الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supèrieur et de la Recherche Scientifique

جـــامعـــة محمد الصديق بن يحـيـــــى جيجـل

Université de Mohamed Seddik Ben Yahia -Jijel

Faculté des Sciences et de la technologie

Département génie civil et d'hydraulique

كلية العـــلوم والتكنولوجيا

قســـــم الهندسة المدنية والري

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme

De Master Académique

Filière: génie civil

Option: géotechnique

Thème

L'effet des paramètres mécanique du sol sur la réponse dynamique d'un mur de soutènement cantilever

Encadré par:

Mr.Ghoudjil Kamel

Présenté par:

BOUHELASSA Med.Lamine

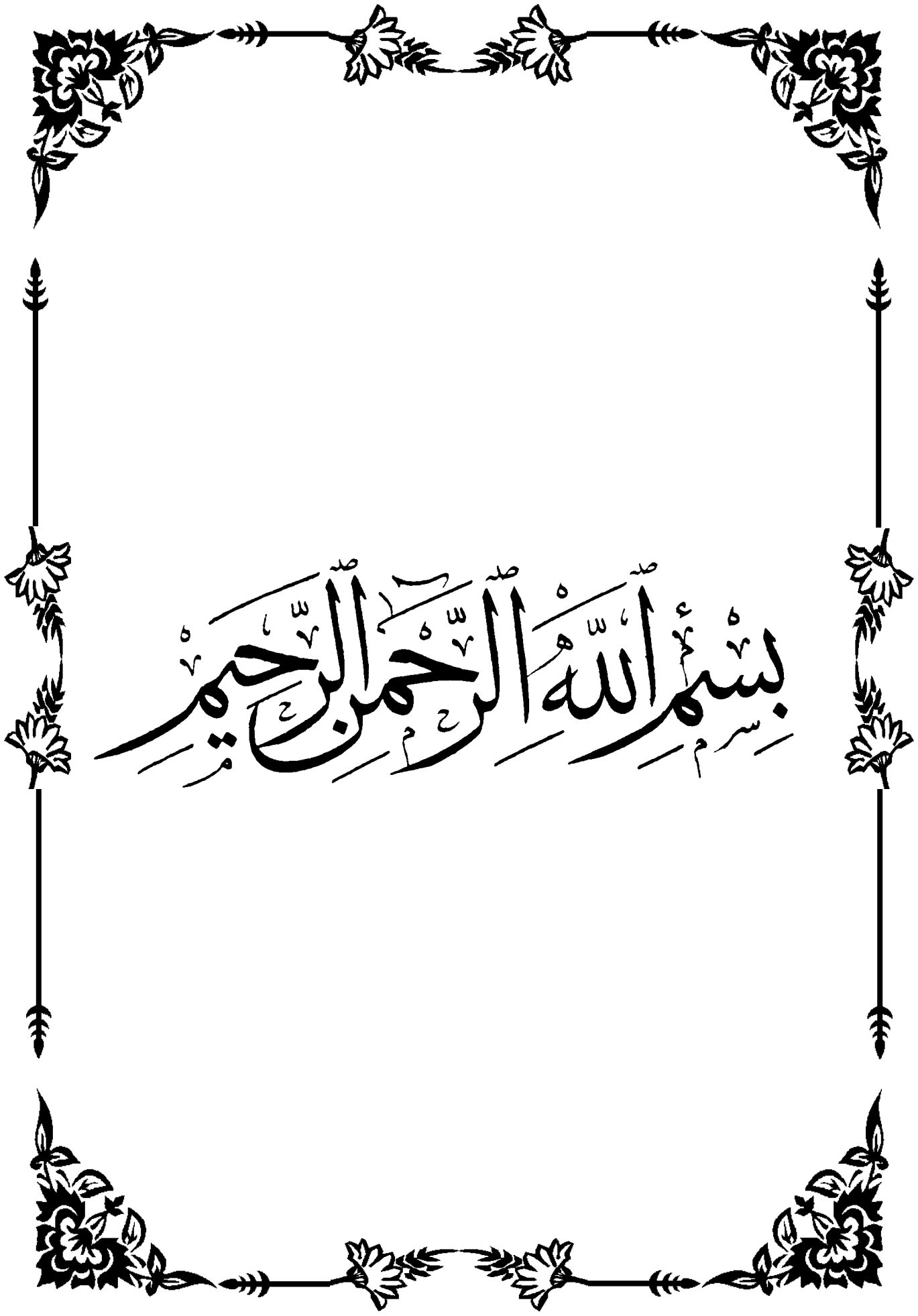
CHABOU Mohammed

Devant le jury composé de:

Président: Mr. BOURAOUI Ichem

Examinateur: Mr. LAAMARA Mohammed

Année Universitaire 2019/2020


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Mes vifs remerciements à mon Promoteur : Dr. *Ghoudjil Kamel* pour ses conseils durant l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont assuré ma formation.

Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

DÉDICACE

A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion,

Mon Promoteur, sans oublier tous mes Enseignants auxquels j'exprime mon profond Respect.

Et à tous ceux qui me sont chers.

BOUHELASSA Med.Lamine

DÉDICACE

A la mémoire de ma chère maman

Quoi que je fasse ou qui que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance ma guidé et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mon cher frère et sœur. A tous membre de ma famille. A tous ceux qui ont cru en moi, à tous mes amis et mes enseignants.

Je dédie ce travail.

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et réussite.

CHABOU Mohamed

RÉSUMÉ

Les analyses des murs de soutènement ont montré que de nombreux remblais sont des matériaux grossiers avec une certaine cohésion.

Dans cette étude, la réponse sismique des murs de soutènement de type cantilever a été effectuée en utilisant une programmation (Itasca Code) en se servant du logiciel FLAC. Le mur de soutènement retient un remblai sableux avec plusieurs valeurs de cohésion allant jusqu'à 30 kPa et de l'angle de frottement. Les résultats ont montré que l'augmentation de la cohésion et l'angle de frottement engendre une augmentation en pression sismique des terres et influent disproportionnellement sur le déplacement et le moment.

Mots clés : Dynamique, mur de soutènement (cantilever), Réponse sismique, FLAC, cohésion.

ABSTRACT

The analyses of retaining walls showed many backfills are coarse material with some cohesion.

In this study, the seismic response of cantilever-type retaining walls was performed using programming (Itasca Code) using FLAC software. The retaining wall retains a sandy backfill with several cohesion values up to 30 kPa and friction angle. The results showed that increasing cohesion and friction angle increases seismic earth pressure and disproportionately affects displacement and moment.

Key words: Dynamic, retaining wall (cantilever), seismic response, FLAC, cohesion

الملخص

أظهرت تحليلات الجدران الاستنادية أن العديد من الردوم عبارة عن مواد خشنة ذات تماسك معين.

في هذه الدراسة ، تم إجراء الاستجابة الزلزالية للجدران الاستنادية من النوع الكابولي باستخدام البرمجة (كود إتاسكا) باستخدام برنامج فلاك. يحتفظ الجدار الاستنادي بردم رملي بقيم تماسك مختلفة تصل إلى 30 كيلو باسكال وزاوية احتكاك. أظهرت النتائج أن زيادة التماسك وزاوية الاحتكاك تزيد من ضغط الأرض الزلزالي وتؤثر بشكل غير متناسب على الإزاحة والعزم.

الكلمات المفتاحية: الديناميكية، الجدران الاستنادية، الاستجابة الزلزالية، التماسك،FLAC

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Définition 3

Figure I.2 : Ouvrage mixte remblai-déblai (exemple) 4

Figure I.3 : Les principales familles d'ouvrage de soutènement 5

Figure I.4 : Mur poids en pierres maçonnées 6

Figure I.5 : Mur poids en béton. 6

Figure I.6 : Mur poids constitué des gabions. 7

Figure I.7 : Réalisation d'un mur poids constitué de poutres en béton armé préfabriquées. 7

Figure I.8 : Mur poids constitué des poutres préfabriquées. 7

Figure I.9 : Dimensionnement courant d'un mur poids. 8

Figure I.10 : Mur poids constitué d'élément préfabriqués (caissons). 9

Figure I.11 : Mur poids constitué d'éléments préfabriqué (cellules ouvertes végétalisables). 9

Figure I.12 : Mur poids constitué d'élément préfabriqués (terrasse végétalisées). 9

Figure I.13 : Mur en béton armé (ou mur cantilever) 11

Figure I.14 : Variantes de conception 11

Figure I.15 : Réalisation d'un mur en béton armé coulé en place 13

Figure I.16 : Mur constitué d'éléments de voile préfabriqués encastrés dans une semelle coulé en place. 14

Figure I.17 : Mur constitué d'éléments préfabriqués. 14

Figure I.18 : Dimensionnement courant d'un mur en béton armé. 15

Figure I.19 : Construction d'un soutènement de rive par palplanche encre par des tirants précontraints 16

Figure I.20 : Battage d'un rideau palplanches 16

Figure I.21 : Mise en place de tirants passifs a l'arrière de rideau palplanches. 16

Figure I.22 : Exemples de constitution d'un soutènement de rive en palplanches. 17

Figure I.23 : Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches. 18

Figure I.24 : Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches 18

FigureI.25 : Passage souterrain avec piédroits en palplanches. 19

Figure I.26 : Dimensionnement courant d'un rideau auto stable 19

FigureI.27 : Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants 20

Figure I.28 : Exécution d'une paroi moulée Réalisation de la tranchée a la benne Preneuse . . . 22

Figure I.29 : Mise en place d'une paroi préfabriquée dans une tranchée. 22

Figure I.30 : Réalisation d'une tranchée en paroi moulée terrassement 23

Figure I.31 : Dimensionnement courant d'une paroi auto stable 24

Figure I.32 : Paroi moulée encrée par un lit de tirants actifs. 25

FigureI.33 : Paroi préfabriqué ancrée par un lit de tirants actifs 25

Figure 1.34 : Tranchée couverte avec piédroit en paroi moulée. 25

Figure I.35 : paroi pieux jointif ou sécants 27

Figure I.36 : Paroi composite de type «berlinoise» 27

Figure I.37 : Paroi composite de type «parisienne» 27

FigureI.38 : Voile ancrée 30

Figure I.39 : L'exécution d'un voile ancrée. 31

Figure I.40 : Exécution de poutres ancrées 31

Figure I.41 : Voile ancrée en site montagneux 32

Figure I.42 : Poutres ancrées. 32

Figure I.43 : Réalisation d'une paroi coulée. 33

Figure I.44 :Paroi coulée provisoire- blindage de fouille. 33

Figure I.45 : Paroi coulée définitive – Parement habillé 34

Figure I.46 : Massif de sol en place renforcé par clouage. 35

Figure I.47 : Renforcement par lanières métallique de terre armé. 37

Figure I.48 : Renforcement par bandes géo synthétique. 37

Figure I.49 : Massifs en remblai renforcés par une nappe géotextiles-Parement préfabriqué rapporté. 38

Figure I.50 : Ouvrage en Texsol. 38

Figure I.51 : Dimensionnement courants d'un massif en remblai renforcé. 39

Figure I.52 : Ouvrage de soutènement a parement constitué d'écailles en béton armé. .40

Figure I.53 : Rampe d'accès a un ouvrage d'art. 40

Figure II.1 : Etat de poussé et buté. 41

Figure II.2 : Etat initiale du sol ai repos 42

Figure II.3. Etat limite de poussée du sol. 43

Figure.II.4. Etat limite de butée du sol. 43

Figure. II.5. Variation du coefficient de pression des terres K. 44

Figure II.6. Théorie de Coulomb à l'état actif 44

Figure.II.7. Diagramme d'équilibre des forces. 45

Figure. II.8. Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent 46

Figure. II.9. Equilibres de Boussinesq et Rankine. 48

Figure. II.10 : Approche de Mononobe-Okabe. 51

Figure III.1 : Mouvements entres les plaques 55

Figure III.2 : Principe de mouvements des plaques 56

Figure III.3 : Trajectoire des ondes sismiques 57

Figure III.4 : Principe de propagation des ondes 58

Figure III.5 : Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales 59

Figure III.6 : Schéma de propagation des ondes de Love 59

Figure III.7 : Schéma de propagation des ondes de Rayleigh. 60

Figure IV.1 : Géométrie du modèle numérique. 61

Figure IV.2 : Modélisation de la géométrie du model 62

Figure IV.3 : Modélisation de la séparation du remblai du sol-fondation 63

Figure IV.4 : Répartition des trois couches supérieures du remblai et introduction de leurs paramètres physiques et mécaniques 63

Figure IV.5 : Annulation des 3 couches du remblai 64

Figure IV.6 : introduction des conditions aux limites du sol de fondation. 64

Figure IV.7 : Contraintes horizontales 65

Figure IV.8 : Contraintes verticales 65

Figure IV.9 : désigné la première couche du remblai 66

Figure IV.10 : attachement du remblai au-dessus du mur de soutènement avec celui de la couche pour qu'elle prenne les mêmes paramètres 67

Figure IV.11 : construction de la semelle du mur de soutènement avec introduction des paramètres d'interfaces 67

Figure IV.12 : construction du voile et introduction des paramètres d'interface voile-remblai des trois couches 68

Figure VI.13 : Déformation des contraintes selon l'axe 'XX' 69

Figure VI.14 : Déformation des contraintes selon l'axe 'YY' 69

Figure VI.15 : Les déplacements horizontaux (selon l'axe 'XX') 70

Figure VI.16 : Les déplacements verticaux (selon l'axe 'YY'). 70

Figure IV.17 : diagramme du moment du mur de soutènement. 71

Figure IV.18 : Accélérogramme Loma Prieta. 72

Figure IV.19 : numérotation des éléments du mur de soutènement 73

Figure IV.20 : présentation du model avec les grilles zones 73

Figure IV.21 : coordination de différentes zones du remblai. 74

Figure IV.22 : déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)] 75

Figure IV.23 : Le moment Max (de l'élément 10). 75

Figure IV.24 : la valeur de P_{ae} totale du voile 76

Figure IV.25 : déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion. . . .77

Figure IV.26 : déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]. 77

Figure IV.27 : Le moment Max (de l'élément 10). 78

Figure IV.28 : la valeur de P_{ae} totale du voile 79

Figure IV.29 : déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion. . . .80

Figure IV.30 : déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)] 80

Figure IV.31 : Le moment Max (de l'élément 10). 81

Figure IV.32 : la valeur de P_{ae} totale du voile 82

Figure IV.33 : déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion. . . .83

Figure IV.34 : déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)] 84

Figure IV.35 : Le moment Max (de l'élément 10). 85

Figure IV.36 : la valeur de P_{ae} totale du voile 86

Figure IV.37 : déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion . . . 87

Figure IV.38 : déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)] 88

Figure IV.39 : Le moment Max (de l'élément 10). 89

Figure IV.40 : la valeur de P_{ae} totale du voile 90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (II.1) : Les valeurs représentatives de *ka*, d'après Caquot & Kerisel (1948) . . 50

Tableau (III.1) : Classement des séismes selon leur mode de génération 54

Tableau (IV.1) : Propriétés matérielles du sol, interaction sol-mur et mur de soutènement 62

SOMMAIRE

Remerciement I

Dédicace I. II

Dédicace II III

Résumé. IV

Liste des figures V

Liste des tableaux VI

Sommaire VII

Introduction générale VIII

CHAPITRE I.

Généralités sur les murs de soutènement

I.1. GÉNÉRALITÉS 3

I.2.Diffétents types d'ouvrage de soutènements 6

I.2.1. LES MURS POIDS - LES MURS PRÉFABRIQUÉS 6

I.2.1.1 - Description – Constitution 6

1.2.1.2. -Dimensionnement courant des ouvrages 8

1.2.1.3. -Domaine d'emploi 8

I.2.2 -LES MURS EN BETON ARME OU MURS CANTILEVER 12

I.2.2.1. - Description – Constitution 12

I.2.2.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 12

I.2.2.3 - Domaine d'emploi 13

I.2.3 -LES RIDEAUX DE PALPLANCHES MÉTALLIQUES 17

I.2.3.1 - Description – Constitution 17

I.2.3.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 19

I.2.3.3- Domaine d'emploi 20

I.2.4 -LES PAROIS MOULÉES DANS LE SOL - LES PAROIS PRÉFABRIQUÉES : 21

I.2.4.1- Description – Constitution 21

I.2.4.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 22
I.2.4.3 - Domaine d'emploi 22
I.2.5- LES PAROIS DE PIEUX - LES PAROIS COMPOSITES 28
I.2.5.1 - Description – Constitution 28
I.2.5.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 29
I.2.5.3 - Domaine d'emploi 29
I.2.6 - LES VOILES ET POUTRES ANCRES 30
I.2.6.1 - Description – Constitution 30
I.2.6.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 32
I.2.6.3 - Domaine d'emploi 33
I.2.7 - LES MASSIFS EN SOL CLOUÉ (OUVRAGES EN SOL EN PLACE RENFORCÉ) 34
I.2.7.1 - Description – Constitution 34
I.2.7.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 35
I.2.7.3- Domaine d'emploi 36
I.2.8- LES OUVRAGES EN REMBLAI ARME (OU RENFORCÉ) 36
I.2.8.1 - Description – Constitution 36
I.2.8.2 - Dimensionnement courant des ouvrages 39
I.2.8.3 - Domaine d'emploi 40

CHAPITRE II.

Calcul des murs de soutènement

Chapitre II. Calcul des murs de soutènement 41
II.1.Introduction 41
II.2. Mobilisation des équilibres de poussée et de butée 42
II.2.1 Etat initial 42
II.2.2 Equilibre de poussée 42
II.2.3-Equilibre de butée 43
II.3. Théories de calcul statique des pressions des terres 44
II.3.1. Théorie de Coulomb 44

II.3.1.1 Etat actif - sols pulvérulents 44
II.3.1.2. Etat actif - sols cohérents 46
II.3. 2. Théorie de Rankine 47
II.3.2.1. Etat actif - sols pulvérulents 47
II.3.2.2. cohérents (cas général) Etat actif - sols 48
II.3.3. Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique) 48
II.4. Stabilité des murs de soutènements 50
II.4.1. Vérification de la stabilité 50
II.4.1.1. Stabilité au renversement 50
II.4.1.2. Stabilité au glissement sur la base : 50
II.5. Pression active dynamique 50
II.5.1. L'approche pseudo-statique 51
II.5.1.1Mononobe-Okabe (1926,1929) 51

CHAPITRE III.

Généralités sur les séismes

III.1. Introduction 54
III.2. Les catégories de séismes 54
III.3. Origine des séismes 55
III.4. Paramètres caractéristiques 56
III.5. Ondes sismiques 58
III.5.1. Les différents types des ondes sismiques 58
III.5.1.1. Les ondes de volumes 58
III.5.1.2. Les ondes de surface 59

CHAPITRE IV.

Analyse et modélisation numérique

IV.1 Introduction 61
IV.2 Modélisation géométrique du model 61
IV.2.1 Géométrie du mur de soutènement 61
IV.2.2 Étude statique 62
IV.2.3. Étude dynamique 72
IV.3. Étude paramétrique 76
IV.3.1.Lavariation de la cohésion ‘C’ 76
IV.3.2. Variation de l’angle de frottement ‘φ’ 83
IV.4.Conlusion 91

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les murs de soutènement sont des ouvrages très importants au vue de leur fonction et leur coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation. Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer d'une part les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des sollicitations statique et dynamiques qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis de renversement, de glissement et de poinçonnement.

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques. Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique. Ces effets destructifs des séismes font le problème le plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.

Les procédés et les méthodes d'estimation des pressions statiques des terres sont nécessaires pour la conception vis -à-vis des chargements sismiques. Ces méthodes peuvent être divisées en trois grands groupes, celles qui utilisent des méthodes simplifiées basées sur des analyses pseudo-statiques (Mononobe-Okabe 1926), celles qui sont basées sur l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng) et celles qui basée sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979). Réellement ces procédés forment également la base des méthodes simplifiées pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (1929) avaient fait l'extension de la théorie de Coulomb concernant les pressions actives et passives statiques des terres par l'inclusion des effets des pressions dynamiques sur des murs de soutènement. La théorie de Mononobe-Okabe incorpore l'effet des séismes par l'utilisation d'une accélération horizontale constante agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai.

Avec le développent des outils informatiques, la simulation numérique qui avait apparu depuis 1970, possède maintenant une grande importance dans tous les domaines sans exception. L'analyse de ce genre de problème compliqué, nécessite le choix d'un outil numérique puissant tel que FLAC 7.0

La réponse sismique des murs de soutènement compte tenu de la cohésion du remblai a été prise en compte analytiquement [1, 2, 3, 4,5]. La plupart de ces approches ont été développées sur la base d'une extension de la méthode MO en tenant compte de la cohésion du remblai, de l'adhérence au mur et des fissures de tension dans les matériaux de remblai cohésifs. Les méthodes basées sur MO ont des restrictions à utiliser pour les remblais avec différentes couches de sol et des géométries complexes. Par conséquent, des méthodes analytiques basées sur la procédure d'essai de coin ont été proposées pour les remblais avec différentes couches de sol ou des géométries complexes [6].

En plus des solutions analytiques, des études expérimentales et numériques ont également été menées pour évaluer les effets de la cohésion des remblais sur la réponse sismique des murs de soutènement [7, 8, 9, 10, 11,12].

Dans ce travail, la réponse sismique des murs de soutènement est évaluée pour les murs en porte-à-faux avec des matériaux de remblai sableux cohésifs via une analyse entièrement dynamique (FDA). L'effet des mouvements sismiques du sol et du remblai avec diverses cohésions sur les pressions sismiques de la terre, le coefficient de poussée sismique totale de la terre (Kae), le coefficient de poussée sismique incrémental (DKae), le point d'action de localisation de Pae et les variations de moment de paroi pendant la secousse événement sont étudiés. Notre mémoire est repartie en quatre chapitres plus une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, une présentation sur les différents type des murs de soutènement. Dans le deuxième chapitre une présentation de différentes approches de calcul des murs de soutènement. Dans le troisième chapitre une présentation des généralités sur les séismes, et le quatrième chapitre représente le noyau de notre travail, où nous avons exposé les différents résultats obtenus plus une étude paramétrique a été élaborée.

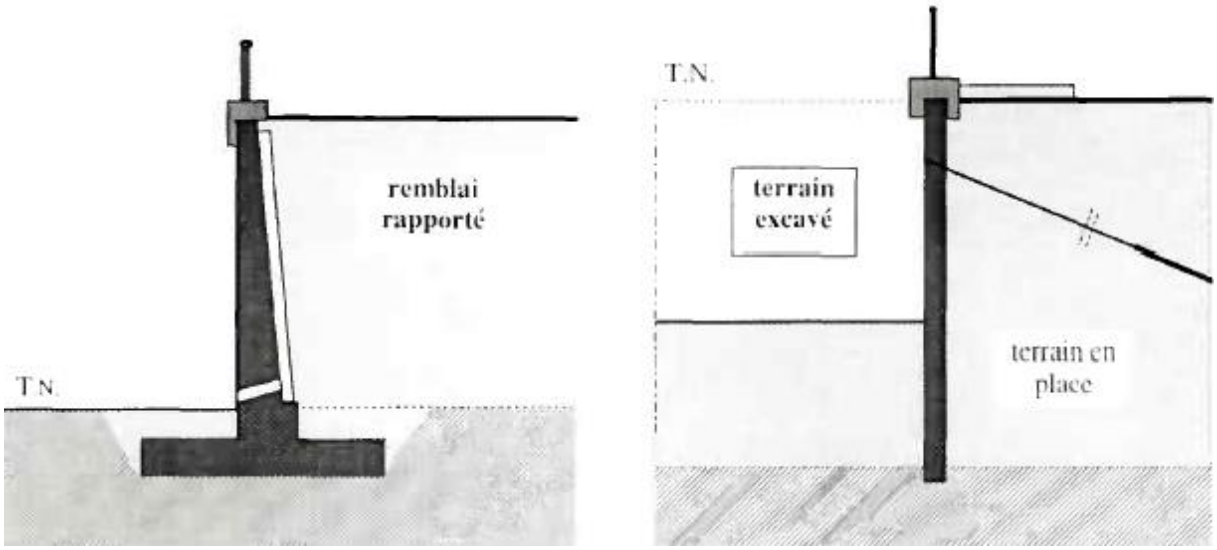
CHAPITRE I

GENERALITE SUR LES MURS DE SOUTENEMENT

Chapitre I. Généralités sur les murs de soutènement

I.1. GÉNÉRALITÉS

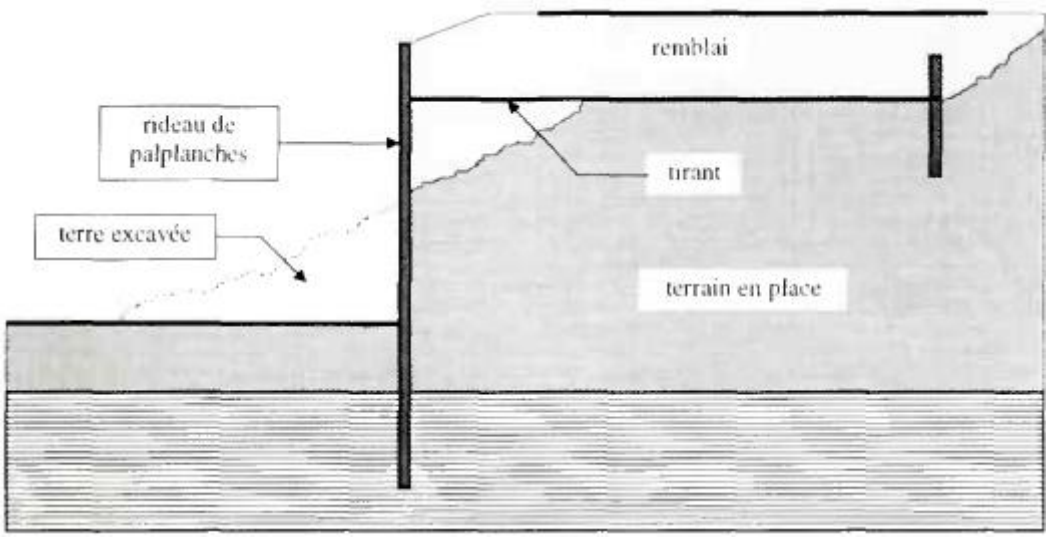
Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel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



a-ouvrage en remblai b-ouvrage en déblai

***Figure(I.1)** : Définition.*

En pratique toutefois, il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.



Figure(I.2) : *Ouvrage mixte remblai-déblai (exemple).*

II existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses, et qui peuvent être classés dans cinq ou six familles (cf. figure 1.3).

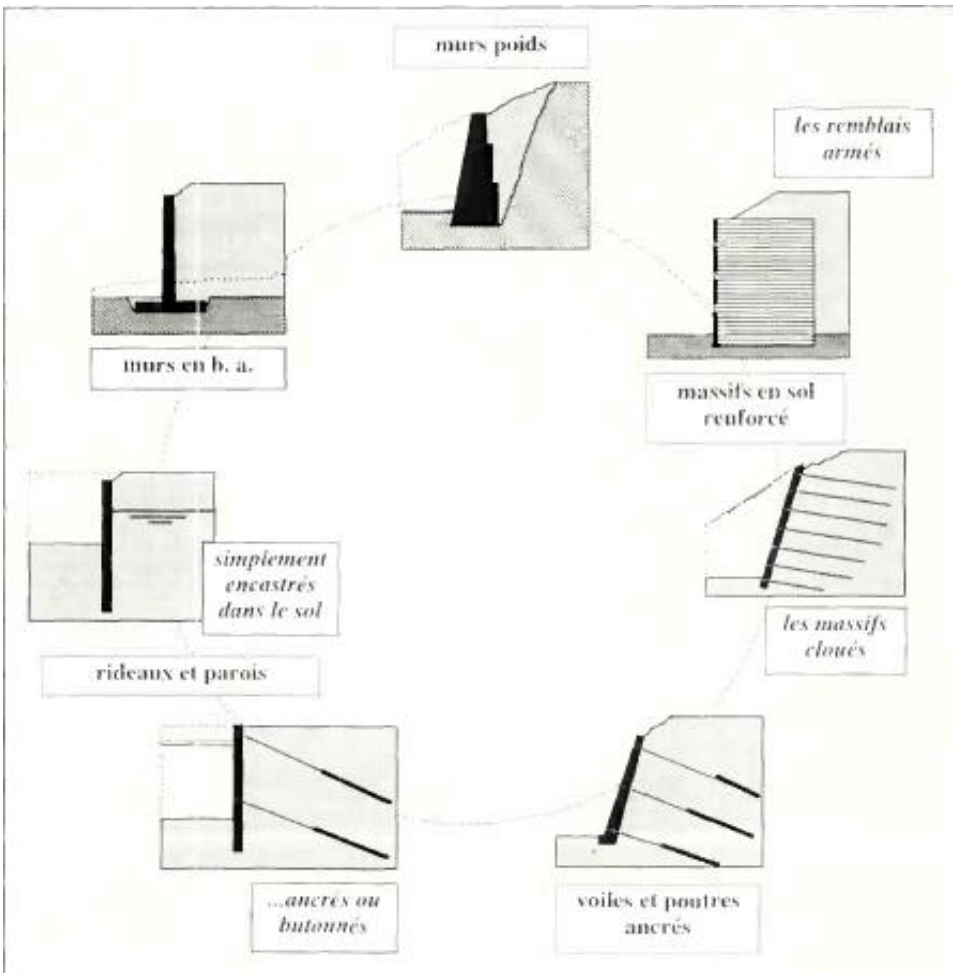


Figure (I.3) : *Les principales familles d'ouvrage de soutènement.*

Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par :

- ❖ leur morphologie (ouvrages massifs, ouvrages en béton armé, rideaux et parois ancrés ou non,...) ;
- ❖ leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent ;
- ❖ les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé ou non, aciers ordinaires ou aciers pour précontrainte, géo synthétiques, sols rapportés traités ou non, ...) ;
- ❖ leur mode d'exécution, qui peut être très différent suivant le type d'ouvrage concerné ;
- ❖ leur domaine d'emploi privilégié, qui dépend naturellement de nombreux facteurs (ouvrage en remblai ou en déblai, conditions particulières de site : terrestre, urbain, aquatique, montagneux, instable, ..., conditions particulières de sol, d'environnement,...).

La suite de cette première partie est consacrée à la présentation des principaux types d'ouvrages de soutènement, et plus précisément à leur constitution, dimensionnement courant et domaine d'emploi.

I.2.Diffétents types d'ouvrage de soutènements

I.2.1. LES MURS POIDS - LES MURS PRÉFABRIQUÉS

I.2.1.1 - Description – Constitution

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. Ils peuvent être réalisés en place, auquel cas ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton). Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à maintenir le niveau d'eau dans les terres soutenues (cas quasi général).

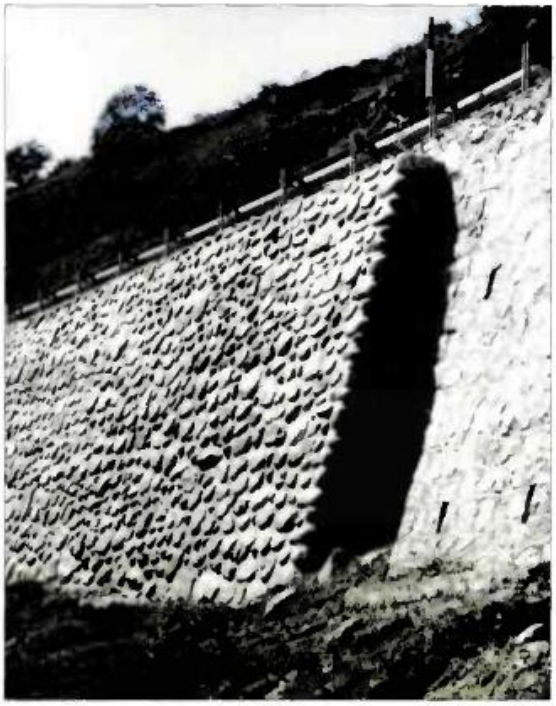


Figure (I.4) : *Mur poids en pierres maçonnées.*

Figure (I.5) : *Mur poids en béton.*

Ils peuvent être aussi constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions (gabions de treillage métallique ou même synthétique) ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou «boîtes» remplis de terre, poutres, ...), auquel cas ils sont souvent moins rigides, voire relativement souples pour certains d'entre eux.

Ces derniers types de murs constitués d'éléments préfabriqués sont pratiquement, avec les murs en gabions de treillage métallique, les murs poids les plus utilisés aujourd'hui. Il en existe une très grande variété. Certains sont aussi appelés murs caissons lorsqu'ils sont effectivement constitués de caissons (avec ou sans fond) ou même de poutres entrecroisées. Dans ce cas, ils sont en principe remplis de terre pour leur donner le poids nécessaire à leur stabilité. Ces murs sont généralement posés soit sur une semelle soit sur des plots isolés en béton armé. Ils peuvent être pourvus d'un dispositif de drainage, mais bien souvent l'emploi de matériaux de remplissage (et de remblai) drainants permet de s'en dispenser.

Figure (I.6) : *Mur poids constitué des gabions.*

Figure (I.7) : *Réalisation d'un mur poids constitué de poutres en béton armé préfabriquées.*

Figure (I.8) : *Mur poids constitué des poutres préfabriquées.*

1.2.1.2. -Dimensionnement courant des ouvrages

Les murs poids sont généralement réalisés avec un fruit plus ou moins important, qui peut relever d'un choix mais qui peut être aussi imposé par construction pour certains d'entre eux. Ils ont le plus souvent une forme trapézoïdale, avec une largeur à la base couramment égale à un peu plus du tiers de leur hauteur (figure 1.9). En fait, celle-ci dépend largement de la qualité des terrains de fondation, de la pente de terres soutenues et du fruit du mur. La semelle de fondation peut être légèrement inclinée sur l'horizontale, pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement.

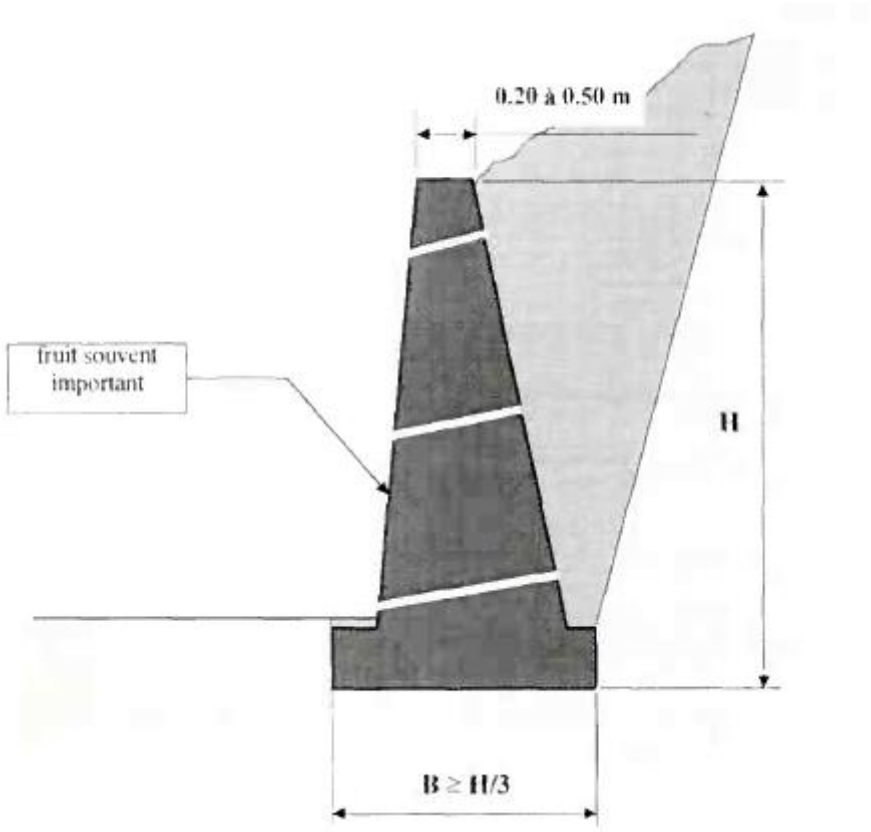


Figure (I.9) : *Dimensionnement courant d'un mur poids.*

Les éléments constitutifs des murs préfabriqués sont conçus et appareillés pour conférer à la structure une bonne liaison interne et une résistance suffisante dans toutes les directions. Leur nature, leur forme et leurs dimensions dépendent naturellement du procédé concerné.

1.2.1.3. -Domaine d'emploi

D'une manière assez générale, les murs poids sont surtout utilisés pour la réalisation d'ouvrages en déblai (après terrassement) en site terrestre, hors nappe.
Pour des raisons économiques essentiellement, les murs rigides maçonnés ou en béton ne sont presque plus utilisés aujourd'hui. Les dernières réalisations ne concernent pratiquement que des ouvrages en béton (non armé ou cyclopéen), réalisés en déblai, sur des terrains assez résistants ou même rocheux (site montagneux notamment).

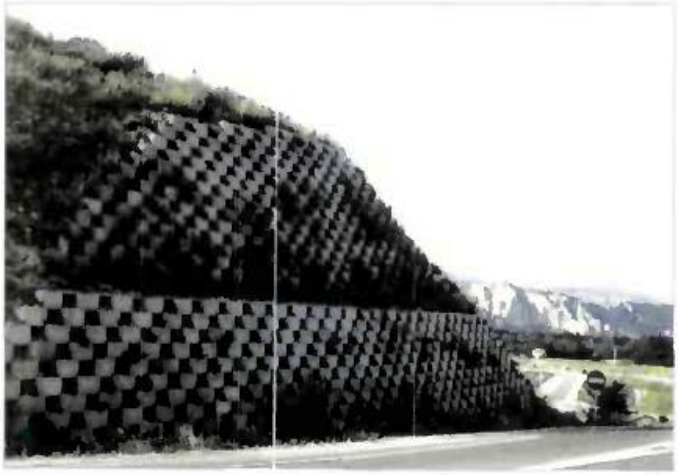


Figure (I.10) *: Mur poids constitué d'élément préfabriqués (caissons).*

Figure (I.11) : *Mur poids constitué d'éléments préfabriqué (cellules ouvertes végétalisables).*

Figure (I.12) : *Mur poids constitué d'élément préfabriqués (terrasse végétalisées).*

Toutefois, les murs en maçonnerie de pierres sèches ou jointoyées, de par leur ancienneté et leur bonne intégration dans les sites montagneux, contribuent fortement à l'identité de ces paysages.

Ils constituent de ce fait un élément important de notre patrimoine, et font même parfois partie de parcs nationaux. C'est pour cette raison que l'on continue à construire de nos jours ce type d'ouvrage, qu'il s'agisse d'ouvrages neufs pour lesquels on recherche une bonne intégration dans le site, ou de la reconstruction d'ouvrages de même nature qui se sont effondrés.

Les murs constitués d'éléments préfabriqués sont bien adaptés lorsqu'il est demandé que l'ouvrage soit «végétalisable», comme cela est souvent possible pour certains murs constitués d'éléments préfabriqués en béton, et/ou lorsque la préfabrication permet de répondre efficacement à certaines exigences de délai ou de site (site montagneux par exemple).

Ces derniers types de murs nécessitent presque tous, à des degrés divers, un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes. Leur capacité à accepter des tassements (différentiels essentiellement) dépend beaucoup du type de mur concerné, et notamment de sa technologie ; à cet égard, les murs en gabions de treillage sont en principe assez bien adaptés.

La hauteur maximale que permettent d'atteindre les murs poids préfabriqués dépend de leur technologie, et plus particulièrement de la nature, de la forme et de la résistance des éléments constitutifs. D'une manière générale, beaucoup de ces types de murs ne peuvent convenir que pour des hauteurs d'ouvrages faibles à moyennes, qui n'excèdent pas 5 ou 6 mètres environ. Toutefois, certains d'entre eux, comme les gabions de treillage métallique ou certains procédés constitués d'un entrecroisement de poutres en béton armé ont permis d'atteindre des hauteurs bien plus importantes.

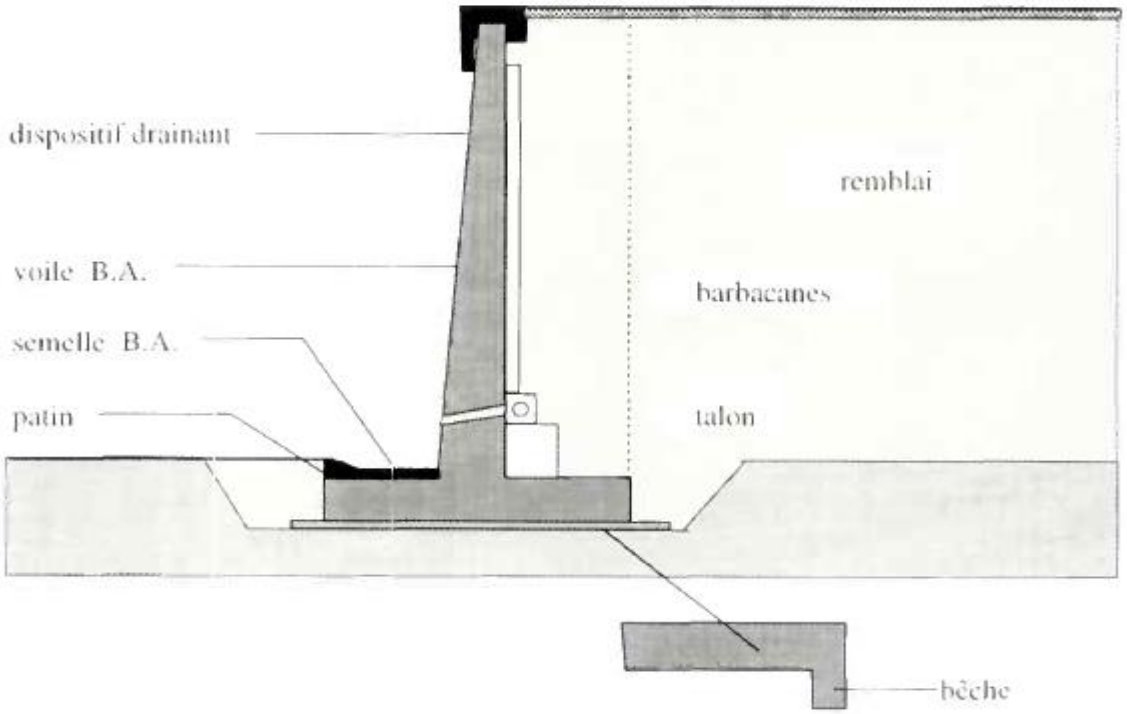


Figure (I.13) : *Mur en béton armé (ou mur cantilever).*

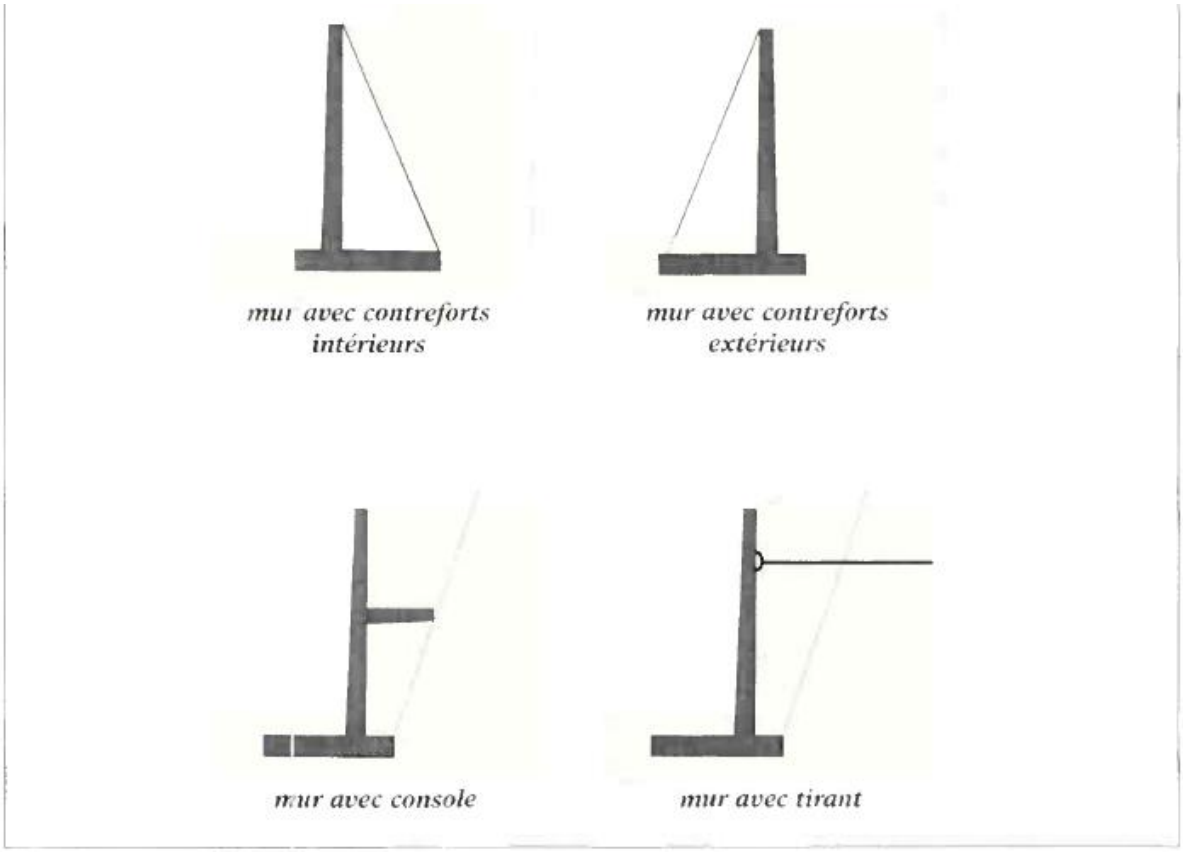


Figure (I.14) : *Variantes de conception.*

I.2.2 -LES MURS EN BETON ARME OU MURS CANTILEVER

I.2.2.1. - Description – Constitution

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

Lorsque le niveau de fondation est assez profond, ou que des conditions d'exécution le justifient (site aquatique par exemple), il est possible de concevoir la réalisation préalable d'un massif de gros béton ou de béton immergé (réalisé par exemple à l'intérieur d'un batardeau).

Il est également possible de concevoir un mur sur pieux (ou sur barrettes), si les conditions de sol le justifient, mais une telle disposition reste aujourd'hui assez exceptionnelle dans la mesure où il existe des techniques qui permettent de réaliser, dans des conditions économiques généralement bien plus avantageuses, des ouvrages plus souples susceptibles de s'accommoder plus aisément de tassements généraux ou différentiels.

Les murs de soutènement en béton armé sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes généralement), lorsqu'ils ne sont pas prévus pour maintenir un niveau d'eau à l'amont. Ils sont constitués de plots de 15 à 30 m de longueur (murs coulés en place).

Les variantes de conception (figure 1.14) sont surtout conçues pour répondre à des situations particulières, généralement liées à des problèmes d'emprise, à l'amont ou à l'aval. Pour des raisons économiques, elles ne sont pratiquement plus employées aujourd'hui.

Les variantes d'exécution, plus couramment employées lorsque la hauteur de l'ouvrage n'est pas trop importante, portent essentiellement sur le recours à la préfabrication. Cette préfabrication peut concerner le parement du voile (coffrage intégré à l'ouvrage définitif), le voile lui-même ou encore l'ensemble du mur, semelle comprise (pour des hauteurs qui n'excèdent pas 6 mètres environ).

I.2.2.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

Le dimensionnement géométrique courant d'un mur de soutènement en béton armé est présenté figure 1.18. Dans certains cas, les limitations d'emprise, généralement imposées par la présence de constructions ou de voies de circulation, peuvent conditionner la répartition entre patin et talon, et même parfois amener à supprimer l'une ou l'autre de ces parties de la semelle.

I.2.2.3 - Domaine d'emploi

Les murs en béton armé sont très probablement les types d'ouvrages de soutènement les plus couramment employés. Ils constituent également la structure type pour les culées d'ouvrages à mur de front.

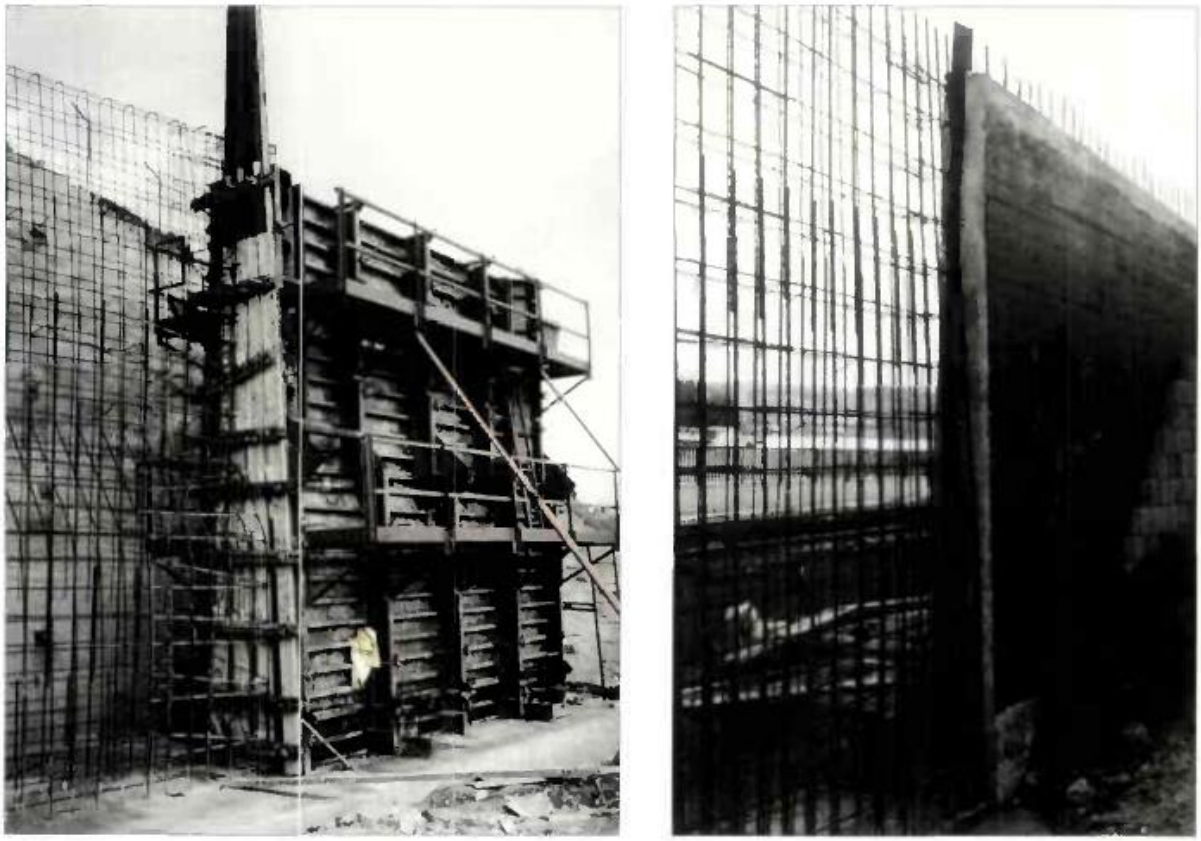


Figure (I.15) : *Réalisation d'un mur en béton armé coulé en place.*

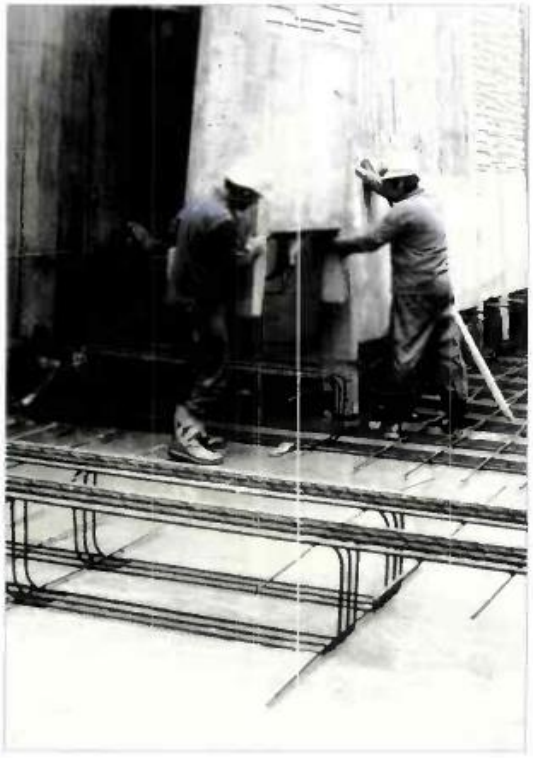
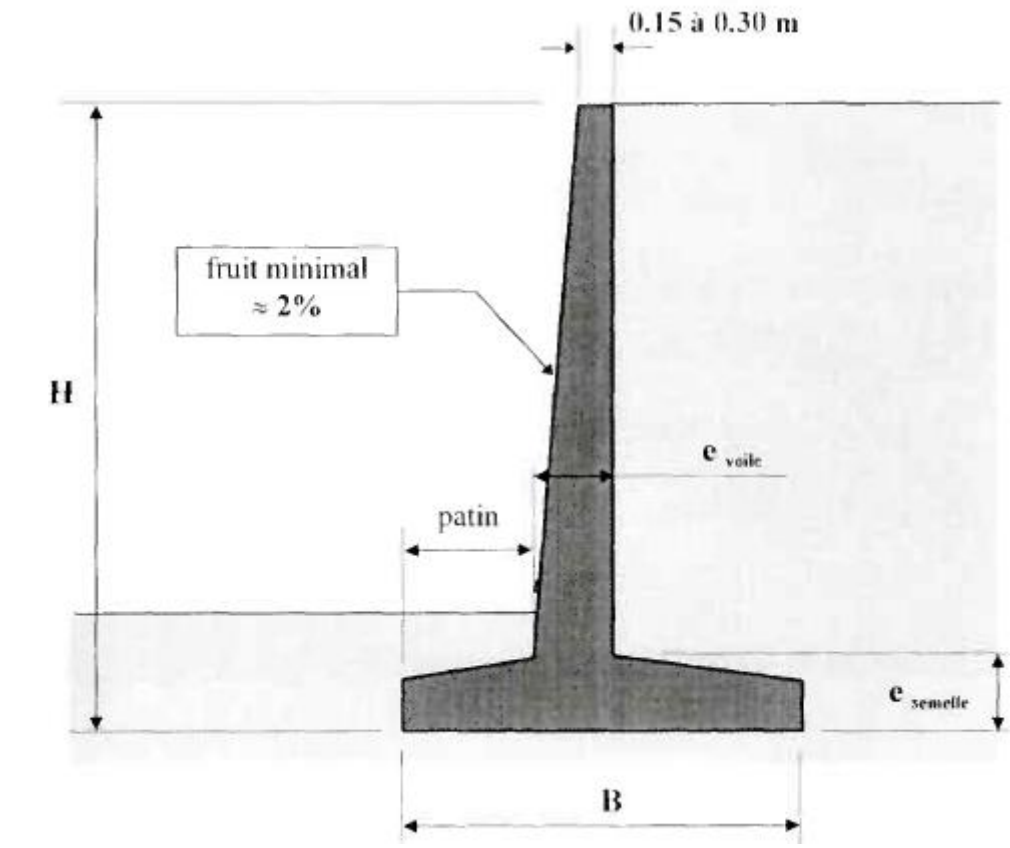


Figure (I.16) : *Mur constitué d'éléments de voile préfabriqués encastrés dans une semelle coulé en place .*

Figure (I.17) : *Mur constitué d'éléments préfabriqués.*



• semelle	B ≈ 0.35 à 0.40 H (bon sol) ≈ 0.45 à 0.60 H (sol de qualité moyenne)
• patin	≈ B/2 à B/5
• e_{voile}	≈ H/12 pour H de l'ordre de 7 à 9 m. ≈ H/18 pour H de l'ordre de 3 à 4 m.
• $e_{semelle}$	≈ e_{voile}

Figure(I.18) : *Dimensionnement courant d'un mur en béton armé.*

Ils sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. L'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires.

Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation s'y prêtent.

Ces murs nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.

Figure (I.19) : *Construction d'un soutènement de rive par palplanche encre par des tirants précontraintes.*

Figure (I.20) : *Battage d'un rideau palplanches.*

Figure (I.21) : *Mise en place de tirants passifs a l'arrière de rideau palplanches.*

I.2.3 -LES RIDEAUX DE PALPLANCHES MÉTALLIQUES

I.2.3.1 - Description – Constitution

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ou vérinage. Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées.

Dans le plus simple des cas, lorsqu'ils sont de faible hauteur, les ouvrages de soutènement routiers sont constitués d'un rideau de palplanches à module (généralement obtenues par laminage à chaud) partiellement fichées dans le sol. Dans ce cas, le rideau est dit simplement encastré dans le sol. Il est généralement pourvu en tête d'une poutre de couronnement en béton armé qui a pour objet de le rigidifier longitudinalement et d'en améliorer l'aspect.

Pour des hauteurs moyennes à fortes, et d'une manière plus générale lorsque les efforts qui sollicitent le rideau sont importants ou qu'il est impératif de limiter ses déplacements, l'ouvrage peut comprendre alors un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage passifs, de tirants d'ancrage précontraints, ou même de butons (essentiellement pour les ouvrages provisoires). Le rideau est alors dit ancré ou butonné.

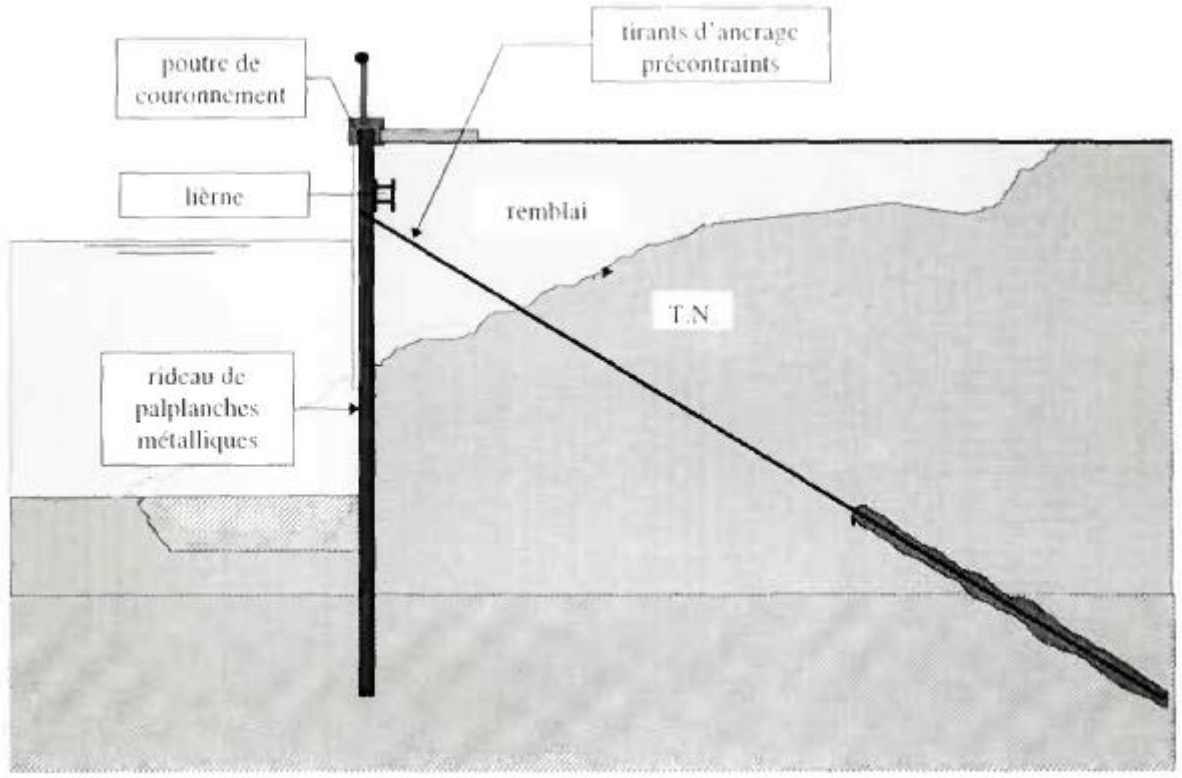


Figure (I.22) : *Exemples de constitution d'un soutènement de rive en palplanches.*

II est le plus souvent nécessaire de disposer une lierne le long de chaque lit de tirants d'ancrage et à proximité immédiate de celui-ci. Cette lierne, qui a notamment pour objet de raidir longitudinalement le rideau et d'assurer un meilleur fonctionnement de celui-ci, est

généralement constituée de profilés métalliques du commerce. Elle est en principe disposée côté terres soutenues pour les ouvrages définitifs, pour des raisons évidentes d'aspect.

Figure (I.23) : *Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches.*

Figure (I.24) : *Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches.*

Figure (I.25) : *Passage souterrain avec piédroits en palplanches.*

Dans les cas courants, les rideaux sont uniquement constitués de palplanches, mais ils peuvent être renforcés, par exemple par des caissons de palplanches régulièrement répartis, pour en augmenter la résistance et/ou la rigidité, ou pour améliorer la portance (vis-à-vis de charges verticales). Par ailleurs, pour des raisons d'aspect également, les parties vues des ouvrages définitifs sont généralement soit traitées et peintes, soit habillées d'un parement rapporté.

I.2.3.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

Pour les rideaux simplement encastrés dans le sol, la hauteur libre (partie vue) est limitée par la flèche admissible en tête de l'ouvrage. Avec des palplanches courantes, cette hauteur n'excède généralement pas 3 à 4 mètres environ. Dans ces conditions, la hauteur de fiche du rideau (partie enterrée), qui dépend naturellement des qualités des terrains concernés, est souvent sensiblement égale à sa hauteur libre (figure 1.26).

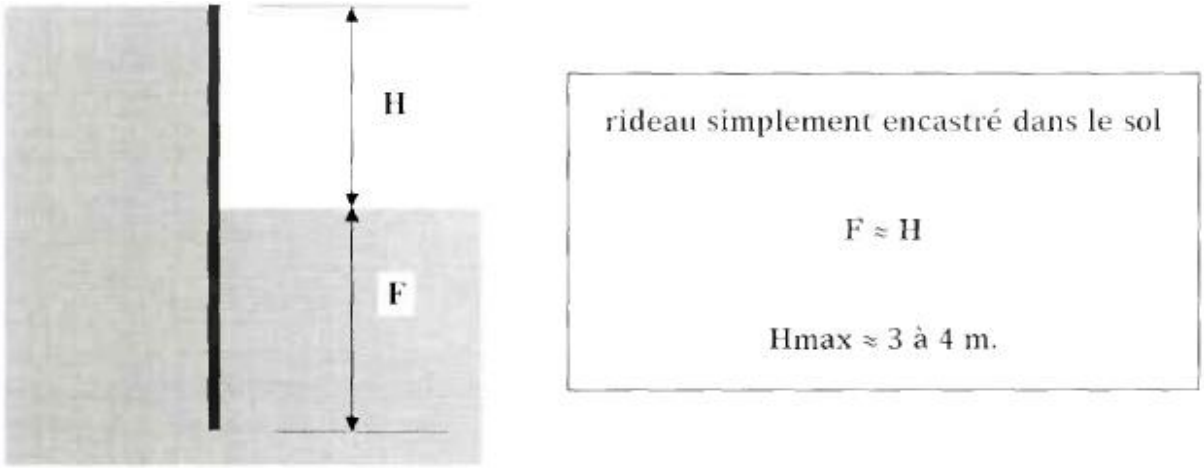


Figure (I.26) : *Dimensionnement courant d'un rideau auto stable.*

Des hauteurs libres plus importantes peuvent être atteintes par combinaison de palplanches simples et de profilés spéciaux, qui permettent d'augmenter sensiblement l'inertie du rideau.

Toutefois, pour les ouvrages routiers, il est généralement plus économique et mieux adapté (réduction des flèches) de concevoir une structure ancrée.

Pour les rideaux ancrés par un seul lit de tirants d'ancrage (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est généralement disposé en partie supérieure du rideau, à environ 0,5 à 2 mètres de la tête des palplanches. La hauteur de fiche est, quant à elle souvent comprise entre le tiers et les deux tiers de la hauteur libre de l'ouvrage (figure I.27).

Lorsque les rideaux sont ancrés par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, l'espacement entre lits, qui dépend naturellement de nombreux paramètres, est le plus souvent compris entre 3 et 6 mètres environ. La hauteur de fiche peut être très faible, par exemple s'il est prévu un lit de tirants en partie basse du rideau, mais en principe elle ne devrait pas être inférieure à 0,6 à 0,8 m environ (ouvrages définitifs), selon la nature des terrains, pour des raisons de stabilité vis-à-vis du renard solide ou même pour de simples raisons de construction.

La longueur des tirants d'ancrage dépend elle également de nombreux facteurs ; c'est un paramètre important dans la mesure notamment où elle délimite l'emprise de l'ouvrage.

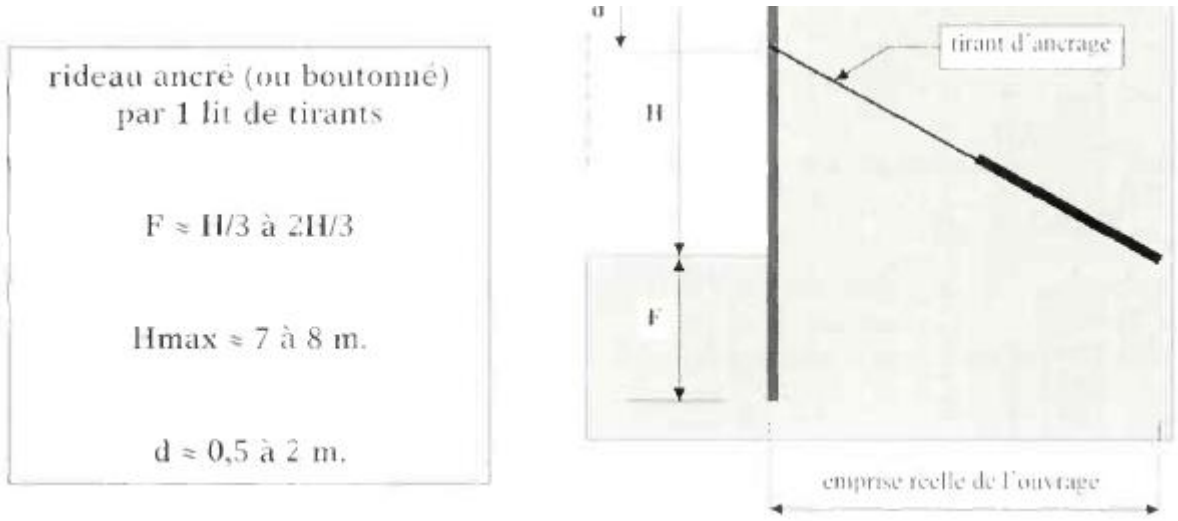


Figure (I.27) : *Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants.*

I.2.3.3- Domaine d'emploi

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique). C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrages provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènements de rives et protections de berges.

En site terrestre, leur utilisation s'est longtemps limitée à la réalisation de blindages de fouilles sous la nappe et/ou lorsque les conditions d'emprise empêchent l'ouverture de fouilles talutées.

Elle a connu cependant un certain essor depuis le début des années 70 pour la réalisation d'ouvrages de soutènement définitifs, surtout construits en déblai, de passages souterrains en site urbain, et voire même parfois de culées d'ouvrages d'art, au sein desquelles les palplanches (mais plus généralement les cassons de palplanches incorporés aux rideaux) ont également un rôle porteur.

La principale limite d'emploi des palplanches métalliques est la possibilité de mise en œuvre de celles-ci dans le sol. En effet, cette mise en oeuvre n'est généralement possible que dans les sols meubles peu à moyennement compacts, ne contenant pas d'obstacles durs divers, naturels ou rapportés (bancs durs même de faible épaisseur, gros blocs, troncs d'arbres,...). Par ailleurs, en site urbain, le problème des nuisances sonores en cas de battage dans des terrains difficiles peut constituer une contrainte.

La hauteur maximale des ouvrages qu'il est possible de réaliser à l'aide de rideaux de palplanches métalliques dépend de nombreux autres facteurs, et en particulier du type d'ouvrage concerné.

Pour les ouvrages de soutènement définitifs routiers, de type soutènements de rives fluviaux ou ouvrages de soutènement terrestres par exemple, celle-ci excède assez rarement 8 mètres, dans le cas d'un seul lit de tirants d'ancrage et de palplanches simples. Il est rare que ces ouvrages atteignent des hauteurs plus importantes, en raison le plus souvent des difficultés à réaliser plus d'un lit de tirants d'ancrage.

I.2.4 -LES PAROIS MOULÉES DANS LE SOL - LES PAROIS PRÉFABRIQUÉES :

I.2.4.1- Description – Constitution

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans un même plan, de panneaux verticaux en béton armé. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur. En règle générale, les parois de la tranchée sont maintenues par une boue thixotropique (boue bentonitique le plus souvent) depuis le début de la perforation de celle-ci jusqu'à la fin du bétonnage.

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Les parois, qui sont relativement étanches (par l'adjonction si nécessaire de joints d'étanchéité entre panneaux), peuvent être planes, courbes (par juxtaposition de panneaux plans), présenter des angles et former des enceintes fermées.

Dans le plus simple des cas, l'ouvrage est constitué d'une paroi continue partiellement fichée dans le sol. Il est alors dit simplement encastré dans le sol. Il peut être pourvu en tête d'une poutre de couronnement, en béton armé également, destinée à lui conférer une certaine rigidité longitudinale, à améliorer son aspect ou encore à supporter des dispositifs de sécurité.

Pour accroître la résistance de l'ouvrage et/ou réduire les déplacements de celui-ci, il est possible d'augmenter l'épaisseur des parois, de concevoir des parois à contreforts, ou encore

de modifier en conséquence la géométrie en plan de celles-ci (auquel cas on parle généralement de parois à inertie).

Toutefois, dès que la hauteur libre de l'ouvrage dépasse 6 à 8 mètres environ, ou que les contraintes relatives aux déplacements sont sévères, la paroi est alors ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage. Il s'agit en principe de tirants d'ancrage précontraints ; il peut s'agir également, dans certains cas, de butons (ouvrages provisoires ou parois de tranchées par exemple). La paroi est alors dite ancrée ou butonnée.

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois des ouvrages définitifs sont le plus souvent, soit traitées après ragréage ou rabotage, soit revêtues d'un bardage, et les têtes des tirants d'ancrage nichées (ou noyées) dans le béton des parois.

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus clans des excavations dans Lesquelles ils sont scelles a L'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite. Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou butonnées.

I.2.4.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

Lorsque la hauteur libre (partie vue) de l'ouvrage n'excède pas 5 à 6 mètres environ, la paroi peut être simplement encastrée dans le sol, avec une hauteur de fiche (partie enterrée) généralement quelque peu inférieure à sa hauteur libre, en raison le plus souvent des bonnes qualités des terrains dans lesquels la paroi est réalisée. Dans les cas courants, l'épaisseur de la paroi est comprise entre 0,60 m et 1,00 m (0,40 m à 0,80 m au plus pour des parois préfabriquées). Les panneaux ont habituellement une largeur comprise entre 2 et 8 mètres, fixée en fonction des risques d'instabilité des parois du forage.

Figure (I.28) : *Exécution d'une paroi moulée*

Réalisation de la tranchée a la benne

Preneuse.

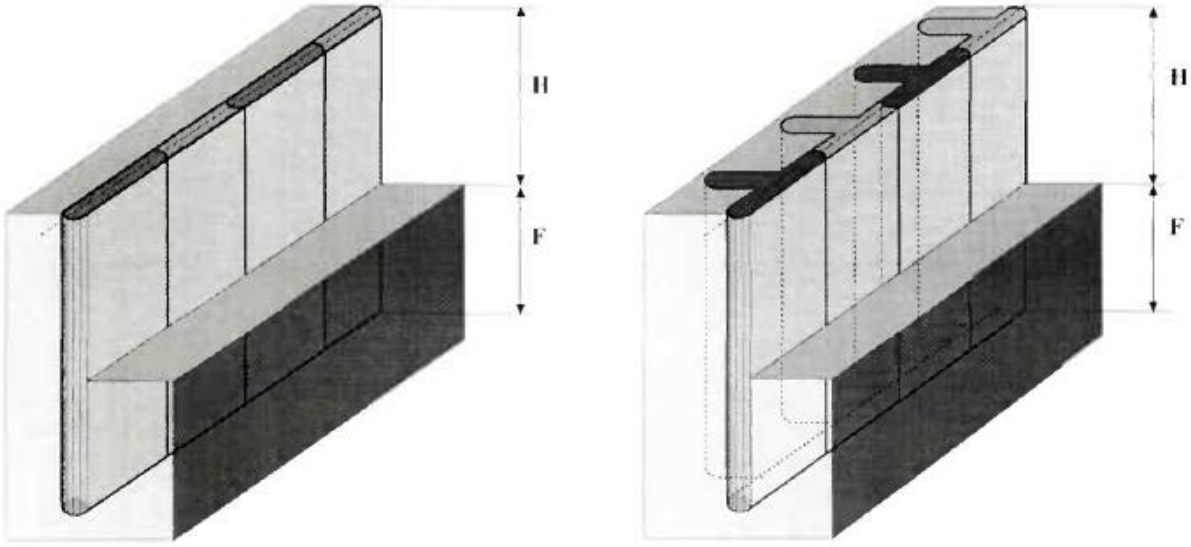
Figure (I.29) : *Mise en place d'une paroi*

préfabriqué dans une tranchée.

Figure (I.30) : *Réalisation d'une tranchée en paroi moulée terrassement.*

Des hauteurs libres sensiblement plus importantes peuvent être atteintes par utilisation de parois de forte épaisseur (toutefois celle-ci excède très rarement 1,50 m) et, surtout, de parois à inertie.

Toutefois, il est généralement techniquement plus adapté et plus économique dans ces cas, lorsque cela est possible, de concevoir une structure ancrée (ou butonnée). Il s'agit, en règle générale, de tirants d'ancrage précontraints scellés dans des terrains résistants.



Hmax =5à6m
F≤H
(Selon terrains, eau)
H jusqu'à 10 à 12 m si contreforts
(Bon terrain en fiche)

Figure (I.31) : *Dimensionnement courant d'une paroi auto stable.*

Pour les ouvrages ne comprenant qu'un seul niveau d'appui (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est en principe disposé en partie supérieure des parois, à environ à 1 à 3 m de leur tête. La hauteur de fiche dépend naturellement des qualités des terrains concernés ; elle dépasse toutefois rarement le tiers ou la moitié de la hauteur libre de la paroi, en raison des bonnes qualités des terrains dans lesquels ces ouvrages sont réalisés.

Lorsque les parois comprennent deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, l'espacement entre lits dépend naturellement de nombreux paramètres ; il est souvent compris entre 4 et 6 mètres environ. La hauteur de fiche peut être très faible, notamment s'il est prévu un lit de tirants en partie basse des parois, mais en principe elle ne devrait pas être inférieure à 0,5 m environ, pour des raisons de stabilité vis-à-vis du renard solide ou même pour de simples raisons de construction.

La longueur des tirants d'ancrage dépend également de nombreux facteurs ; c'est un paramètre important dans la mesure notamment où elle délimite l'emprise réelle de l'ouvrage.

Figure (I.32) : *Paroi moulée encrée par un lit de tirants actifs.*

Figure (I.33) : *Paroi préfabriqué ancrée par un lit de tirants actifs.*

Figure (1.34) : *Tranchée couverte avec piédroit en paroi moulée.*

I.2.4.3 - Domaine d'emploi

La technique de la paroi moulée ou préfabriquée dans le sol est très largement utilisée depuis le début des années 60 ; il s'agit d'une technique aujourd'hui assez classique et bien maîtrisée par de nombreuses entreprises.

Elle n'est possible en pratique qu'en site terrestre (ou éventuellement après remblaiement du site), pour la réalisation d'ouvrages en déblai.

Elle peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols très raides, compacts, contenant éventuellement des blocs ou des horizons rocheux, et s'accommode aisément de la présence de nappes. Elle nécessite toutefois des précautions particulières dans certains terrains, et notamment dans les terrains ouverts ou susceptibles de comprendre des vides importants (karsts, poches de dissolution,...), en raison des risques de pertes de boue importantes et brutales.

La paroi moulée entre dans la constitution de nombreux ouvrages de bâtiment (parkings souterrains, sous-sols d'immeubles,...) et de génie civil (ouvrages de soutènement isolés, soutènements de trémies et de tranchées, piédroits de tranchées couvertes, murs de quais, éléments de fondations profondes, blindages de fouilles pour la réalisation de fondations massives profondes d'ouvrages d'art,...).

Dans le domaine des ouvrages de soutènement routiers, elle est particulièrement bien adaptée en site urbain et, d'une manière plus générale, là où des contraintes d'environnement (présence de constructions, voies de circulation qu'il est nécessaire de maintenir en exploitation, ...) posent de délicats problèmes d'emprise et de limitation des déplacements.

Il est techniquement possible de réaliser des parois de forte hauteur (20 à 30 mètres et même bien plus parfois) ; toutefois la hauteur libre des ouvrages de soutènement routiers constitués de parois moulées dépasse rarement une dizaine ou une douzaine de mètres au plus. La principale contrainte dans ces cas est souvent liée aux tirants d'ancrage, dont la réalisation impose de disposer des tréfonds, et dont l'exécution peut être délicate en raison de la présence d'ouvrages enterrés divers (parties enterrées de constructions, ouvrages souterrains, canalisations, ...). C'est la raison qui justifie parfois le recours, pour des ouvrages non butonnés, à des parois à inertie.

La hauteur des panneaux de parois préfabriquées n'excède pas une douzaine de mètres environ, leur poids maximal étant généralement limitée à 300 kN environ pour des raisons de manutention.

De ce fait, la hauteur libre de ces ouvrages ne dépasse pas 8 à 9 mètres au plus.

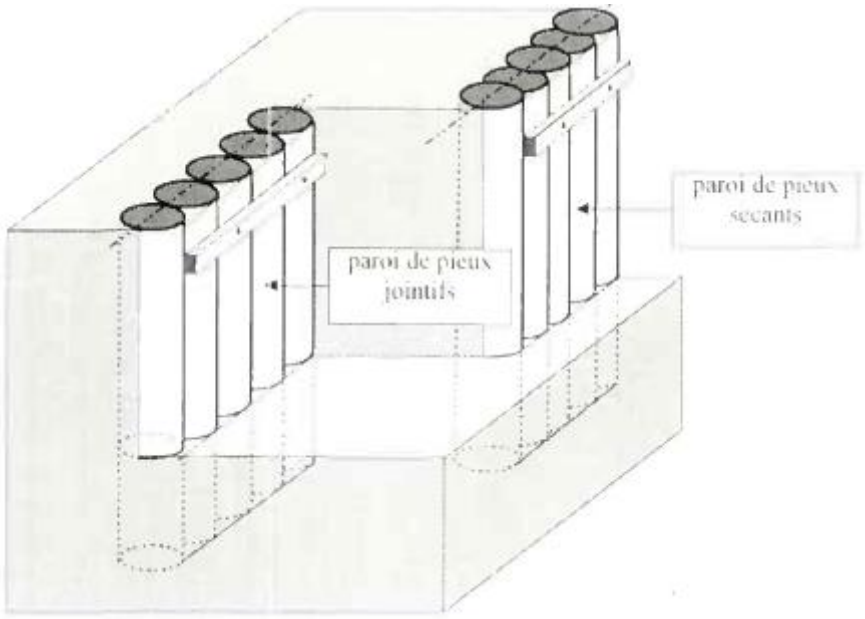


Figure (I.35) : *paroi pieux jointif ou sécants.*

Figure (I.36) : *Paroi composite de type «berlinoise».*

Figure (I.37) : *Paroi composite de type «parisienne».*

I.2.5- LES PAROIS DE PIEUX - LES PAROIS COMPOSITES

I.2.5.1 - Description – Constitution

Une paroi de pieux est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0,60 à 1,20 m au plus, réalisés à l'abri d'un tube de travail provisoire (remonté au fur et à mesure du bétonnage).

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées.

La paroi de pieux est le plus souvent ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, situés dans des poutres horizontales métalliques (en principe lorsque les tirants sont provisoires) ou en béton armé.

Une paroi composite est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2,50 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.

Il peut s'agir de pieux métalliques, du type pieux H ou d'un assemblage par soudage de deux poutrelles en I par exemple (auquel cas on parle de berlinoise), de pieux préfabriqués en béton armé (auquel cas on parle généralement de paroi parisienne) ou encore de pieux de type forés (ou même de barrettes). Les pieux préfabriqués, qu'ils soient métalliques ou en béton armé, sont généralement mis en place dans un forage préalablement réalisé, à l'intérieur duquel ils sont scellés à l'aide d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis (au moins dans la partie en fiche de la paroi).

Les voiles sont généralement réalisés par plots de 2 à S mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et liaisonnés aux pieux.

Une paroi composite comporte le plus souvent un ou plusieurs niveaux d'appui. Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, comme cela est généralement le cas, ils peuvent s'appuyer sur des poutres horizontales métalliques (généralement lorsque ces tirants sont provisoires) ou en béton armé. Ils peuvent être disposés également au droit des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de réservations spécialement prévues à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs.

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois composites et des parois de pieux (hauteur libre des parois) peuvent être, si nécessaire, soit traitées, soit revêtues d'un bardage rapporté. Par ailleurs, bien qu'elles ne soient pas conçues en principe pour des terrains qui retiennent une nappe sur leur hauteur libre (souvent simplement pour éviter des suintements d'eau sur les parements vus), ces parois peuvent être pourvues, dans le plus simple des cas, de barbacanes, reliées ou non à un système de drainage. Pour des parois de type berlinoises ou parisiennes, celui-ci peut être réalisé simplement par la mise en œuvre d'un matériau drainant dans l'espace compris entre le pieu et la paroi du forage, sur la hauteur libre de l'ouvrage.

I.2.5.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

Les caractéristiques dimensionnelles des éléments constitutifs des parois de pieux et des parois composites dépendent du type de paroi dont il s'agit. Les principales d'entre elles sont mentionnées dans la description donnée ci-dessus.
Ces ouvrages sont le plus souvent ancrés par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage, distants de 3 à 6 m environ, suivant la raideur et la résistance de la paroi. Le premier lit de tirants est généralement implanté en partie supérieure de celle-ci, à environ 1 à 3 m de sa tête.

La hauteur de fiche des parois peut être faible, même lorsqu'il s'agit de parois composites avec des pieux relativement espacés, et cela en raison d'une part de la présence, le plus souvent, de plusieurs lits de tirants, et d'autre part du fait que les pieux sont généralement fichés dans des terrains résistants.

I.2.5.3 - Domaine d'emploi

A l'instar des parois moulées dans le sol, les parois de pieux et les parois composites sont des ouvrages réalisés en déblai, en site terrestre et, le plus souvent aussi, en site urbanisé ou à proximité de voies de circulation routières ou ferroviaires, là où les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles.

Ces parois sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, y compris les sols raides, compacts, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux. Toutefois, l'exécution des parois composites dans des sols sableux peut s'avérer délicate en raison des risques d'éboulement durant les phases de terrassement.

La réalisation de parois de pieux est possible dans des terrains aquifères, mais celles-ci ne sont toutefois presque jamais utilisées dans de telles situations dans la mesure où leur étanchéité «en service» reste incertaine, même si les pieux sont sécants. Les parois composites quant à elles, qui présentent le plus souvent un problème similaire d'étanchéité une fois l'ouvrage terminé, ne sont généralement même pas réalisables sous une nappe, sauf à rabattre celle-ci efficacement.

Les parois de pieux sont très peu employées en France, où on leur préfère généralement soit des parois moulées, soit des parois composites lorsque celles-ci peuvent convenir. De ce fait elles ne sont utilisées en pratique que localement dans un ouvrage, le plus souvent lorsque des contraintes particulières de sol et/ou, surtout, d'environnement ne permettent pas le creusement d'excavations, même de faible longueur, dont les parois ne seraient pas «blindées» (présence de constructions extrêmement sensibles, comme par exemple les fondations d'un ouvrage ferroviaire maintenu en exploitation).

La hauteur libre des ouvrages constitués de telles parois dépasse rarement 8 à 10 m (avec un ou plusieurs niveaux d'ancrage), bien qu'il soit possible techniquement d'atteindre des hauteurs bien plus importantes, notamment si le problème de déviation des forages est bien maîtrisé.

En revanche, les parois composites sont assez largement employées en France, pour la réalisation d'ouvrages provisoires ou définitifs, dans la mesure notamment où dans certaines situations, le plus souvent liées à l'absence de nappe et à la nature et aux qualités des terrains traversés, leur utilisation peut s'avérer plus avantageuse que celle de parois moulées. Elles

peuvent entrer dans la constitution d'ouvrages tels que des soutènements isolés, des piédroits de tranchées couvertes (généralement encastrés sur la dalle de couverture, qui assure un butonnage efficace), ou encore des blindages de fouilles. La hauteur qu'il est possible d'atteindre peut dépendre assez largement du type de paroi concerné ; ainsi pour les parois de type parisienne, la hauteur dépasse assez rarement une douzaine de mètres au plus, en raison des problèmes de préfabrication et de manutention des pieux préfabriqués en béton armé. Elle peut par contre atteindre une vingtaine de mètres, voire un peu plus, pour des parois de type berlinois.

I.2.6 - LES VOILES ET POUTRES ANCRES

I.2.6.1 - Description – Constitution

Les voiles ancrés sont des ouvrages de soutènement réalisés en déblai, par terrassement du sol en place, de haut en bas, en une seule passe ou en plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient.

Dans le plus simple des cas, ils sont constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Le voile peut être coulé en place par tranches, lorsque la hauteur le justifie. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage disposé en gradins). Les voiles ancrés n'étant pas conçus pour retenir les eaux d'infiltration ou celles d'une nappe, ils comprennent généralement un dispositif de drainage adéquat constitué d'un réseau de barbacanes et, bien souvent aussi, de drains subhorizontaux plus ou moins profonds.

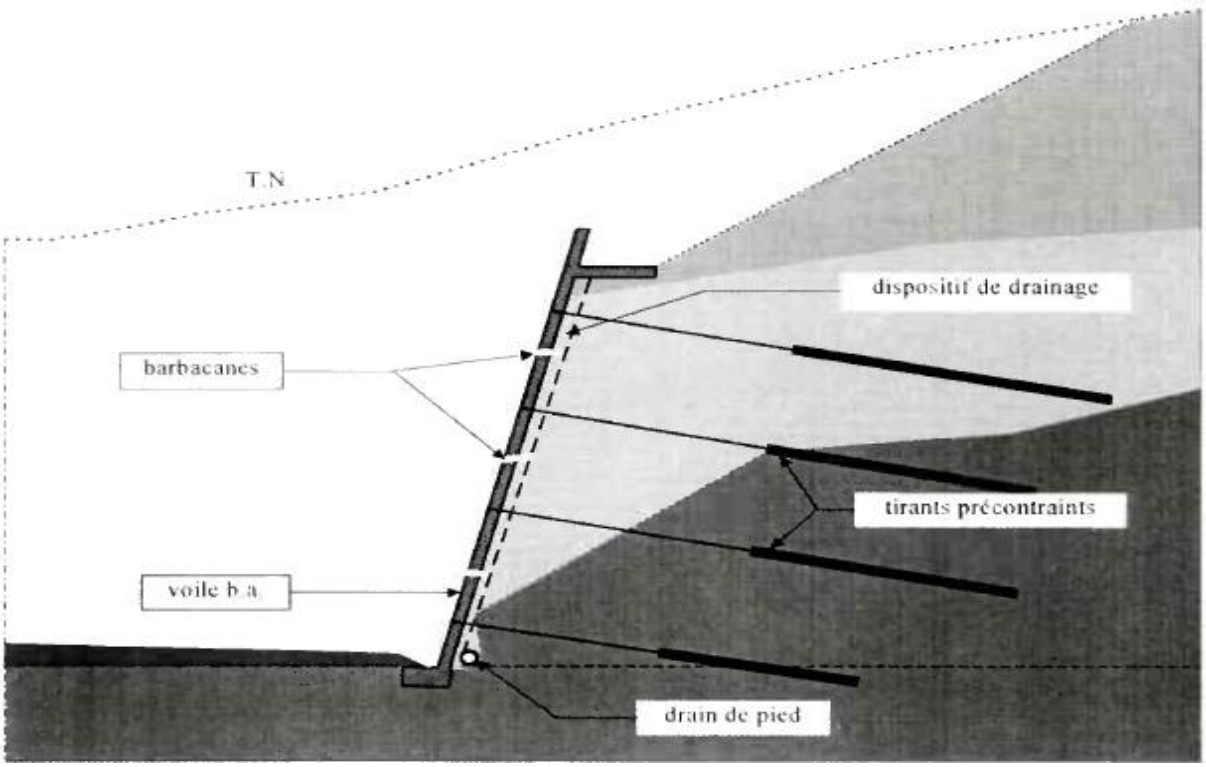


Figure (I.38) : *Voile ancrée.*

D'une manière générale, on désigne par poutre ancrée un voile épais qui ne comporte en principe qu'un seul lit de tirants d'ancrage précontraints.

Les têtes des tirants d'ancrage peuvent être noyées dans le béton des voiles ou des poutres. Par ailleurs, un traitement architectural des parements consiste parfois à rapporter sur ces derniers des éléments préfabriqués spécialement conçus à cet effet.

Figure (I.39) : *L'exécution d'un voile ancrée.*

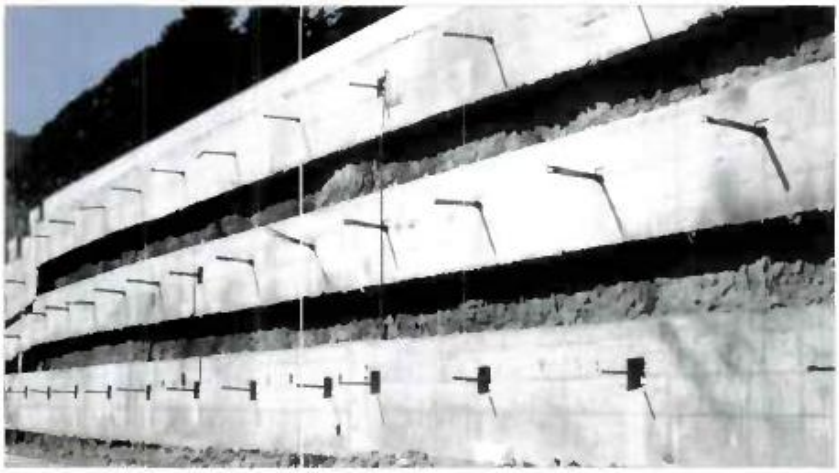


Figure (I.40) : *Exécution de poutres ancrées.*

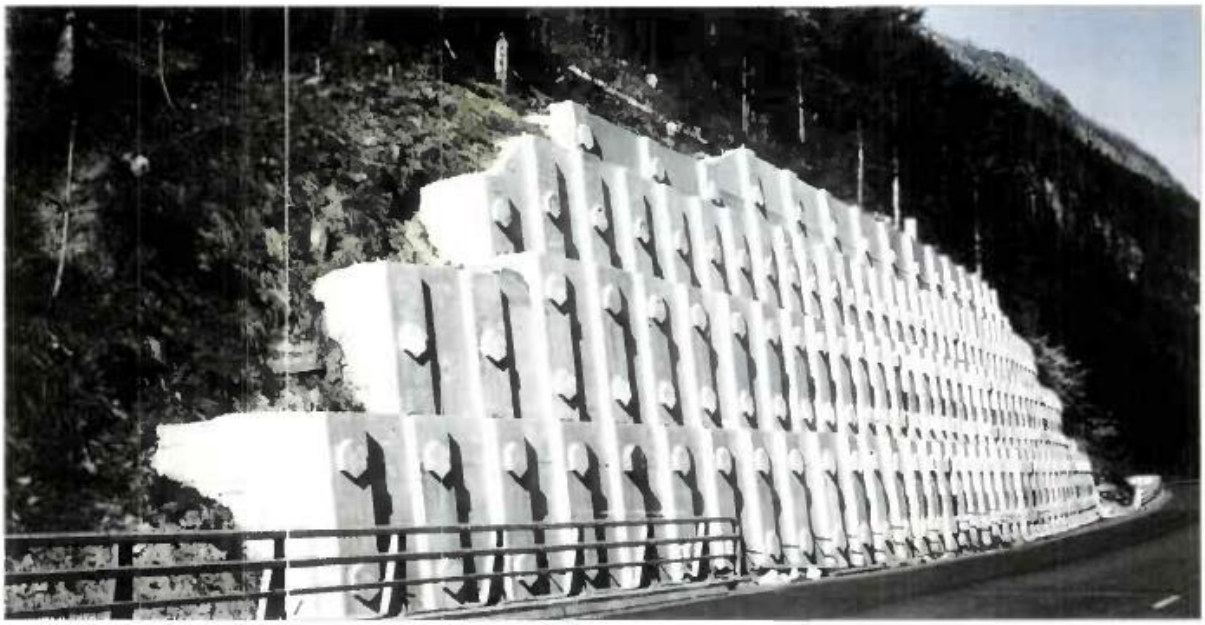


Figure (I.41) : *Voile ancrée en site montagneux.*

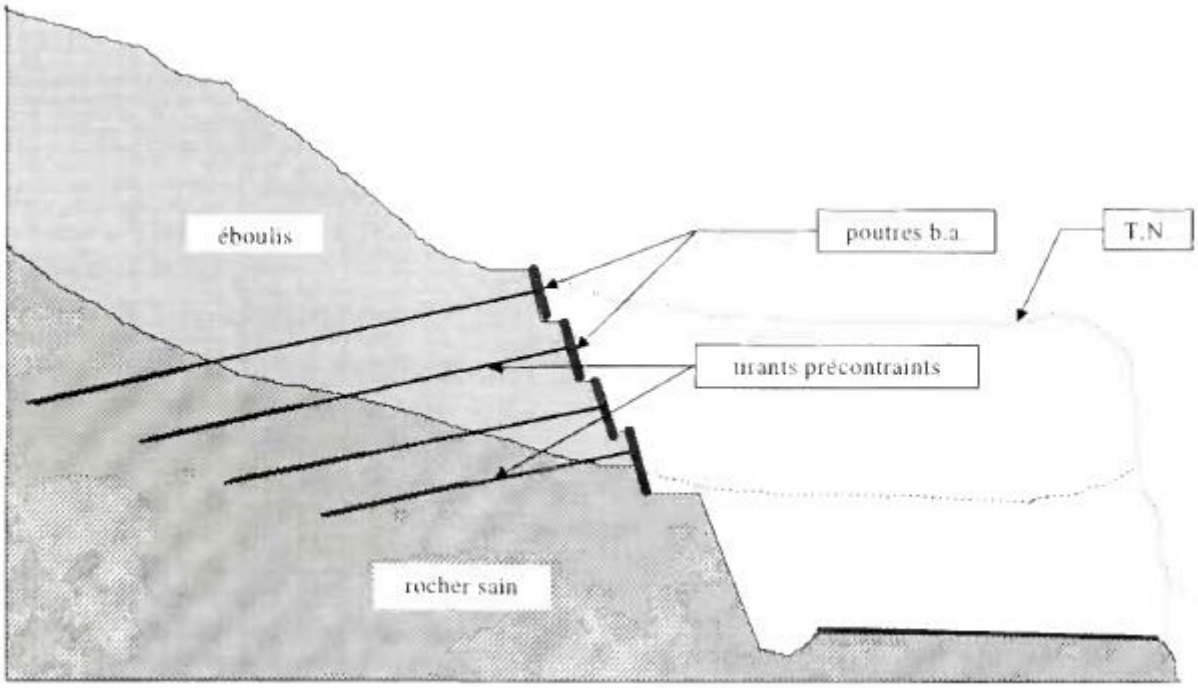


Figure (I.42) : *Poutres ancrées.*

I.2.6.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

On ne peut donner d'indications particulières sur le dimensionnement de ces ouvrages, qui dépend assez largement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, et notamment de la hauteur terrassée, et des qualités des terrains concernés. La distance entre lits de tirants d'ancrage précontraints est généralement comprise entre 3 et 6 m, voire plus parfois. Leur longueur peut être importante même pour de faibles hauteurs soutenues si les surfaces de rupture potentielles ou les horizons résistants (pour le scellement des tirants) sont profonds. Leur capacité d'ancrage peut varier de quelques centaines de kN à près de 2000 kN, voire plus encore.

I.2.6.3 - Domaine d'emploi

Les voiles et poutres ancrés sont essentiellement utilisés dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrages de soutènement en déblai et/ou d'ouvrages de stabilisation lors de l'exécution de travaux de terrassement sur versants, et notamment en site montagneux.

Les poutres ancrées peuvent être employées seules, ou même en complément d'ouvrages exécutés en remblai notamment lorsque la réalisation de ces derniers modifie les conditions de stabilité du talus aval.

Ces ouvrages sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, bien que certains d'entre eux, comme par exemple les éboulis ouverts, les terrains de faibles caractéristiques, peu stables, ou qui sont le siège de nappes, peuvent poser de délicats problèmes d'exécution (stabilité des talus durant les terrassements justifiant un phasage particulier ou une stabilisation locale provisoire, exécution des tirants d'ancrage, ...).

Ces types d'ouvrages peuvent atteindre des hauteurs importantes ; il est assez courant que celles-ci atteignent une douzaine à une quinzaine de mètres, voire plus.

Figure (I.43) : *Réalisation d'une paroi coulée*

Figure (I.44) : *Paroi coulée provisoire-blindage de fouille.*

Figure (I.45) : *Paroi coulée définitive – Parement habillé.*

I.2.7 - LES MASSIFS EN SOL CLOUÉ (OUVRAGES EN SOL EN PLACE RENFORCÉ)

I.2.7.1 - Description – Constitution

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalisés en déblai, (par terrassement du **sol** en place), de haut en bas, par tranches (ou passes) successives. La figure 1.46 illustre le principe d'exécution de ce type d'ouvrage qui consiste généralement, à chaque phase de terrassement, à renforcer le **sol** en place par des barres passives (clous) disposées en lits peu inclinés par rapport
à l'horizontale, puis à réaliser un parement, constitué le plus souvent d'un voile en béton projeté sur un treillis métallique.

Ce parement n'étant en général pas étanche ni conçu pour supporter, même localement, une pression d'eau, le massif en sol renforcé comprend un dispositif de drainage adéquat constitué notamment d'un système drainant débouchant sur un réseau de barbacanes et, si nécessaire, des drains subhorizontaux profonds. Le parement brut peut être revêtu d'un parement d'aspect en béton projeté ou coulé en place, ou constitué d'éléments préfabriqués.

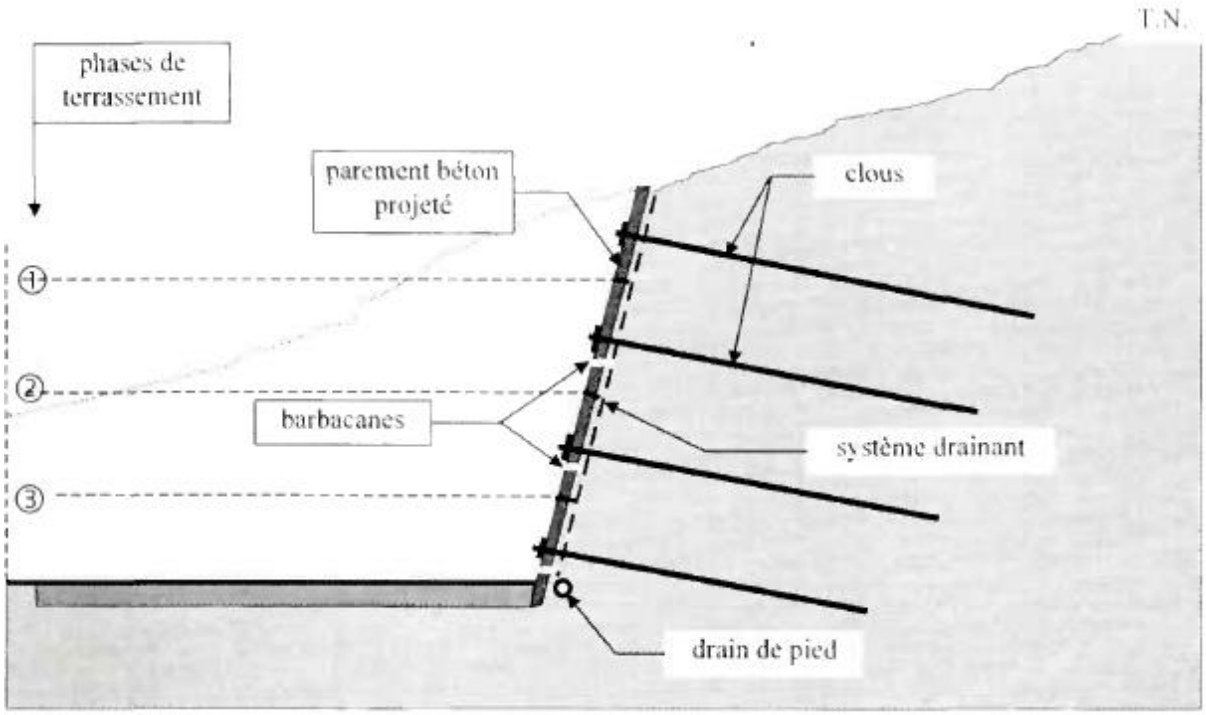


Figure (I.46) : *Massif de sol en place renforcé par clouage.*

Les clous sont généralement constitués quant à eux d'une armature métallique (souvent un rond à béton) scellée dans un forage à l'aide d'un coulis de ciment. Il peut s'agir aussi d'une barre ou d'un profilé mis en place par battage par exemple.

Cette technique de clouage des sols meubles a été utilisée pour la première fois en France en 1972-1973, pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement provisoire. Elle n'a connu cependant un réel essor que depuis la fin des années 80, et plus spécialement pour les ouvrages définitifs depuis la parution des Recommandations Clouterre 91

I.2.7.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et de l'inclinaison du parement, de la pente du talus soutenu, du type de clou retenu, des qualités des terrains concernés et des contraintes d'environnement éventuelles.

Les massifs cloués comprennent toutefois un minimum de deux lits de clous, alignés ou disposés en quinconce. D'une manière générale, les clous scellés au coulis de ciment (disposition la plus courante pour les ouvrages définitifs) sont disposés selon une maille d'environ 1,5 m à 2 m en hauteur par 2 à 3 m en longueur (soit environ un clou pour 2,5 à 6 m2 de parement). Leur longueur moyenne est souvent de l'ordre de 0,8 à 1,2 fois la hauteur du massif. La maille peut être beaucoup plus serrée pour des clous réalisés par battage environ 1 à 2 clous par m2), et leur longueur moyenne réduite à 0,5 à 0,7 fois la hauteur. Pour des raisons d'efficacité, l'inclinaison des clous sur l'horizontale est faible, généralement voisine de 10 à 15°.

I.2.7.3- Domaine d'emploi

Par construction même, la technique du clouage ne peut être utilisée que pour la réalisation d'ouvrages en déblai (hormis le cas naturellement où elle est employée pour le renforcement d'ouvrages existants), en site terrestre hors d'eau.

Elle ne peut être éventuellement envisagée sous le niveau d'une nappe que moyennant un rabattement efficace de celle-ci (techniquement et économiquement réalisable uniquement dans des sols peu perméables), garantissant l'ouvrage contre toute action de cette nappe durant sa construction comme en service.

Elle est assez couramment employée pour des ouvrages dont la hauteur n'excède pas une dizaine de mètres environ, bien qu'il soit généralement possible techniquement d'atteindre des hauteurs bien plus importantes Elle permet la réalisation d'ouvrages à parement vertical ou incliné (disposition la plus couramment employée notamment pour de fortes hauteurs), continu ou comportant des risbermes.

Cette technique est en principe possible dans la plupart des types de sols, en jouant si nécessaire sur certains paramètres tels que la longueur, l'inclinaison ou la densité des clous. Son utilisation peut toutefois s'avérer très délicate, déconseillée ou même impossible dans certains sols tels que par exemple des sables sans cohésion, des sables boulants ou comprenant des poches d'eau, des sols mous ou des sols très argileux dont la teneur en eau peut augmenter sensiblement après la construction, ou encore des sols gélifs ou agressifs vis-à-vis des éléments constitutifs.

Le mode de fonctionnement même de ces ouvrages induit un déplacement, dont la valeur en tête peut atteindre quelques millièmes de la hauteur de l'ouvrage, ce qui peut limiter leur utilisation dans certaines conditions d'environnement, et notamment en site urbain. Cela d'autant que les dispositions particulières que l'on peut adopter pour limiter ces déplacements, comme par exemple la réalisation en tête d'une poutre ancrée par tirants d'ancrage précontraints, conduisent généralement à augmenter l'emprise de l'ouvrage.

I.2.8- LES OUVRAGES EN REMBLAI ARME (OU RENFORCÉ)

I.2.8.1 - Description – Constitution

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

Ce type d'ouvrage a vu le jour en France en 1965, avec la réalisation du premier mur en terre armée, dans lequel les éléments de renforcement étaient constitués de lanières (ou armatures) métalliques. Depuis, ce sont près de 4000 ouvrages de ce type qui ont été construits en France.

Cette technique s'est donc considérablement développée, et aussi diversifiée avec notamment l'utilisation**,** plus récemment, de renforcements géo synthétiques. Aujourd'hui il

existe de très nombreux procédés qui relèvent de cette technique. Us sont plus ou moins bien connus et utilisés en France**,** et la plupart font l'objet de brevets.

Les éléments de renforcement sont souples, résistants, et plus ou moins «extensibles». Ils sont le plus souvent métalliques (lanières métalliques, panneaux individuels ou nappes de treillis soudé, ...) ou synthétiques (bandes géo synthétiques, nappes géotextiles, géo grilles, ...) et disposés par nappes ou lits horizontaux distants de 0,30 m à 1,00 m environ.

Le parement a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement et, naturellement, d'aspect. Il peut être constitué d'écaillés en béton, armé ou non, d'éléments préfabriqués divers (éléments en béton, treillis soudé, pneus, ...), ou encore, pour des ouvrages renforcés par nappes géotextiles, par les nappes elles-mêmes, après retournement de celles-ci durant le remblaiement. Dans ce dernier cas, pour des raisons évidentes d'esthétique pour les ouvrages définitifs, et de protection (contre les rayons ultraviolets qui accélèrent leur dégradation, ou encore contre le vandalisme par exemple), le parement « en nappes » est soit végétalisé, soit protégé par un parement d'aspect rapporté.

La plupart des procédés existants permettent la réalisation d'ouvrages à parement vertical ou incline.

Figure (I.47) : *Renforcement par lanières métallique de terre armé.*

Figure (I.48) :
Renforcement par bandes géo synthétique.

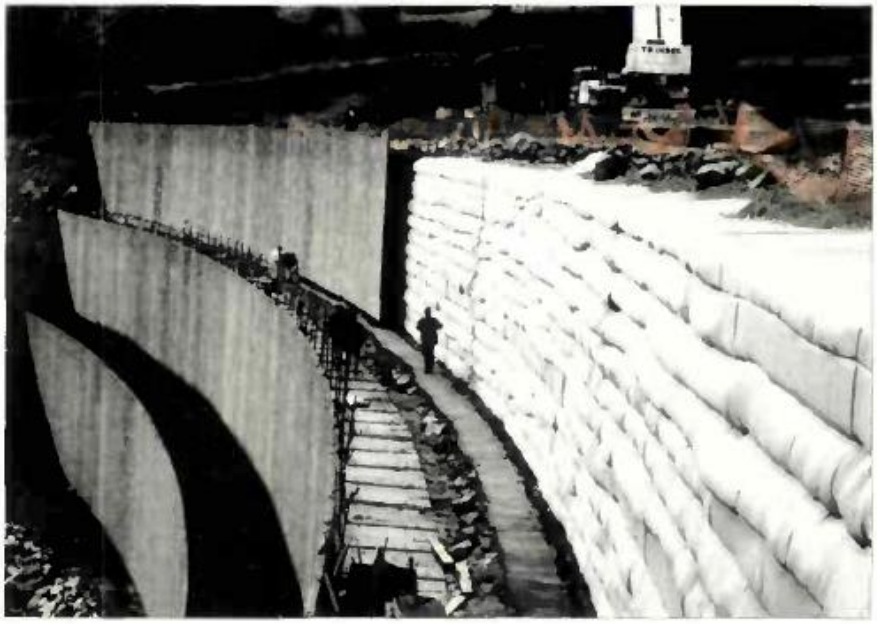


Figure (I.49) : *Massifs en remblai renforcés par une nappe géotextiles-Parement préfabriqué rapporté.*

Figure (I.50) :
Ouvrage en Texsol.

Il existe par ailleurs de nombreux types d'ouvrages particuliers qui, de par leur constitution, peuvent rentrer dans cette catégorie des massifs en remblai renforcé. C'est le cas par exemple des ouvrages en Pneusol, formés de l'association de sol et d'éléments de pneumatiques. Outre l'intérêt technique qu'ils peuvent présenter, ces ouvrages offrent surtout la possibilité de récupérer des pneus usagés.

Cela est également le cas des ouvrages en Texsol, matériau composite obtenu en place par un mélange intime et homogène de sol et de fils de polyester continus. Ces ouvrages présentent un fruit généralement compris entre 10 et 30°, et leur parement est végétalisable. Toutefois, de par leur géométrie transversale, ils s'apparentent davantage à des murs poids.

I.2.8.2 - Dimensionnement courant des ouvrages

En coupe transversale, les massifs en remblai renforcé par armatures ou nappes disposés horizontalement ont souvent une section rectangulaire (même longueur des renforcements sur toute la hauteur de l'ouvrage), avec une longueur moyenne des renforcements d'environ 0,6 à 0,7 fois la hauteur H du massif (cas d'un ouvrage à parement vertical avec terre-plein horizontal). Dans certains cas particuliers (ouvrage sur versant et/ou sur terrain rocheux par exemple) la longueur des renforcements en partie basse de l'ouvrage peut être réduite (avec un minimum de 0,4 H), pour limiter l'importance des terrassements.

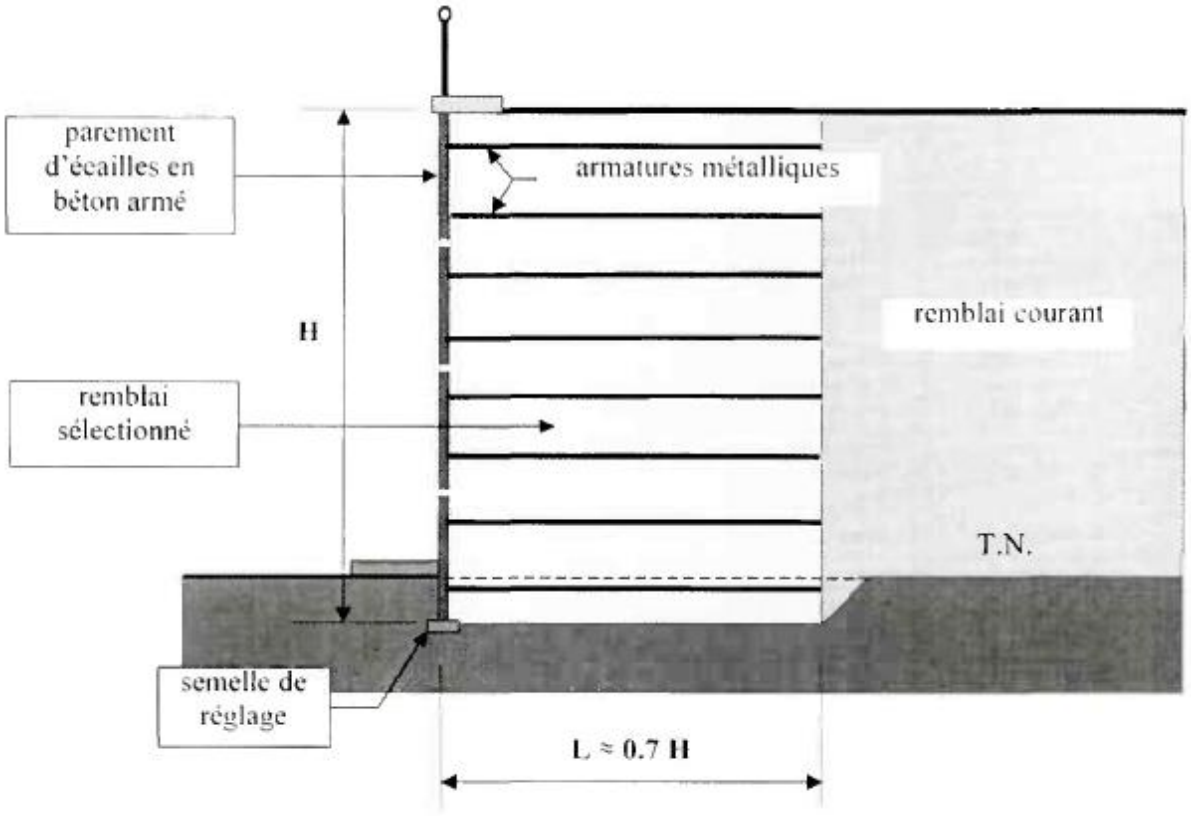


Figure (I.51) : *Dimensionnement courants d'un massif en remblai renforcé.*

I.2.8.3 - Domaine d'emploi

Les massifs de soutènement en remblai renforcé sont essentiellement employés pour la réalisation d'ouvrages dits en remblai (ou en élévation), en site terrestre.

Figure (I.52) : *Ouvrage de soutènement a parement constitué d'écailles en béton armé.*

Figure (I.53) : *Rampe d'accès a un ouvrage d'art.*

Leur exécution impose de disposer d'une emprise assez importante derrière le parement, ce qui peut faire qu'ils sont parfois mal adaptés dans certaines situations. En contrepartie, la très faible emprise généralement nécessaire à l'aval du parement peut rendre leur utilisation particulièrement avantageuse dans certains cas (présence d'une construction ou d'une voie de circulation par exemple), comme par exemple pour soutenir les remblais d'accès à un ouvrage d'art dans une emprise très limitée.

Ils peuvent être employés aussi comme massifs de pré chargement provisoires, comme culées mixtes (massif de soutènement associé à une culée généralement constituée de poteaux et située devant celui-ci) pour certains d'entre eux et, plus exceptionnellement encore, comme culées porteuses lorsque la situation le justifie (et que l'expérience attachée au procédé peut l'autoriser).

Ces ouvrages se caractérisent par leur souplesse, qui leur confère le plus souvent une bonne aptitude à accepter des tassements généraux et différentiels parfois importants. De ce fait, ils sont bien adaptés pour des sols de fondation de qualités moyennes à médiocres (éventuellement associés à un renforcement du sol de fondation par exemple par colonnes ballastées ou par colonnes de jet-grouting), là où des solutions d'ouvrages plus rigides auraient pu justifier le recours à des fondations profondes. Leur déformabilité est surtout limitée par la rigidité du parement (parements en béton notamment), mais certaines dispositions de construction (construction par phases de murs décalés, réalisation de joints de coupure si le procédé le permet, ...) peuvent être envisagées lorsque les tassements attendus sont importants.

Ils sont très couramment utilisés également en site montagneux et sur versants, en raison certes de leurs conditions d'exécution qui ne nécessitent pas généralement de moyens particuliers autres que ceux inhérents aux travaux de terrassement, mais aussi en raison de leur souplesse qui leur permet d'accepter d'éventuels mouvements (versants meubles, voire peu stables), et de leur technologie qui, en offrant de larges possibilités quant à la géométrie de l'ouvrage (disposition en gradins par exemple) permet souvent d'apporter une réponse satisfaisante aux problèmes de stabilité et aux considérations d'ordre architectural.

La hauteur maximale permise peut dépendre assez largement du procédé concerné. La plupart des procédés sont assez bien adaptés pour des ouvrages dont la hauteur est comprise entre 4 et 8 à 10 mètres environ, mais certains d'entre eux parmi les plus utilisés et les plus anciens ont permis la réalisation d'ouvrages de grande hauteur, pouvant dépasser une vingtaine de mètres environ, d'un seul tenant ou en gradins.[13]

CHAPITRE II

LES APPROCHES
ET LES MÉTHODES DE CALCUL

Chapitre II. Calcul des murs de soutènement

II.1.Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent [14].

Ces ouvrages de soutènement concernent les murs (mur-poids, murs cantilevers, murs cellulaires..) et les écrans (parois moulées, parois berlinoises et dérivées, rideaux de palplanches...). Suivant le problème traité, on fera un calcul à la rupture (sol dans un comportement rigide-plastique) ou un calcul en déplacement (sol dans un comportement élasto-plastique, ou autre...).

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) [14]:

- Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Fig. II.1b).
- Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Fig. II.1a).

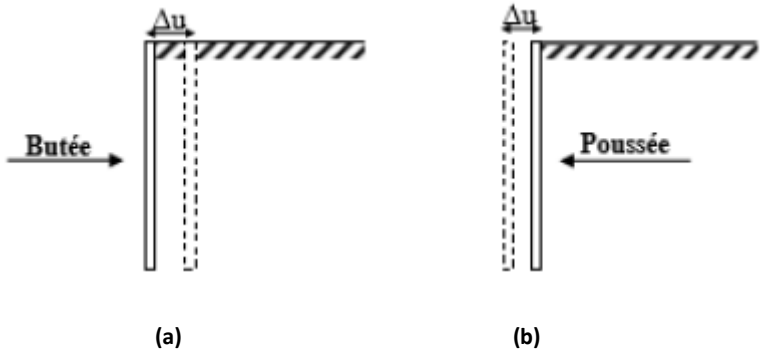


Figure (II.1) : *Etat de poussé et buté.*

II.2. Mobilisation des équilibres de poussée et de butée

II.2.1 Etat initial

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : **poussée des terres au repos** (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos k_0 [15]**.**

$$\sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_{v0} \qquad \text{[II.1].}$$

Où σ'_{h0} est la contrainte effective horizontale, σ'_{v0}est la contrainte effective verticale k_0 et le coefficient de pression terre au repos.

La valeur de k_0, est délicate à mesurer, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au préssiomètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. On peut estimer k_0 par des formules théoriques. Si le sol un comportement élastique linéaire [14].

$$k_0 = \frac{v}{1-v} \qquad \text{[II.2].}$$

v : Coefficient de poisson

Pour les sols pulvérulents et les sols fins normalement consolidé son peut utiliser la formule simplifiée de Jacky [15] :

$$k_0 = 1 - \sin\varphi' \qquad \text{[II.3].}$$

Où φ'est l'angle de frottement effectif du sol. S'il existe un talus de penteβ, la valeur dek_0, avec la même définition sera [14]:

$$k_{0\beta} = k_0(1 + \sin\beta) \qquad \text{[II.4].}$$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de $k_0$augmente pour les sols sur consolidés, d'autant plus que le coefficient de sur consolidation R_{0c} est important. On pourra utiliser la relation suivante (pour un sol moyennement surconsolidé) :

$$k_0 = (1 - \sin\varphi')R_{0c}^{1/2} \qquad \text{[II.5].}$$

Où R_{0c} est le rapport de sur consolidation égale à : $(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}})$ avec σ'_p est la contrainte de préconsolidation [16].

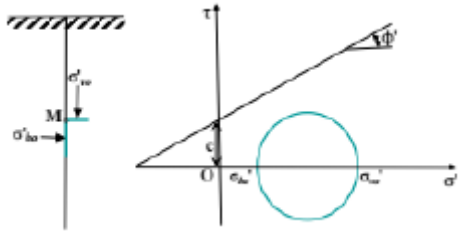


Figure (II.2) : *Etat initiale du sol ai repos.*

II.2.2 Equilibre de poussée

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{h0}diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure àσ'_{h0}.

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0}étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0}diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticaleσ'_{v0}, dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée Ka [14]:

$$\sigma'_a = k_a \sigma'_{v0} \qquad \text{[II.6].}$$

Où σ'_a est la contrainte de poussée, σ'_{v0}est la contrainte effective verticale et est k_a le coefficient de poussée.

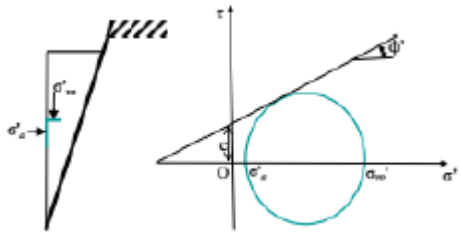


Figure (II.3) : *Etat limite de poussée du sol.*

(Terre horizontale β = 0, et sans frottement sol-écran δ = 0.)

II.2.3-Equilibre de butée

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{h0}augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre passif ou supérieur) supérieure àσ'_{h0}.

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0}étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0}augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ'_v , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée k_p [16] :

$$\sigma'_p = k_p \sigma'_{v0} \qquad \text{[II.7].}$$

Où σ'_pest la contrainte de butée, σ'_{v0}est la contrainte effective verticale et k_p est le coefficient de butée [16].

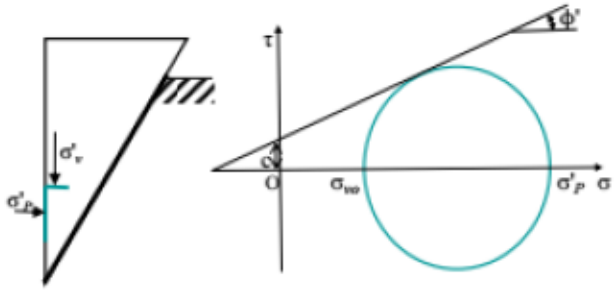


Figure (II.4) : *Etat limite de butée du sol (terre horizontale β = 0, et sans frottement sol-écran δ = 0).*

La variation de coefficient de pression latérale en fonction des déformations (déplacements) latérales est montrée ci-après (Figure II.5):

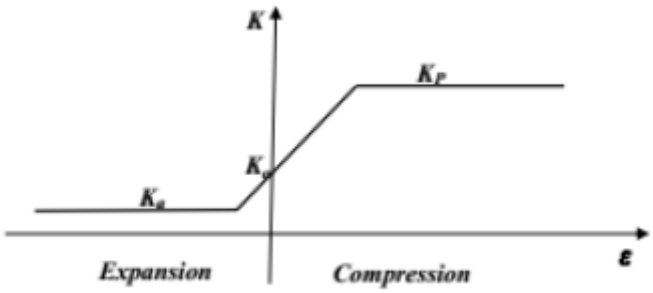


Figure (II.5) : Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de déformation.

II.3. Théories de calcul statique des pressions des terres

II.3.1. Théorie de Coulomb

La théorie de Coulomb (1776), est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque figure (II.6). Les forces agissant sur le sol, sont évaluées à l'état d'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ. Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque :

$\delta < \frac{\varphi}{3}$, mais quand $\delta > \frac{\varphi}{3}$, l'erreur devient plus grande. Pour un sol horizontal, et un écran vertical, et pour$\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb coïncident [16].

II.3.1.1 Etat actif - sols pulvérulents

Soit le coin de sol caractérisé par la figure (II.6).

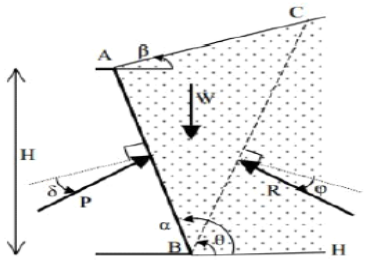


Figure (II.6) : *Théorie de Coulomb à l'état actif.*

L'écran et le remblai font les angles α et βavec l'horizontal respectivement. Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontal. La rugosité du mur c'est l'angle de frottement mur-sol δ. Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes [16]:

W : poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement. Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite, où on montre que:

L'angle (W,P) $= \pi - \alpha - \delta$

L'angle (W,R) $= \theta - \varphi$

Ceci permet de calculer la poussée p_a. La poussée active p_a correspond donc à :$\frac{\partial p}{\partial \theta} = 0$

Celui-ci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois p et ne garder pour p_a que la valeur maximale. Tout calcul fait, on aboutit à l'équation.

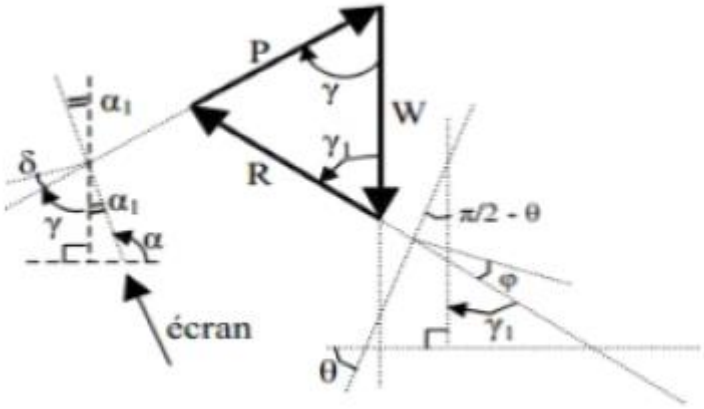


Figure (II.7) : *Diagramme d'équilibre des forces.*

Avec :

$$k_a = \left[\frac{\cos(\alpha-\varphi)/\sin\alpha}{\sqrt{\sin(\alpha+\delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\beta)}}} \right]^2 \qquad \text{[II.8].}$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant k_a pour différentes valeurs de φ et δ, et des valeurs particulières de α et β .

II.3.1.2. Etat actif - sols cohérents

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w(figure.II.8). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0. Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w [16].

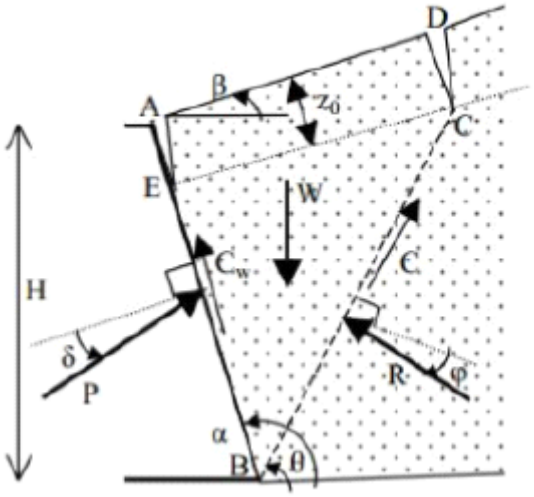


Figure (II.8) : *Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent.*

Les forces agissantes sont :
W : le poids propre du coin de sol.
P : la résultante de la réaction du mur sur le sol.
c_w : Résultante due à l'adhérence mur-sol :

$$C_w = c_w . EB$$

R : la réaction sur le plan de glissement.
C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : C = c. BC.
Les directions d'action de ces forces sont connues, on construit le diagramme des forces comme décrit précédemment.

- Cas d'un mur vertical et un sol horizontal.

Dans le cas général d'un sol (c, φ), la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$p_a = k_a \gamma z - k_{ac} c \qquad \text{[II.9].}$$

Avec $$k_{ac} = 2\sqrt{k_a(1 + \frac{c_w}{c})} \qquad \text{[II.10].}$$

Où, La cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et par c_u dans le cas non drainé.
La profondeur des fissures$z_0$correspond à $p_a = 0$, d'où :

$$z_0 = \frac{2c\sqrt{(1+\frac{c_w}{c})}}{\gamma\sqrt{k_a}} \leq \frac{H}{2} \qquad \text{[II.11].}$$

II.3. 2. Théorie de Rankine

En plus des hypothèses suivantes [17]:

- ❖ Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- ❖ Condition de déformation plane.
- ❖ Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- ❖ Massif à surface libre plane.

Rankine avait rajouté l'hypothèse que, la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Cette théorie est la plus simple des théories des pressions des terres.

L'inconvénient d'une telle hypothèse, est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

La figure II.9 montre trois types de remblai ; frottant (c = 0, φ> 0), cohérent (c > 0, φ = 0), ou une combinaison des deux (c > 0, φ> 0). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finaleτ_f, du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan\varphi \qquad \text{[II.12].}$$

Où C: est la cohésion effective, σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{[II.13].}$$

Où U est la pression d'eau interstitielle.

II.3.2.1. Etat actif - sols pulvérulents

La pression active des terres se résulte, quand les mouvements de mur dus au remblai, sont suffisants pour mobiliser entièrement, la résistance au cisaillement dans le massif du sol derrière le mur, en utilisant le coefficient de poussée k_a [17]:

$$\sigma_a = k_a \gamma z \qquad \text{[II.14].}$$

Si les contraintes de cisaillement sont nulles, sur les plans verticaux et horizontaux, le coefficient de poussée de Rankine k_a, est égal à :

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \qquad \text{[II.15].}$$

La résultante des contraintes σa, agissante derrière le mur à H/3 au-dessus du talon du mur est: $$p_a = k_a \frac{1}{2}\gamma . H^2 \quad [II.16].$$

Si le sol est saturé par une nappe phréatique à la surface, les équations antérieures s'appliquent, en remplaçant γ(poids spécifique sec) par γ_b (Poids spécifique déjaugé). Le coefficient de poussée de Rankine, pour un remblai sec frottant et incliné d'un angle β de l'horizontal, est déterminé en calculant les forces résultantes, agissantes sur les plans verticaux dans une pente infinie, comme décrit par Terzaghi et Taylor, est égal à [16]:

$$k_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad [II.17].$$

Tant que$\beta \leq \varphi$, l'équation (II.16) s'applique, mais toujours inclinée d'un angle β du talus, suivant les indications de la figure (II.9) La résultante P_a est calculée en utilisant l'équation (II.17). Elle est inclinée d'un angle β à la normale derrière le mur.

II.3.2.2. cohérents (cas général) Etat actif - sols

Pour les cas représentés sur la figure II.1(b), la pression active des terres $\sigma_a$est égale à :

$$\sigma_a = \gamma_t z k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad [II.18].$$

Selon l'équation (II.18), les contraintes de traction se développent à une profondeur z_0 dans le remblai. Un vide peut se former dans cette région avec le temps.

II.3.3. Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)

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

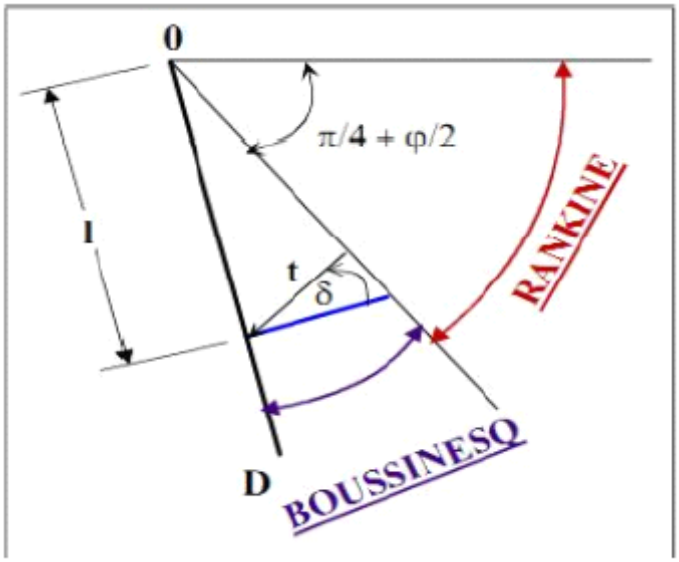


Figure. (II.9) : *Equilibres de Boussinesq et Rankine.*

Une surface de rupture logarithmique spirale, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur. Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau (II.1) donné par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblé des tables pour les valeurs de k_a et k_p, basées sur la méthode logarithmique spirale [18].

K_A								
			φ					
δ	β	θ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
	+15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28
φ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
	+15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

Tableau (II.1) : *Les valeurs représentatives de ka, d'après Caquot & Kerisel (1948) [16].*

II.4. Stabilité des murs de soutènements

Dans la plupart des cas, un mur de soutènement est enterré en pied d'une certaine hauteur. Il se trouve donc soumis à un effort de poussée et un effort de butée (considérée comme stabilisante). Or pour mobiliser la butée, il faut un déplacement beaucoup plus fort que pour mobiliser la poussée. La valeur calculée de la butée risque de ne jamais être atteinte. Dans la pratique, lorsque le déplacement du mur parait insuffisant pour mobiliser la butée, on ne considère qu'une partie de cette butée ou on n'en tient pas compte. (Cas des remblais récents compactés servant à enterrer le pied du mur). On reste donc du côté de la sécurité.

II.4.1. Vérification de la stabilité

II.4.1.1. Stabilité au renversement

La stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments calculés par rapport au point 0.

- **Forces de renversement :** poussée, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau.
- **Force stabilisatrices :** poids, butée.

Si la condition suffisante n'est pas vérifiée, la stabilité au renversement est assurée si:

$$f_r = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

II.4.1.2. Stabilité au glissement sur la base :

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur sont en deçà de la résistance à l'adhérence base/sol. Par analogie avec le critère de rupture du sol de Mohr-Coulomb, on écrit que la contrainte de cisaillement maximum à la base du mur ou résistance à l'adhérence est égale à :

a : est "l'adhérence" sol/base du mur et $\psi_a$est l'angle d'adhérence, prise souvent égale à (2/3) φ.

La stabilité au glissement à la base est assurée si ce coefficient est au moins égal à 1.50 :

$$f_g = \frac{(B*c+\sum f_v \tan \delta_a)}{P_{ah} P_w} \geq 1.5$$

II.5. Pression active dynamique

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux [18]:

- ***Méthode analytique*** : qui peut utiliser soit l'approche de calcul pseudo-statique, qui consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai, ou

bien l'approche de calcul pseudo-dynamique qui repose sur la résolution d'une équation comprenant l'introduction des vitesses des ondes primaires et secondaires, pour estimer les valeurs des accélérations produites dans le massif du sol

- ***Méthode numérique*** : l'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.
- ***Méthode expérimentale*** : cette méthode repose sur les essais expérimentaux, soit en vraie grandeur ou à partir des modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés).

II.5.1. L'approche pseudo-statique

II.5.1.1Mononobe-Okabe (1926,1929)

Okabe (1926), Mononobe & Matsuo (1929), avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par $a_h = k_h.g$, et une accélération verticale constante donnée par $a_v = k_v.g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai. Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement [18].

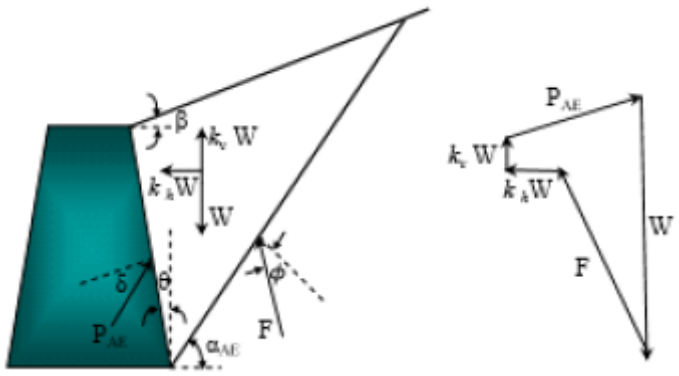


Figure (II.10) : *Approche de Mononobe-Okabe*

La relation de Mononobe-Okabe de P_a^E pour un remblai sec, est donné par [19]:

$$P_a^E = k_a^E.\frac{1}{2}[\gamma_t(1-k_v)]H^2 \qquad \text{[II.19].}$$

Elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H.
Le coefficient de poussée dynamique, k_{ay}^e est égal à :

$$k_{ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi-\mu-\lambda)}{\cos\mu\cos^2\lambda\cos(\delta-\lambda-\mu)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\mu-\beta)}{\cos(\delta+\lambda+\mu)\cos(\beta-\lambda)}}\right]^2} \qquad \text{[II.20].}$$

et l'angle d'inertie sismique μ égal à :

$$\mu = \tan^{-1}\frac{k_h}{1+k_v} \qquad \text{[II.21].}$$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (II.20) devient [16]:

$$k_{ay}^{E} = \frac{\cos^2(\varphi-\mu)}{\cos\mu\cos(\delta+\mu)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\mu)}{\cos(\delta+\mu)}}\right]^2} \qquad \text{[II.22].}$$

La surface plane de glissement se prolonge du talon du mur vers le haut dans le remblai d'un angle a_a^E avec l'horizontale donnée par Zarrabi (1978) :

$$a_a^E = \varphi - \mu + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\varphi-\mu-\beta)+c_{1a}^E}{c_{2a}^E}\right] \qquad \text{[II.23].}$$

$$c_{1a}^E = \left[\sqrt{[\tan(\varphi-\mu-\beta)][\tan(\varphi-\mu-\beta)+\cot(\varphi-\mu-\lambda)].k}\right] \qquad \text{[II.24].}$$

$$k = [1+\tan(\delta+\mu+\lambda)\cot(\varphi-\mu-\lambda)] \qquad \text{[II.25].}$$

$$c_{2a}^E = 1+\left[[\tan(\delta+\mu+\lambda)][\tan(\varphi-\mu-\beta)+\cot(\varphi-\mu-\lambda)]\right] \qquad \text{[II.26].}$$

Un nombre limité des modèles dynamiques de murs de soutènement testés par Ichihara & Matsuzawa (1973), et shérif & Fang (1983) sur des sables secs montrent que δ s'étend de $\frac{\varphi}{2}$ à $\frac{2\varphi}{3}$ selon l'importance d'accélération (Ebeling& Morrison, 1992) [16].

CHAPITRE III

GENERALITE SUR LES EFFETS DU SIESME

Chapitre III. Généralités sur les séismes

III.1. Introduction

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action. Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active) [19].

Les tremblements de terre sont couramment provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épicentre. Dans l'état actuel, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, Mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence [19].

Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques, mais lorsqu'ils sont soumis à un séisme, ils peuvent se liquéfier.

III.2. Les catégories de séismes

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération comme suit [18].

Mécanisme à l'hypocentre	**Séismes naturels**	**Séismes artificiel ou anthropique**
Jeu d'une faille	**Séismes tectoniques :** Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz.
Explosion	**Séismes volcaniques :** Fracturation des roches due à l'intrusion de magma. Dégazage. Oscillation propre du réservoir magmatique.	Tire d'explosion sismique. Tire des mines et carrières. Essais nucléaire souterrain.
Implosion	**Séismes d'effondrements :** Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain	Phénomène dynamique d'origine minière (effondrement…)

Tableau (III.1) : *Classement des séismes selon leur mode de génération*

III.3. Origine des séismes

La surface de la terre est recouverte de plaques qui s'encastrent les unes dans les autres (plaques tectoniques). Ces plaques sont constamment en mouvement. Ce mouvement est dû à la chaleur stockée à l'intérieur de la terre qui remonte à la surface en créant des courants de convexion. Sous l'effet de ces courants, les roches magmatiques remontent et entraînent les plaques se situant au-dessus. Certaines plaques s'écartent, d'autres se rapprochent et glissent l'une sous l'autre ou entrent en collision [16].

Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles. Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épicentre. Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libéré. L'épicentre est tout simplement le point en surface à la verticale exacte du foyer sismique.

Les séismes provoquent des ondes qui se propagent dans la roche et remontent jusqu'en surface. Ces ondes font onduler le sol et provoquent un tremblement de terre [16].

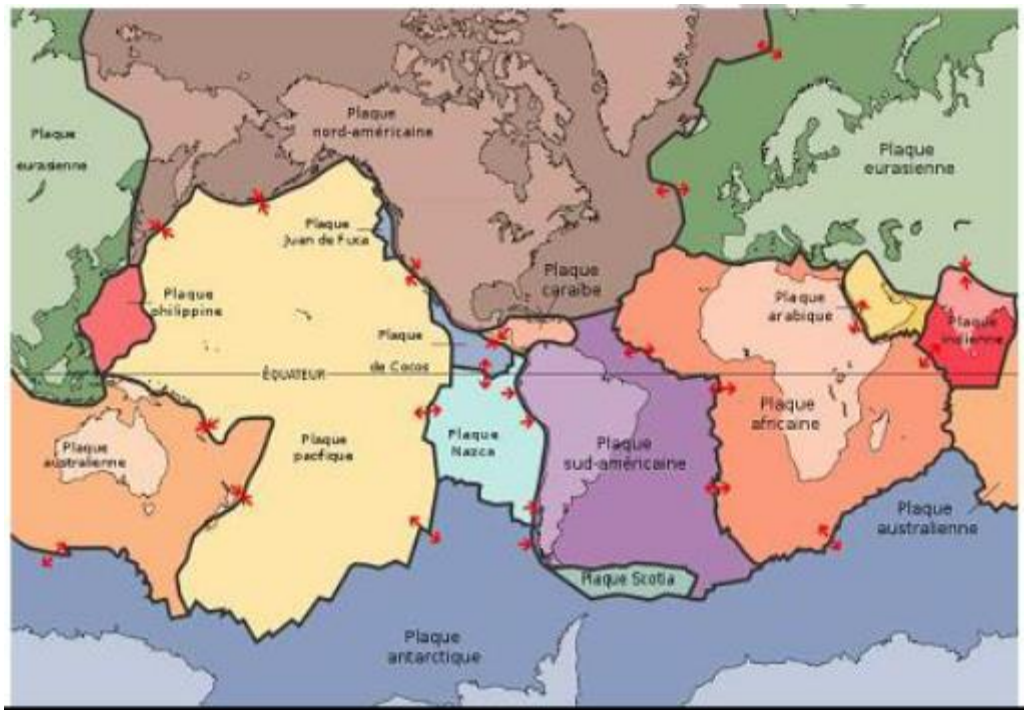


Figure (III.1) : *Mouvements entres les plaques.*

Il existe plusieurs types de mouvements entre les plaques (Figure II.1.) [16] :

- Les zones de divergence : remontée de magma qui durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale : c'est la divergence.
- Les zones de convergence : c'est la cause majeure des séismes.

- ❖ Zone de subduction : convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale, ou océanique qui conduit à l'enfoncement de la plaque la plus dense sous l'autre.
- ❖ Zone de collision : convergence entre deux plaques continentales qui se traduit par le plissage de
- ❖ La plaque la plus faible.
- ❖ Les zones de coulissage : lors des mouvements de divergence et de convergence, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques. Lorsque le phénomène devient parallèle à cette frontière, il s'agit de coulissage. Cela se traduit par une forte sismicité.

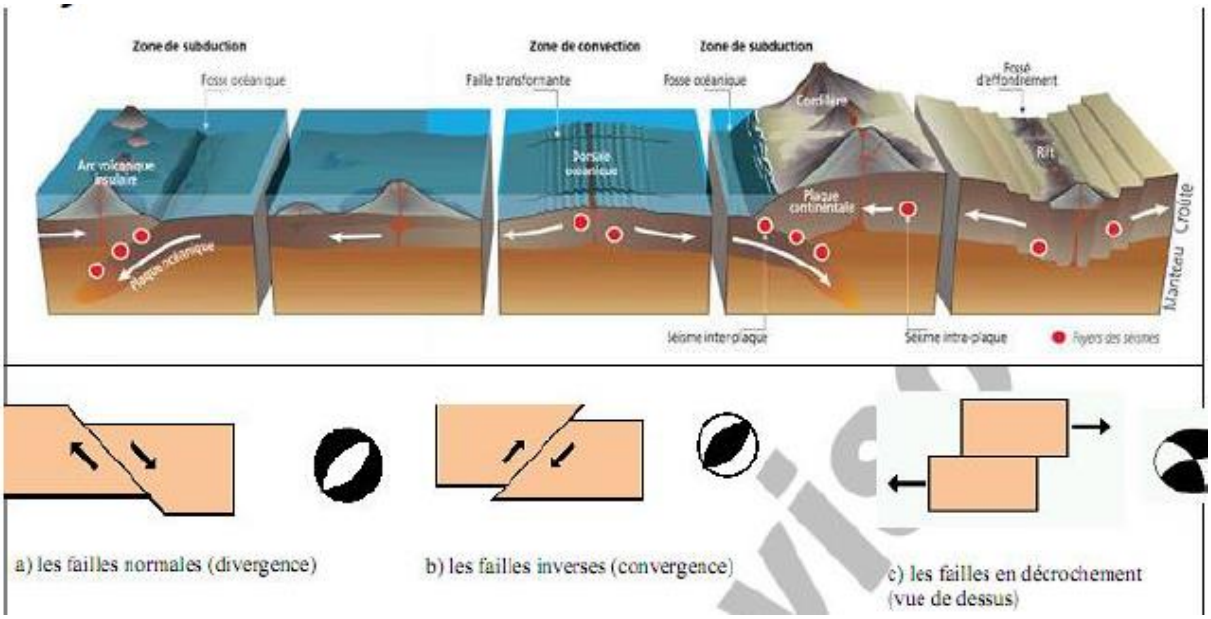


Figure (III.2) : *Principe de mouvements des plaques.*

III.4. Paramètres caractéristiques

Si de nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus récurrents dans la littérature sont les suivants [17].

Le foyer : ou l'hypocentre est l'emplacement de la rupture des roches en profondeur. C'est la région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

L'épicentre : est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'épicentre macrosismique. Il peut être différent de l'épicentre réel, dit micro-sismique, à cause de présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques (figure II.3).

Les enregistrements effectués montrent qu'il n'y a pas de direction horizontale favorisée devant une autre; par exemple les accélérogrammes du séisme de San Francisco du 22 mars 1957 enregistrés à Golden Gate Park suivant la direction Est Ouest et Nord-Sud, indiquent que les accélérations maximales sont comparables.

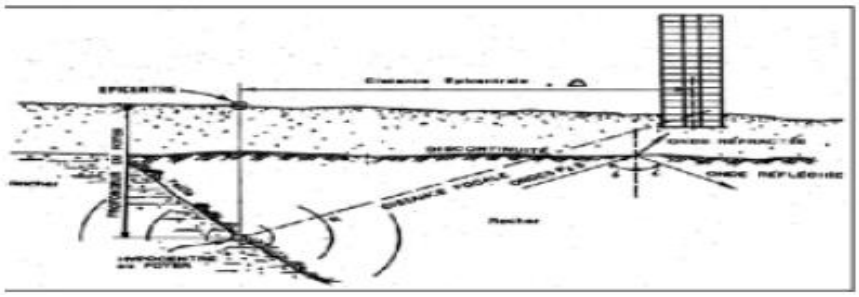


Figure (III.3) : *Trajectoire des ondes sismiques.*

La magnitude M : Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

L'intensité I : Elle permet de classifier qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondants à des dégâts catastrophiques.

L'accélération maximale du sol ou PGA : C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en m.s-2 ou en g, valeur de l'accélération de la pesanteur.

Le déplacement maximal du sol : Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre : Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes : Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

III.5. Ondes sismiques

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types [18].

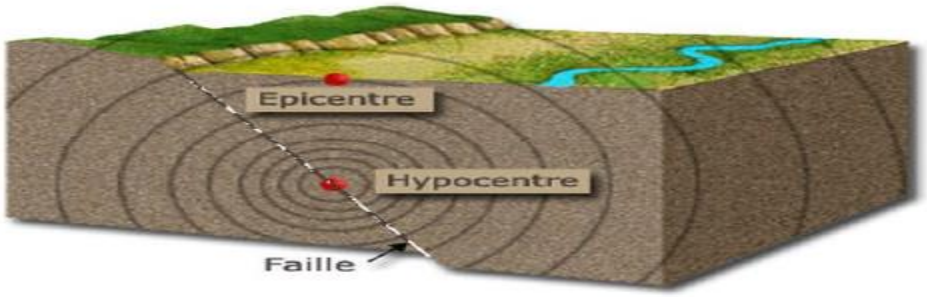


Figure (III.4) : *Principe de propagation des ondes.*

III.5.1. Les différents types des ondes sismiques

Lorsqu'il y a un séisme, des ondes sismiques sont envoyées dans toutes les directions. Il y a deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume (ondes P et S) et les ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh) [18].

III.5.1.1. Les ondes de volumes

Il existe deux types d'ondes dites de volume [17] :

- **Les ondes longitudinales ou primaires (P)** : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices.
- **Les ondes transversales ou secondaires (S)** : ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le coefficient de Poisson.

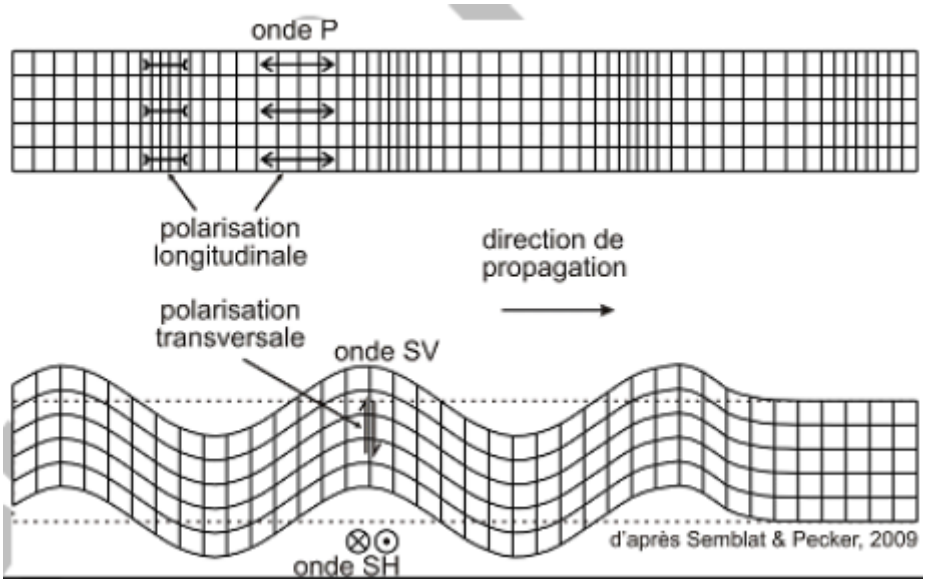


Figure III.5 : *Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales.*

III.5.1.2. Les ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types [17] :

- **Les Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

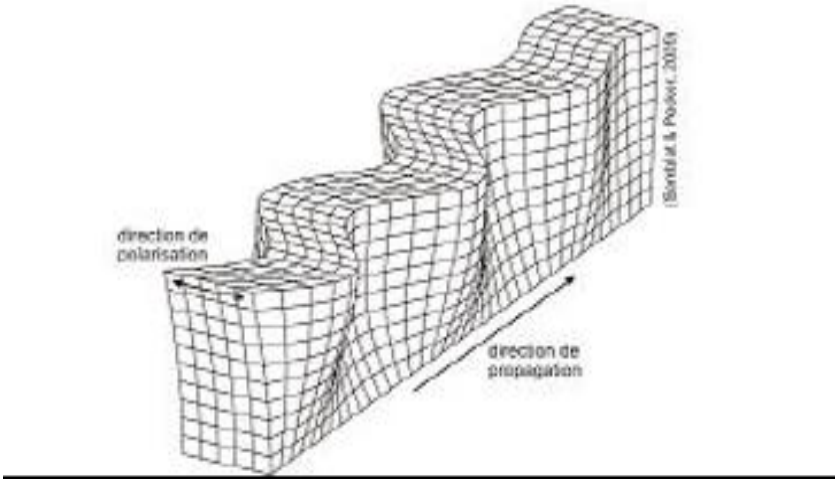


Figure (III.6) : *Schéma de propagation des ondes de Love.*

- **Les ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

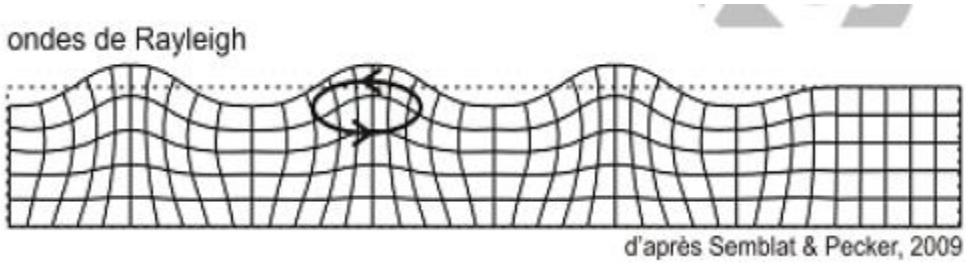


Figure (III.7) : *Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.*

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P.

Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement. Les ondes de surface sont guidées par la surface de la terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais ont une amplitude plus grande et libèrent donc une plus grande énergie.

Les ondes de Love ont un mouvement similaire aux ondes S, mais ce mouvement du sol provoqué est plus grand et a une plus grande amplitude car c'est une onde de surface. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui endommage surtout les fondations du bâtiment et c'est contre celles-ci que les fondations parasismiques doivent se prémunir. Ce sont ces ondes qui provoquent des fissures dans les routes ou trottoir.

Les ondes de Rayleigh provoquent un mouvement à la fois horizontal et vertical, mais sont bien moins dangereuses pour les bâtiments, car son mouvement est relativement régulier et son énergie libérée plus faible.

CHAPITRE IV

ANALYSE ET MODELISATION NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTENEMENT CONTILEVER

Chapitre IV. Analyse et modélisation numérique

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une étude dynamique d'un mur de soutènement de type cantilever. Pour ce faire nous allons d'abord effectuer une étude statique puis une étude dynamique. Par conséquence ce chapitre peut être déroulé comme suit :

a) Modélisation géométrique

b) Analyse statique

c) Analyse dynamique

IV.2 Modélisation géométrique du model

Dans cette partie, nous allons décrire la géométrie du model que nous avons utilisé dans notre mémoire.

IV.2.1 Géométrie du mur de soutènement

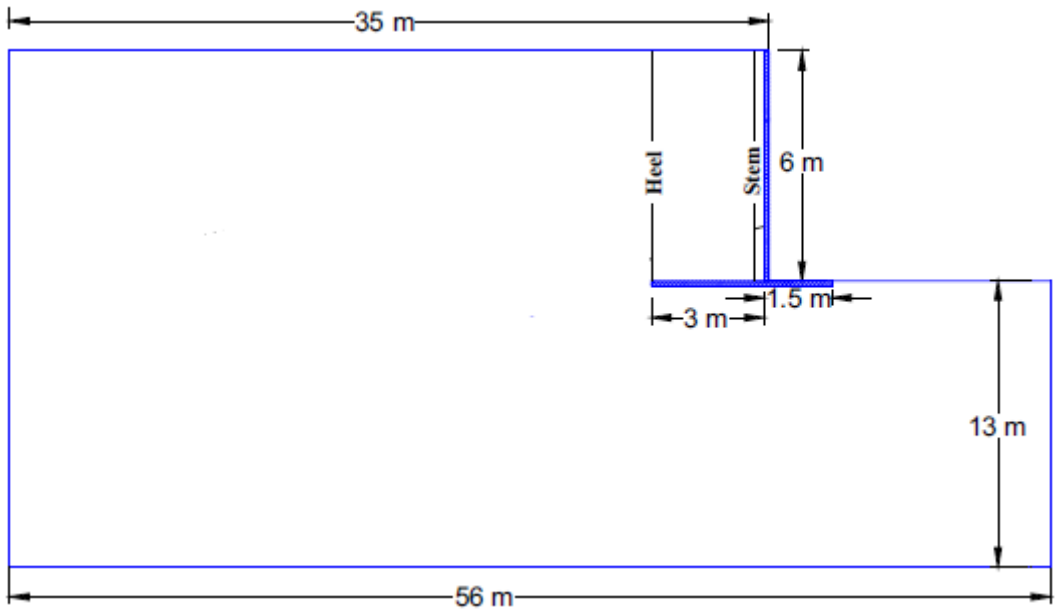


Figure (IV.1) : *Géométrie du modèle numérique*

Tableau (IV.1) : *Propriétés matérielles du sol, interaction sol-mur et mur de soutènement*

Paramètres	sol	Interfaces	Mur
Module de cisaillement G(MPa)	38,000	-	14.600
Module de masse K (MPa)	76,000	-	19.400
Module de Young E(MPa)	-	-	34,000
Poids volumique γ (kN/m^3)	20	-	23.5
Module de Poisson υ	0.28	-	0.2
Cohésion C (KPa)	30	0	-
Angle de friction φ	30°	10°	-
Angle de dilatation ψ	0°	0°	-
Tension T (KPa)	0	0°	-
Rigidité au cisaillement du ressort Ks (MPa)	-	2500	-
Rigidité normale du ressort Kn (MPa)	-	2500	-
Densité (sans unité)	-	-	2400
Intensité de surface (m/s)	-	-	2.21
Surface du mur (m^2)	-	-	3

IV.2.2 Étude statique

Dans cette partie nous allons effectuer une analyse statique d'un mur de soutènement cantilever indiqué dans la figure (IV.1). Tous les paramètres du sol remblai et sol fondation ainsi que du mur de soutènement sont indiqués dans le tableau (IV.1).

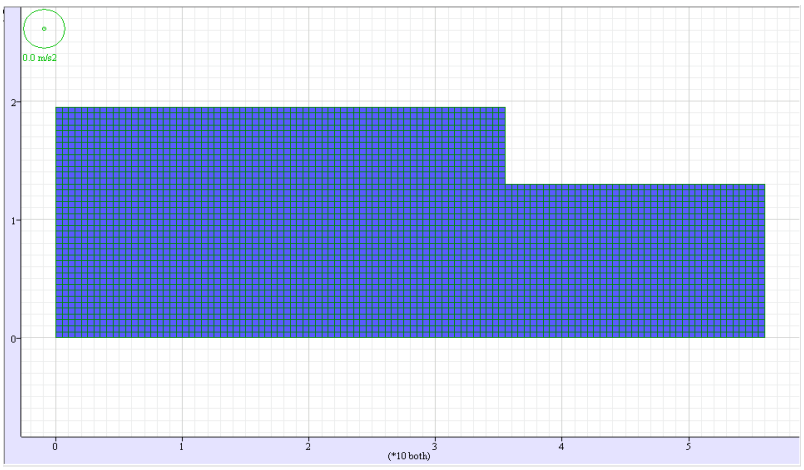


Figure (IV.2) : *Modélisation de la géométrie du model.*

La figure IV.2 représente la géométrie du model avant implantation du mur de soutènement. Puisque le remblai va être séparé par le talon du mur de soutènement, on est obligé de séparer le sol du remblai du sol fondation. Les figures ci-dessous montrent la procédure employée.

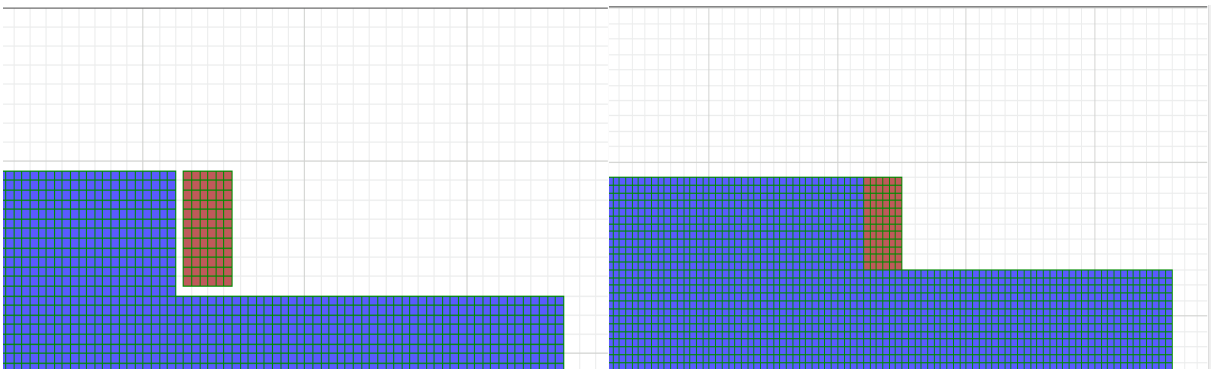


Figure (IV.3) : *Modélisation de la séparation du remblai du sol-fondation*

Dans la réalisation du mur de soutènement le remblai se fait par des couches séparées afin d'assurer un bon compactage. Dans notre exemple, nous avons introduit 3 couches de remblai de 2 mètre, ce qui nous donne un remblai de 6 m de hauteur. La figure IV.3 montre les différentes couches du remblai.

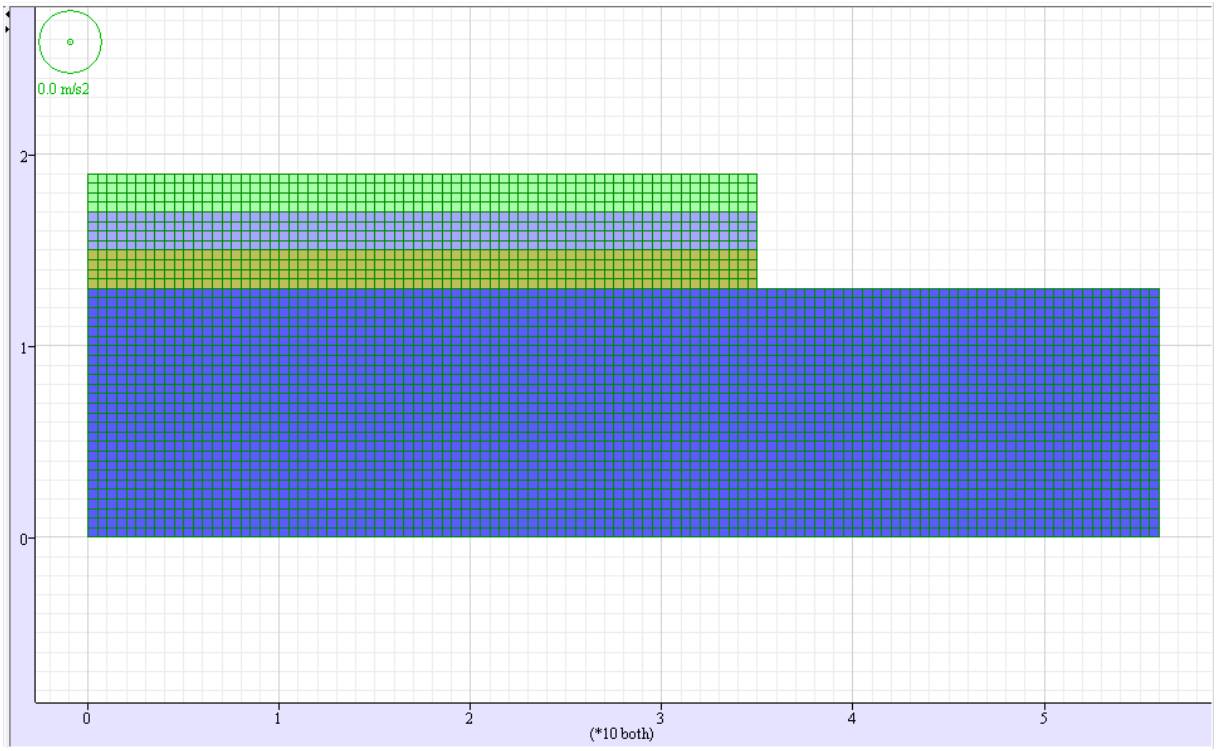


Figure (IV.4) : *Répartition des trois couches supérieures du remblai et introduction de leurs paramètres physiques et mécaniques.*

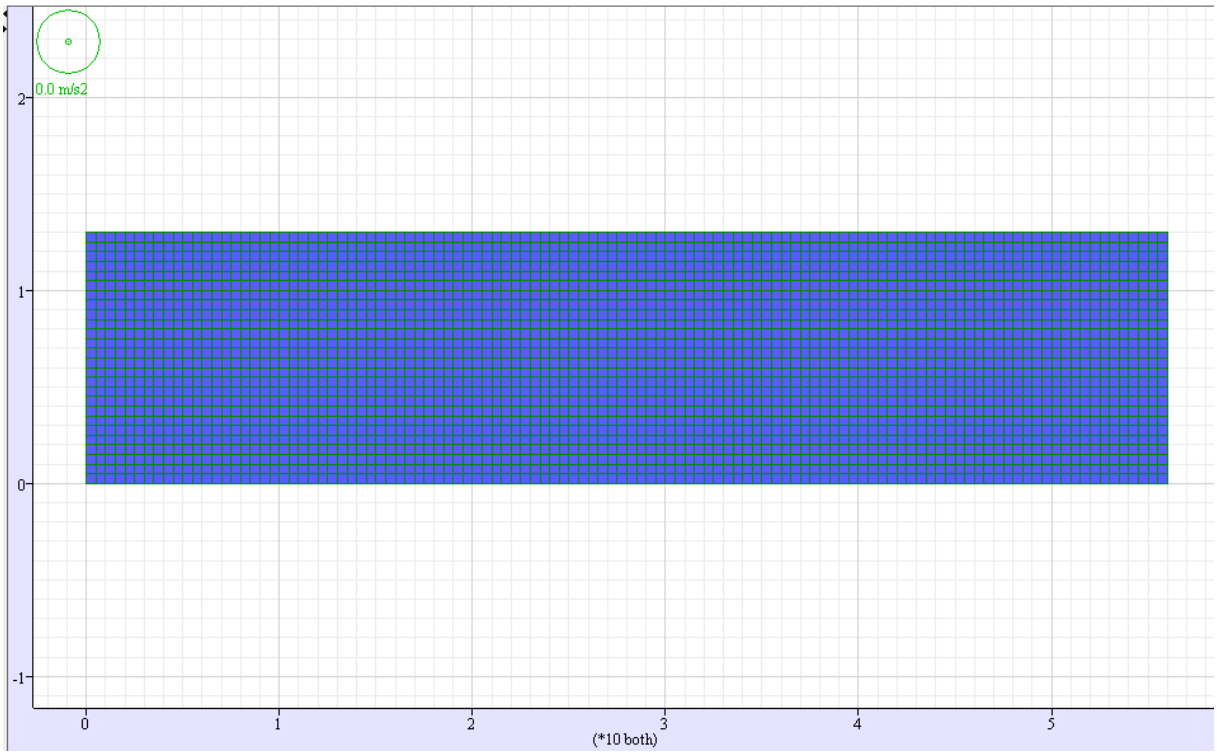


Figure (IV.5) : *Annulation des 3 couches du remblai.*

Avant de procède à l'analyse statique du mur de soutènement, nous somme obliger d'abord de s'assurer que le sol fondation est en équilibre, c'est pourquoi nous avons supprimé d'abord les 3 couches du remblai pour évaluer la stabilité du sol fondation en mode élastique sous son poids propre en visualisant les contraintes horizontales et verticales du sol.

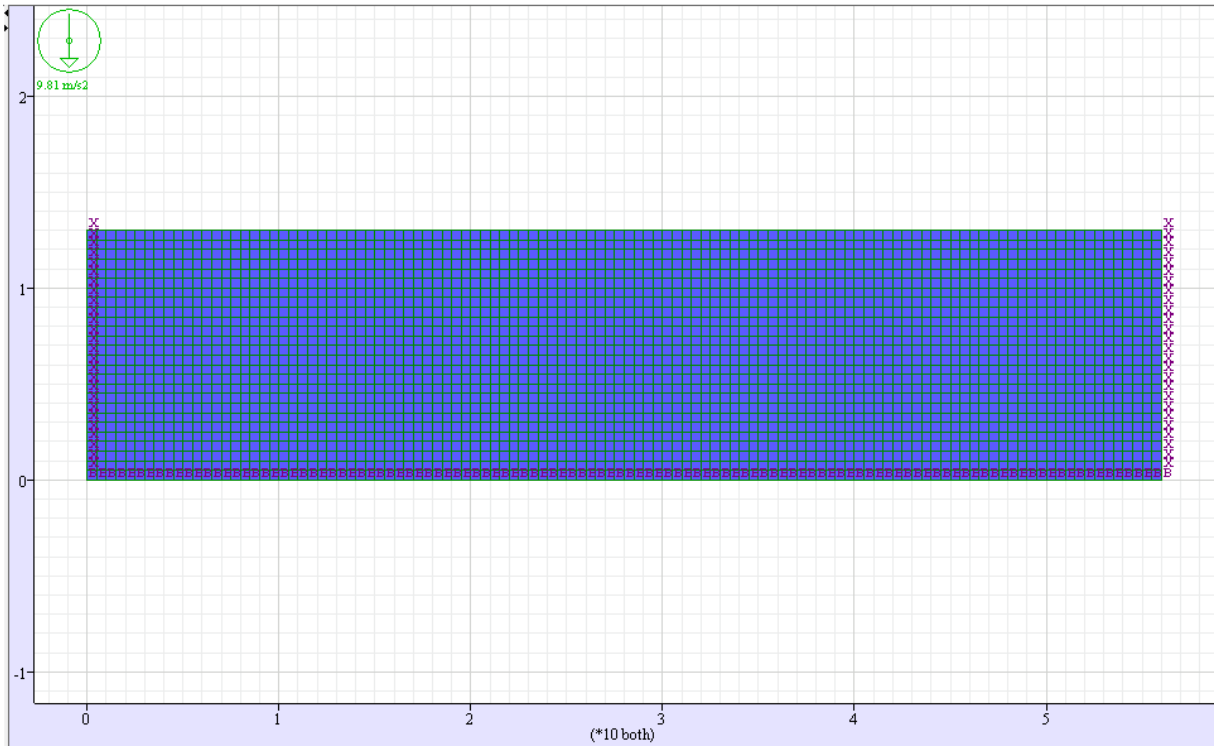


Figure (IV.6) : *introduction des conditions aux limites du sol de fondation.*

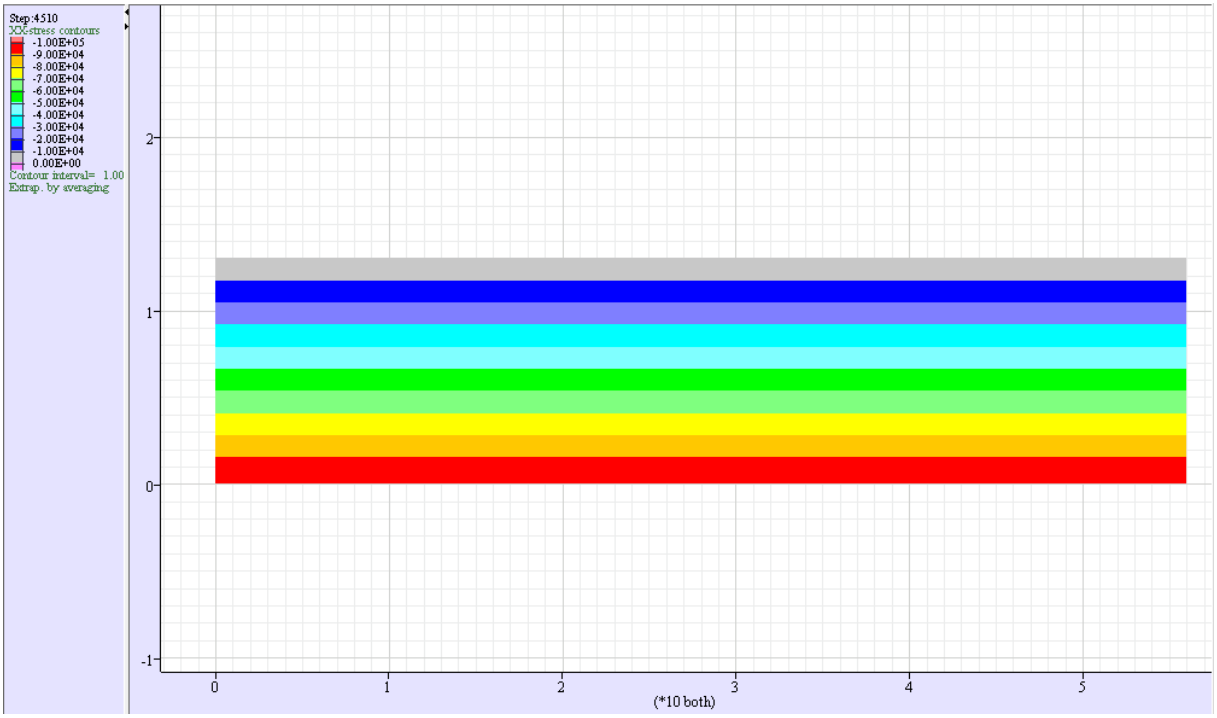


Figure (IV.7). *Contraintes horizontales.*

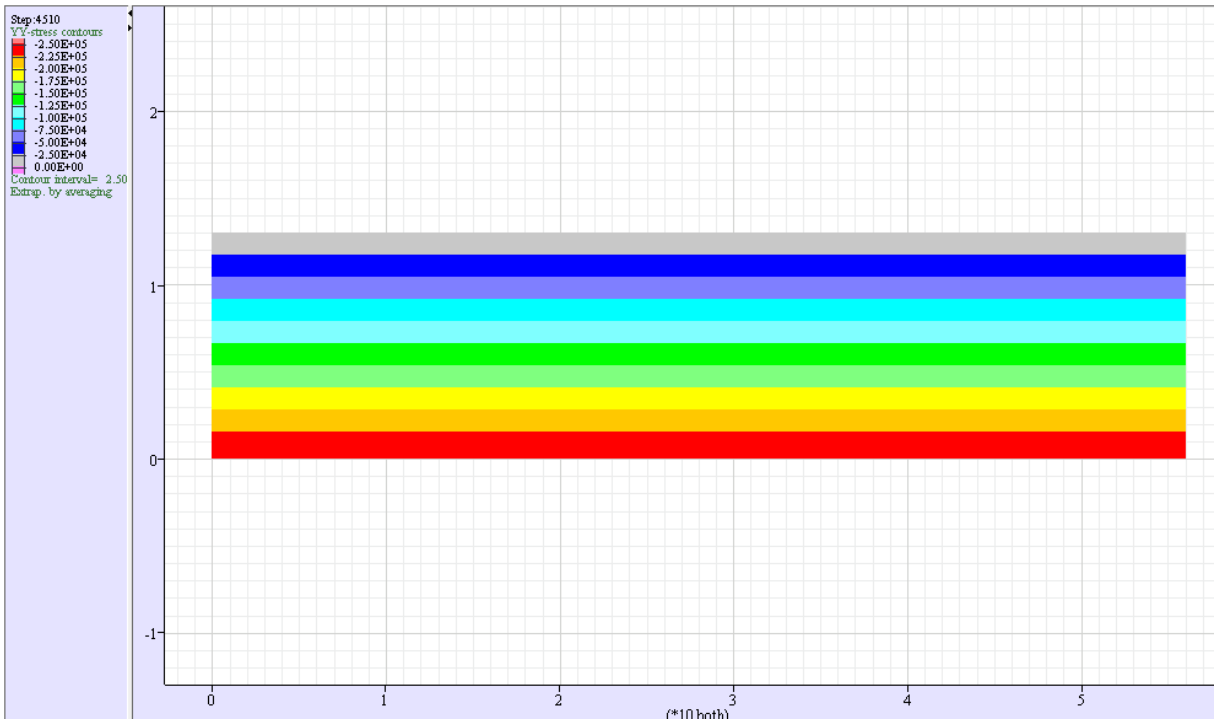


Figure (IV.8) : *Contraintes verticales.*

D'après les deux figures ci-dessus, on remarque que les contraintes verticales et horizontales ont une allure uniforme ce qui prouve que le sol est en équilibre.

Après cette étape, nous allons procéder dans les sections ci-dessous à la construction par stage des couches de remblai.

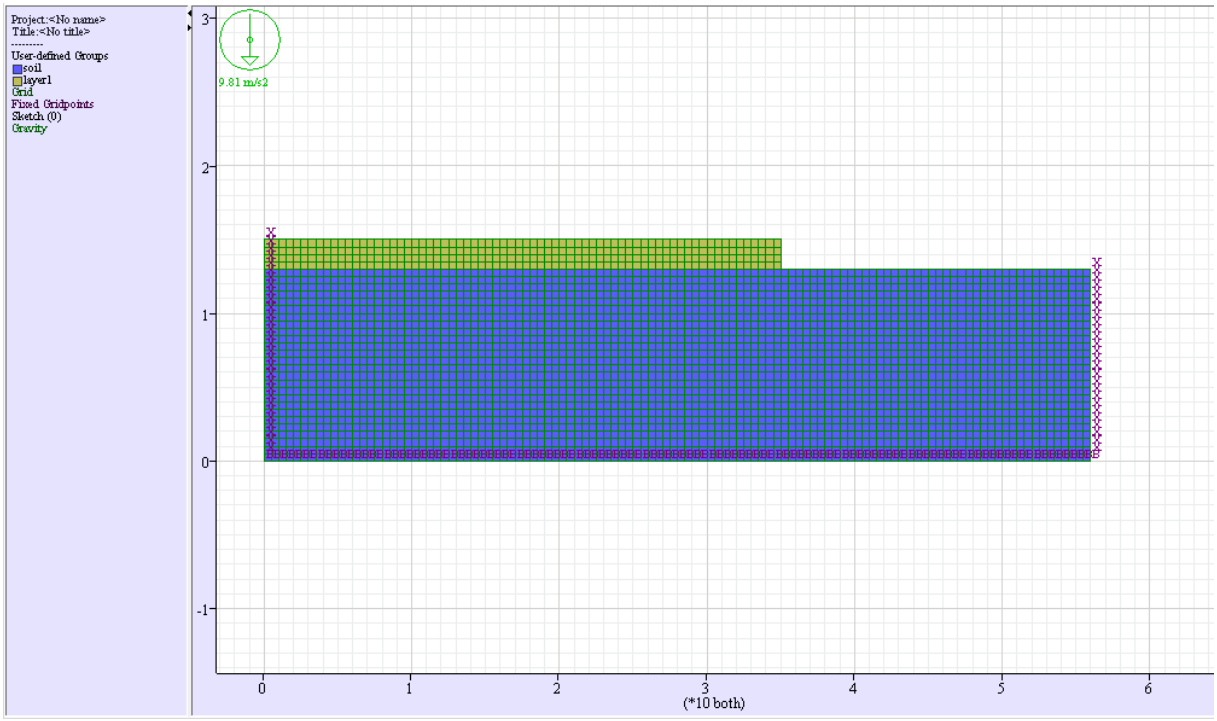


Figure (IV.9) : *désigné la première couche du remblai.*

La figure (IV.8) représente la modélisation du model avec la 1er couche du remblai. Comme la partie du remblai qui se trouve au-dessus du talent du mur de soutènement a été détachée afin de simuler la représentation réelle de la construction du remblai, l'étape qui se suive nous oblige d'attacher verticalement la partie en question avec le reste du remblai et cette procédure se fait pour toutes les couches du remblai.

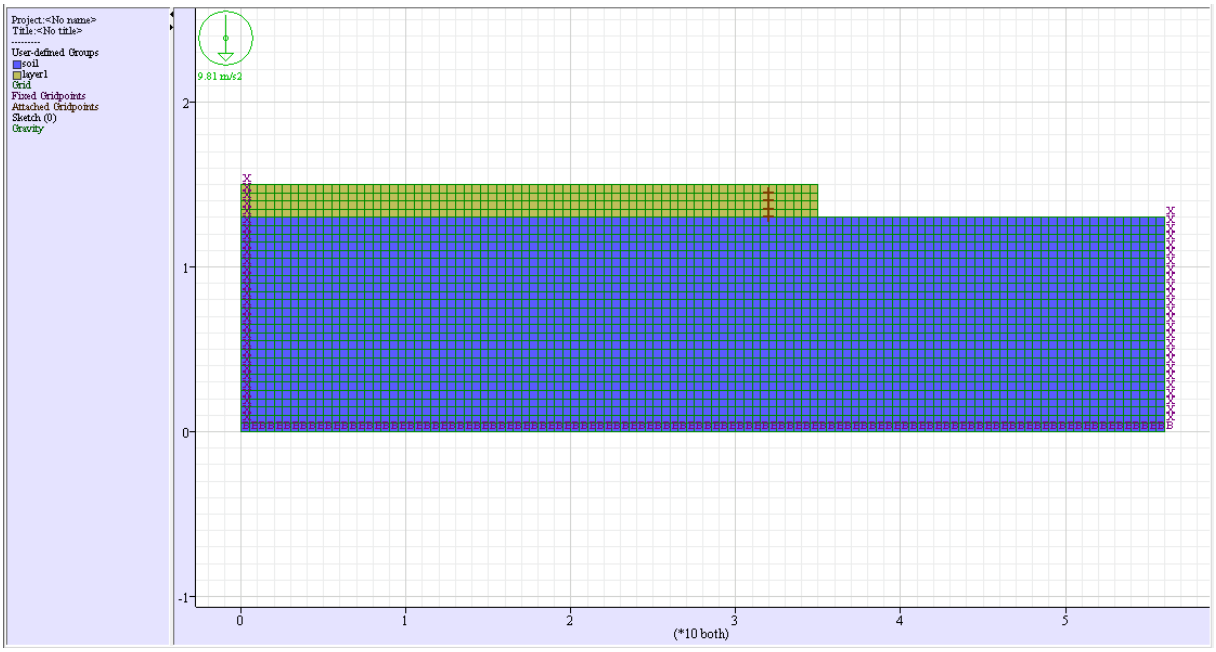


Figure (IV.10) : *attachement du remblai au-dessus du mur de soutènement avec celui de la couche pour qu'elle prenne les mêmes paramètres*

La figure (IV.10) représente le début de la construction du mur de soutènement. La figure gauche représente le talon et la droite représente toute la semelle.

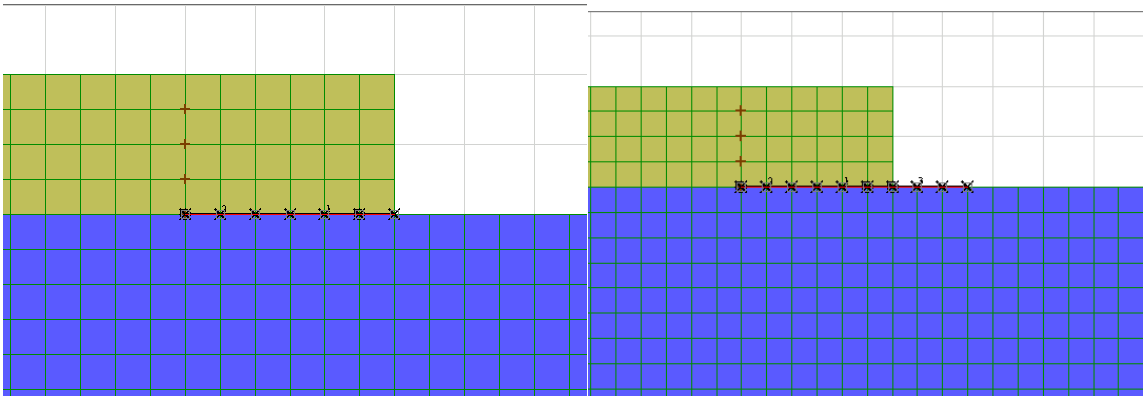


Figure (IV.11) : *construction de la semelle du mur de soutènement avec introduction des paramètres d'interfaces*

La procédure établie pour la construction du 1^{ere} couche est répétée pour la 2ème et 3ème couches.

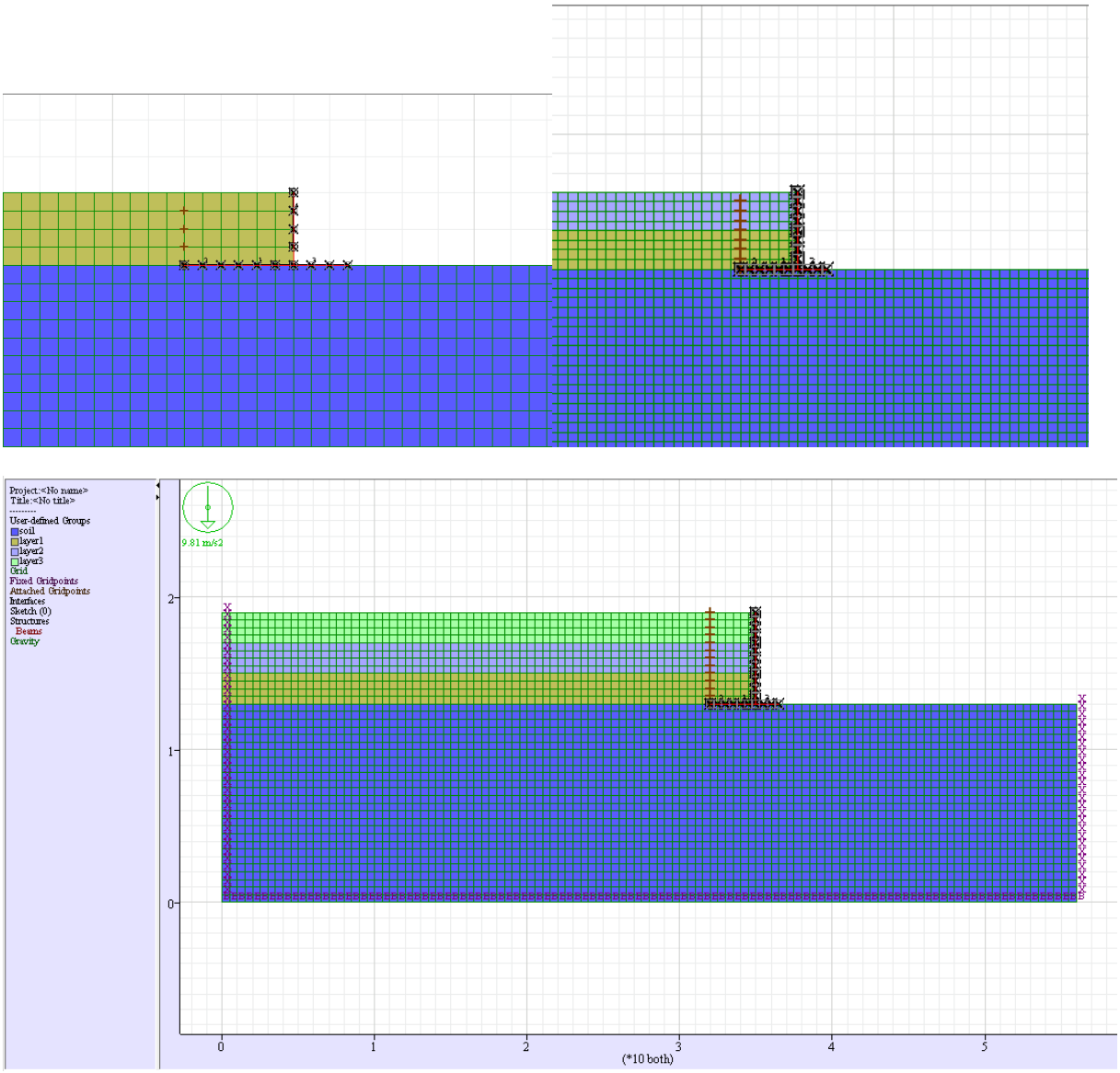


Figure (IV.12) : *construction du voile et introduction des paramètres d'interface voile-remblai des trois couches.*

Après avoir fait toute la modélisation de l'ouvrage, nous allons visualiser la réponse de ce dernier dans le cas statique. C'est-à-dire, les déplacements et les différentes contraintes.

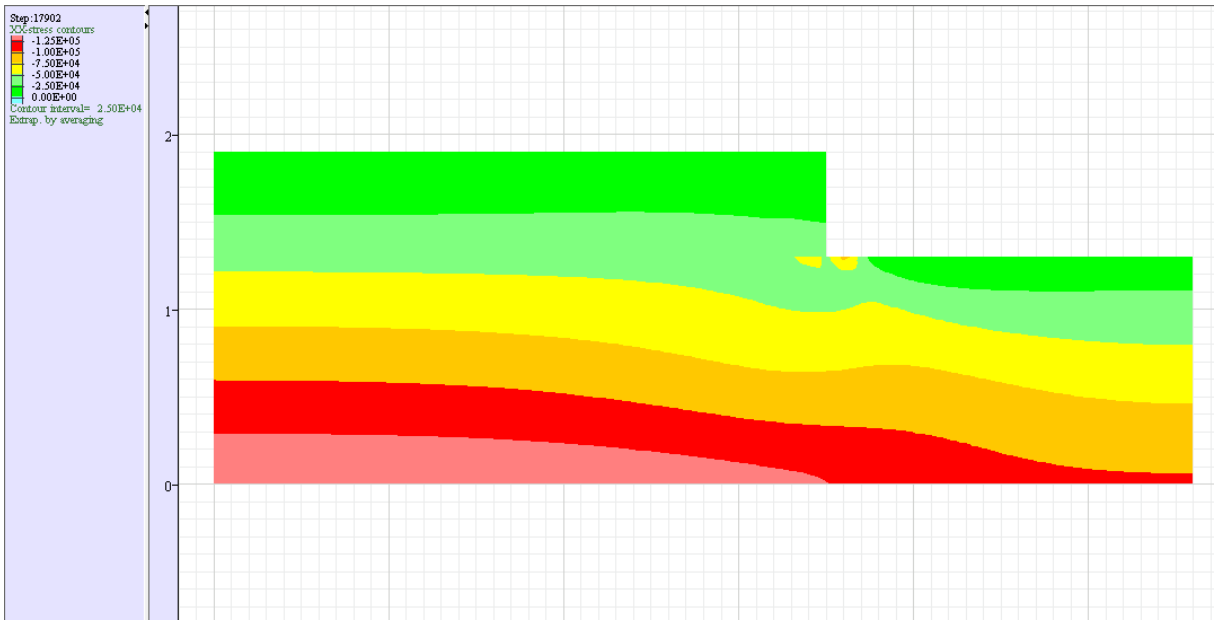


Figure (IV.13) : *Les contraintes selon l'axe 'XX'.*

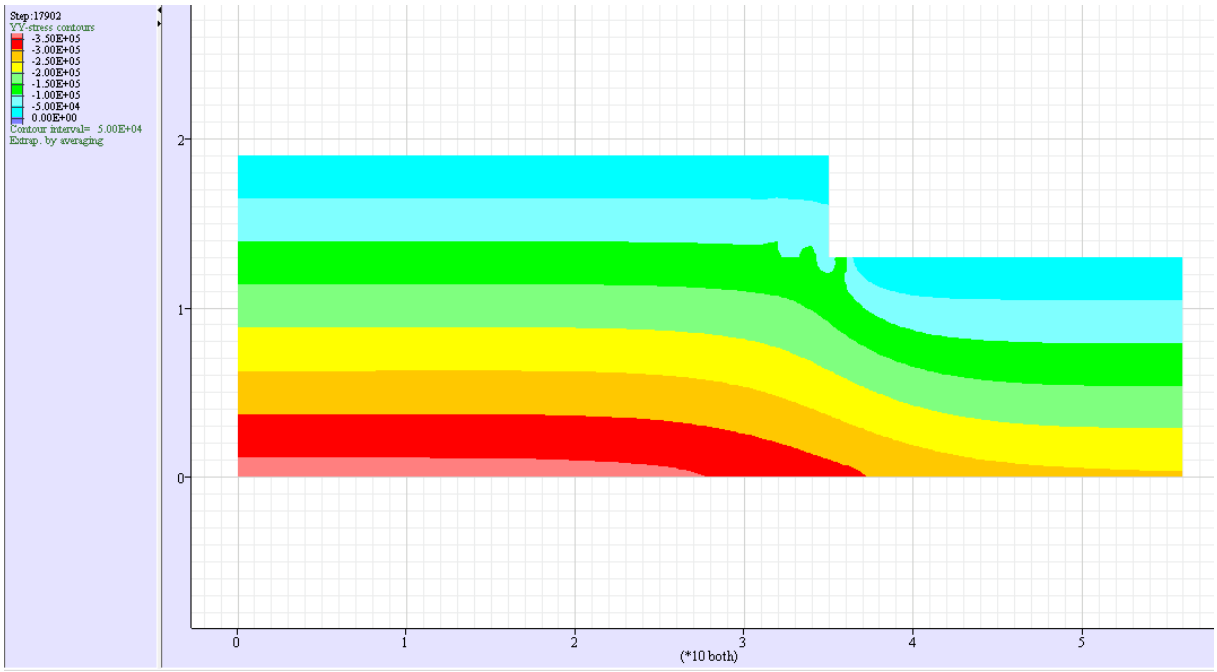


Figure (IV.14) : *Les contraintes selon l'axe 'YY'*

D'après les figures ci-dessus, on remarque que les contraintes au niveau de l'ouvrage sont plus grandes, elles atteignent une valeur maximale de (135 kN/m^2) pour les contraintes horizontales et une valeur maximale de (350 kN/m^2) pour les contraintes verticale. Cela est à la concentration des contraintes exercées par le mur afin de soutenir le remblai.

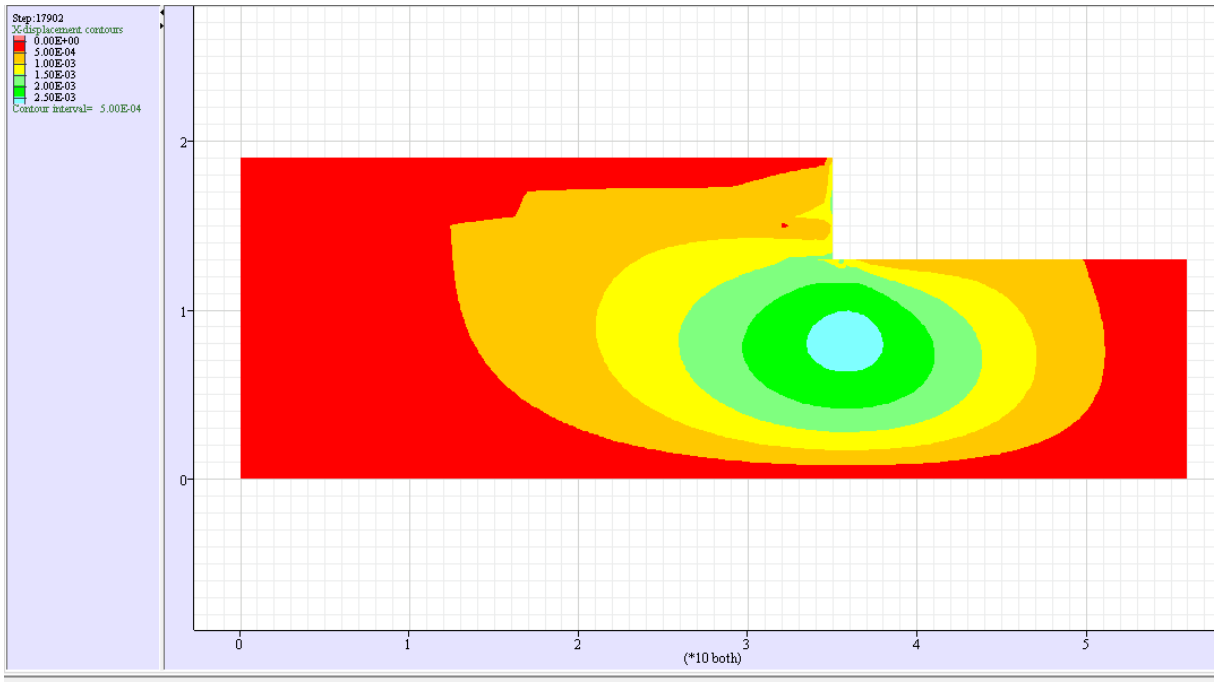


Figure (IV.15) : *Les déplacements horizontaux (selon l'axe 'XX').*

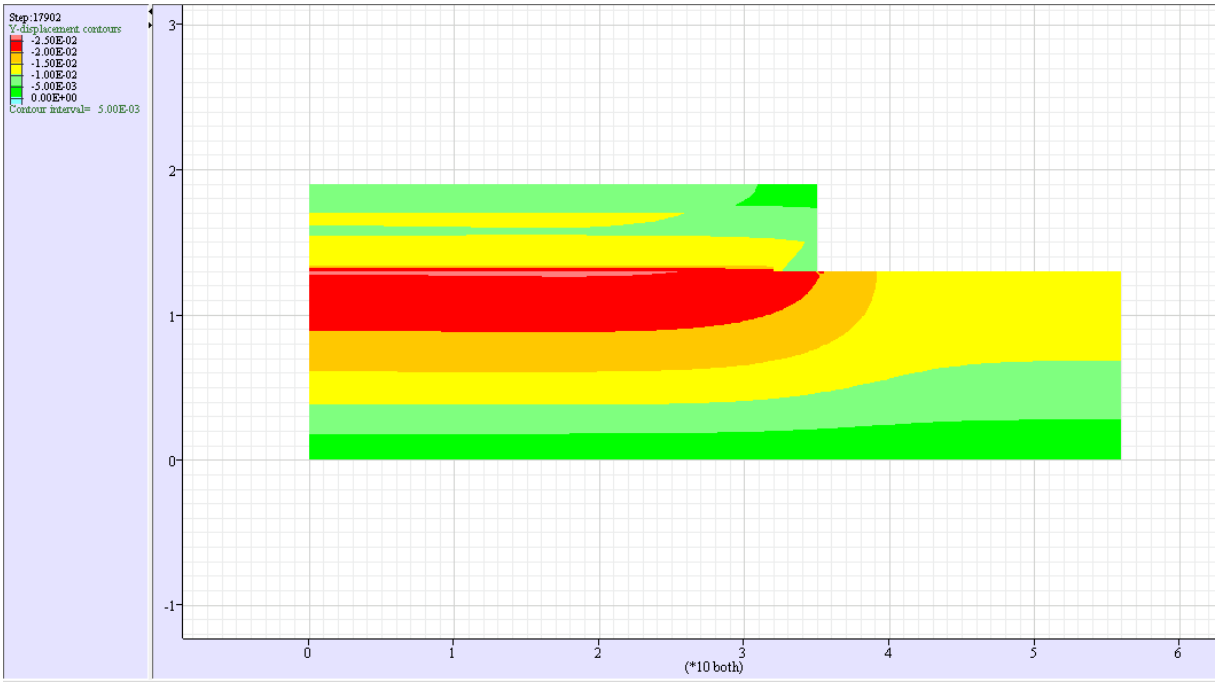


Figure (IV.16) : *Les déplacements verticaux (selon l'axe 'YY').*

Les valeurs maximales des déplacements horizontaux et verticaux ne dépassent pas 2.5 cm, comme indiqué dans les figures (IV.15) et (IV.16). Ce qui prouve également que le mur est stable, car la stabilité de ce dernier dépend de la stabilité du sol.

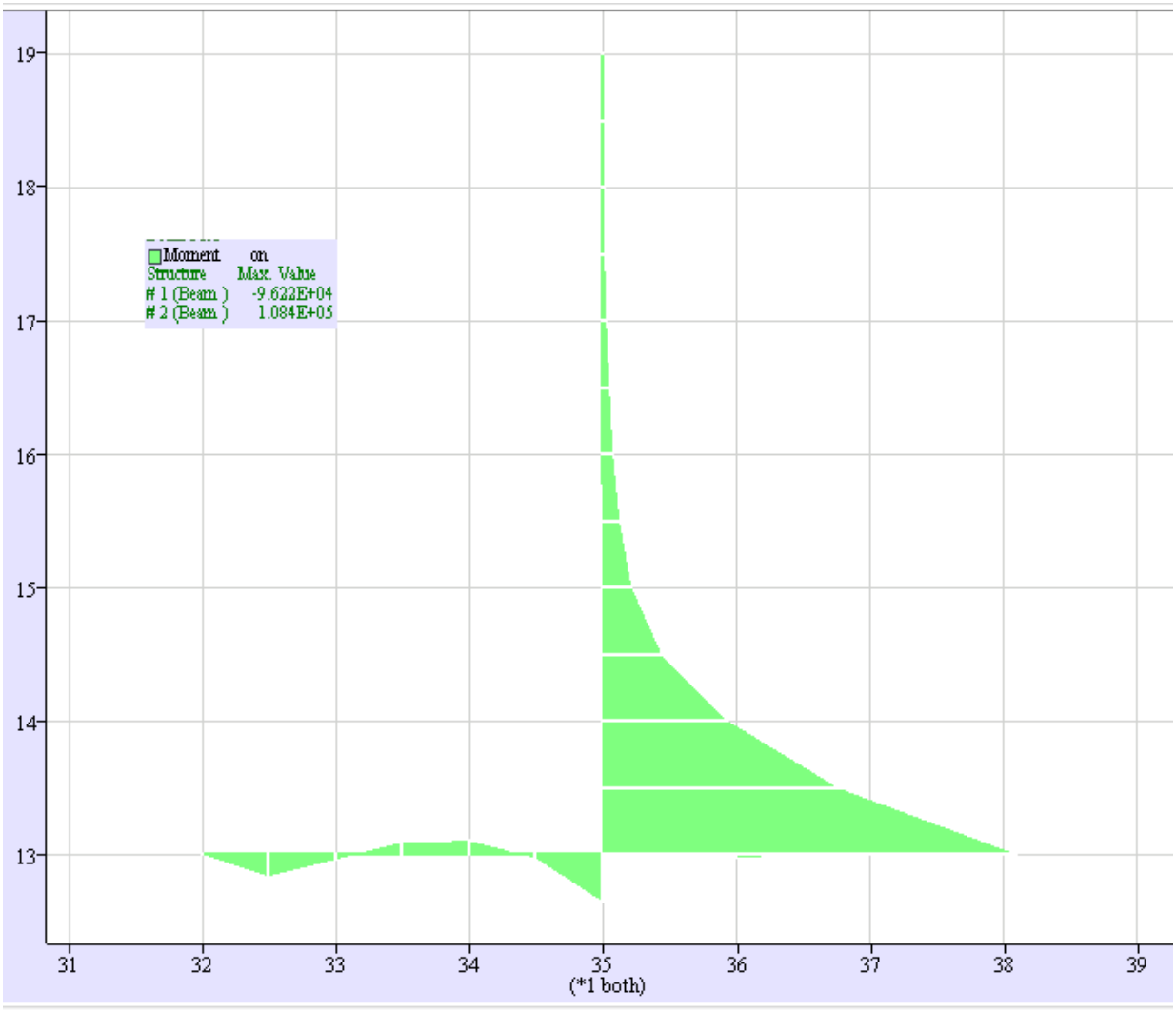


Figure (IV.17) : *diagramme du moment du mur de soutènement.*

La figure (IV.17) montre l'allure du moment dans le voile et la semelle. Le moment maximum est au niveau de la jonction du voile avec la semelle. La valeur maximale est de (108.04 kN.m).

IV.2.3. Étude dynamique

Dans cette partie, nous allons effectuer une analyse dynamique non linéaire du mur de soutènement de type cantilever. L'accélérogramme utilisé dans cette étude est celui de Loma Prieta donné par la figure (IV.18)

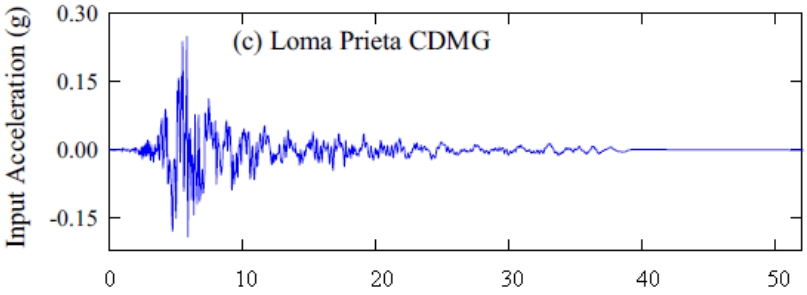


Figure (IV.18) : Accélérogramme Loma Prieta

Avant de présenter les résultats de l'analyse dynamique, nous allons d'abord fixer les différents paramètres qu'nous allons contrôler ainsi que leurs endroits. Donc, les différents paramètres sont :

a) Déplacement au sommet du voile

b) Moment au niveau de la jonction du voile avec la semelle

c) Pression active sismique

Les figures ci-dessous décrivent les endroits où nous voulons visualiser les paramètres ci-dessus.

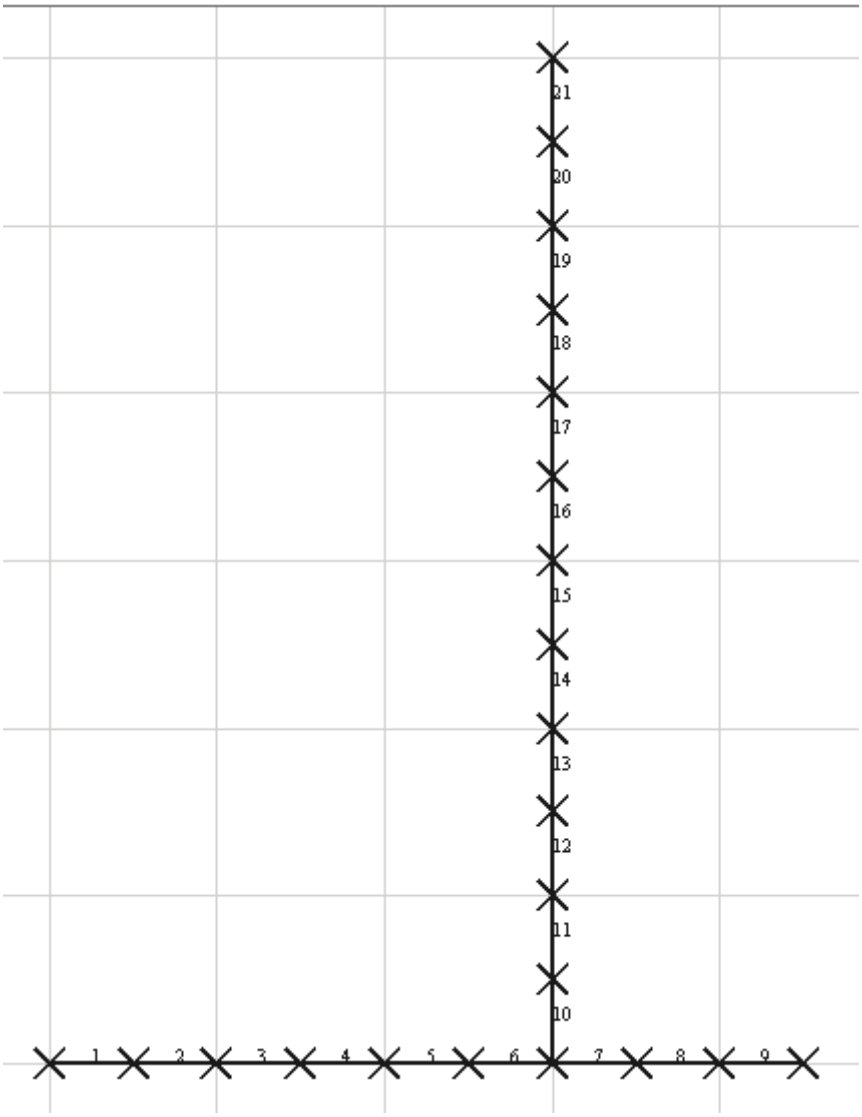


Figure (IV.19) *: numérotation des éléments du mur de soutènement*

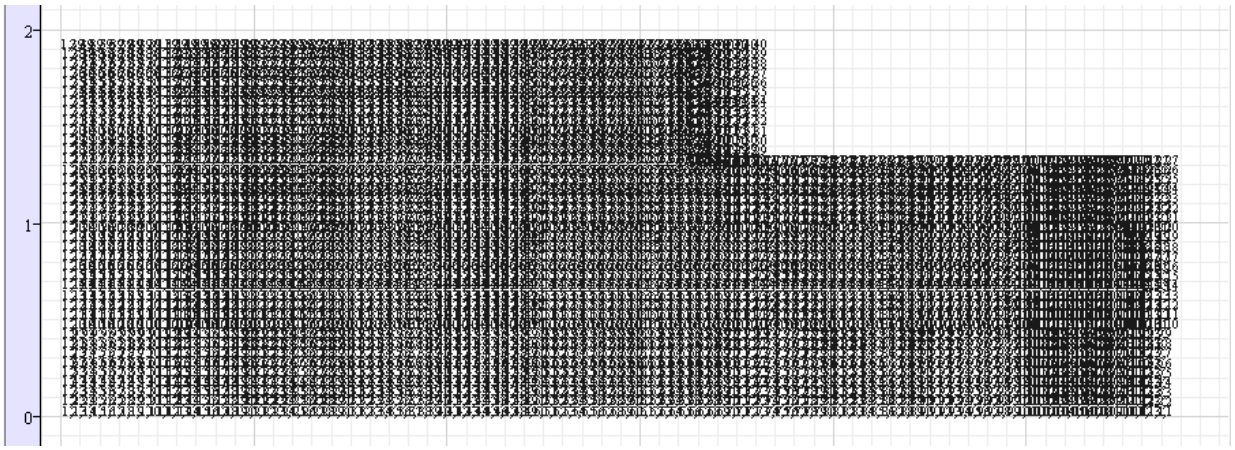


Figure (IV.20) : *présentation du model avec les grilles zones*

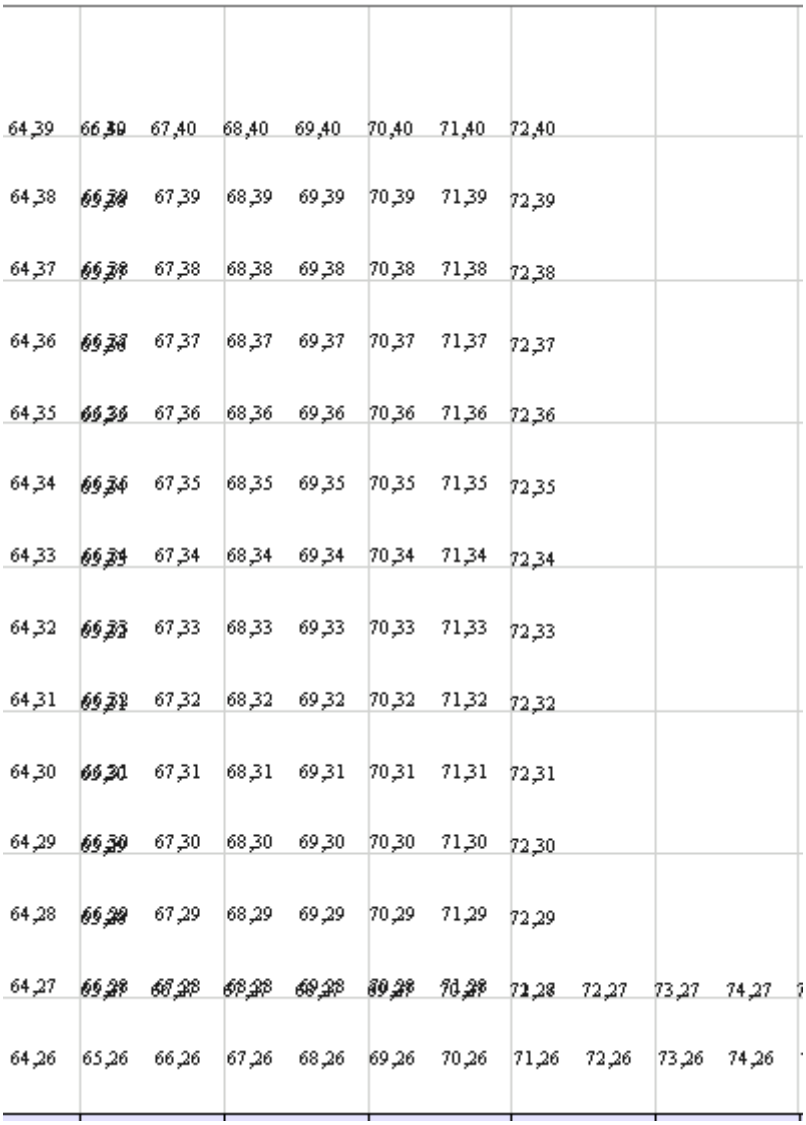


Figure (IV.21) : *coordination de différentes zones du remblai*

La figure (IV.19) montre les différents éléments composant le voile. C'est au niveau de l'élément n°10 que nous allons calculer le moment. Par contre, les figures (IV.20) et (IV.21) représentent les numéros des zones. Ces numéros nous aident dans la programmation. C'est à la zone (72,40) que nous allons contrôler le déplacement.

Les caractéristiques des sols et mur utilisés dans cette analyse dynamique celles utilisées dans l'étude statique. C'est-à-dire, les paramètres indiqués dans le tableau (IV.1).

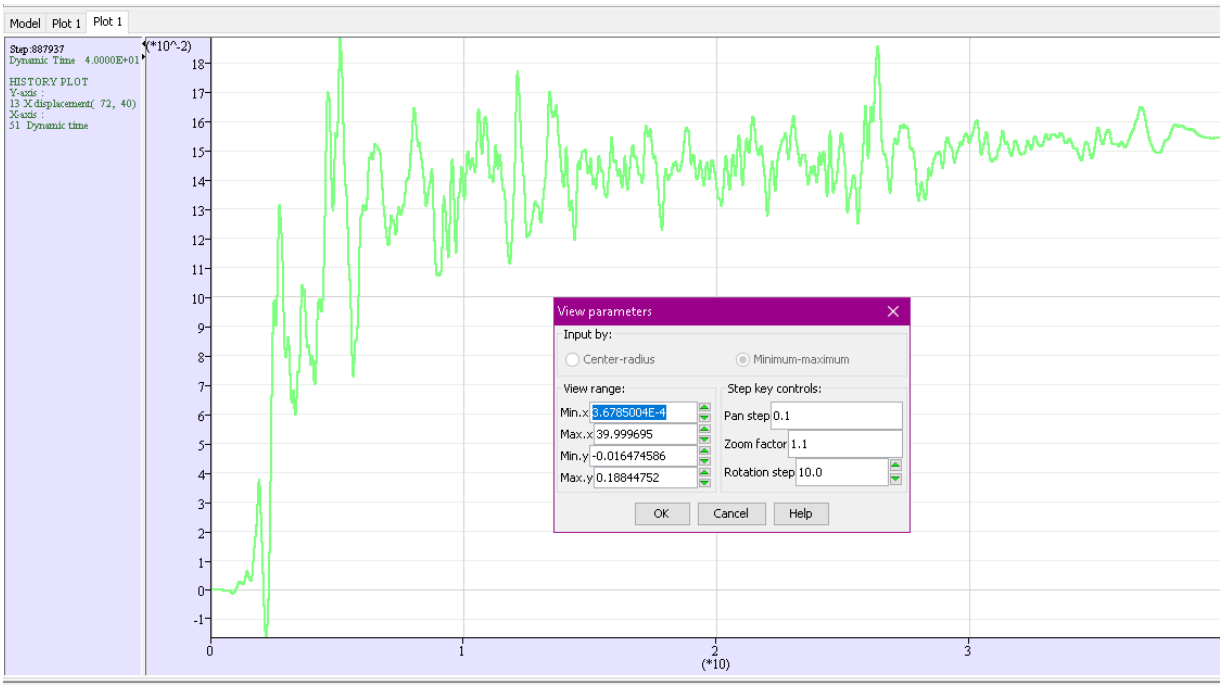


Figure (IV.22) : *déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]*

Le déplacement au somment du voile (Zone 72,40) a une valeur de 18,84 cm. La figure (IV.23) montre que le moment max au niveau de l'élément 10 qui atteint une valeur de 566,291 kN.m

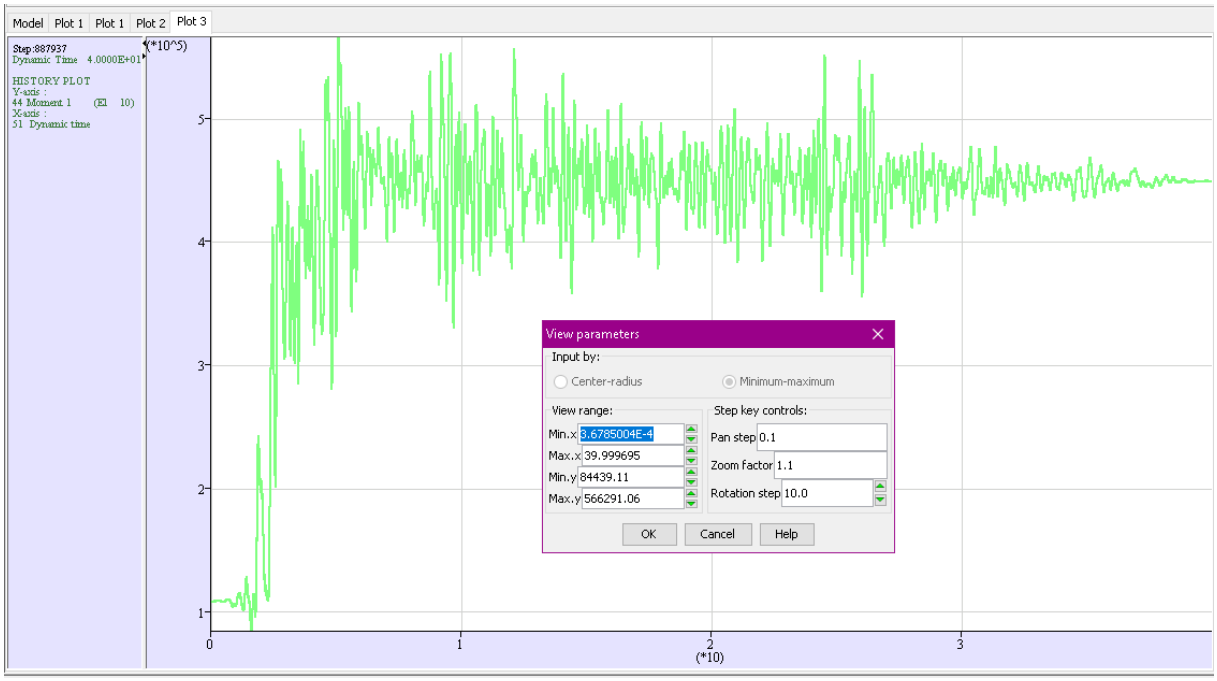


Figure (IV.23) : *Le moment Max (de l'élément 10)*

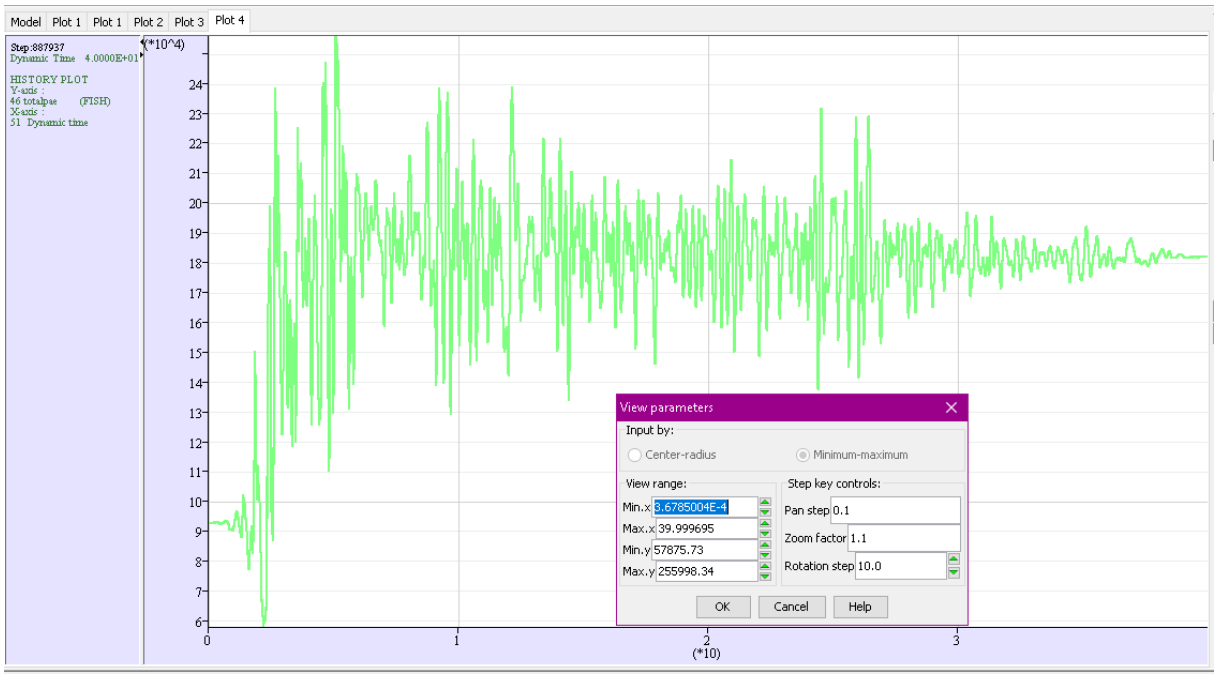


***Figure (IV.24)** : la valeur de P_{ae} totale du voile*

Par contre, la figure (IV.24) montre la valeur des pressions des terres sismique au niveau du voile. Cette dernière atteint une valeur de 255,998 Kpa.

IV.3. Étude paramétrique

Dans cette partie, nous allons effectuer l'influence des paramètres mécaniques (φ , C) du sol remblai sur la réponse dynamique du mur de soutènement. Pour ce faire, nous avons fixé tous les paramètres aux valeurs prises dans l'étude dynamique ci-dessus en changeant seulement les valeurs de la cohésion. Ensuite on refait le même travail en fixant la cohésion et en variant l'angle de frottement.

IV.3.1.Lavariation de la cohésion 'C'

- La réponse dynamique pour une valeur de c=15 kPa

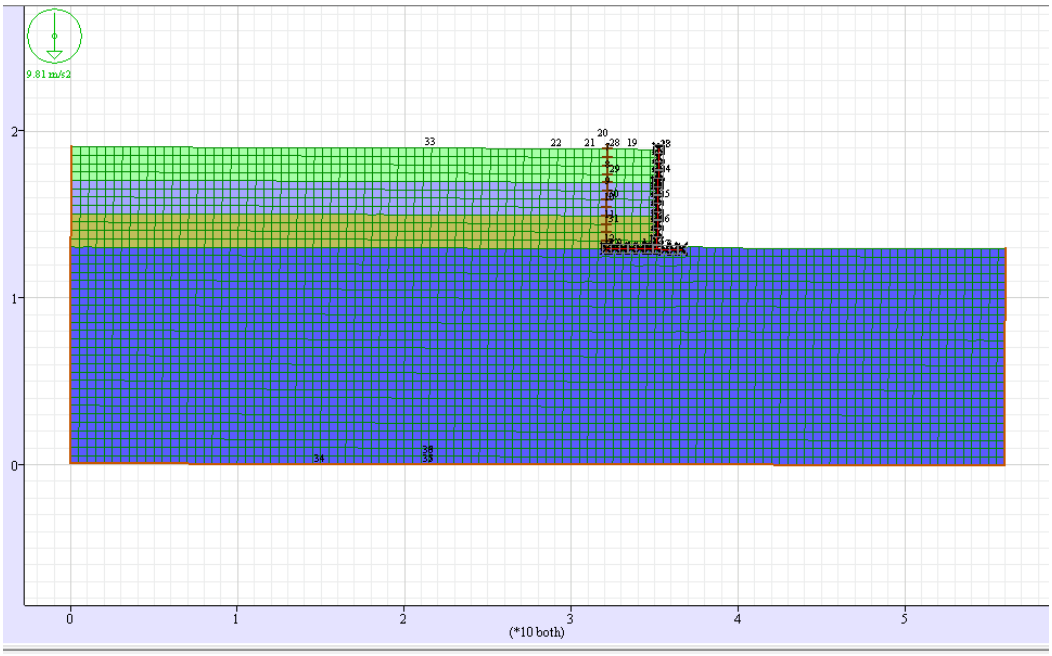


Figure (IV.25) : *déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion*

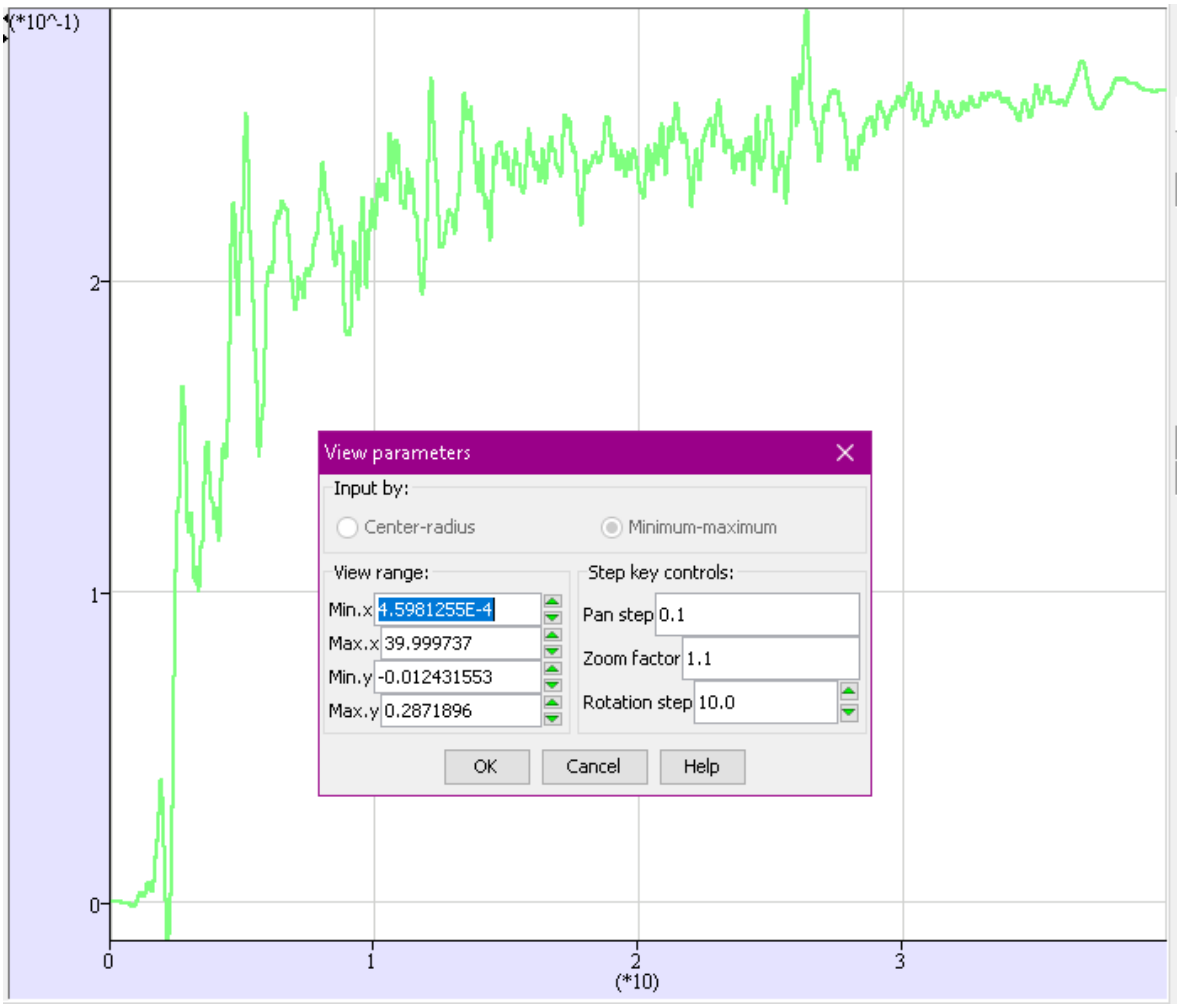


Figure (IV.26) : *déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]*

Le déplacement au somment du voile (Zone 72,40) pour une valeur de la cohésion égale 15 kpa atteint 28,71 cm. La figure (IV.27) montre que le moment max au niveau de l'élément 10 atteint une valeur de 459,667 kN.m

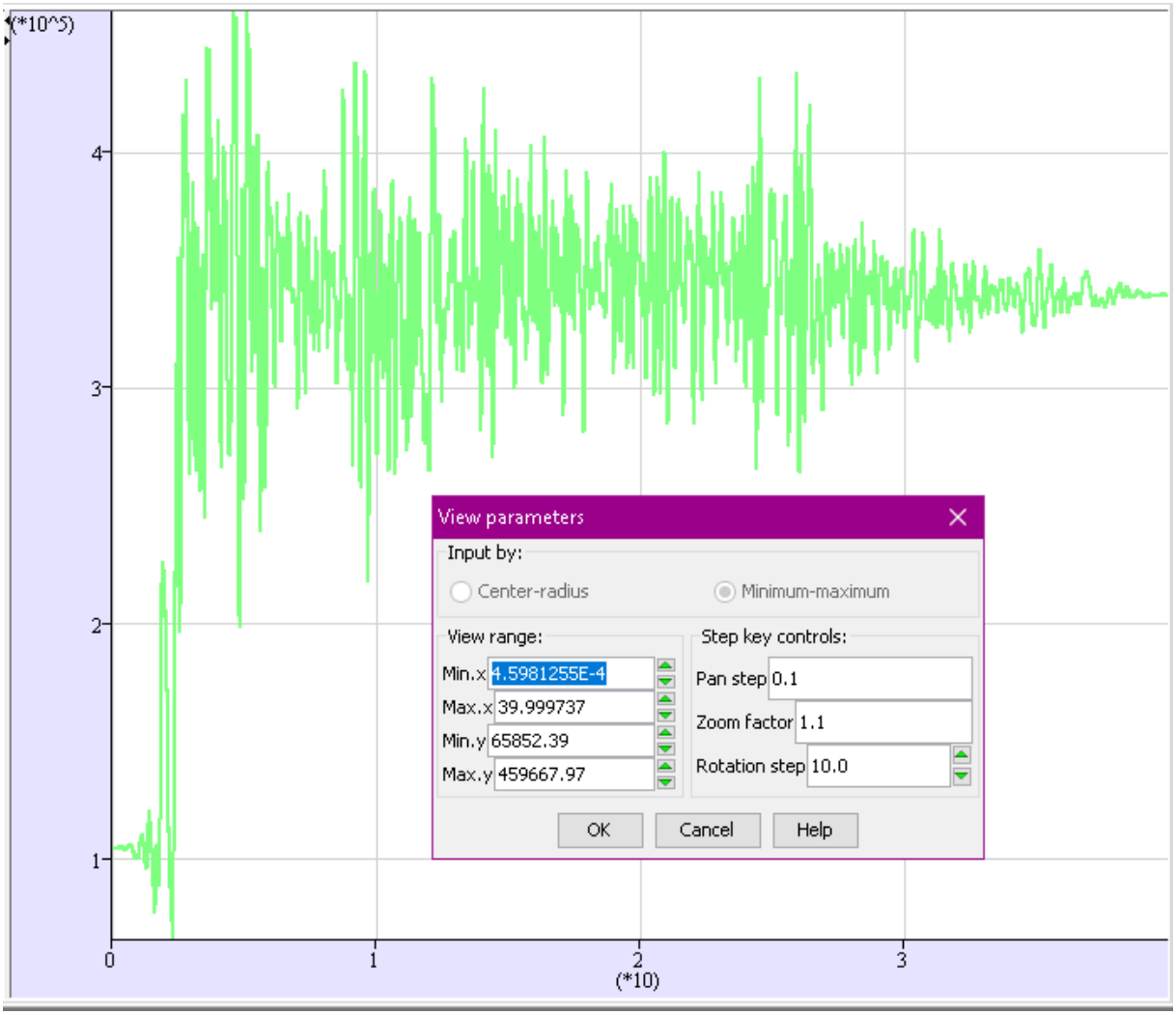


Figure (IV.27) : *Le moment Max (de l'élément 10)*

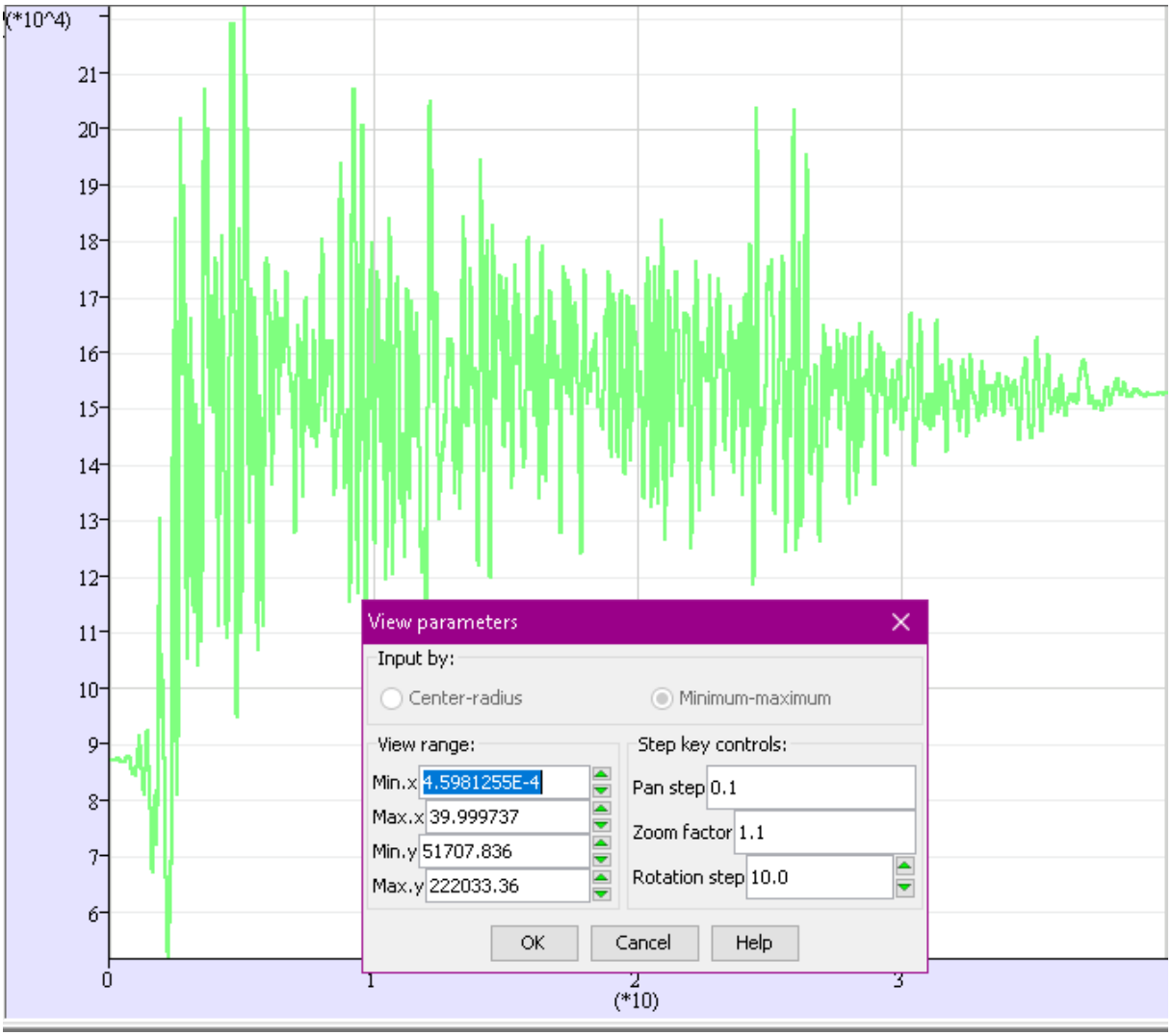


Figure (IV.28) *: la valeur de* $\boldsymbol{P_{ae}}$ *totale du voile*

La pression sismique des terres pour une cohésion c égale 15 kpa atteint une valeur de 222,033 KN/ml.

❖ La réponse dynamique pour une valeur de c=5 kPa

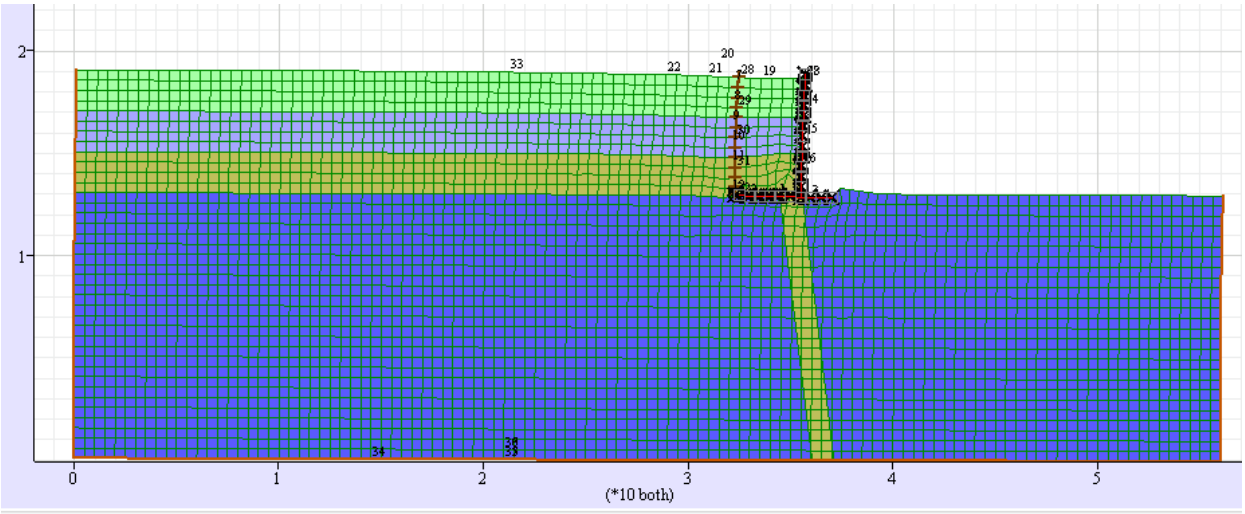


Figure (IV.29) : *déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion*

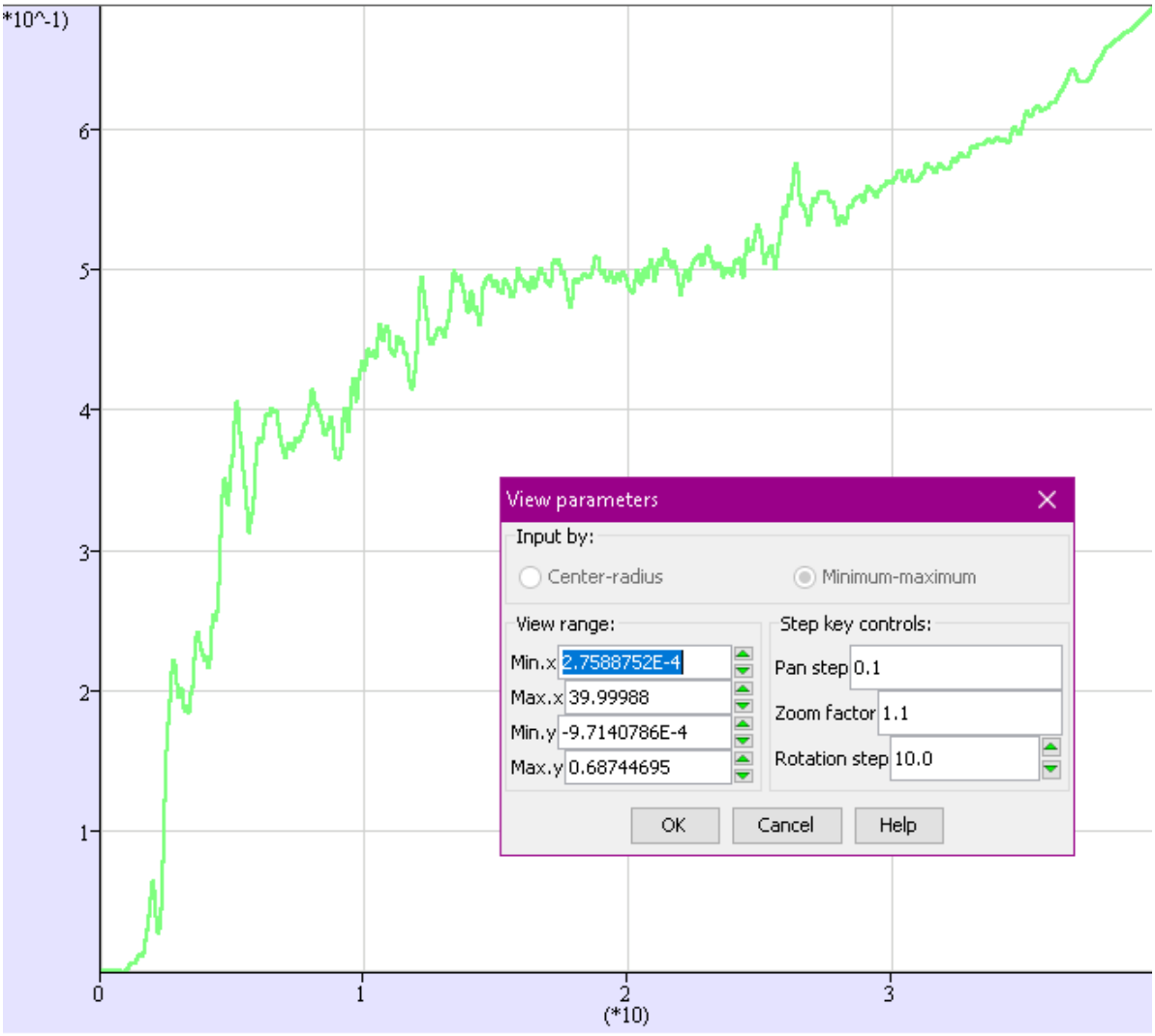


Figure (IV.30) : *déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]*

Le déplacement au somment du voile (Zone 72,40) a une valeur de 68,74 cm. La figure (IV.31) montre que le moment max au niveau de l'élément 10 qui atteint une valeur de 490,506 kN.m

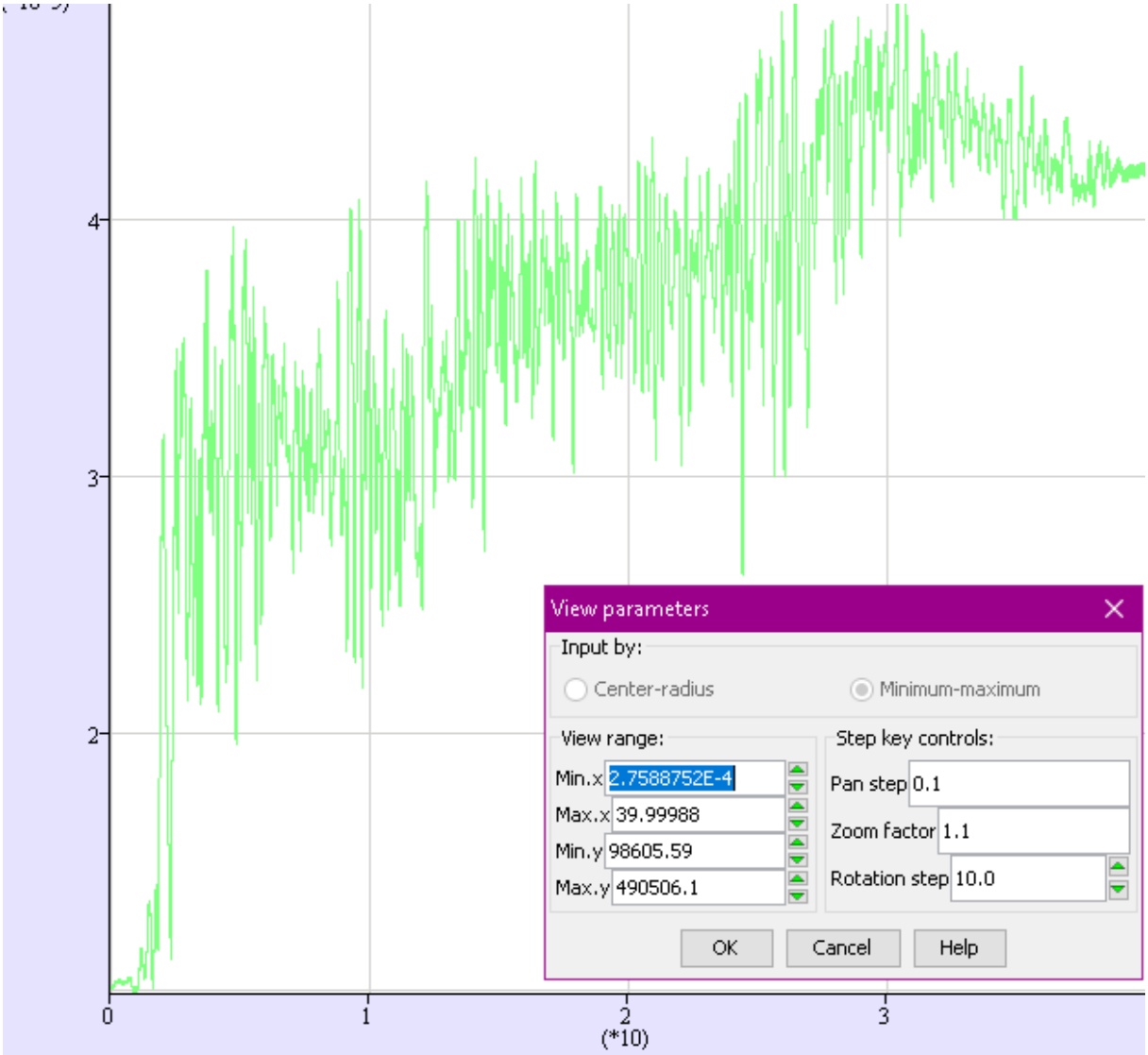


Figure (IV.31) : *Le moment Max (de l'élément 10).*

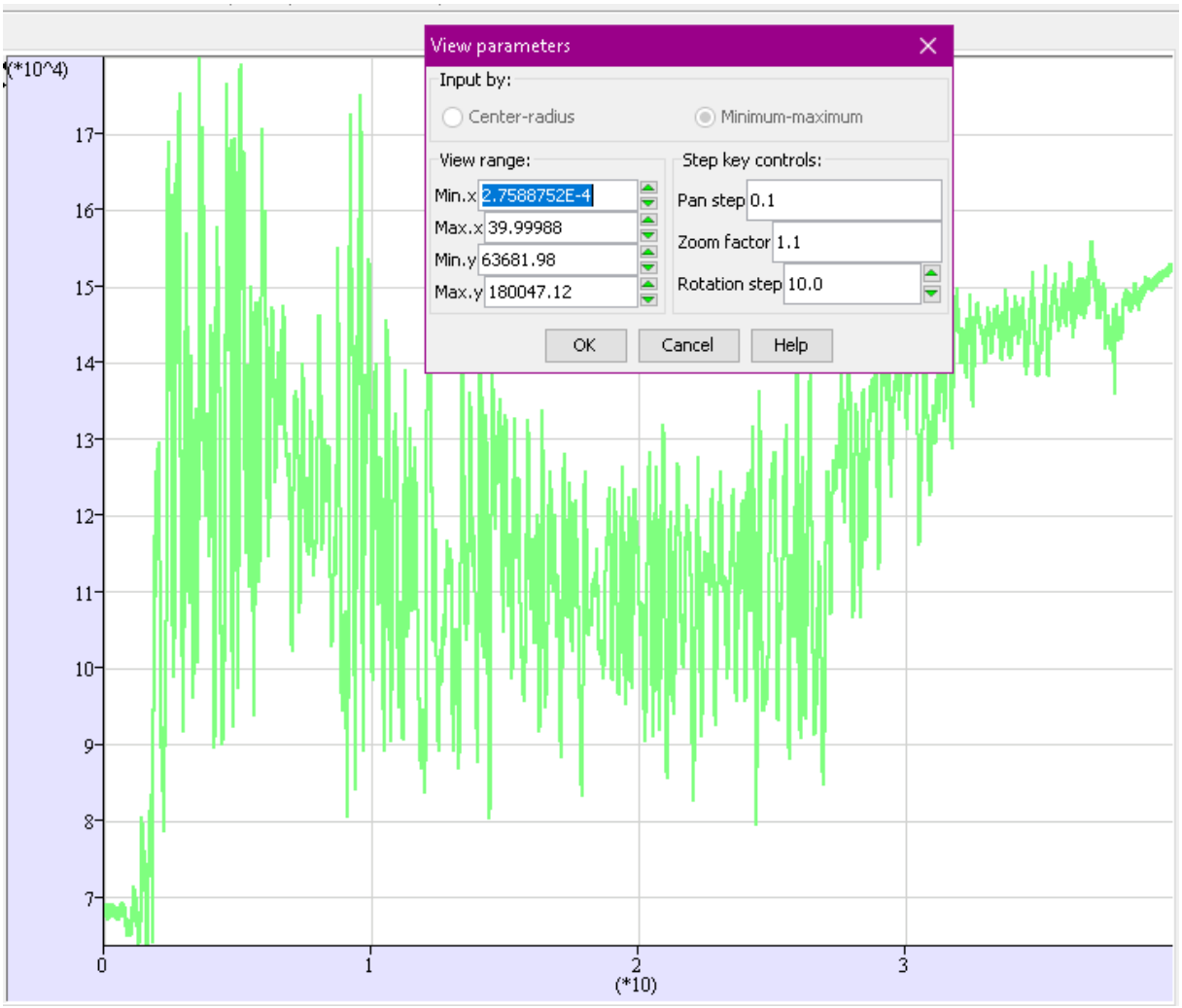


Figure (IV.32) *: la valeur de* $\boldsymbol{P_{ae}}$ *totale du voile.*

La pression sismique des terres pour une cohésion c égale à 5 kpa atteint une valeur de 180,047 KN/ml.

IV.3.2. Variation de l'angle de frottement 'φ'

- La réponse dynamique pour une valeur de φ =15°

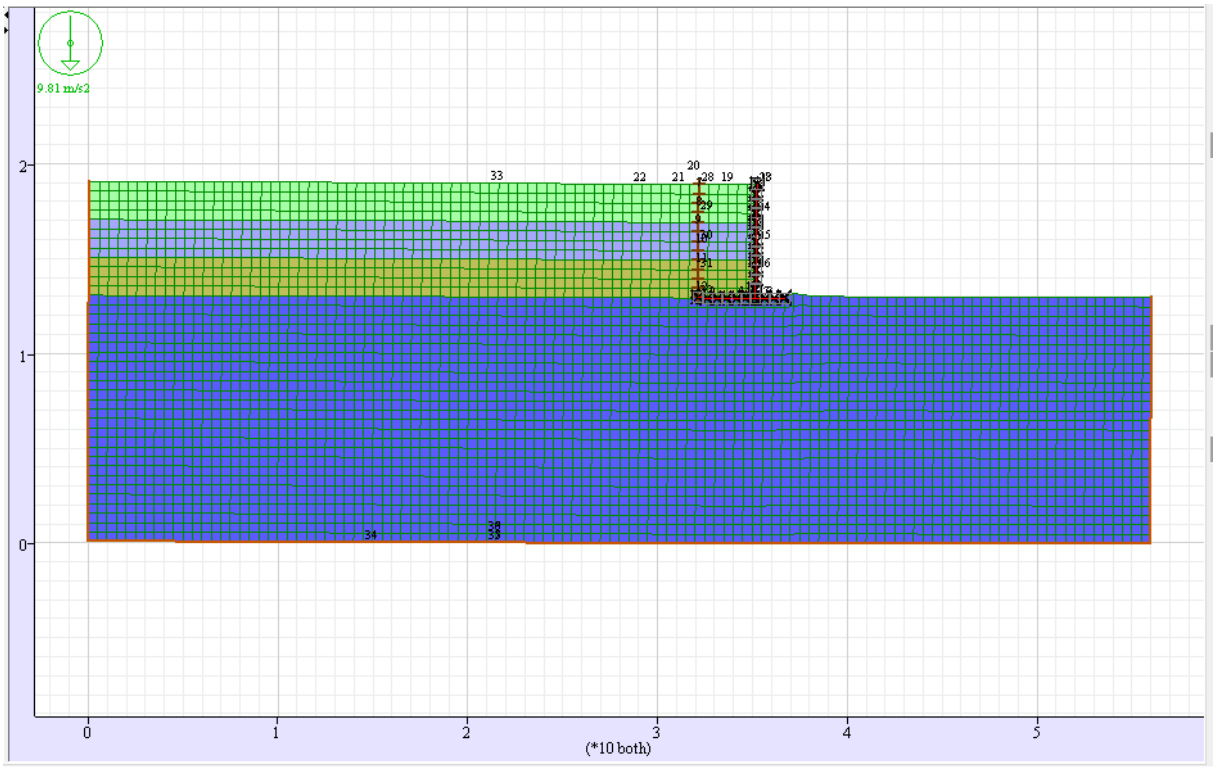


Figure (IV.33) : *déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion*

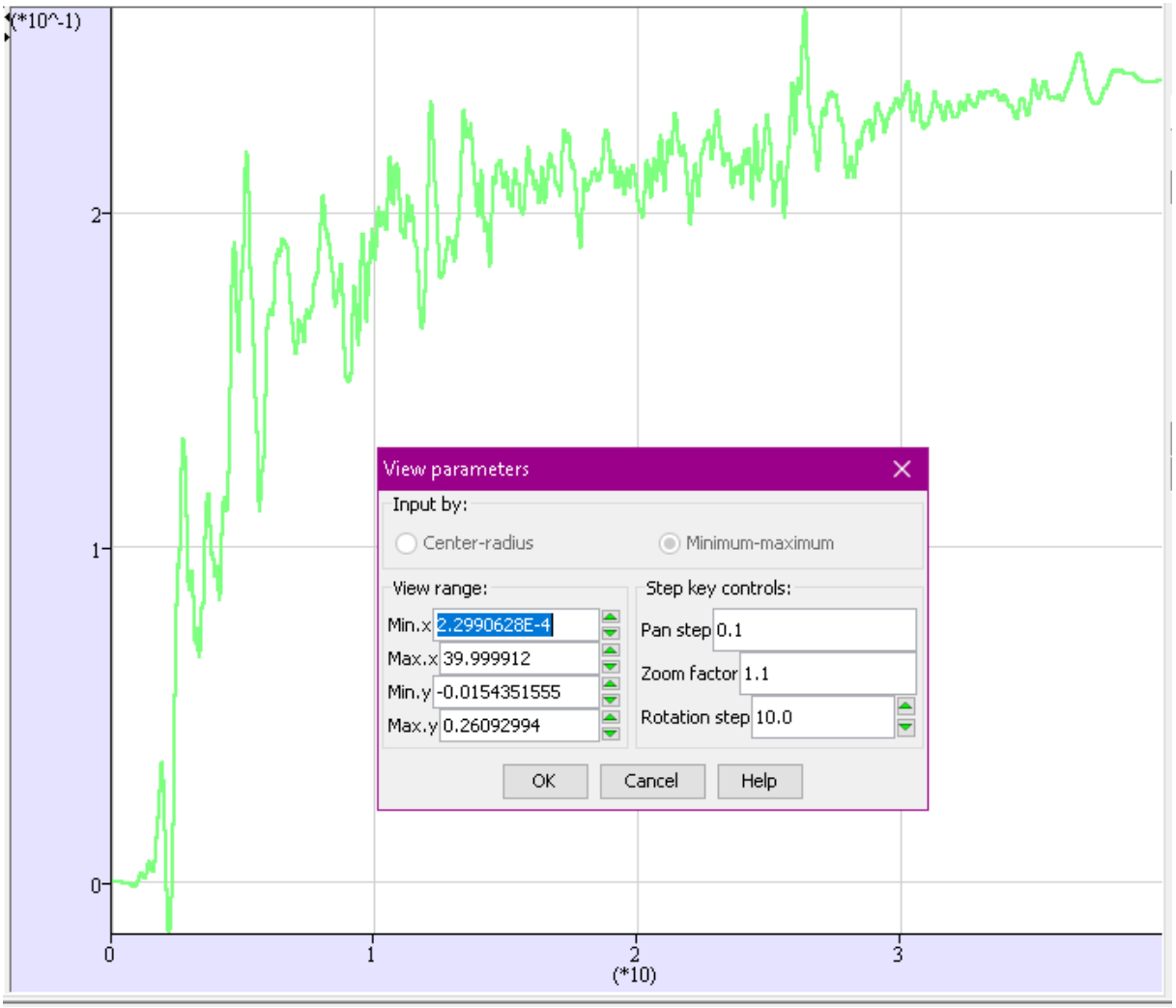


Figure (IV.34) : *déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]*

Le déplacement au somment du voile (Zone 72,40) a une valeur de 26,09 cm. La figure (IV.35) montre que le moment max au niveau de l'élément 10 qui atteint une valeur de 403,232 kN.m

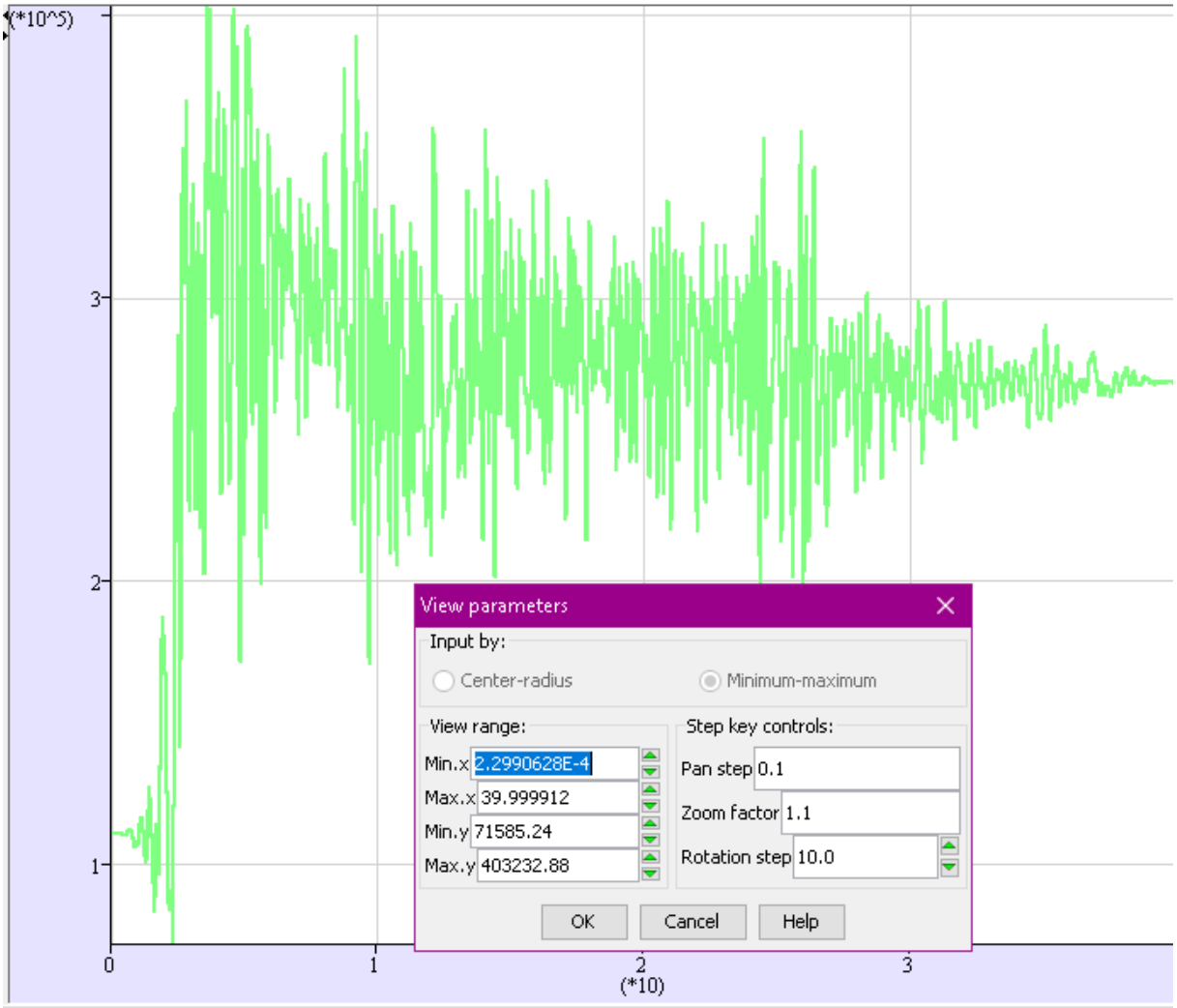


Figure (IV.35) : *Le moment Max (de l'élément 10).*

.

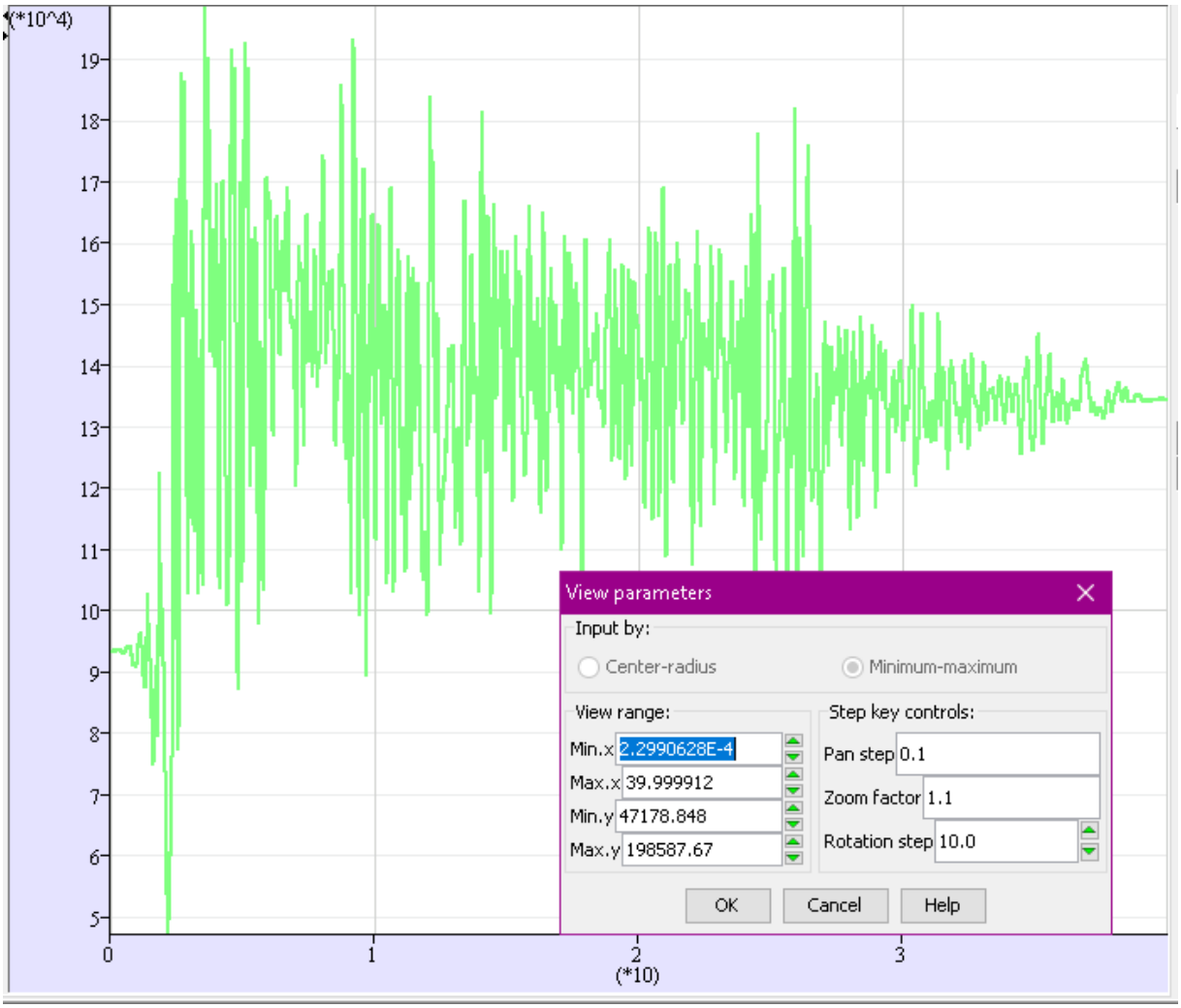


Figure (IV.36) *: la valeur de* $\boldsymbol{P_{ae}}$ *totale du voile.*

La pression sismique des terres pour une cohésion $\boldsymbol{\varphi}$ égale à 15° atteint une valeur de 198,587 KN/ml.

.

❖ La réponse dynamique pour une valeur de φ =5°

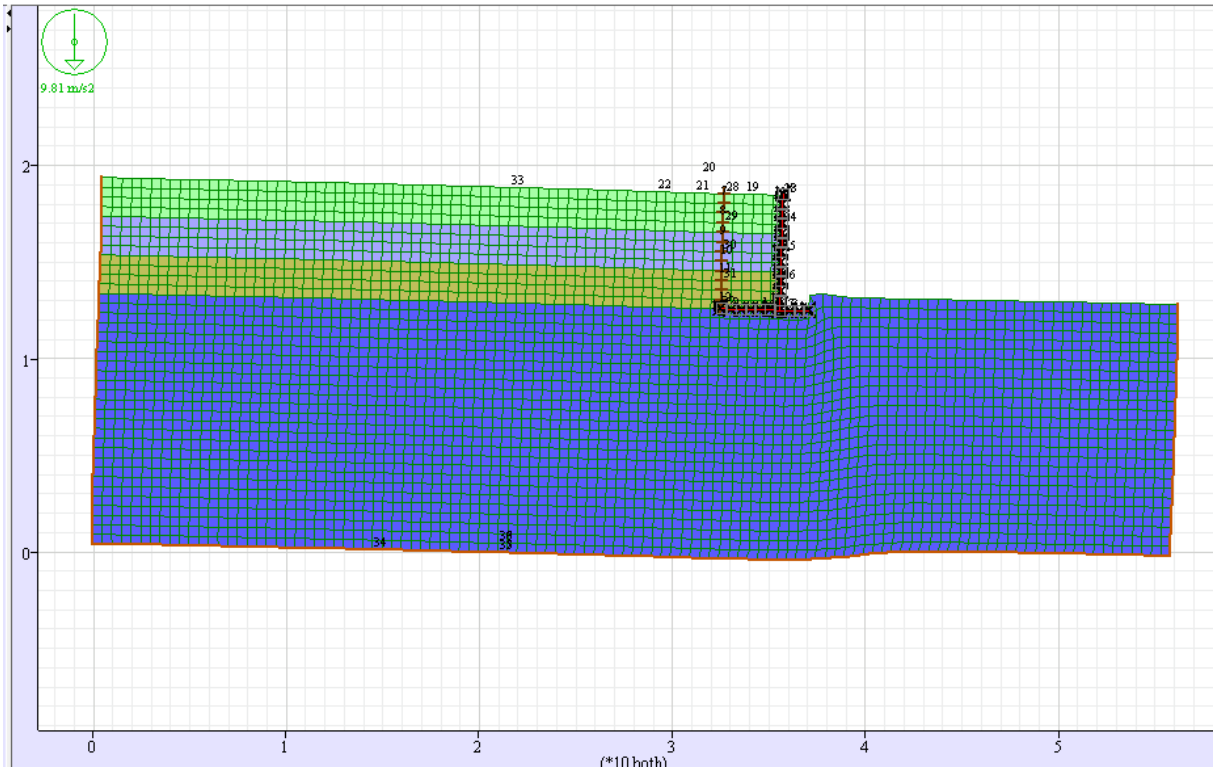


Figure (IV.37) : *déformations du model (mur- remblai) via la variation de cohésion*

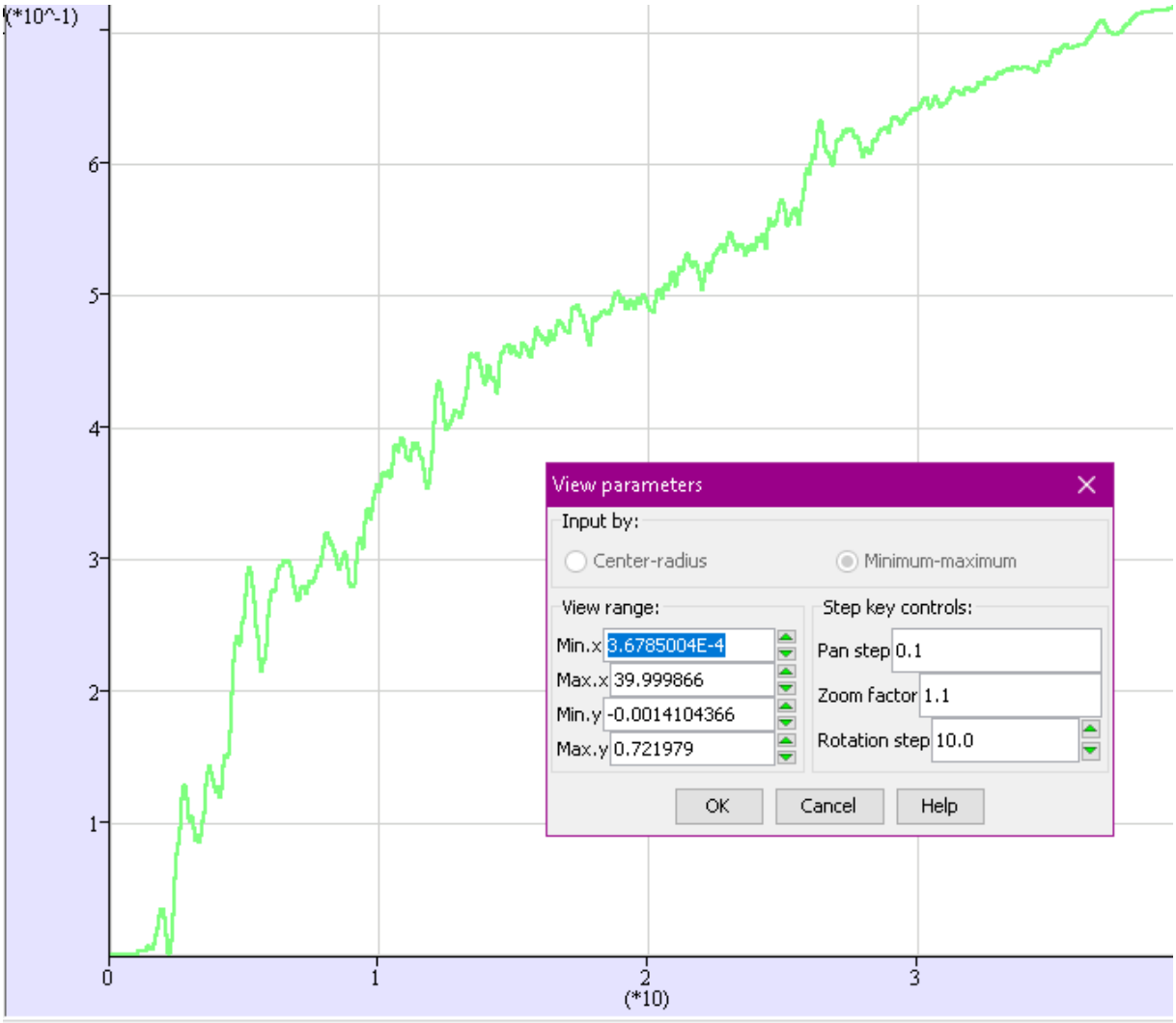


Figure (IV.38) : *déplacement au sommet du mur de soutènement [zone (72.40)]*

Le déplacement au somment du voile (Zone 72,40) a une valeur de 72,19 cm. La figure (IV.39) montre que le moment max au niveau de l'élément 10 qui atteint une valeur de 299,272 kN.m

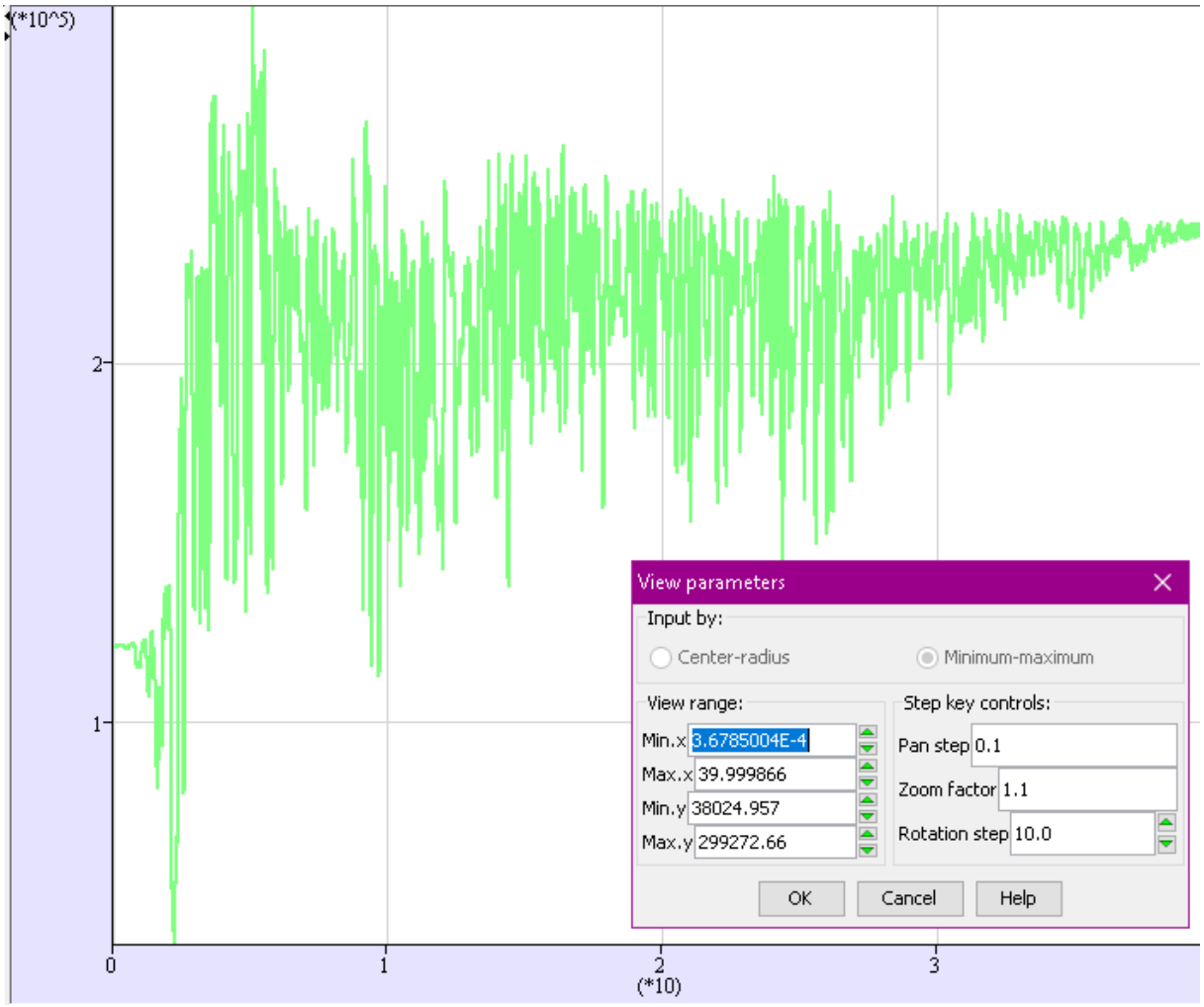


Figure (IV.39) : *Le moment Max (de l'élément 10).*

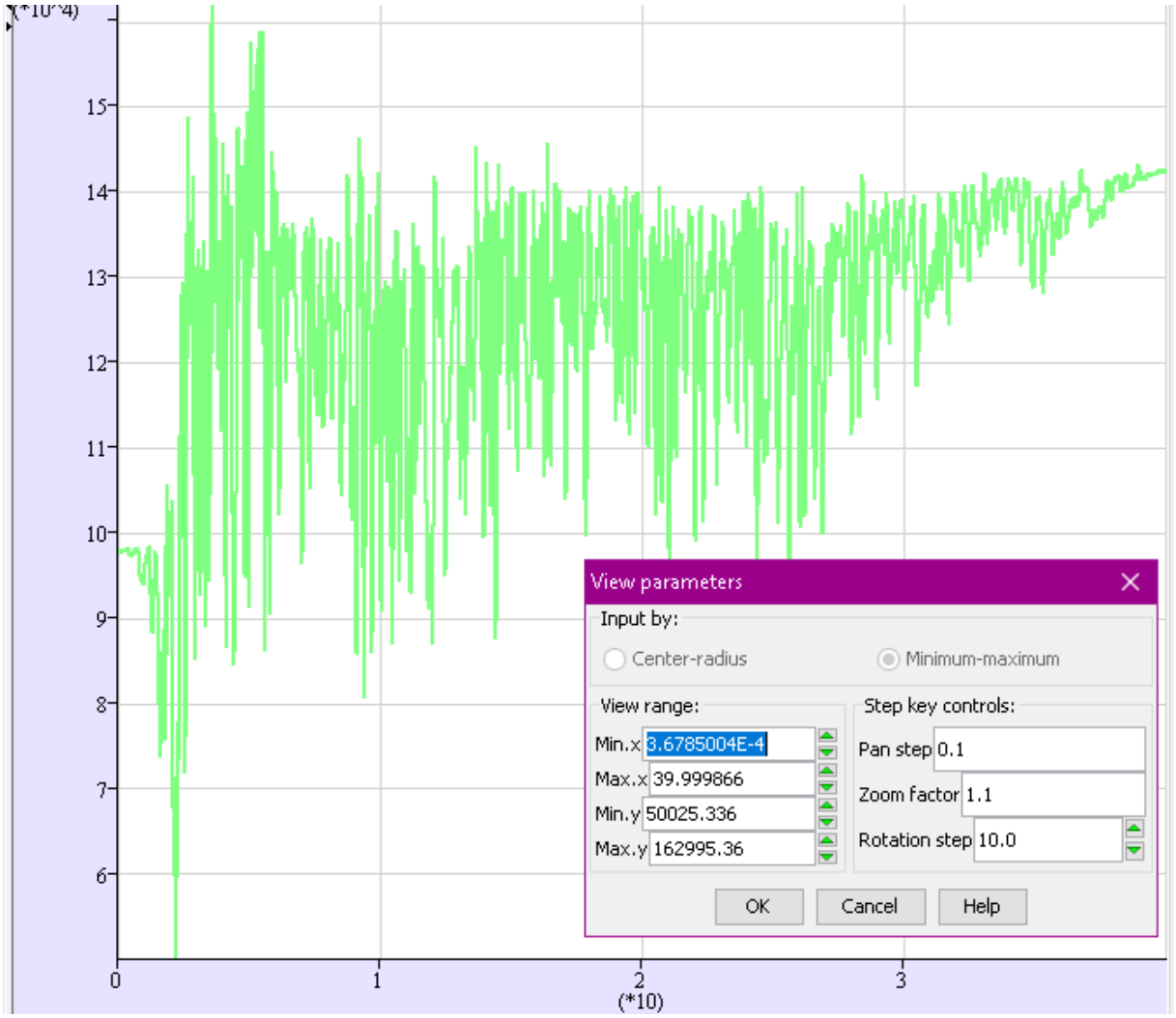


Figure (IV.40) *: la valeur de* $\boldsymbol{P_{ae}}$ *totale du voile.*

La pression sismique des terres pour une cohésion $\boldsymbol{\varphi}$ égale à 5° atteint une valeur de 162,995 KN/ml.

IV.4.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une analyse dynamique non linéaire d'un mur de soutènement cantilever en utilisant un programme (code Itasca + code fish) en se servant du logiciel FLAC. Dans la 1ère partie, nous avons d'abord décrit la modélisation géométrique du mur de soutènement, ensuite une analyse statique a été établie. Dans la 2ème partie, nous avons effectué une analyse dynamique en se basant dans les calculs sur le déplacement au sommet du voile, le moment à l'encastrement et la pression active sismique des terres. Après avoir terminé l'analyse dynamique et vu l'influence des paramètres mécaniques du remblai sur la réponse dynamique une étude de sensibilité a été établie. .

Les résultats de l'étude paramétrique montrent que les paramètres mécaniques du sol remblai influent considérablement sur la réponse. Durant cette étude, nous avons remarqué que pour une valeur de l'angle de frottement interne égale (φ=5°), le déplacement au sommet atteint une valeur de (72.8 cm), ce qui explique le renversement de l'ouvrage comme le montre la figure (IV.37). La rupture du sol et la déstabilisation de l'ouvrage a également été produit pour une valeur de c=5 kpa. Tous les résultats obtenus dans cette étude montrent que l'augmentation des paramètres mécaniques induit une augmentation dans la pression sismique des terres. Par contre, ils influent disproportionnellement sur le déplacement et le moment.

V. Conclusion générale

Le mur de soutènement est un ouvrage très important vu le rôle qu'il joue dans la stabilité des différentes constructions, à savoir chemin ferroviaire, pont, route et bâtiment, …etc. La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. C'est pourquoi, nous avons fixé comme un objectif à travers cette étude, la réponse dynamique en évaluant la pression active des terres sismique. Pour ce faire, nous avons programmé un code composé de code Itasca et code fish en se servant du logiciel FLAC. Dans la 1ère partie, nous avons d'abord décrit la modélisation géométrique du mur de soutènement, ensuite une analyse statique a été établie. Dans la 2ème partie, nous avons effectué une analyse dynamique en se basant dans les calculs sur le déplacement au sommet du voile, le moment à l'encastrement et la pression active sismique des terres. Après avoir terminé l'analyse dynamique et vu l'influence des paramètres mécaniques du remblai sur la réponse dynamique une étude de sensibilité a été établie. .

Les résultats de l'étude paramétrique montrent que les paramètres mécaniques du sol remblai influent considérablement sur la réponse. Durant cette étude, nous avons remarqué que pour une valeur de l'angle de frottement interne égale (φ=5°), le déplacement au sommet atteint une valeur de (72.8 cm), ce qui explique le renversement de l'ouvrage comme le montre la figure (IV.37). La rupture du sol et la déstabilisation de l'ouvrage a également été produit pour une valeur de c=5 kpa. Tous les résultats obtenus dans cette étude montrent que l'augmentation des paramètres mécaniques induit une augmentation dans la pression sismique des terres. Par contre, ils influent disproportionnellement sur le déplacement et le moment.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] Das BM, Puri VK. Static and dynamic active earth pressure. Geotech Geol Eng 1996;14(4):353–66.

[2] Prakash S, Saran S. ‘‘Static and dynamic earth pressures behind retaining walls.” In: Third symposium on earthquake engineering. University of Roorkee, Roorkee, India; 1966. p. 277–88.

[3] Shukla SK, Gupta SK, Sivakugan N. Active earth pressure on retaining wall for c-φ soil backfill under seismic loading condition. J Geotech Geoenviron Eng 2009; 135(5):690–6.

[4] Shukla SK, Bathurst RJ. An analytical expression for the dynamic active thrust from c-u soil backfill on retaining walls with wall friction and adhesion. Geomech Eng 2012;4(3):209–18.

[5] Vahedifard F, Leshchinsky BA, Sehat S, Leshchinsky D. Impact of cohesion on seismic design of geosynthetic-reinforced earth structures. J Geotech Geoenviron Eng 2014; 140(6):4014016.

[6] Anderson DG, Martin GR, Lam I. (Po), Wang JN. (Joe). Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Transportation Research Board; 2008.

[7] Agusti GC, Sitar N. Seismic earth pressures on retaining structures in cohesive soils. California Department of Transportation; 2013.

[8] Mikola RG, Candia G, Sitar N. ‘’Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls’’. In: Tenth U.S. national conference on earthquake engineering, frontiers of earthquake engineering. Anchorage, Alaska; 2014.

[9] Wilson P, Elgamal A. Large-scale passive earth pressure load-displacement tests and numerical simulation. J Geotech Geoenviron Eng 2010; 136 (12):1634–43.

[10] Wilson P, Elgamal A. Shake table lateral earth pressure testing with dense c-/ backfill. Soil Dynam Earthquake Eng 2015; 71:13–26.

[11] Zamiran S, Osouli A. ‘‘Earth pressures of clayey backfilled retaining walls under seismic loading”. In: XV Danube - European conference on geotechnical engineering. Vienna, Austria; 2014.

[12] Zamiran S, Osouli A. Seismic performance of cantilever retaining walls with clayey backfills. Am Soc Civil Eng 2015: 1439–48.

[13] E Delahaye, G Haiun, AL Milan -1998, trid.trb.org.

[14] Ali Bouafia : Calcul pratique des fondations et des soutènements, **2**éme édition revue et corrigée, Office des Publication Universitaire, 02-2009

[15] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.

[16] Rouabeh Aicha, Comportement d’un mur de soutènement sous chargement sismique, Mémoire de Magister, Université M’Hamed Bougara – Boumardes, Alger, 2013.

[17] Zerguine salah : Estimation des pressions actives les murs de soutènement en présence d’eau sous solicitation sismique, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Alger, Novembre 2013.

[18] Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna, Alger.
[19] Ali Bouafia : introduction à la dynamique des sols, Tome 2, calcul dynamiques des ouvrages géotechniques. Office des publications universitaires, Alger, 2010.