)

2.5.6 Stabilité au renversement

Le renversement de l'ouvrage de soutènement peut être arrivé autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La vérification de stabilité au renversement consiste à calculer le coefficient de sécurité F_R qui doit être supérieur ou égale à 1,5.

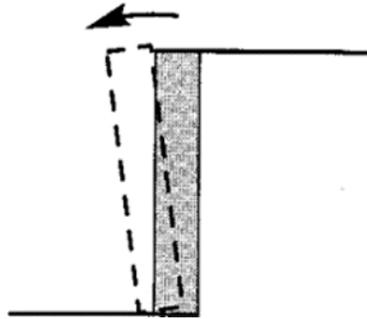


Figure 2.12. Rupture par rotation (renversement).

2.6. Méthodes classiques de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsqu'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol. Elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

Historiquement, des approches très différentes ont été étudiées pour calculer les ouvrages de soutènement, on peut les classer en quatre grandes familles :

- Les méthodes dites classiques du calcul des écrans de soutènement ;
- Les méthodes de calcul au coefficient de réaction ;

- La méthode aux éléments finis ;
- Les méthodes empiriques.

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, dites aussi à la rupture, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite. Dans ces méthodes de calcul, on ne considère que ce qui se passe au contact sol- écran. Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif.

Cette section présente, en s'appuyant sur les travaux de Hirane (Hirane, 2015), un descriptif des trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite qui sont les suivantes : la méthode de Coulomb [Coulomb, 1776], la méthode de Rankine [Rankine, 1857] et la méthode de Boussinesq [Boussinsq, 1882].

2.6.1. Méthode de Coulomb (1776)

La théorie de Coulomb est la plus ancienne puisque son mémoire « Essai sur une application des regles de maximis & minimis a quelques problemes de statique, relatifs à l'architecture » a été présenté à l'académie royale.

L'auteur a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement en ne supposant que la force agissante sur un mur de soutènement résultant du poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane [Coulomb, 1776].

Coulomb a utilisé l'équilibre des forces pour déterminer la grandeur de poussée du sol agissant sur un mur pour des conditions active et passive. Puisque le problème est indéterminé, un certain nombre de surfaces de rupture potentielle doivent être analysées afin d'identifier la surface de rupture critique (la surface qui produit la plus grande poussée ou la plus petite butée).

Pour cela, Coulomb a fait les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope ;
- Le mur est rigide ;
- La surface de rupture est plane ;
- L'angle de frottement δ entre le sol et le mur est connu ;
- La cohésion n'est pas prise en compte.

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec une géométrie est obtenue à partir de l'équilibre des forces (Figure 2.8). Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.5)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2} \quad (2.6)$$

Où δ est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol, β et θ sont présentés [Schlosser, 1991] (Figure 2.13.a). La surface de rupture critique est inclinée à un angle :

$$\alpha_A = \varphi + \arctan \left[\frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.7)$$

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cotg(\varphi - \theta)]} \times \sqrt{1 + \tan(\delta + \theta) + \cotg(\varphi - \theta)} \quad (2.8)$$

$$C_2 = 1 + \tan(\delta + \theta) [\tan(\varphi - \beta) + \cotg(\varphi - \theta)] \quad (2.9)$$

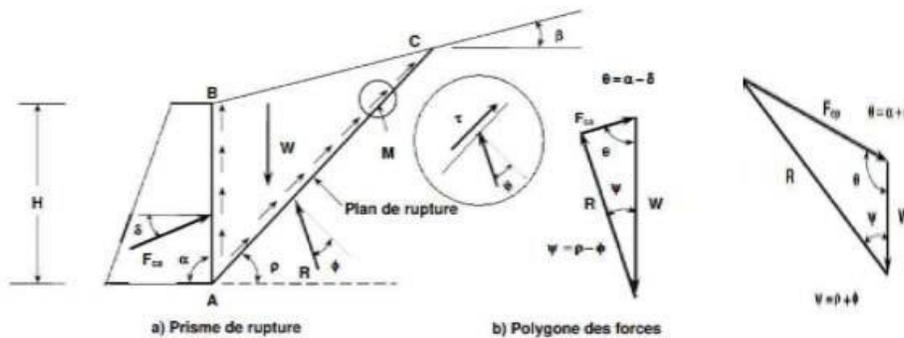


Figure 2.13. Théorie de Coulomb à l'état actif : (a) coin actif de Coulomb limité par la surface du

Remblai, la surface de rupture et le mur, (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb

La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée des sols sans cohésion. Mais, elle n'est pas considérée comme applicable dans le cas de la butée, car les observations sur ouvrages réels montrent que les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. Elle ne fournit par ailleurs pas la répartition des contraintes le long de l'écran.

Lorsque cela est nécessaire, on suppose une répartition linéaire sur le parement de soutènement avec un point d'application de la résultante PA située au tiers de la hauteur à partir de la base. Le principal avantage de la méthode de Coulomb réside dans le fait de pouvoir définir la poussée sur un soutènement lorsque la géométrie à l'arrière de celui-ci est complexe.

L'hypothèse de Coulomb (surface de rupture plane) est un moyen de simplifier les problèmes, mais elle est inexacte dans un grand nombre de cas. Dès le milieu du XIX -ème siècle, plusieurs auteurs se sont efforcés d'établir une théorie plus rigoureuse, qui correspond mieux au comportement réel d'un massif de sol derrière un mur de soutènement.

2.6.2. Méthode de Rankine (1857)

Rankine [Rankine, 1857] a développé le procédé le plus simple pour le calcul des pressions des terres active et passive. La théorie de Rankine ne repose plus sur une analyse globale, mais cherche à exprimer les contraintes qui règnent dans le massif à l'équilibre limite.

Son hypothèse fondamentale est que la présence d'un soutènement ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Il a pu rendre le problème des pressions latérales des terres déterministe et calculer directement la pression statique agissant sur les murs de soutènement en ajoutant les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope ;
- L'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

Pour des conditions actives, Rankine a exprimé la pression à un point situé à l'arrière du mur comme suit :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A H \sigma'_v - 2C \cdot H \cdot \sqrt{K_A} \quad (2.10)$$

Où K_A est le coefficient de poussée, σ'_v est la contrainte effective verticale, C est la force de cohésion du sol, et H est la hauteur du massif.

Lorsque les plans de contraintes principales sont verticaux et horizontaux (comme dans le cas d'un mur de soutènement lisse et vertical maintenant un remblai horizontal), le coefficient de poussée est donné par :

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.11)$$

Pour le cas d'un remblai pulvérulent incliné d'un angle β par rapport à l'horizontal, une infinité de solutions peuvent être utilisées pour calculer K_A [Terzaghi, 1943 ; Taylor, 1948], comme :

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.12)$$

Pour $\beta \leq \varphi$, l'équation (2.12) est équivalente à l'équation (2.11) lorsque $\beta = 0$.

La distribution de la pression sur le long de la paroi, comme indiqué par l'équation (2.10), dépend des magnitudes relatives des composantes de frottement et de cohésion de la résistance du sol du remblai [Kramer, 1996] (Figure 2.14).

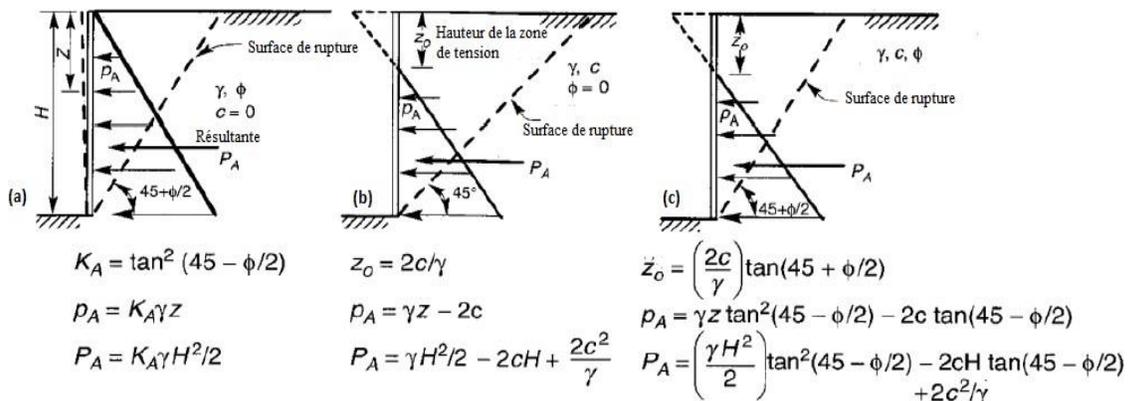


Figure 2.14. Distribution des pressions actives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion, (b) remblai sans frottement, (c) remblai avec frottement et cohésion

Bien que la présence de la cohésion indique que les contraintes de traction se développent entre la partie supérieure de la paroi et le remblai, les contraintes de traction ne sont pas effectivement sur le terrain. Pour un remblai pulvérulent homogène, la théorie de Rankine prévoit une répartition triangulaire de la poussée orientée parallèlement à la surface du remblai.

La résultante des pressions des terres actives, P_A , agit en un point situé à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure 2.9.a). Elle est donnée par :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.13)$$

La théorie de Rankine est relativement simple, mais ses applications sont limitées. Il en résulte que la théorie de Rankine impose l'orientation des contraintes le long de l'écran de soutènement en fonction des conditions géométriques du talus. Il a été depuis démontré que l'inclinaison de la contrainte le long de l'écran de soutènement dépend principalement de la rugosité du parement du soutènement. Enfin, la théorie de Rankine, comme celle de Coulomb du reste, présuppose des glissements rectilignes.

2.6.3 Méthode de Boussinesq

L'interaction réelle entre le sol et l'écran a été prise en considération pour la première fois par Boussinesq en donnant une valeur à l'angle de frottement δ sol-écran. Cette théorie vient d'améliorer la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse ($\delta = 0$). Dans cette théorie, Boussinesq considère une première zone à une certaine distance du mur où on est dans un état d'équilibre limite de Rankine, se raccordant à une seconde zone directement derrière le mur où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran, cette zone en état d'équilibre limite de Boussinesq est commandée par l'écran.

L'intérêt de cette méthode est apparu progressivement, à mesure que le problème de la butée des terres se posait avec plus d'acuité et que les insuffisances de la méthode de Coulomb se confirmaient.

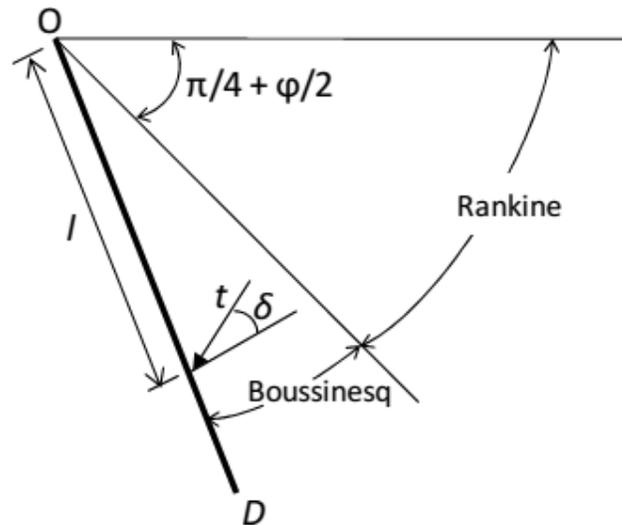


Figure 2.15. Equilibre de Boussinesq et de Rankine

La répartition des contraintes sur l'écran est la même trouvée par Rankine :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ;
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t_A = K_A \times \gamma \times l \quad (2.14)$$

La résolution du problème faite par Boussinesq conduit à un système d'équations différentielles non intégrables explicitement, qui n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kérisel qui en ont donné la démonstration suivante : En exprimant les équations d'équilibre $\text{div } t + F = 0$ en coordonnées polaires :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (2.16)$$

σ_r : contrainte normale radiale

σ_θ : contrainte normale ortho radiale

τ : contrainte de cisaillement

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de

Mohr (figure 2.16) des contraintes tangentes aux droites de Coulomb, on établit le système des deux équations différentielles suivantes :

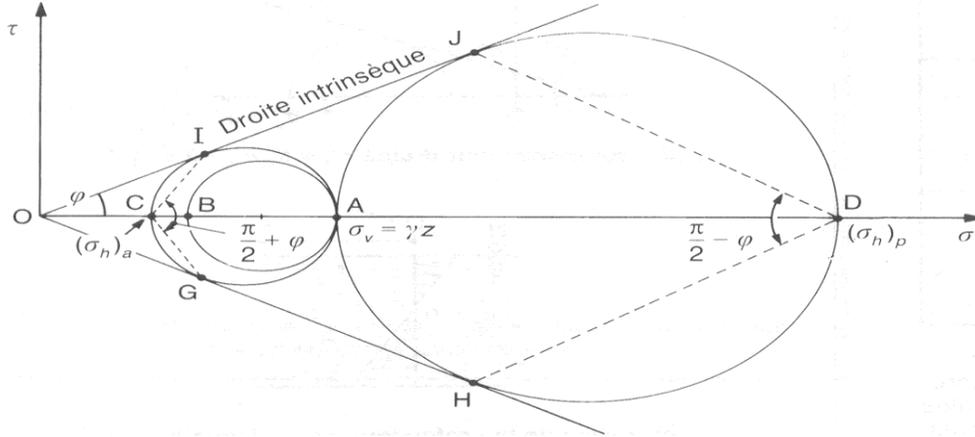


Figure 2.16. Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr
(d'ap.Schlosser)

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel (1948), les calculs étant améliorés par Absi (1990) pour donner des tables complètes de poussée et de butée fournissant les coefficients K_A et K_P .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières : (Figure 2.17) Equilibre de Boussinesq et de Rankine)

- surface libre : contraintes nulles.
- sur l'écran : obliquité imposée de la contrainte.

La zone entre la surface libre et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Rankine. La zone entre l'écran et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Boussinesq.

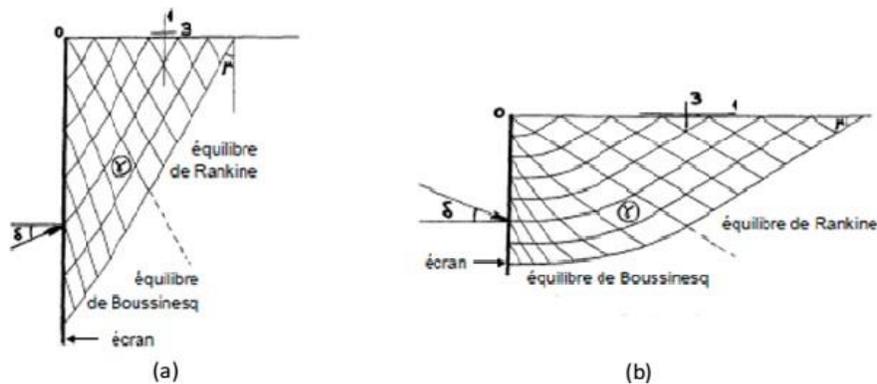


Figure 2.17. Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée

2.6.4 Méthodes graphiques

2.6.4.1. Méthode graphique de Culman (1886)

Lorsque les conditions géométriques ou du système de charge ne permettent pas déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée, on utilise alors la méthode graphique de Culman.

La méthode graphique exposée ci-après a été présentée par le mathématicien Allemand Karl Culman, fondateur de la statique graphique. Son analyse permet de définir l'amplitude et la position de la résultante des poussées des terres aussi bien active que passive sur un écran de soutènement.

Elle utilisée pour des remblais horizontaux ou en pente, réguliers ou irréguliers, avec un matériau homogène ou stratifié.

La méthode de Culman prend aussi en compte les variables tel que : le frottement du mur, le type de sol pulvérulent et avec certaines modifications le sol cohésif et les surcharges concentrées et uniformes. Elle nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai. Les étapes présentées ci-dessous concernent le cas des sols sableux et fait référence à la figure (2.18).[4]

- 1) Tracer le mur de soutènement et le remblai à une échelle appropriée. Celui-ci doit inclure la hauteur et la pente de l'écran de soutènement, la configuration de la surface superficielle du remblai, la position et l'amplitude des surcharges (concentrée, linéaire ou uniforme).
- 2) A partir du point A tracer la ligne AC qui fait un angle φ avec l'horizontal.
- 3) Tracer la ligne AD faisant un angle ψ à partir de la ligne AC. La figure montre que ψ est l'angle formé par la résultante des poussées actives P_a avec la verticale.
- 4) Tracer une série de plans de glissement potentiels AB_1, AB_2, AB_3, \dots . *etc.*
- 5) Déterminer le poids propre de chaque prisme en tenant compte de la variation des densités si le remblai est hétérogène.
- 6) Représenter à l'échelle les valeurs W_i sur la ligne AC. Par exemple la distance à partir de A à W_1 le long de la ligne AC est égale à W_1 , de même la distance de W_1 à W_2 le long de AC est égale à W_2 et ainsi de suite.
- 7) A partir de chaque point obtenu sur la ligne AC, tracer des lignes parallèles à la ligne AD qui coupent le plan de rupture correspondant ; c'est-à-dire la ligne à partir de W_1 intersecte la ligne AB, celle de W_2 intersecte la ligne AB_2 etc.
- 8) Joindre les points d'intersection par une courbe désignée par l'enveloppe de Culman.
- 9) Tracer une parallèle à la ligne AC tangente à l'enveloppe de Culman pour obtenir le point (E). Une tangente en plus est possible si la courbe de Culman est irrégulière.
- 10) A partir du point de tangente, tracer la ligne EF parallèle à la ligne AD. La mesure de la ligne EF à l'échelle déjà choisie représente l'amplitude de la poussée active P_a . [4]

2.7.1 Méthodes des éléments finis (MEF)

Les méthodes des éléments finis est la plus largement répandue en géomécanique, elle est très générale et possède une base mathématique rigoureuse qui permet de prévoir jusqu'à un certain point la précision de notre approximation et même d'améliorer cette précision, via les méthodes adaptatives.

Pour les ouvrages de soutènement, Potts et Fourie (1986) ont employé la méthode des éléments finis pour examiner l'effet des modes de mouvement du mur sur la génération de la pression des terres. L'influence de l'état de surface du mur, de la dilatance du sol, de contrainte horizontale initiale et la rigidité du sol en profondeur ont été également examinées. Ils ont conclu que, la distribution des pressions des terres est fortement liée au mode de mouvement assumé par le mur, la résultante des pressions est aussi légèrement influencée. Anthony T.C.Goh (1993) ont employé la méthode des éléments finis pour étudier le comportement des murs de soutènement. Hazarika et Matsuzawa (1996) ont proposé une méthode numérique pour l'analyse de la pression de butée agissant contre un mur de soutènement rigide pour les différents modes de déplacement. Cette méthode est valable pour des conditions de déformation plane. Day et Potts (1998) ont examiné les effets des propriétés d'interface, sur le comportement du sol soutenu par un mur vertical soumis à une translation uniforme. Fenton et al (2005) ont combiné une analyse en éléments finis non linéaire avec une simulation aléatoire des champs, pour examiner les propriétés du sol échantillonné et leur capacité de refléter les propriétés effectives de la masse entière de sol soutenue, et l'effet de variabilité spatiale de propriétés du sol sur la pression active des terres

2.8 Conclusion

Les ouvrages des soutènements nécessitent une bonne étude des pressions et de ses effets. Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres. D'après les méthodes présentées dans ce chapitre, on peut conclure que :

- Les méthodes de calcul aux états limites, (équilibre limite ou analyse limite), ces méthodes sont indépendantes des déformations dans le sol, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ;
- Les méthodes numériques, (éléments finis, différences finies...etc.), qui dépendent des déformations dans le sol, où les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol ;
- En fin, la méthode graphique qui est utilisée quand les conditions ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée.

La connaissance des méthodes de calcul des efforts qui influe sur le mur de soutènement permet de réaliser un bon dimensionnement, et permet de développer un nouveau modèle de calcul, par exemple la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, qui sera notre objectif dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 3 :
PRÉSENTATION DU LOGICIEL EN
ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS

CHAPITRE 3 :

PRÉSENTATION DU LOGICIEL EN ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS

3.1. Introduction

Depuis le début du 20^{ème} siècle, il y a eu deux tendances, en essayant d'en obtenir une solution approximative est effectuée par une méthode numérique (c.-à-d. résolution d'analyse externe). La méthode des différences finies dérivée directement par des mathématiciens est basée sur une base stricte et une intégration à des solutions précises sont garanties. La méthode des éléments finis est issue de la mécanique. Cette méthode a été développée au début, de manière très intuitive, sans aucune vérification préalable de Ming vers la solution exacte. De nos jours, l'élément fini est complètement entré dans le monde des mathématiques. Dans de nombreux cas, il a été prouvé la convergence absolue de la méthode.

L'utilisation de la méthode des éléments finis dans les calculs géotechniques remonte aux années soixante. Aujourd'hui, cette méthode est largement progressée ; cependant plusieurs difficultés ont été constatées telles que l'homogénéité, le comportement déplacements-contraintes non-linéaire, les conditions aux limites compliquées et autres considérations. La MEF n'est pas appropriée à la modélisation des murs de soutènement traditionnel, elle peut être aussi utilisée pour examiner les éléments dans chaque structure. L'approche en éléments finis a été utilisée pour examiner la résistance à l'arrachement des renforcements dans un mur de soutènement en sol renforcé .

De nos jours, il existe plusieurs types de logiciels par éléments finis utilisés pour calculer la structure interagissant avec le sol. Chaque logiciel d'éléments finis possède son propre algorithme, sa méthode de résolution et ses paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques de chaque méthode de calcul sont différents.

Pour le présent travail, nous utilisons le logiciel PLAXIS, qui applique des principes des méthodes par éléments finis aux modèles de sol. Le programme utilise la version PLAXIS 2D V 8.2 conçu pour résoudre des problèmes de contraintes planes et bidimensionnelles grâce à son module dynamique. On peut analyser les performances du mur de soutènement sous le sol renforcé et sous charge statique.

3.2. Technique de base de la méthode des éléments finis (MEF)

3.2.1. Définition

La méthode des éléments finis est une solution approximative de l'équation et des dérivés partiels. De manière général, il s'agit de la méthode de substitution. En fait, cette méthode est adoptée dans la plupart des cas Code informatique. Ces outils de calcul sont désormais largement utilisés dans l'Industrie.

3.2.2. Description générale de la méthode des éléments finis

La méthode comprend trois domaines principaux :

- Les méthodes de discrétisation peuvent transformer des problèmes continus en approximation discrète.
- La méthode variation elle nous permet de transformer l'équation dérivée pièce de forme approximative (variante) (PDE).
- Permet des méthodes numériques pour résoudre des systèmes d'équations linéaire, non-linéaire ..., recherche de valeurs propres ...

Tous ces éléments combinés à des moyens de calcul permettent d'exécuter des instructions de plus en plus rapidement. Actuellement.

3.2.3. Signalisation d'un élément fini

Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants :

A) la géométrie : un élément fini peut être 1D, 2D, 3D. Sa forme est simple (segment de droite ou de courbe, triangle ou quadrilatère, tétraèdre prisme hexaèdre).

B) le matériau : le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de hooke isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν).

C) les nœuds : ils définissent la géométrie et assurent la connections des éléments ;

D) les degrés de liberté : pour tout élément fini, on doit faire le choix du champ de déplacement;

E) les forces nodales : à travers des nœuds transitant des forces associées aux degrés de liberté.

Les unes sont des réactions internes, les autres sont des forces dues aux charges appliquées à l'élément.

3.3 Le code PLAXIS

3.3.1 Présentation de plaxis:

Au nom de Plaxis à l'aide de nombreux codes d'éléments finis, des projets d'ingénierie géotechnique peuvent être analysés. Les ingénieurs expérimentés dans ce domaine savent que le poids de l'hypothèse permet le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Ils souhaitent utiliser des codes sur PC pour gérer la bureautique et ses techniques quotidiennes pour mener des recherches paramétriques sur des problématiques subtiles. Ce besoin le plus important est que la vie ne soit pas gâchée par une saisie de données encombrante.

3.3.2 Avantages du code PLAXIS

Les avantages de PLAXIS sont :

- Fournir un grand nombre de résultats directement utiles aux concepteurs : déplacement, contrainte à un stade de chargement donné, pression interstitielle ;
- Plus de résultats mathématiques sur le processus de calcul bien dit ;
- L'accès à tous ces résultats dépend du fait qu'une personne s'intéresse à une autre Aspect ;
- C'est également un système de menu arborescent qui vous permet de choisir l'information requise
- Générateur de réseau automatique ;
- Calcul combiné des flux et de la consolidation ;
- Tenir compte des éléments structurels et de l'interaction sol-structure ;
- Calcul du facteur de sécurité ;
- Calcul en grande déformation ;
- Calcul dynamique (utilisé pour simuler les vibrations et les tremblements de terre);
- Compléter les lois de composition du sol et la possibilité de définir vos propres lois du sol.
- Comportement.

3.3.3 Les éléments fournis par le code PLAXIS

La méthode des éléments finis (FEM) est réalisée en divisant la géométrie en éléments qui doivent appliquer certaines règles mathématiques de rigidité selon la théorie de l'élasticité. Les éléments fournis par PLAXIS sont un triangle à 6 nœuds et un triangle à 15 nœuds, où dans le cas des contraintes planes, chaque nœud a deux degrés de liberté (d.d.l.).

Par défaut, le logiciel fournit des éléments triangulaires avec 15 nœuds. Ce type d'élément fournit une interpolation de quatrième ordre pour le déplacement. Par conséquent, l'intégration

numérique comprend douze points de Gauss. Pour les éléments à 6 nœuds, la fonction d'interpolation est du second ordre. Les éléments, la structure et l'interface sont compatibles avec le type d'élément de sol sélectionné. Lorsque le système approche de l'effondrement global ou que la déformation plastique est importante, un triangle composé de 15 nœuds devrait mieux fonctionner, mais son utilisation signifie qu'il peut être résolu Plus d'équations, donc plus de puissance de calcul est utilisée.

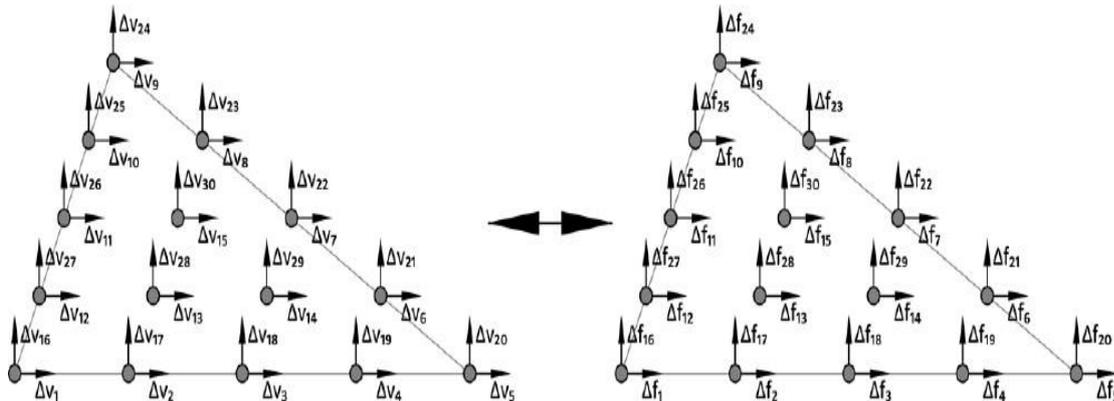


Figure 3.1 L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l. et les forces nodales

3.3.4. Fonctionnalités de PLAXIS

3.3.4.1 Programme d'entrée (Input)

Dans le programme d'entrée, le modèle de plan peut être créé (Figure 4. 2). Les couches du sol, la charge, les renforts et les faisceaux sont conçues par des lignes de géométrie disponibles sur la barre latérale. Ensuite, l'utilisateur fournit du matériel pour chaque matériau dans ses ensembles. Dans des ensembles de matériaux, toutes les informations ; le nom, le matériau de matériau, le type de matériau (drainé/non détruit), la confusion, le poids de l'unité, la rigidité et la force doivent être indiqués avant de continuer. Lorsque le modèle géométrique est terminé, le modèle ou le réseau d'éléments finis peuvent être générés. Il existe plusieurs options en fonction de la taille ou du réglage que l'utilisateur souhaite s'adapter. Le choix d'un meilleur réseau est recommandé dans des pièces intéressantes, où la plupart des erreurs peuvent se produire. L'utilisation d'un réseau plus fin nécessite toutefois un temps de comptage plus long. Lorsque le réseau est généré, le programme continue d'établir les conditions initiales. Celles-ci couvrent les valeurs initiales pour la tension, la tension et la pression des pores efficaces. La

pression initiale du port peut être déterminée dans le cas le plus simple, en tirant sur le niveau des eaux souterraines et en supposant une augmentation de la pression des pores hydrostatique. Avant de poursuivre la partie du calcul, le niveau de stress initial du sol est généré par la procédure K_0 ou la charge sévère [Brinkgrade et al. , 2006].

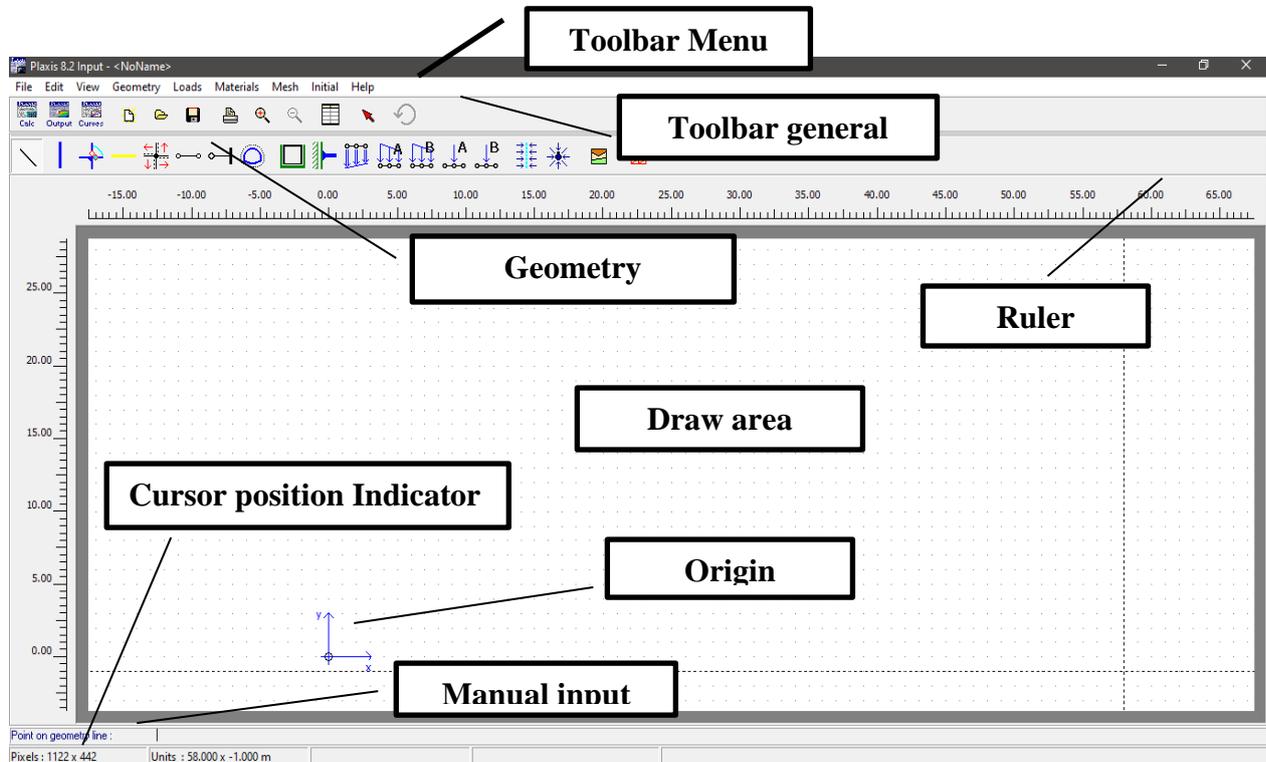


Figure 3.2 Fenêtre principale du programme d'entrée [Brinkgreve *et al.*, 2006]

3.3.4.2 Le programme calcul « Calculation »

Le sous-programme de calcul peut être utilisé pour définir les étapes de calcul. Les étapes peuvent être définies dans le même ordre que dans la réalité. Il existe pour l'utilisateur quatre types de calcul différents à choisir ; un calcul plastique, le calcul de la consolidation, un calcul dynamique « *Dynamic Calculation* » et le calcul « *ϕ/C reduction* » où le dernier est utile pour calculer les facteurs de sécurité. Une fois que toutes les étapes ont été définies, le processus de calcul peut commencer en cliquant sur le bouton « *Calcul* ». Au cours du calcul, une petite fenêtre apparaît et donne des informations sur la progression de chaque phase de calcul.

L'information est continuellement mise à jour et montre une courbe de déplacement de charge, un processus d'itération (points plastiques, erreurs globales, etc.) et le niveau des systèmes de chargement. Avant de commencer le calcul final, des points spécifiques peuvent être sélectionnés pour générer des courbes de déplacement et de contrainte pour ces points [Brinkgreve et al., 2006].

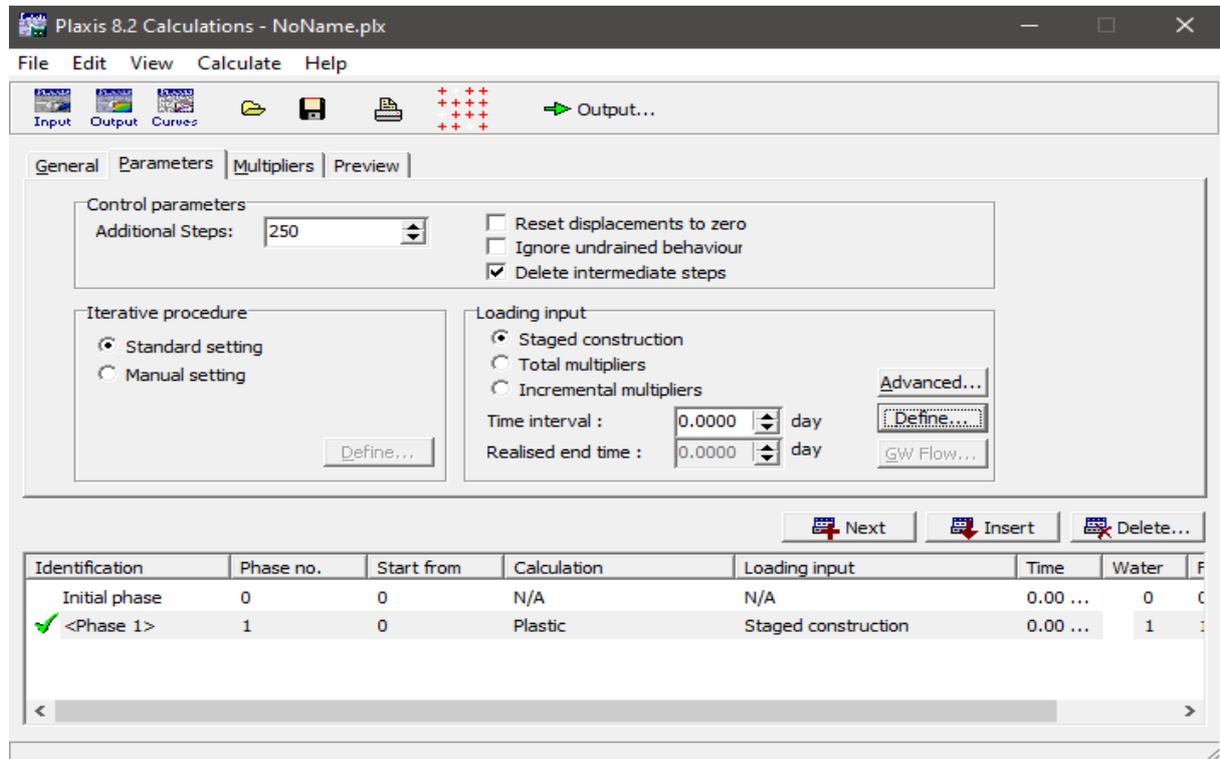


Figure 3.3 Le programme de calcul.

3.3.4.3 Programme sortie « Out put »

Dans la fenêtre de sortie, l'utilisateur peut afficher le résultat du déplacement, des contraintes, de la pression des terres et des forces des tractions dans les renforcements. Cela peut être répertorié ou visualisé. On peut également considérer la contrainte de cisaillement et le moment de flexion pour les éléments de construction. Un point préétabli peut être étudié dans le programme courbe. Pour une section particulière, où les résultats de cette section sont pertinents, PLAXIS offre un moyen de voir les résultats dans cette section en tenant compte de la section transversale. Des courbes de déplacement et les courbes de déplacement avec le temps peuvent également être générées pour les points spécifiques qui ont été sélectionnés avant d'exécuter le calcul. Toutes les sorties pertinentes de la simulation peuvent être documentées sous forme de rapport [Brinkgreve et al., 2006].

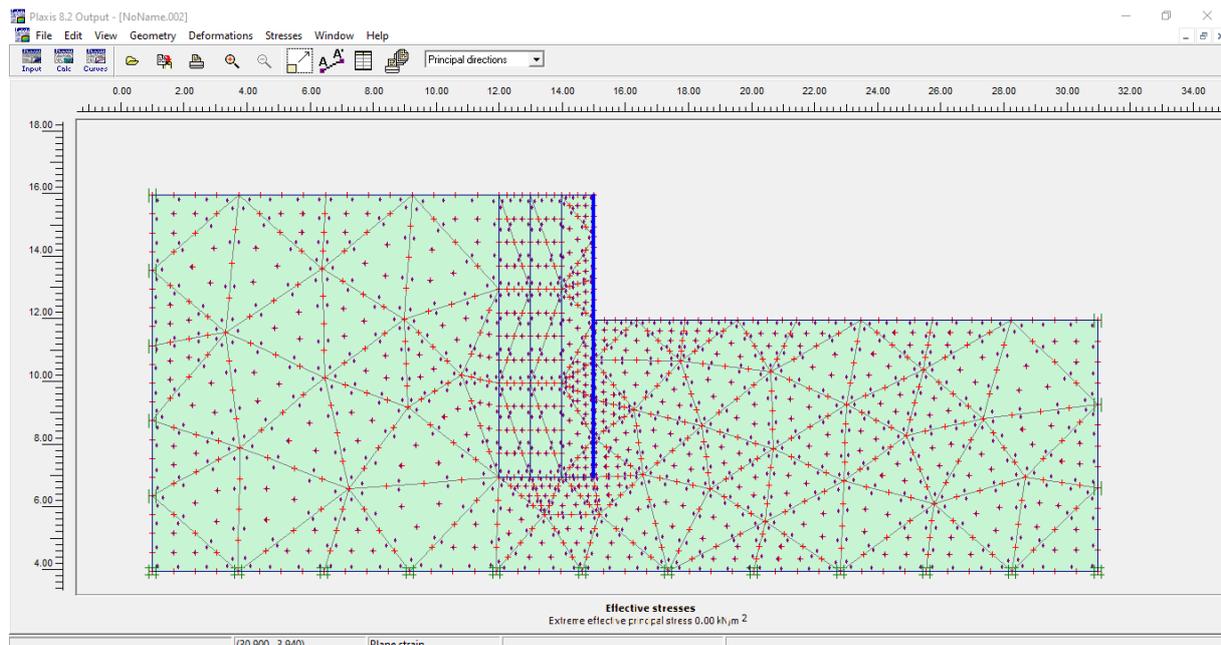


Figure 3.4 Le programme de résultats (Output).

3.4 Présentation des modèles de matériaux dans PLAXIS

Le code PLAXIS V8 utilise plusieurs modèles de comportement tels que : le modèle élastique linéaire, modèle de Mohr-Coulomb (M.C), modèle de sol avec écouissage « *Hardening Soil Model, H.S.M* », modèle pour sols mous « *Soft Soil Model, S.S.M* », modèle pour sols mous avec effet du temps « *Soft Soil Creep Model, S.S.C.M* », le modèle pour les roches fracturées « *Jointed Rock model* », le modèle élasticité isotrope linéaire et le modèle défini par l'utilisateur. La différence entre ces modèles est la mesure dans laquelle ils présentent le comportement mécanique des sols. La conception de chaque modèle consiste à décrire la relation entre la contrainte et la déformation dans le matériau.

Une brève présentation de chaque modèle est donnée avant d'expliquer plus en détail le modèle utilisé dans le présent travail de thèse.

3.4.1. Modèle pour les roches fracturées « *Jointed Rock model* »

Le modèle pour les roches fracturées est un modèle en plastique élastique anisotrope qui est particulièrement adapté pour générer des couches de roches impliquant des directions de pannes stratifiées et spécifiques. La plasticité peut se produire dans un maximum de trois plans de cisaillement où chaque plan a ses propres paramètres de résistance, ϕ et C . Si le matériau a des propriétés de rigidité constantes telles que E et ν , la roche intacte sera parfaitement élastique et des propriétés élastiques réduites peuvent être définies pour le sens de la stratification.

3.4.2. Modèle de sol avec écoulement « **Hardening soil model** »

Le modèle « *Hardening Soil, H.S.M* » est similaire au modèle Mohr Coulomb (M.C), mais il est plus avancé. Quant à M.C, les paramètres d'entrée du modèle H.S.M sont l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatation. La différence par rapport au modèle M.C est que le modèle H.S.M utilise trois raideurs d'entrée différentes : la rigidité de chargement triaxial, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxial, E_{ur} et la rigidité de chargement œdométrique, E_{oed} . Pour de nombreux types de sol, on peut supposer que $E_{ur} \approx 3E_{50}$ et $E_{oed} \approx E_{50}$, bien que les sols très doux et très rigides puissent donner d'autres ratios. Une autre différence par rapport au modèle de M.C est que les raideurs du modèle de durcissement du sol augmentent avec la pression. Le modèle H.S.M est adapté à tous les sols, mais ne tient pas compte des effets visqueux tels que le fluage et la relaxation des contraintes (généralement, tous les sols présentent un certain fluage).

3.4.3. Modèle des sols mous « **Soft soil model** »

Le modèle « *Soft Soil, S.S.M.* » est un modèle du type Cam-Clay qui est utilisé pour calculer la compression primaire de sols d'argile normalement consolidés. Le modèle H.S.M domine le modèle S.S.M, mais il est toujours conservé, car les utilisateurs plus anciens de PLAXIS pourraient être à l'aise avec ce modèle [Brinkgreve *et al.*, 2006].

3.4.4. Modèle des sols mous avec fluage « **Soft Soil Creep model** »

La compression secondaire se produit surtout dans les sols doux tels que les argiles, les limons et la tourbe normalement consolidés, pour qui ce modèle a été spécialement développé à cet effet. Le modèle « *Soft Soil Creep, S.S.C.M* » n'est pas tellement meilleur que le modèle M.C dans le déchargement des problèmes tels que les tunnels et l'excavation.

3.4.5. Modèle élasticité isotrope linéaire

L'élasticité isotrope linéaire est la relation contrainte-déformation la plus simple disponible dans PLAXIS. Ce modèle classique n'a que deux paramètres d'entrée, le module de Young, E et le ratio de Poisson, ν . Un tel modèle n'est pas appréciable pour expliquer le comportement complexe du sol, mais il est adapté à la modélisation d'éléments structurels massifs et de couches rocheuses.

Les tableaux d'entrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_{u=G'}$), ce qui n'est pas le cas des modules de Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il serait plus logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, et K comme second paramètre. D'une part, K_u est infini (correspondant à $\nu=0.5$) et il

est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

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

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol, il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Ce modèle est adopté pour ce travail de thèse afin de simuler les éléments structuraux de mur de soutènement, à savoir, les écailles en béton et les renforcements géo synthétiques.

Figure 3.5 Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle élasticité linéaire

3.4.6. Modèle Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr Coulomb (M.C) est présenté comme un modèle élastique parfaitement plastique [Brinkgreve *et al.*, 2006]. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol.

En expliquant cela, une fonction de rendement est introduite. La fonction de rendement, f , s'explique en fonction de la déformation et de la contrainte et est présentée comme une surface

dans un espace de contrainte. La fonction de rendement est la limite entre le comportement élastique et plastique.

Un modèle parfaitement plastique est un modèle qui a une surface de rendement fixe. En outre, les points de contrainte qui peuvent être trouvés à l'intérieur de la surface de rendement ont un comportement élastique et toutes les déformations sont réversibles.

La condition de rendement de M.C se compose de six fonctions de rendement. L'angle de frottement (ϕ) et la cohésion (C) apparaissent dans les six fonctions de rendement et forment ensemble un cône hexagonal dans l'espace de contrainte .

En plus des six fonctions de rendement, il existe également six fonctions de potentiel plastique définies pour le modèle M.C. Les fonctions de potentiel plastique contiennent un troisième paramètre de plasticité, l'angle de dilatation (ψ).

Il est possible d'inclure la quantité de la contrainte à la traction qui peut s'établir dans certains problèmes pratiques. Le sol n'a généralement que de très faibles résistances à la traction et, de ce fait, PLAXIS par défaut est choisi avec une résistance à la traction de zéro dans le modèle de M.C. Étant donné que la contrainte de traction peut augmenter avec la cohésion, ce comportement peut être inclus dans le modèle en sélectionnant le paramètre "coupure de tension" « *tension cut-off* » [Brinkgreve *et al.*, 2006].

Comme déjà mentionné précédemment, le modèle M.C nécessite cinq paramètres : le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (C) et l'angle de dilatation (ψ) (Figure 3.5). Ces paramètres peuvent être obtenus à partir des tests de base des échantillons de sol. Il est conseillé d'utiliser le modèle M.C, cela parce que d'autres modèles avancés ont besoin de nouvelles données sur le sol que le modèle M.C [Brinkgreve *et al.*, 2006].

Figure 3.5 Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C

3.4.7 Modèle défini par l'utilisateur :

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

Remarque :

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de *Mohr-Coulomb*, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (figure 3.6) comprend un ressort de raideur K (pour symboliser l'élasticité), et un patin de seuil S_0

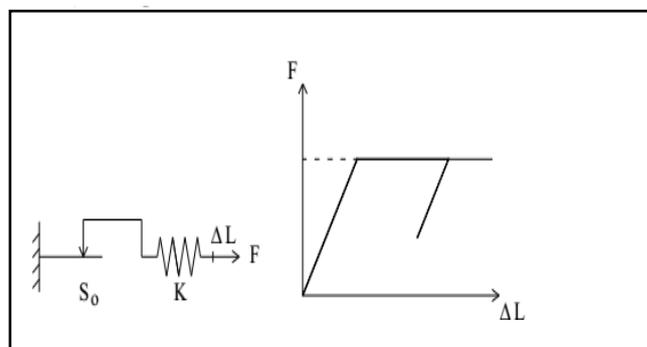


Figure 3.6 Représentation monodimensionnel du comportement élasto plastique

Le modèle élasto-plastique "*Mohr-Coulomb*" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont:

- En élasticité
 - E module d'élasticité de *Young*,
 - ν coefficient de *Poisson*,
- En plasticité
 - c cohésion,
 - φ angle de frottement,
 - ψ angle de dilatance.

3.5 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* 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.

CHAPITRE 4 :

Description et présentation du projet

CHAPITRE 4 :

Description et présentation du projet

4.1 Introduction :

La modélisation numérique permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Plaxis (version 8.2) et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel d'un mur de soutènement.

4.2 Propriétés des matériaux

4.2.1 Propriété de Polystyrène (EPS) :

Le polystyrène (EPS) est utilisé dans les applications géotechniques depuis les années 1960. En référence à EPS Industrie Alliance [5], l'EPS représente environ 1% du poids du sol et moins de 10% du poids des autres remblais légers. Cela rend les remblais EPS plus légers par rapport aux remblais de sol compacté, et réduit en conséquence les charges mortes imposées au sol sous-jacent. Cela se traduit également par des avantages en termes de coût et de temps de construction, et de simplicité de construction en tant que blocs EPS sont faciles à manipuler sans nécessiter d'équipement spécial, et peuvent être facilement coupés et façonnés sur site. L'EPS est disponible en différentes densités qui peuvent être sélectionnées par le concepteur en fonction d'une application géotechnique spécifique. Sa durabilité et sa durée de vie sont comparables à celles d'autres matériaux de construction car il conserve ses propriétés physiques dans diverses conditions (Abdel Salam et Azzam [6][7]).

Dans notre étude, nous avons sélectionné deux types de polystyrène qui sont EPS15 et EPS20 et leurs caractéristiques [8][9][10] sont résumées dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 Propriété de Polystyrène (EPS)

Propriétés	Masse volumique <i>kg/m³</i>	E (<i>kN/m²</i>)	U
EPS 15	15	2400	0.086
EPS 20	20	4000	0.114

E = module d'élasticité, ν = coefficient de Poisson

4.2.2 Propriétés du sable pour Plaxis 2D :

La loi de comportement des sols Mohr – Coulomb, est utilisée pour la modélisation du sol de remblai. Ce remblai est constitué d'un sable dont les propriétés de module du remblai et des paramètres de résistance comme l'angle de résistance au cisaillement et la cohésion sont demandé par le code Plaxis. Cependant, la résistance du sable est régie uniquement par l'angle de résistance au cisaillement car on a choisi un sol pulvérulent (sable) pour augmenter son effet de poussée sur le mur.

Les propriétés du sable utilisées dans ce logiciel ont été évaluées en laboratoire et sont présentées dans le tableau 4.2. Malgré que le code Plaxis fonctionne bien avec les sols sans cohésion, et pour éviter l'instabilité numérique, tout en utilisant Plaxis pour les sols sans cohésion au lieu de prendre la valeur de cohésion nulle, il a été pris égal à 1 kN/m^2

Tableau 4.2 Propriétés du sable pour Plaxis 2D

Propriétés	Unité	Valeur
Masse volumique	<i>kg/m³</i>	16.5
Module d'Young	<i>kN/m²</i>	40,000
Coefficient de Poisson	–	0.3
Cohésion	<i>kN/m²</i>	1
Angle de frottement	Degrés	32°

4.2.3 Propriétés du mur de soutènement :

Les propriétés du mur de soutènement réalisé en béton armé sont représenté sur le tableau suivant

Tableau 4.3 Propriétés du mur de soutènement

Propriétés	Unité	Valeur
Rigidité axiale (EA)	kN/m	4.25×10^6
Rigidité en flexion (EI)	kNm^2/m	2.56×10^5
Coefficient de Poisson (ν)	–	0.15
Poids par surface	$kN/m/ m$	20.4

4.3 Simulation numérique :

4.3.1 Présentation du modèle numérique :

Le mur étudié est de 6m de hauteur et encastré de 2m dans le sol de fondation avec 0,85 m d'épaisseur. Le modèle choisit pour étudier le cas ci-présent a les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous, ou on a respecté les conditions aux limites représentées sur la figure par l'effet de constater que les déformations n'arrivent pas à sortir du plan du modèle:

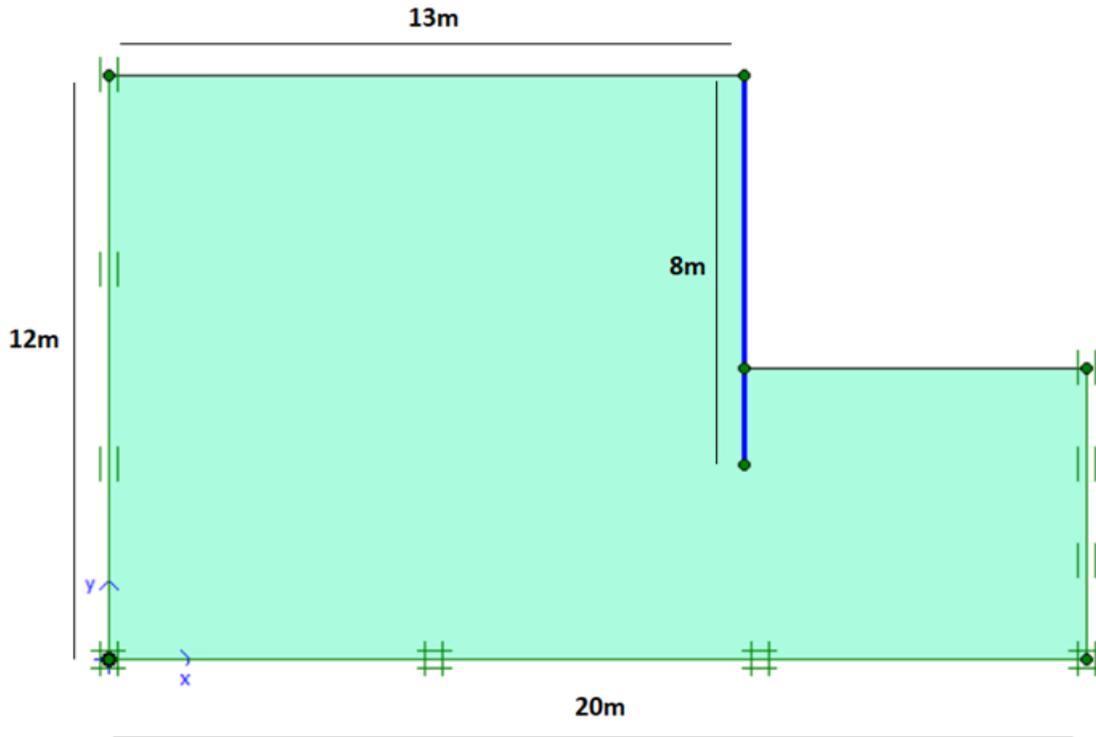


Figure 4.1 Dimensions du projet

4.3.2 Présentation de l'étude :

4.3.2.1 Saisie des données :

Dans la première étape : le model Plane Strain et l'élément à 15 nœuds ont été choisis dans le « General settings » et les dimensions géométriques de la fenêtre figure

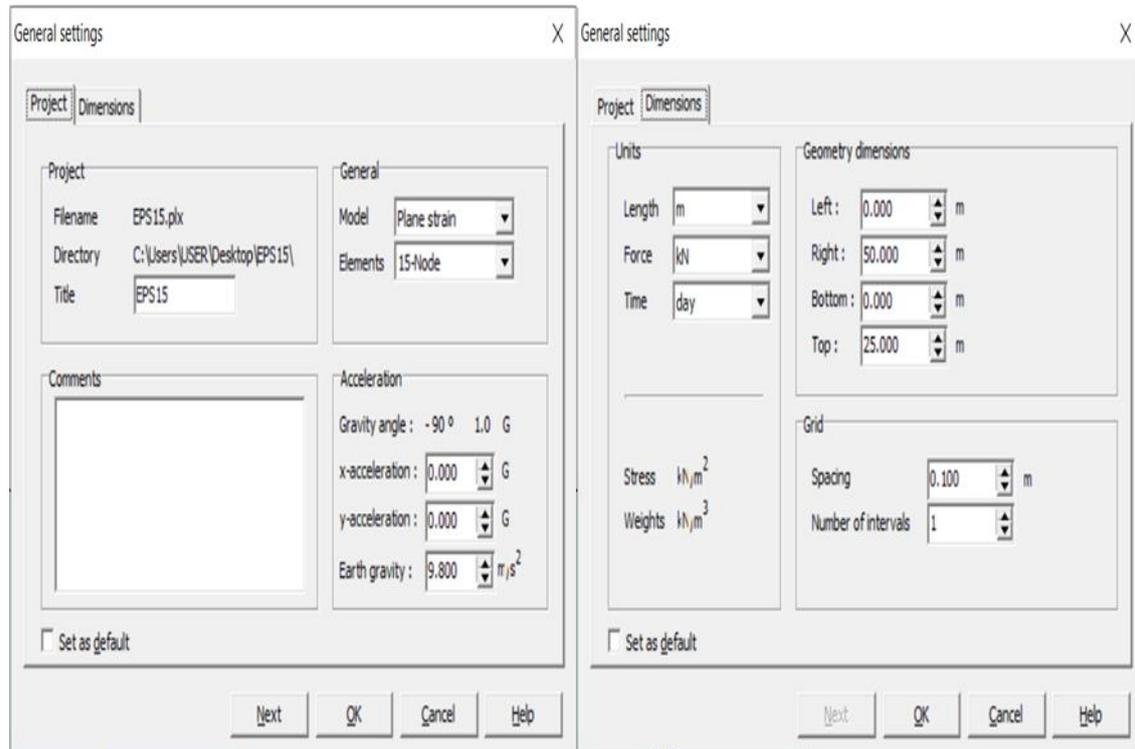


Figure 4.2 les données d'entrée

4.3.2.2 Maillage du modèle :

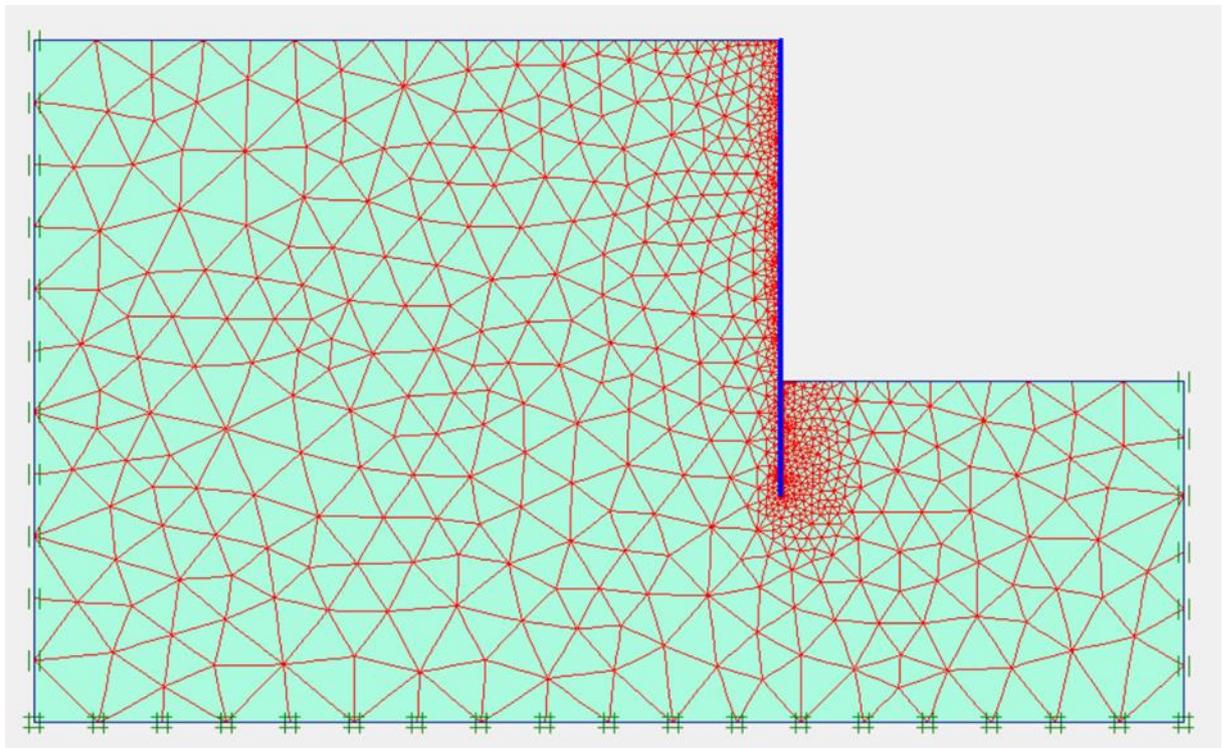


Figure 4.3 Maillage du modèle

4.3.2.3 Résultat du calcul :

Dans ce premier calcul on remarque que le mur de soutènement ne peut pas résister aux forces appliquées par le sol retenu derrière ce mur donc nous avons un collapse et un déplacement illogique représentés sur les figures

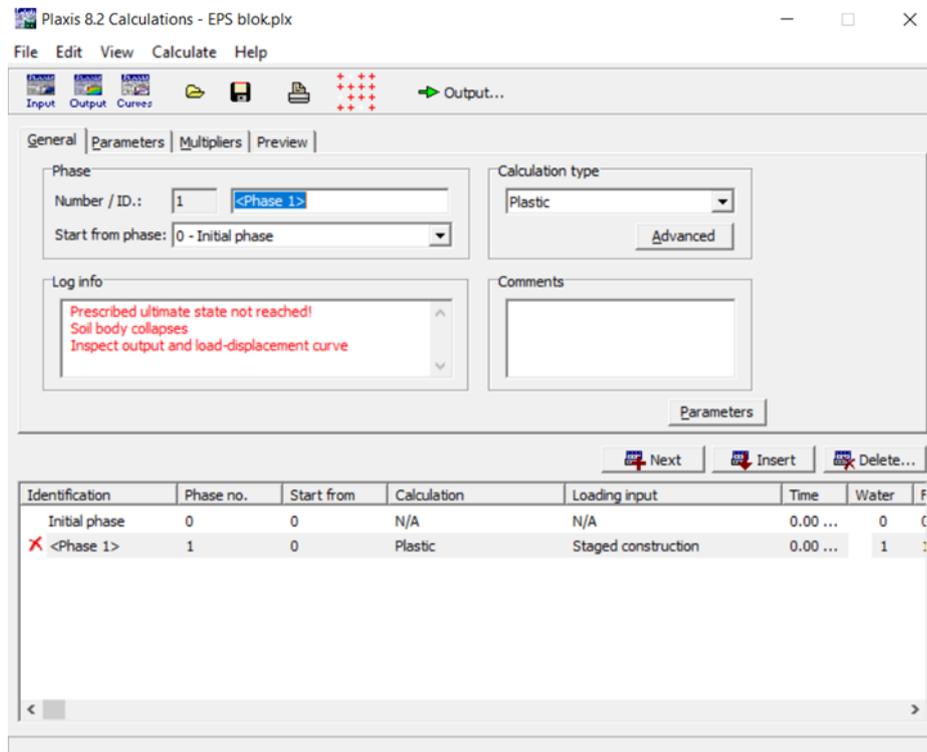


Figure 4.4 Fenêtre de résultats

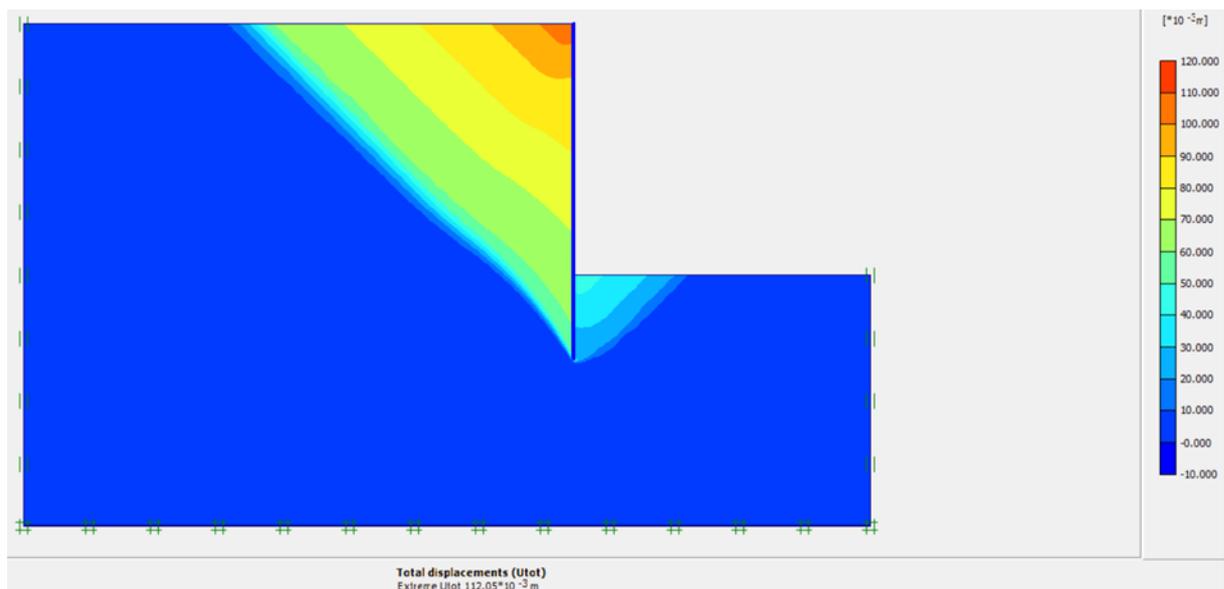


Figure 4.5 Résultat du calcul

Donc, nous allons chercher une solution pour renforcer ce mur. En plus des solutions traditionnelles connues comme : la terre armée, l'ancrage, la stabilisation par injection et l'encastrement on peut proposer une nouvelle technique qui concerne l'utilisation du polystyrène.

Sur le marché, il y a plusieurs types de polystyrène ; parmi eux ce premier type que nous allons utiliser dans notre première modélisation, qui a une masse volumique de $15\text{kg}/\text{m}^3$ et s'appelle EPS-15 [Expanded Polystyrène].

Nous utilisons des feuilles de polystyrène, chaque feuille est de 10 cm d'épaisseur et étalée sur toute la paroi arrière du mur. Le but de ce polystyrène est de jouer le rôle d'un ressort entre le mur et le sol qui absorbe et minimise les déplacements du mur causés par le sol. Chaque fois on ajoute une couche de polystyrène jusqu'à ce que le mur de soutènement soit stable.

4.4 Utilisation de polystyrène :

4.4.1 Utilisation de polystyrène (EPS15) :

4.4.1.1 Modélisation de polystyrène :

Nous avons modélisé le polystyrène sous forme des "cluster " et en chaque cluster nous saisissons les propriétés du polystyrène comme représentés sur les figures

Linear elastic - EPS15

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: EPS15

Material model: Linear elastic

Material type: Non-porous

General properties

γ_{unsat} : 0.150 kN/m³

γ_{sat} : 0.150 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure 4.6 Propriété de Polystyrène

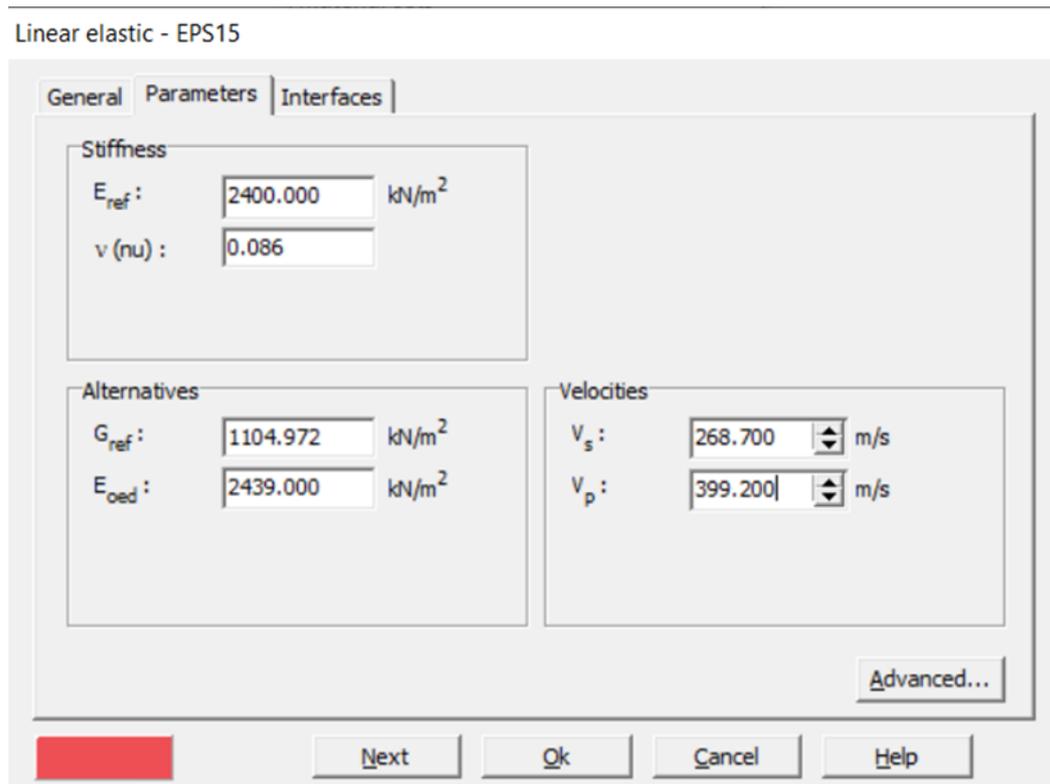


Figure 4.7 Propriété de Polystyrène

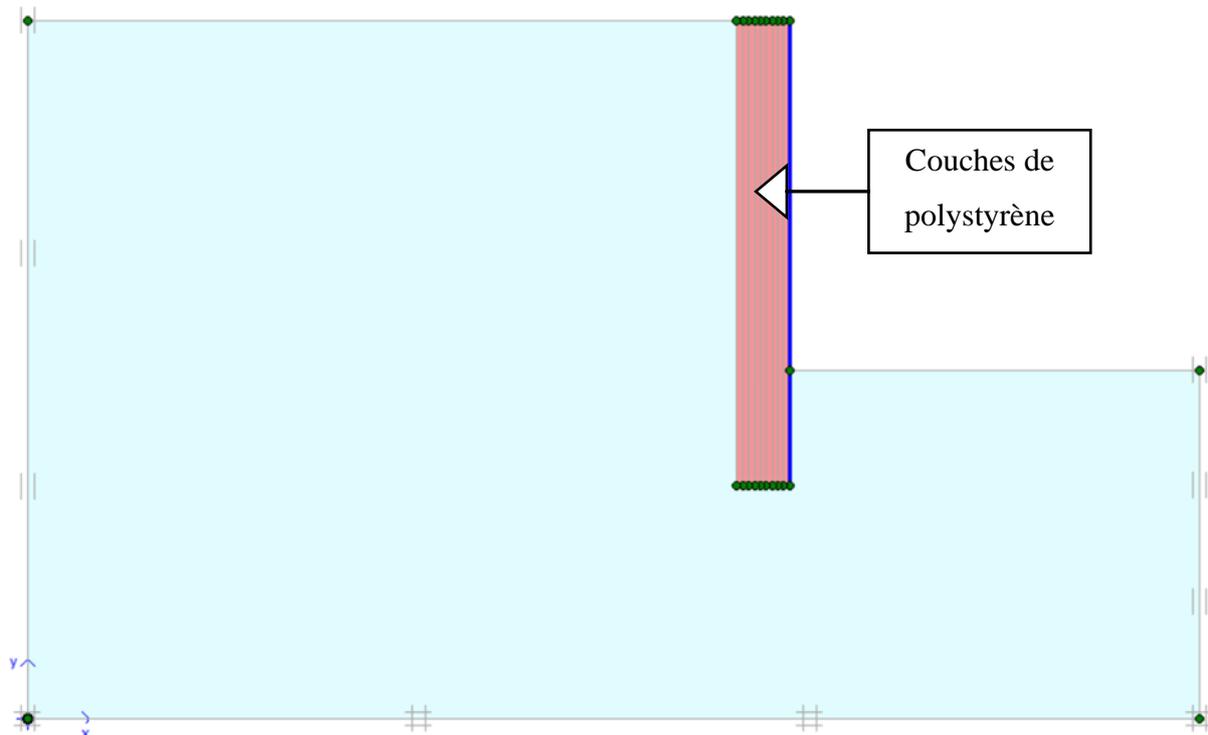


Figure 4.8 Présentoir de projet avec polystyrène

4.4.1.2. Maillage du modèle :

Pour obtenir des résultats plus précis, nous avons concentré le maillage sur les zones en polystyrène qui sont les zones les plus sensibles dans le modèle.

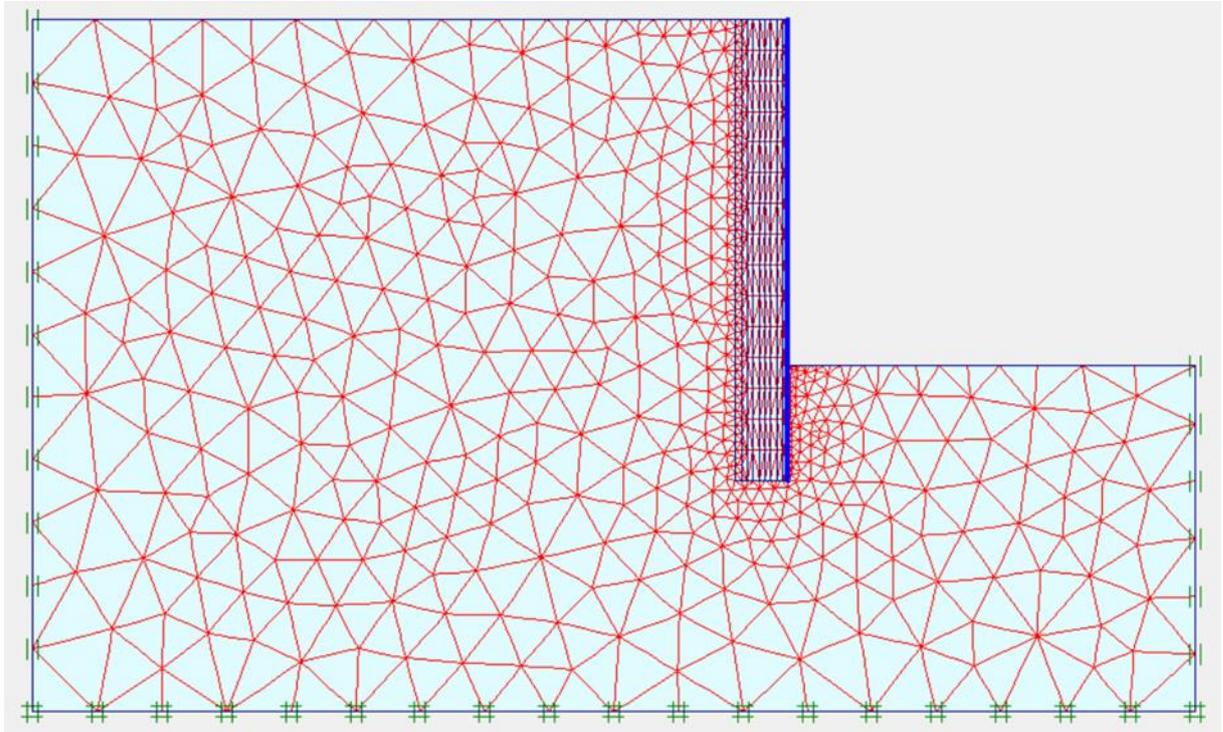


Figure 4.9 Maillage du modèle avec polystyrène

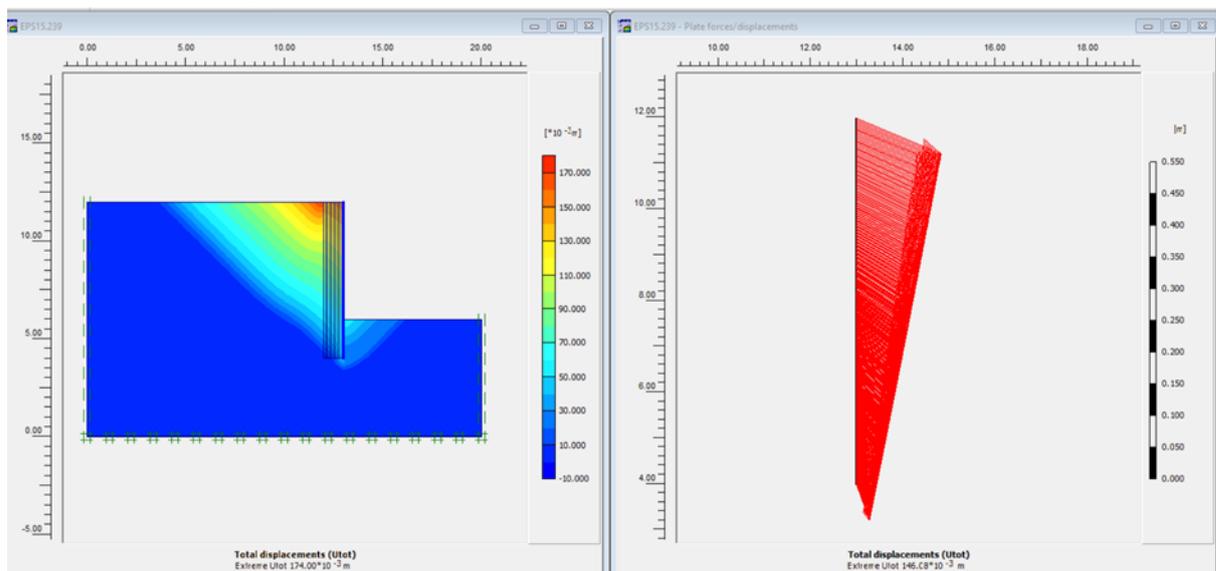


Figure 4.10 Résultat du calcul

Chaque fois que nous ajoutons une couche de polystyrène, nous obtenons moins de déplacement qu'avant, mais le risque de collapse reste toujours jusqu'à ce que nous atteignons une épaisseur minimale demandée de 1 m pour éviter ce collapse.

Nous avons continué à ajouter des couches d'une épaisseur de 10 cm et à chaque fois nous obtenons le déplacement du mur de soutènement inférieur au déplacement du sol, ce qui signifie que le polystyrène a absorbé la différence comme indiqué dans le tableau 4.4

Tableau 4.4 Résultat du calcul avec EPS15

EPS 15 [m]	Déplacement de sable [cm]	Déplacement de mur [cm]	Différence [cm]
1.0	17.400	14.608	2.792
1.1	13.536	11.346	2.190
1.2	11.613	9.559	2.054
1.3	10.105	8.254	1.851
1.4	8.831	7.235	1.596
1.5	8.043	6.608	1.435
1.6	7.598	6.266	0.99
1.7	7.318	5.987	1.331
1.8	7.329	5.937	1.392
1.9	7.326	5.885	1.441

4.4.2 Utilisation de polystyrène (EPS20) :

Nous avons répété le même processus avec du polystyrène d'une masse volumique de $20\text{kg}/\text{m}^3$, et nous avons obtenu les résultats résumés dans le tableau 4.5

Tableau 4.5 Résultat du calcul avec EPS20

EPS 20 [m]	Déplacement de sable [cm]	Déplacement de Mur [cm]	Différence [cm]
0.9	17.432	14.283	3.149
1.0	11.539	9.471	2.068
1.1	9.220	7.581	1.639
1.2	7.712	6.356	1.356
1.3	6.586	5.423	1.163
1.4	5.938	4.877	1.061
1.5	5.292	4.360	0.932
1.6	4.984	4.100	0.884
1.7	4.847	3.892	0.955
1.8	4.740	3.872	0.868
1.9	4.669	3.742	0.927

Lorsque nous avons utilisé EPS20 nous avons constaté que le déplacement est devenu moins que celui EPS15 ce qui signifie que le mur de soutènement sera plus stable avec des couches de polystyrène plus faible. Donc on peut arriver à avoir la même stabilité du mur en utilisant une couche de faible épaisseur.

Notez que lorsque nous utilisons EPS20, nous obtenons de meilleurs résultats qu'avec EPS15 comme il est montré dans l'histogramme

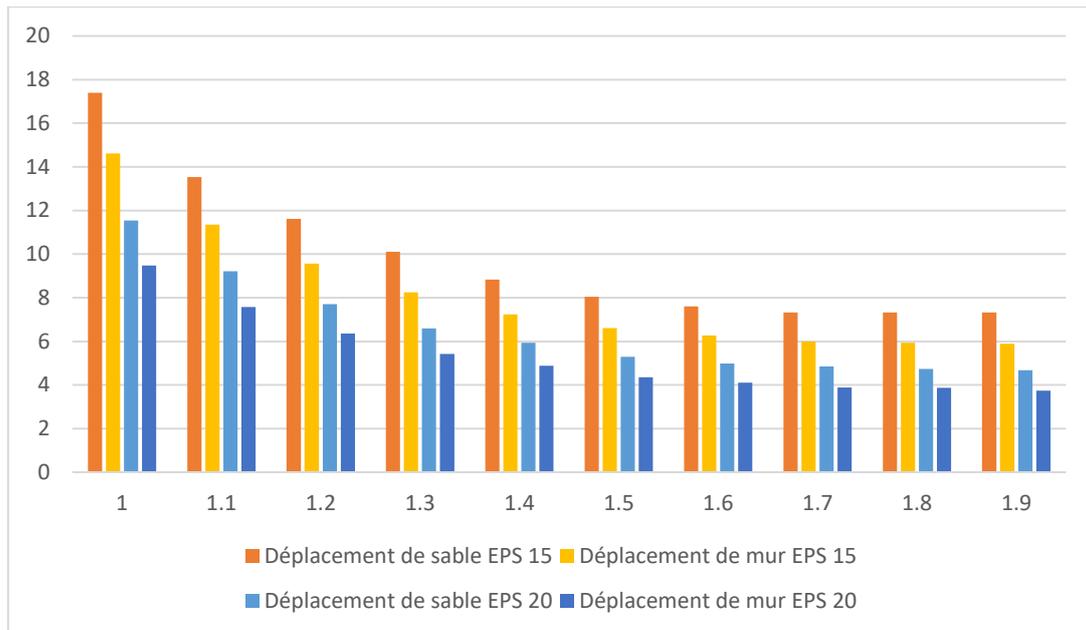


Figure 4.11 Résultat du calcul sur l'histogramme

4.4.3 Utilisation de polystyrène avec charge :

Dans ce cas les collapse sont restés jusqu'à ce que nous atteignons 2,1 m de polystyrène comme le précise le tableau 4.6 et la figure 4.12

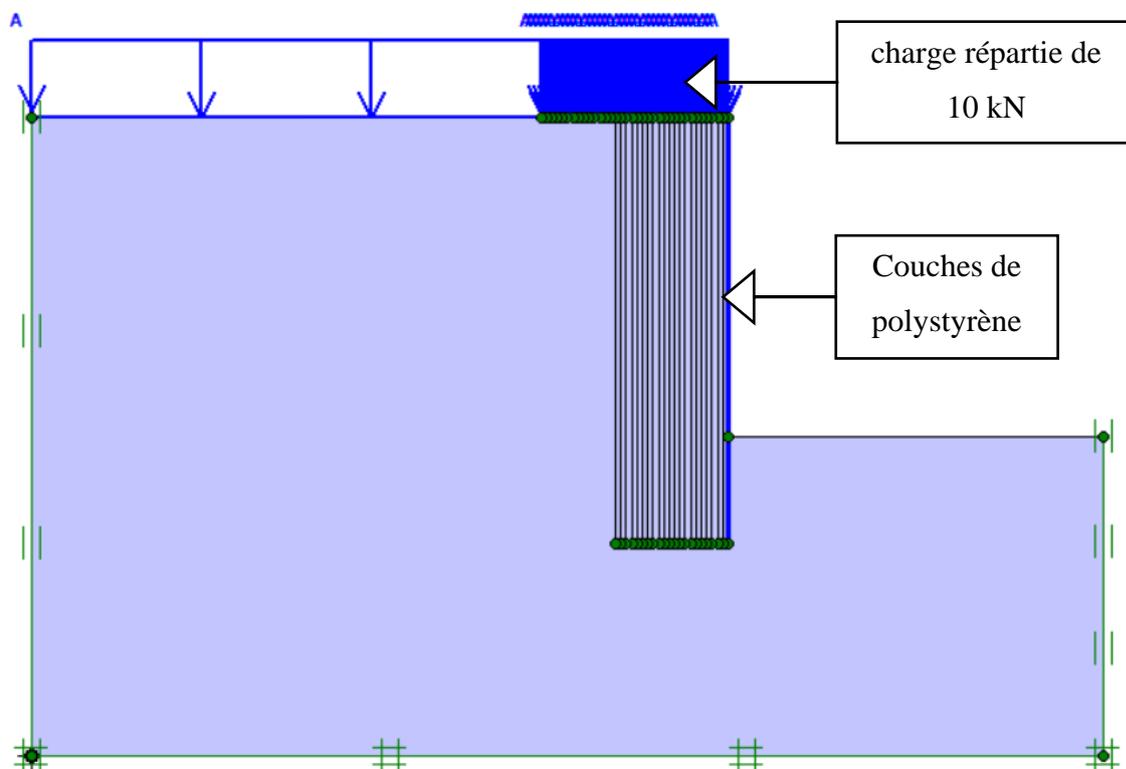


Figure 4.12 Utilisation de polystyrène avec charge

Tableau 4.6 Résultat du calcul avec charge

Polystyrène [m]	Déplacement de sable [cm]	Déplacement de Mur [cm]	Différence [cm]
2.1	99.297	75.599	23.698
2.2	76.863	58.552	18.311
2.3	64.871	49.470	15.401
2.4	53.872	43.086	10.786
2.5	48.059	38.513	9.546
2.6	48.169	35.517	12.652
2.7	45.133	33.164	11.969
2.8	38.287	30.561	7.726
2.9	39.848	29.418	10.430
3.0	38.363	28.175	10.188
3.1	36.707	27.115	9.592
3.2	34.239	26.090	8.149
3.3	33.464	25.358	8.106
3.4	31.752	24.564	7.188
3.5	31.041	23.826	7.215

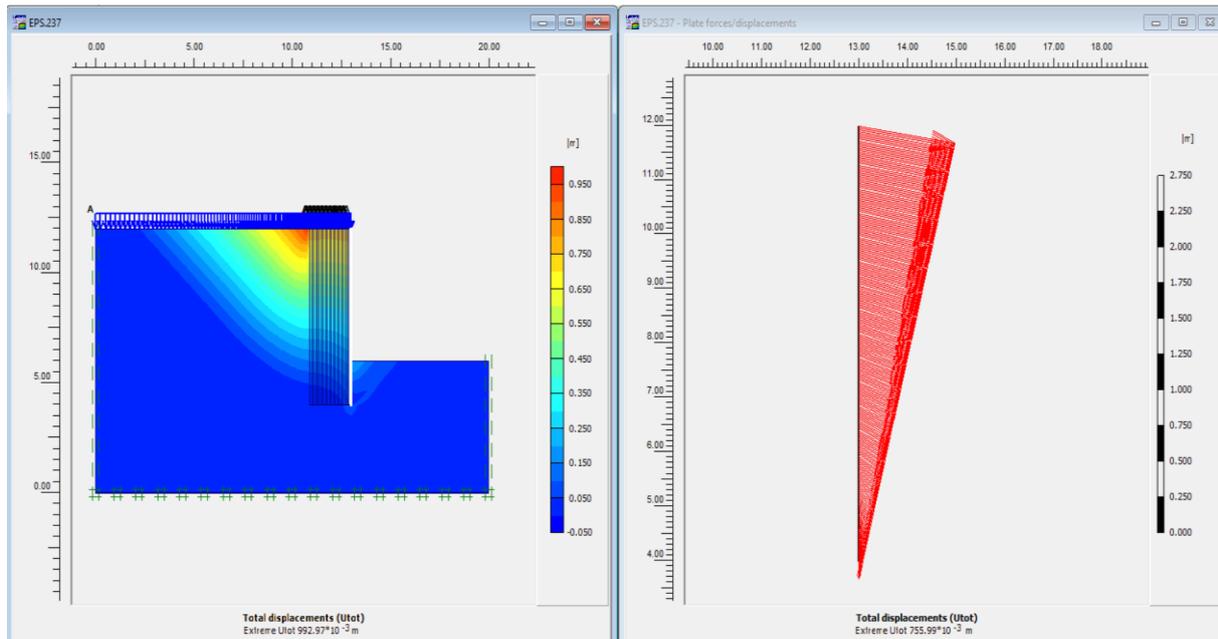


Figure 4.13 Résultat du calcul avec charge

4.5 Conclusion :

Après ce travail, on dit qu'il a été prouvé que le polystyrène peut être une solution pour stabiliser les murs de soutènement.

De plus, nous avons comparé deux types de polystyrène et nous avons prouvé que l'EPS20 est mieux pour l'utilisation que l'EPS15, de point de vu épaisseur .

**CONCLUSION
GÉNÉRALE**

CONCLUSION GENERALE

Dans le domaine de la géotechnique, le renforcement des sols est une technologie nouvelle et spécifique pour l'amélioration des sols. Dans la plupart des applications pratiques, la résistance du sol est améliorée en incorporant des renforts continus par l'interaction de renforcements métalliques ou géosynthétiques avec le sol. Ainsi, le renforcement des sols est devenu une technique rentable et efficace.

Dans le présent travail une nouvelle technique est exposée dans le but de renforcer le sol derrière un mur de soutènement. Au lieu d'utiliser les techniques citées ci-dessus, on a utilisé un nouveau matériau qui est le polystyrène plaqué verticalement au mur de soutènement.

Les techniques de renforcement du sol sont définies comme une technique visant à améliorer les caractéristiques techniques du sol et donner la résistance au mur de soutènement. Il est évident que le mur n'a pas de propriétés mécaniques suffisantes pour qu'il joue seul le rôle de support, cependant, ces propriétés peuvent être améliorées par l'interaction d'une couche de polystyrène. Ainsi, on a constaté que l'utilisation de ce matériau pour renforcer le mur peut attirer l'attention des spécialistes dans le domaine de la géotechnique.

L'idée de ce nouveau système de renforcement est basée sur la technique d'absorption des déformations par les plaques de polystyrène. Ces déformations qui, normalement, doivent être subies par le mur de soutènement.

Alors, on a démontré au cours de ce travail que dans le but de minimiser les efforts sur les murs de soutènement on a constaté que l'utilisation d'une couche de polystyrène, plaquée au mur, peut-être envisagée comme une nouvelle solution de renforcement de murs de soutènement.

Le présent travail propose le matériau de polystyrène (Geofoam) comme une nouvelle méthode de renforcement des sols. Donc, le polystyrène peut absorber les déformations que le mur subisse, ainsi la déformation du mur se minimise.

Cette étude numérique nous a permis de collecter plusieurs connaissances sur les murs de soutènement en présence du polystyrène, leur comportement, les différentes approches de calcul et l'influence de quelques paramètres sur sa stabilité. Les calculs effectués dans la présente étude montrent que :

- Pour la compréhension du comportement des murs de soutènement en présence du polystyrène, des méthodes analytiques, expérimentales et numériques peuvent être utilisées pour l'évaluation de la stabilité interne et externe du mur.
- Après l'achèvement de ce travail, on peut dire qu'il a été prouvé que le polystyrène peut être une solution pour stabiliser les murs de soutènement.
- De plus, nous avons comparé deux types de polystyrène et nous avons prouvé que l'EPS20 est mieux pour l'utilisation que l'EPS15, de point de vu épaisseur.
- On constate une forte concordance des résultats numériques avec les idées proposées au préalable, ce qui justifie la validité de notre modèle numérique.
- La modélisation des murs de soutènements en présence du polystyrène EPS15 et EPS20 montre l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution des déplacements du mur et des contraintes horizontales derrière le mur, le coefficient de sécurité augmente aussi avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du polystyrène.
- Pour l'application d'une surcharge uniformément répartie, le déplacement augmente et le facteur de sécurité diminue. L'application d'une surcharge a donc une influence importante sur la stabilité de l'ouvrage.

Recommandation :

- Il serait intéressant de faire le même travail en utilisant le code de calcul Plaxis 3D.
- Une étude paramétrique peut montrer que l'angle de frottement est le paramètre de sol qui présente la plus grande influence sur la stabilité et la déformation des murs dans la modélisation numérique.
- Dans l'étude paramétrique on peut jouer sur les différents paramètres intervenant dans le phénomène et tire les conclusions nécessaires.
- A nos jours, une étude écologique et environnementale est souhaitable pour constater les possibilités de la biodégradation du matériau ainsi que l'effet nocif de cette nouvelle matière.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] DJABRI Mohamed , Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé, Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra.2017
- [2] Jean-Philippe yvrard, expérimentation et modélisation du comportement, mécanique du polystyrène expansé, thèse de doctorat, université des sciences et technologies de lille.1998
- [3] Magoura najib , Comportement d'un écran de soutènement renforcé par des armatures métalliques, Mémoire de Master, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA 2017.
- [4] Saoula Hana, Modalisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête, mémoire de master, Université Mohamed khider –Biskra 2019
- [5] Awol, T. : Une étude paramétrique du fluage sur les remblais EPS polystyrène. Département de génie civil et des transports, Université norvégienne des sciences et de la technologie, Trondheim
- [6] 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)
- [7] 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)
- [8] Gade VK, Dasaka SM (2019) Short-term and long-term behavior of EPS geofom. J Test Eval 47(6) :4492–4512. <https://doi.org/10.1520/JTE20170207>
- [9] Beju YZ, Mandal JN (2016) Compression creep test on expanded polystyrene (EPS) geofom. Int J Geotech Eng 10(4) :401–408
- [10] Beju YZ, Mandal JN (2017) Expanded polystyrene (EPS) geofom: preliminary characteristic evaluation. Procedia Engineering, Transportation Geotechnics and Geocology (TGG 2017)

RÉFÉRENCES DES FIGURES

[**Vidyarthi 84**] S.K. Vidyarthi - Density and strength of plastic foams - Cellular polymers - Vol. 3 - N° 1 - 1984-pp.1 à9.

[**Benning 69c**] C.J. Benning - Effect of cell structure in polyethylene foam on shock mitigation - Journal of cellular plastics- Janvier1969- pp. 40 à 45.

[**Clutton 92**] E.Q. Clutton, G.N. Rice- Structure-property relationships in thermoplastics foams- Cellular polymers- Vol. 11 - N° 6- 1992- pp. 429 à 449.

[**Patel 70**] M.R. Patel, I. Finnie - Structural features and mechanical properties of rigid cellular plastics - Journal ofmaterials- Vol. 5- N° 4- Décembre 1970- pp. 909 à 932.

[**Rankine, 1857**] WJM. (1857). On the stability of loose earth. Phil. Trans. Roy. Soc. London, 147 (2), 9–27.