



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ECHAHID HAMMA LAKHDAR D'EL-OUED

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE HYDRAULIQUE ET GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude
Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Matériaux en Génie Civil

Thème

**Étude de comportement d'un mur de soutènement en
sol renforcé sous chargement dynamique**

Présenté par :

- GHRISSI ALOUI AYA
- FREDJET HANANE
- FOUHMA ELHADJ KHALIFA

Supervisé par :

- D. FARIK ALI**
CO. Supervisé par :
- Sek Lakhdar

Année universitaire : 2023/2024

Remerciements

Tout d’abord, nous remercions Allah Tout-Puissant qui nous a donné la patience et le courage d’accomplir cet humble travail.

Nous offrons tous nos remerciements et notre gratitude à nos parents et à nos familles qui ont tout donné pour notre réussite dans notre parcours académique. Nous remercions le professeur Dr. **Ali Farik** pour tous ses efforts et sa patience envers nous. Il était plus qu'un simple superviseur, mais plutôt un mentor et un patient, et il n'a pas lésiné sur nous en termes d'orientations et de conseils jusqu’à ce que nous puissions atteindre cette étape et accomplir notre mémoire.

Nous remercions également Monsieur **Sek Lakhdar** pour tous ses efforts. Nous remercions également les membres du jury de nous avoir fait l’honneur de lire et de revoir nos travaux et de partager avec nous leur utile évaluation.

Nous remercions tout particulièrement tous les professeurs et collègues du Département d'Irrigation et de Génie Civil de l'Université d'El Oued, notamment le Dr. **FATHIZA ALI BOUBAKER**, le Dr. **MASMOUDI FAOUZI**, et tous ceux qui ont participé ou contribué, directement ou indirectement, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Nous dédions ce travail à la source de tendresse que sont nos très

Chers parents.

Tout en étant convaincue que notre succès est une récompense

Pour tous leurs sacrifices, qu'ils trouvent ici l'expression de notre

Plus profonde gratitude.

A nos grands-parents, et toute la famille

A nos amis proches

A nos camarades les étudiants de génie des procédés

A tous ceux que nous connaissons de près ou de loin.

Résumé :

Parmi les principaux avantages des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques est leur flexibilité. De plus, les observations dans les zones sismiques ont montré que ces structures possèdent une meilleure résistance aux charges sismiques par rapport aux murs classiques en béton. Attiré par les performances des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, le présent mémoire s'intéresse à l'étude numérique du comportement de ces ouvrages sous chargements dynamiques à l'aide du logiciel Plaxis 2D, basé sur la méthode des éléments finis. Cette étude a abordé plusieurs paramètres, notamment : l'effet de la fréquence du chargement dynamique, de l'amplitude du chargement dynamique et du type de chargement dynamique. Parmi les résultats obtenus, il a été démontré que le chargement harmonique est plus agressif qu'un chargement sismique avec la même fréquence prédominante et amplitude.

Mots clés : Mur de soutènement, sol renforcé, modélisation numérique, chargement dynamique, chargement sismique.

Abstract:

One of the main advantages of soil retaining walls reinforced with geotextile reinforcement is their flexibility. In addition, observations in seismic zones have shown that these structures have better resistance to seismic loads compared to traditional concrete walls. In order to determine the effective performance of retaining walls formed from soil reinforced with geosynthetic elements, this note focuses on the numerical study of the behavior of these structures under dynamic loading using the two-dimensional Plaxis program, based on the finite element method. This study examined several factors, including: the effect of dynamic loading frequency, dynamic loading amplitude, and type of dynamic loading. Among the results obtained, it was found that sinusoidal loading is more aggressive than seismic loading with the same dominant frequency and amplitude.

Key words: Retaining wall, reinforced soil, numerical modeling, dynamic loading, seismic loading.

ملخص:

من بين المزايا الرئيسية للجدران الاستنادية للتربة المعززة بالتسليح الجيوسنتيتيكي هي مرونتها. بالإضافة إلى ذلك، أظهرت الملاحظات في المناطق الزلزالية أن هذه الهياكل تتمتع بمقاومة أفضل للأحمال الزلزالية مقارنة بالجدران الخرسانية التقليدية. و للجاذبية الفعالة لأداء الجدران الاستنادية المشكلة من التربة المسلحة بالعناصر الجيوسنتيتيكية ، تركز هذه المذكرة على الدراسة العددية لسلوك هذه الهياكل تحت التحميل الديناميكي باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الابعاد، المعتمد على طريقة العناصر المحدودة. تناولت هذه الدراسة عدة عوامل منها: تأثير تردد التحميل الديناميكي وسعة التحميل الديناميكي ونوع التحميل الديناميكي. ومن بين النتائج التي تم الحصول عليها، تبين أن التحميل الجيبي أكثر عدوانية من التحميل الزلزالي بنفس التردد السائد والسعة .

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي، التربة المسلحة، النمذجة الرقمية، التحميل الديناميكي ، التحميل الزلزالي الاصطناعية.

Tables des matieres

REMERCIEMENTS.....	I
DEDICACE.....	II
RESUME.....	III
ABSTRACT:	IV
ملخص	V
TABLES DES MATIERES	VI
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DE TABLEAU	XIII
LISTE DES SYMBOLES.....	XIV
INTRODUCTION	1

CHAPITRE 1 :

NOTIONS SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Introduction:	4
1.Définition des ouvrages de soutènement:.....	4
2.Le principe de l'ouvrage de soutènement :	4
3.Clasement des ouvrages de soutènements :	5
3.1 Les Murs poids:.....	8
3.2 Les Murs en gabions:	8
3 3.Les Murs en éléments préfabriqués:.....	9
3.4 Les Murs en béton armé:	9
3.5 Les écrans plans de soutènement:	10
3.5.1 Les murs en parois moulées:	10
3.6 Les murs en parois berlinoises:	11
3.7 Les rideaux de palplanches:	12
4. Le mur de soutènement en sol renforcé :	13
4.1 Principe de fonctionnement de la terre armée :	13
4.2 Les type de mur de soutènement en sol renforcé :	13
4.3 Les constituant de mur de soutènement en terre armé:	15
5. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcé :.....	17

5.1 Les avantages des murs en sol renforcé :	17
5.2 Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée :	17
Conclusion:.....	18

CHAPITRE 2:

METHODES DE CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE

Intoduction.....	20
1.Principe de fonctionnement du mur en sol renforce :	20
2.1 Fonctionnement interne :	20
2.2 Fonctionnement externe :	22
3. Modes de rupture :	22
3.1 Ruptures dues à la Stabilité externe :	22
4. Les pressions des terres :	24
2.3.1.3. Pression due à la surcharge	26
5. comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous actions sismiques :	28
5.1. Règles de justifications sous sollicitations dynamiques :	28
5.2 Ondes sismiques :	29
5.2. 1. Les différents types des ondes sismiques :	30
6. Paramètres caractéristiques :	32
7. Vitesse de propagation des ondes de cisaillement :	33
7.1 Risque sismique :	33
8. Prédiction des tremblements de terre :	33
9. Calcul des murs de soutènement sous l'influence des tremblements de terre :	33
Conclusion:.....	33

CHAPITRE 3

PRESENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMERIQUE : PLAXIS 2D

Introduction:	36
1. Présentation du logiciel Plaxis:	36
2. Les types de calculs.....	38
2.1 Calcul plastique:	38
2.2 Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction):	38
3. Les points forts de Plaxis:	38
3.1 Système d'options du code Plaxis:	39

4. Definition de code PLAXIS 2D	40
4.1 Les modèles De Comportements Utilisés Par PLAXIS 2D	41
4.2 Modèle élastique linéaire:	41
4.3 Le modèle de Mohr-Coulomb :	42
4.4 Modèle de sol avec écrouissage	43
4.5 Le module dynamique du Plaxis	43
5. Les conditions aux limites	44
5.1 Les bandes absorbantes:	44
5.2 Les blocages :	44
Conclusion.....	44

CHAPITRE 4 : ETUDE DE CAS

Introduction	47
1. Présentation du modèle numérique de référence:.....	47
1.1 Géométrie du modèle:	47
1.2 Données et paramètres de l'étude	48
1.3 Caractéristiques des matériaux:.....	48
1.4 Processus de construction et méthodologie de modélisation	51
1.5 Génération du maillage	52
2. Les résultats du modèle de référence	53
2.1 Résultats de l'étude statique	53
2.2 Résultats de l'étude dynamique.....	56
3. Étude paramétrique:	60
3.1 Effet de la fréquence du chargement dynamique	60
3.2 Effet de l'amplitude du chargement dynamique:	63
3.3 Effet du type du chargement dynamique.....	67
Conclusions:	67
CONCLUSION GENERALE	74
CONCLUSION GENERALE	75
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	76
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	77

Liste des figures

FIGURE 1.1 : MUR POIDS [4]	8
FIGURE 1.3 : MUR EN GABION.....	8
FIGURE 1.4 : MUR EN ELEMENTS PREFABRIQUES EN BETON EMPILES	9
FIGURE 1.5 : MUR EN « T RENVERSE » CLASSIQUE.	10
FIGURE 1.6 : MUR A CONTREFORTS [4]	10
FIGURE 1.7 : MUR A PAROIS MOULES [4]	11
FIGURE 1.8 : RENFORCEMENT PAR TITRANT [4].....	12
FIGURE 1.9 : LES RIDEAUX DE PALPLANCHES	12
. FIGURE 1.10 : MUR COULE EN BETON [4].....	14
FIGURE 1.11 : MUR EN TERRE ARME	14
FIGURE 1.12 : LES ELEMENTS DE LA TERRE ARMEE [7].....	15
FIGURE 1.13 : FAÇADE DE MUR DE SOUTENEMENT	15
FIGURE 1.14 : LES RENFORCEMENTS DE SOL	16
FIGURE 1.15 : LE MATERIAU DE REMBLAI	16
FIGURE 2.1. ILLUSTRATION DE LA STRUCTURE DU SOL RENFORCE PAR ARMATURES	20
FIGURE 2.2. ILLUSTRATION DE LA STRUCTURE DU SOL RENFORCE PAR ARMATURES [9].....	21
FIGURE 2.3. FONCTIONNEMENT INTERNE D'UN MUR EN REMBLAI RENFORCE [10]	21
FIGURE 2.4. FONCTIONNEMENT INTERNE D'UN MUR EN REMBLAI RENFORCE [10]	22
FIGURE 2.5: POSSIBILITE DE RUPTURES DUES A LA STABILITE EXTERNE DE MURS DE SOUTENEMENT EN SOL RENFORCE [7].....	23
FIGURE 2.6: FORCE DES POUSSEES ET BUTEES SUIVANT X ET Y AVEC LES BRAS DE LEVIER[4]	26
FIGURE 2.7 : FORCE DES POUSSEES ET BUTEES DUE A LA COHESION SUIVANT X ET Y	28
FIGURE :. MODELE ELEMENTAIRE DE FAILLE	29
FIGURE (2.4) : PRINCIPE DE PROPAGATION DES ONDES.....	29
FIGURE 2.5 : SCHEMA DE PROPAGATION DES ONDES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES	30
FIGURE (2.6) : SCHEMA DE PROPAGATION DES ONDES DE LOVE	31
FIGURE (2.7) : SCHEMA DE PROPAGATION DES ONDES DE RAYLEIGH	31

FIGURE 3.1: ORGANIGRAMME DE LA STRUCTURE DU PLAXIS CODE.	40
FIGURE 3. 2 : FENETRE DES PARAMETRES DU MODELE ELASTIQUE LINEAIRE ...	42
FIGURE 3. 3: FENETRE DES PARAMETRES DU MODELE MOHR-COULOMB	42
FIGURE 3.4 : CHARGEMENT HARMONIQUE	43
FIGURE 4-1. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE	48
FIGURE 4-2. BLOCS MODULAIRES ET LES NAPPES GEOGRILLES.....	50
FIGURE 4.3: ACCELEROGRAMME DU MODELE DE REFERENCE (PGA=0.2G, F=2HZ).....	51
FIGURE 4-4. LE MUR A L'ETAPE FINALE	52
FIGURE 4.5: LE MAILLAGE DU MODELE NUMERIQUE (CAS DE REFERENCE).....	52
FIGURE 4.6: DEFORMATION DU MAILLAGE A LA FIN DE LA PHASE DE CONSTRUCTION	53
FIGURE 4.7: DEPLACEMENT HORIZONTAL DU MODELE DE REFERENCE (CAS STATIQUE).	53
FIGURE 4.8: DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA FACE DU MODELE DE REFERENCE (CAS STATIQUE).	54
FIGURE 4.9: DEPLACEMENT VERTICAL DU MODELE DE REFERENCE (CAS STATIQUE).	54
FIGURE 4.10: DEPLACEMENT HORIZONTAL DANS LES RENFORCEMENTS (CAS STATIQUE).	55
FIGURE 4.11: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS DU MODELE DE REFERENCE (CAS STATIQUE).	55
FIGURE 4.12: POSITION DES POINTS DE CONTROLE	56
FIGURE 4.14: DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA FACE DU MUR DE REFERENCE (CAS DYNAMIQUE).	57
FIGURE 4.15: DEPLACEMENT VERTICAL DU MODELE DE REFERENCE (CAS DYNAMIQUE).	57
FIGURE 4.16: LA VARIATION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL EN FONCTION DE TEMPS A LES POINTS A, B ET C SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE.....	58
FIGURE 4.17: DEPLACEMENT HORIZONTAL DANS LES RENFORCEMENTS (CAS STATIQUE).	58
FIGURE 4.18: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS DU MODELE DE REFERENCE (CAS DYNAMIQUE).	59
FIGURE 4.19: DEFORMATION DU MAILLAGE SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE (A= 0.2G ; F=3HZ).....	60

FIGURE 4.20: DEPLACEMENT HORIZONTAL DU MUR SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE ($A = 0.2G$; $F = 3\text{Hz}$).....	61
FIGURE 4.21: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE ($A = 0.2G$; $F = 3\text{Hz}$).....	61
FIGURE 4.22: VARIATION DE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN FONCTION DE LA FREQUENCE.....	62
FIGURE 4.23: VARIATION DE DEPLACEMENT VERTICAL EN FONCTION DE LA FREQUENCE.....	62
FIGURE 4.24: VARIATION DES EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS EN FONCTION DE LA FREQUENCE.	63
FIGURE 4.26: DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA FACE DU MUR SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE ($A = 0.4G$; $F = 3\text{Hz}$).	64
FIGURE 4.27: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS SOUS LE CHARGEMENT DYNAMIQUE ($A = 0.4G$; $F = 3\text{Hz}$).	65
FIGURE 4.28: VARIATION DE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN FONCTION DE L'ACCELERATION.....	65
FIGURE 4.29: VARIATION DE DEPLACEMENT VERTICAL EN FONCTION DE L'ACCELERATION.....	66
FIGURE 4.30: VARIATION DE TRACTION MAXIMALE DANS LES RENFORCEMENTS EN FONCTION DE L'ACCELERATION.	66
FIGURE 4.31: LA VARIATION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL EN FONCTION DE TEMPS AU POINT C EN FONCTION DE L'ACCELERATION.....	66
FIGURE 4.32: ACCELEROGRAMME COMPLET DU SEISME DE KOBE, $A = 0.2G$ (DOMAINE TEMPOREL).....	67
FIGURE 4.33: SPECTRE DE FOURIER DU SEISME DE KOBE (DOMAINE FREQUENTIEL).....	68
FIGURE 4.34: PARTIE DU SIGNAL SISMIQUE CONSIDEREE DANS L'ETUDE (LES DIX PREMIERES SECONDES).....	68
FIGURE 4.35: SPECTRE DE FOURIER DU SIGNAL SISMIQUE CONSIDERE DANS L'ETUDE	68
FIGURE 4.36: DEFORMATION DU MAILLAGE SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.2G$)	69
FIGURE 4.37: DEPLACEMENT HORIZONTAL DU MUR SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.2G$).....	69

FIGURE 4.38: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.2G$).....	70
FIGURE 4.39: DEFORMATION DU MAILLAGE SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.4G$)	70
FIGURE 4.40: DEPLACEMENT HORIZONTAL DU MUR SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.4G$).....	71
FIGURE 4.41: EFFORTS DE TRACTIONS DANS LES RENFORCEMENTS SOUS LE CHARGEMENT SISMIQUE ($A = 0.4G$).....	71

Liste de tableau

TABLEAU 1.1: OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT QUI REPENNENT LA POUSSEE PAR LEUR POID[3]	5
TABLEAU 1.2. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT QUI REPENNENT LA POUSSEE PAR LEUR ENCASTREMENT	6
TABLEAU 1. 3. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT REPENANT EN TOTALITE OU EN PARTIE LA POUSSEE PAR LEUR ANCRAGE DANS LE MASSIF RETENU OU DANS LE SOL DE FONDATION	7
TABLEAU 4-1. PROPRIETES GEOMECANIQUES DU SOL	49
TABLEAU 4-2. PROPRIETES DU GEOGRILLE	49
TABLEAU 4-3. PROPRIETES DE BLOCS MODULAIRES	50
TABLEAU 4-4. EFFET DE L'ACCELERATION DU CHARGEMENT DYNAMIQUE	67
TABLEAU 4-5. EFFET DE TYPE DU CHARGEMENT DYNAMIQUE	72

LISTE DES SYMBOLES

K_p : Coefficient de butée des terres

K_a : coefficient de poussée des terres,

F_{cd} : Appliqué à $H/2$ de direction normale au mur

$F_{c_{ind}}$: Appliqué à $H/2$ de direction inclinée de δ .

ρ : La masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

K, G : les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb),

K_d^a : Coefficient de poussée des terres (statique et dynamique).

$\mu\gamma$: Poids volumique du sol de remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

M : matrice de masse

C : matrice d'amortissement

K : matrice de rigidité

$\dot{U}$: La vitesse

$\ddot{U}$: L'accélération

E : module d'Young

ν : le coefficient de Poisson

c : la cohésion

Ψ : angle de dilatance)

Introduction

Introduction générale

Dans le domaine de génie civil, le renforcement des sols est une technique récente et spécifique d'amélioration des sols. Pour la plupart des applications pratiques, le sol est renforcé en y intégrant des inclusions continues de renforcement selon une disposition définie. Parmi ces techniques de renforcement c'est le concept de terre armée. Ce concept représente l'une des avancées majeures dans le domaine du génie civil, avec des applications variées telles que les remblais routiers, les culées de ponts, les quais maritimes et fluviaux, ainsi que les barrages. Les principales raisons d'utiliser ces structures sont qu'elles constituent une alternative économique et efficace aux structures de type gravitaire traditionnelles pour la plupart des hauteurs et des applications.

Un des principaux avantages des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques est leur flexibilité. De plus, les observations dans des zones sismiques actives ont montré que ces structures possèdent une résistance au chargement sismique supérieure à celle des structures en béton. De nombreuses recherches numériques et expérimentales ont été menées pour démontrer leur grande stabilité en conditions de tremblement de terre.

À cet effet, notre travail dans ce mémoire s'est porté sur le développement de la compréhension du comportement des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques sous sollicitations dynamiques. La modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en sol de remblai en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Le mémoire est entamé par une introduction générale où nous présentons la motivation et les objectifs de travail réalisés dans le cadre de ce travail.

Ce mémoire est composé de quatre chapitres :

- **Chapitre 1 : Notions sur les ouvrages de soutènement**

Ce chapitre contient des éléments bibliographiques sur les ouvrages en sol renforcés par des inclusions, les différents types des ouvrages de soutènement, les concepts et les techniques de renforcement et de stabilisation du sol.

- **Chapitre 2 : Méthodes de calcul des ouvrages de soutènement en sol renforcé**

Dans le chapitre 2 on présente quelques notions sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous des sollicitations statiques et dynamiques, ainsi que quelques notions sur les méthodes de dimensionnement de ces ouvrages.

- **Chapitre 3 : présentation de l'outil de simulation numérique**

Dans le chapitre 3 on présente de manière succincte une introduction à la méthode des éléments finis et le code de calcul utilisé dans ce mémoire (PLAXIS 2D), et notamment les modèles de comportement mis en œuvre dans plaxis et ses différents éléments et outils.

- **Chapitre 4 : Etude de cas**

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude et la modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par des nappes géosynthétiques sous chargement statique et dynamique. Il comporte la présentation de la simulation numérique de cas de référence dans sa première partie.

Dans la deuxième partie, une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence est consacrée à examiner l'influence de plusieurs facteurs sur le comportement des murs en sol renforcé sous sollicitation dynamique. Cette étude aborde l'effet de la fréquence du chargement dynamique, de l'amplitude du chargement dynamique et du type de chargement dynamique sur les déplacements horizontaux et verticaux du mur ainsi que sur les efforts de traction dans les armatures.

Chapitre 1 :
Notions Sur Les Ouvrages
de Soutenement

Introduction:

Lorsque les massifs des terres ne peuvent plus présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être soutenus par des ouvrages dit ouvrages de soutènement. Ces constructions reprennent les efforts des poussées dues à l'action des terrains reposant sur le parement intérieur de l'ouvrage. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

1.Définition des ouvrages de soutènement:

Le mur de soutènement est un mur vertical ou subverti cal qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples, parmi eux, préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain. Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural) [1]

2.Le principe de l'ouvrage de soutènement :

Le principe de soutènement est un concept utilisé en génie civil pour désigner toutes les techniques et structures qui assurent la stabilité et la sécurité des constructions, en évitant les glissements de terrain, les effondrements et les affaissements.

Il est particulièrement utilisé dans la construction de tunnels, de ponts, de bâtiments, de fouilles et de structures de barrages. Le concept de rétention repose sur l'utilisation de différents éléments constructifs pour maintenir en place des espaces ou des structures protégées. Murs de soutènement, pieux, palplanches, tirants, poutres de soutènement ou coffrages. Le choix des éléments de soutènement dépend des caractéristiques géologiques du terrain, de la hauteur du barrage à retenir, de la pression exercée par le sol, de son rapport à la présence ou non d'eau...etc [2]

3. Classement des ouvrages de soutènements :

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

Tableau 1.1: Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids [3]

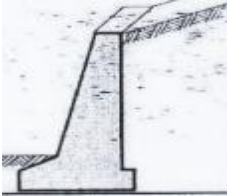
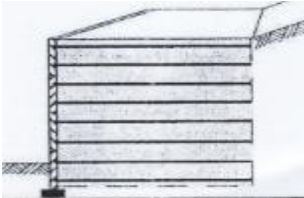
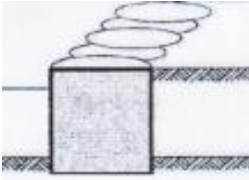
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 Mur-poids en béton ou en maçonnerie	Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille.
 Mur en Terre Armée	Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage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

Tableau 1.2. Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement [3]

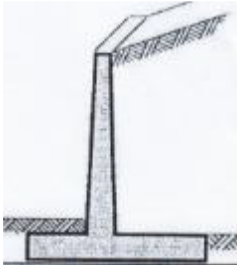
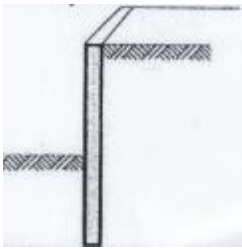
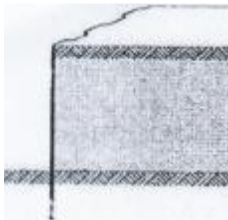
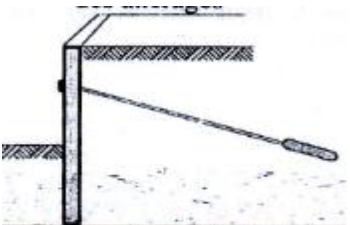
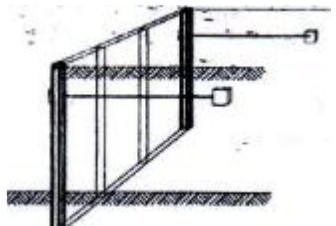
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 Mur cantilever en béton armé	Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement Type d'ouvrage Caractéristiques de fonctionnement Mur cantilever en béton armé Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure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

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

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

3.1 Les Murs poids :

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels, C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais.



Figure 1.1 : Mur poids [4]

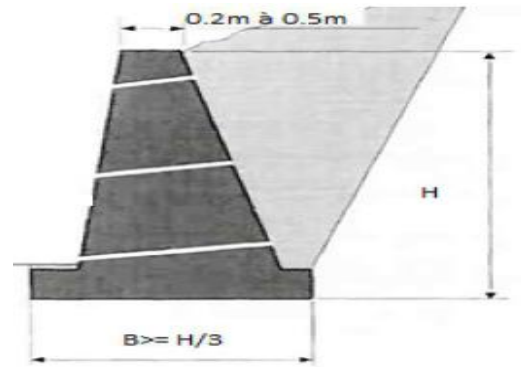


Figure 1.2 : Dimensionnement d'un mur poids [4]

3.2 Les Murs en gabions:

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements). A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.

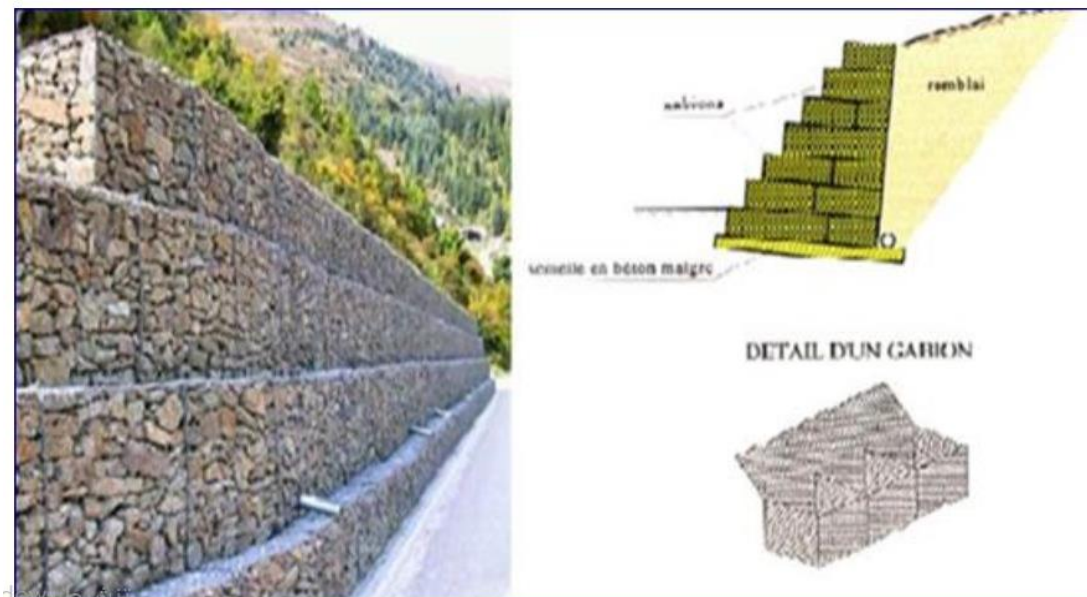


Figure 1.3 : Mur en gabion

3.3. Les Murs en éléments préfabriqués:

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme certains éléments étant avancés ou reculés les uns par rapport aux autres [6].

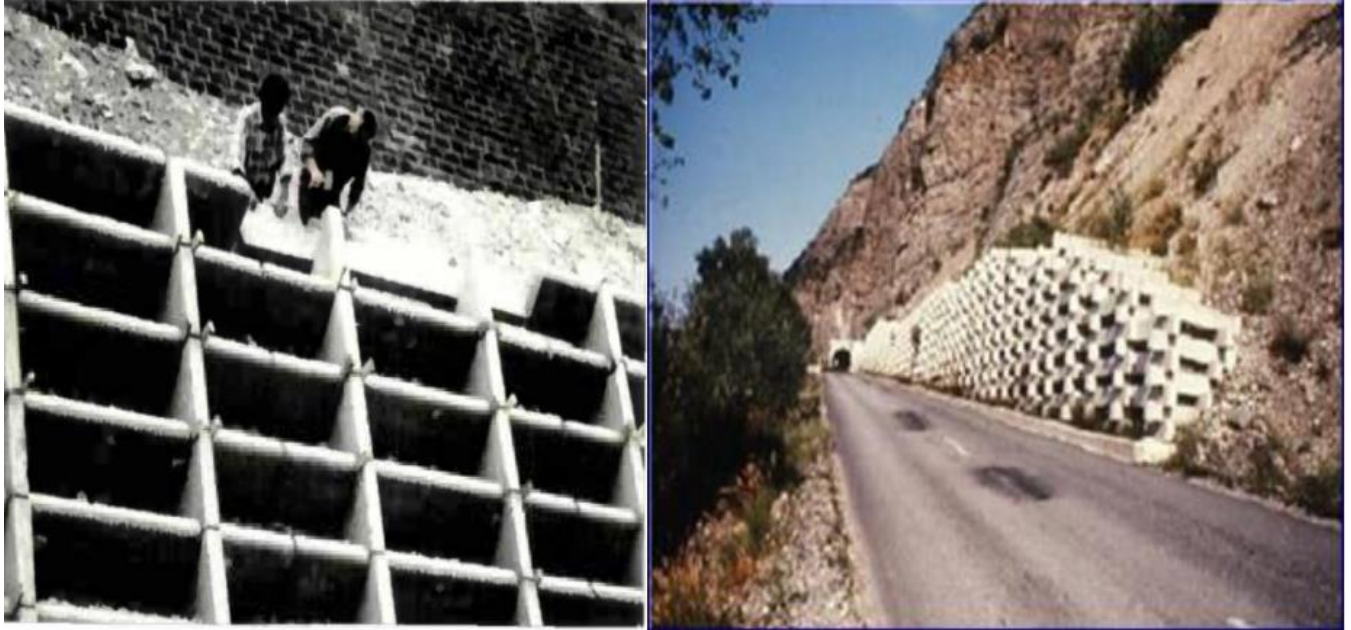


Figure 1.4 : Mur en éléments préfabriqués en béton empilés

3.4 Les Murs en béton armé:

A- Mur en « T renversé » classique:

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faible pour une même largeur de semelle. Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin [6]



Figure 1.5 : Mur en « T renversé » classique.

B- Mur à contreforts :

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

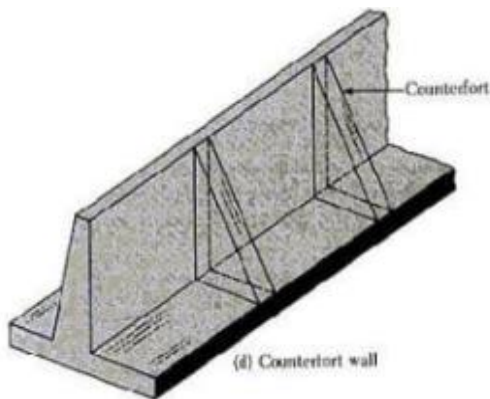


Figure 1.6 : Mur à contreforts [4]

3.5 Les écrans plans de soutènement:

3.5.1 Les murs en parois moulées:

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée.



Figure 1.7 : Mur à parois moulés [4]

3.6 Les murs en parois berlinoises:

Dans son originalité, qui s'est développée lors de la construction du métro de Berlin, au début du 20ème siècle, il s'agit de profils en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux.

Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande facilité d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau, etc.) parce que les distances entre les étais (profilées) peuvent être adoptées aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être variée. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus.

Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques.

L'utilisation des parois berlinoises est nécessaire lors des constructions dans des emplacements restreints. En effet, elles démontrent toute leur efficacité lorsque des fouilles sont irréalisables en raison de talus à proximité immédiate d'ouvrages existants ou de terrains privés.

Elles sont le plus souvent utilisées en milieu urbain où la surface du chantier coïncide souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser.

La paroi berlinoise est généralement un ouvrage provisoire, mais peut devenir définitif selon l'utilité. Les avantages principaux sont la rapidité d'exécution et son retour sur investissement [5].



Figure 1.8 : Renforcement par titrant [4]

3.7 Les rideaux de palplanches :

Une palplanche (composé de pal et planche) est une pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés. Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. De plus, il ne faut pas confondre « palplanche » et « rideau de palplanche » qui désigne l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles. Cette partie vise à faire la distinction entre les différents types de palplanches afin qu'aucune possibilité ne soit écartée de notre synthèse. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable.



Figure 1.9 : les rideaux de palplanches

4. Le mur de soutènement en sol renforcé :

4.1 Principe de fonctionnement de la terre armée :

Le revêtement de sol renforcé consiste en l'union d'un revêtement de sol avec des armatures en acier, ces dernières étant souvent des éléments linéaires capables de supporter des forces de traction importantes.

Le travail de ce matériau composite dépend principalement de la présence de frottements entre le sol et les renforts. Il est donc très important de bien représenter ce phénomène pour obtenir la modélisation correcte de la structure en Terre renforcée.

En général, les renforts sont répartis dans le massif terreux de telle manière que le géo matériau renforcé peut être considéré comme pratiquement homogène. Cependant, les renforts ne sont placés que dans la direction dans laquelle le sol est le plus sollicité en traction et pour des raisons de mise en œuvre, il s'agit souvent d'une direction horizontale et uniforme pour l'ensemble du massif rocheux.

Le frottement entre le sol et l'armature est le phénomène fondamental des sols renforcés. Le sol transmet aux renforts par frottement les forces qui se développent dans la masse. Les renforts se mettent en tension et tout se passe car le renfort de sol avait une cohésion dans les directions des renforts proportionnelle à la résistance à la traction.

Ainsi, le principe du sol renforcé dépend de la présence de frottements entre le sol et les armatures, et nécessite que le matériau de remblai utilisé présente un bon frottement interne afin de pouvoir activer les efforts verticaux qui lui sont appliqués. Ceci exclut a priori l'utilisation de sols pleinement cohérents comme l'argile.

Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement qui se développent dans le sol à la surface du renfort, entraînant une variation continue des efforts de traction dans ce dernier

4.2 Les type de mur de soutènement en sol renforcé :

A- Les murs cloués en béton:

La technologie de construction des murs cloués consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par la mise en place de barres passives, peu inclinées sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent également travailler partiellement à la flexion et au cisaillement. C'est par le biais du frottement qui s'exerce entre le sol et les barres que ces dernières peuvent se mettre en traction et tenir la structure. On construit ainsi progressivement et de haut en bas un massif de sol renforcé. Pour éviter que la terre ne s'écroule entre les barres, on doit placer un parement généralement constitué d'un

treillis soudé et d'un béton projeté. Ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans. Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber. De nos jours c'est une technique extrêmement répandue car le comportement des ouvrages est satisfaisant et le coût de la mise en œuvre est inférieur à celui des murs en L pour la même hauteur de mur.



Figure 1.10 : mur coulé en béton [4]

B- Les murs en terre armée:

La terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement. Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures. Les principaux avantages de la terre armée résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre et surtout dans sa grande déformabilité qui lui permet de s'adapter sans risques des mouvements de terre importants [5]



Figure 1.11 : mur en terre armé

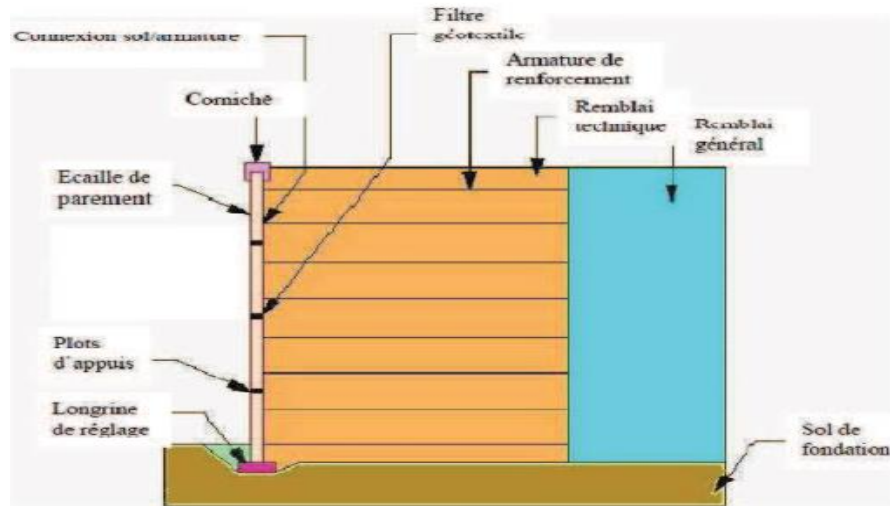


Figure 1.12 : Les éléments de la Terre Armée [7]

4.3 Les constituent de mur de soutènement en terre armé:

A. Les façades :

Les façades de murs de soutènement se déclinent généralement en trois types : panneaux en béton, panneaux en acier ou sous forme de grille.



Figure 1.13 : façade de mur de soutènement

B. Les renforcements de sol :

Le choix du renforcement de sol approprié est basé sur la résistance requise de la structure ainsi que sur la garantie d'une bonne interaction avec le remblai. Ainsi, les renforts ont de nombreux types avec des caractéristiques diverses.



Figure 1.14 : les renforcements de sol

C. Le matériau de remblai :

Le matériau de remblai peut être de la terre ou du gravier et est généralement compacté pour assurer support et stabilité. Le remblai peut également être utilisé pour isoler les fondations ou améliorer le drainage.



Figure 1.15 : Le matériau de remblai

5. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcé :

5.1 Les avantages des murs en sol renforcé :

Stabilisation et **prévention de l'érosion** : Les murs de soutènement empêchent l'érosion des sols en retenant les couches supérieures. Cela protège votre propriété des glissements de terrain tout en maintenant la stabilité des terrassements environnants.

- **Maximiser l'espace** : Les murs de soutènement permettent la création de terrasses ou de niveaux distincts sur des sites en pente, maximisant ainsi l'utilisation de l'espace disponible. Ces espaces peuvent être utilisés pour créer des potagers, des aires de repos, des massifs fleuris ou encore des aires de stationnement supplémentaires !
- **Améliorer l'esthétique** : Les murs de soutènement donnent une grande dimension esthétique à votre propriété. Ils permettent de concevoir des paysages originaux et attrayants en utilisant différents matériaux et finitions.

Ils s'intègrent harmonieusement à l'environnement existant, ajoutant une touche de beauté unique à votre terrain.

- **Réduire les risques d'inondation** : Dans les zones sujettes aux inondations, les murs de soutènement peuvent contribuer à réduire les risques potentiels en canalisant l'eau et en maintenant la stabilité du sol. Il agit comme une barrière de protection, vous offrant une tranquillité d'esprit en matière de sécurité.
- **Durabilité supérieure** : Les murs de soutènement sont construits avec des matériaux conçus pour résister aux pressions exercées par le sol et l'eau. Installés par des professionnels, ils durent de nombreuses années et nécessitent peu d'entretien sur le long terme.

5.2 Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée :

- Mauvaise conception et petite charge de travail
- Mauvaise mise en œuvre
- Défauts de fonctionnement, d'environnement et de maintenance

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement le principe de l'ouvrage de soutènement, quelques types des murs de soutènement, les principaux avantages des murs soutènement en sol renforcé par rapport au soutènement classique. Parmi tous ces types, nous

avons vu que l'utilisation du type mur en sol renforcé présente de nombreux avantages par rapport aux autres types.

Dans le deuxième chapitre, nous aborderons les détails liés au mur de soutènement en sol renforcé.

Chapitre 2:

**Méthodes de calcul des
ouvrages de soutènement en
sol renforcé**

Introduction:

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

Dans ce chapitre nous sommes intéressés un comportement statique, dynamique et les mécanismes fondamentaux de rupture d'un mur en sol renforcé. Nous présentons ensuite les différentes méthodes de calculs des murs de soutènement en sol renforcé sous chargement statique et dynamique, ainsi que quelques notions sur le chargement dynamique.

1. Principe de fonctionnement du mur en sol renforcé :

1.1. Fonctionnement interne :

Le processus dépend de la présence de frottements entre les armatures et le sol : par friction le remblai transmet aux armatures les forces qui se développent dans la masse. Ces éléments s'attirent alors, améliorant les propriétés du sol selon la direction dans laquelle ils sont placés. (Figures 2.1 et 2.1)

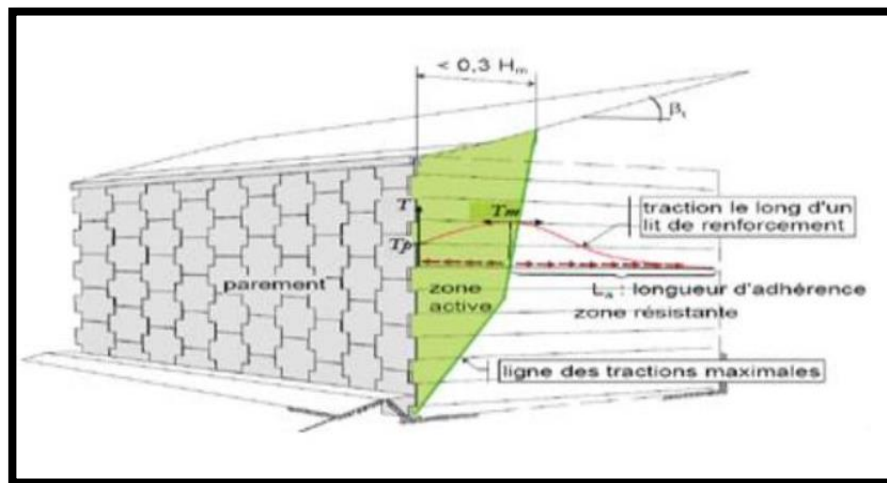


Figure 2.1. Illustration de la structure du Sol renforcé par armatures [8]

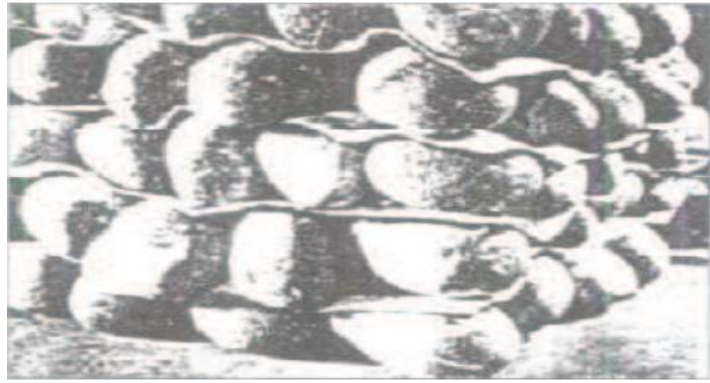


Figure 2.2. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures [9]

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

- Une première zone active dans laquelle les efforts tranchants exercés par le sol sur les renforts sont dirigés vers l'interface
- Une deuxième zone de résistance dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif rocheux.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de conception interne des ouvrages en remblais renforcés. Il faut s'assurer que les efforts ultimes de traction sont compatibles avec la résistance à la traction des couches de renfort et, d'autre part, que la surface de frottement du renfort dans la zone de résistance est suffisante pour permettre l'effet correspondant. Forces à équilibrer. Traction maximale [7]

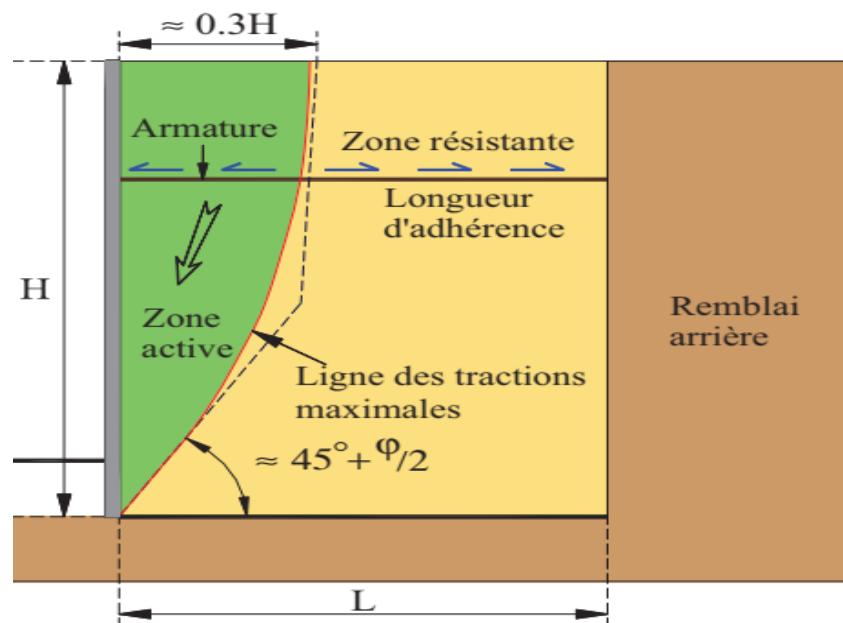


Figure 2.3. Fonctionnement interne d'un mur En remblai renforcé [10]

1.2. Fonctionnement externe :

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

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

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

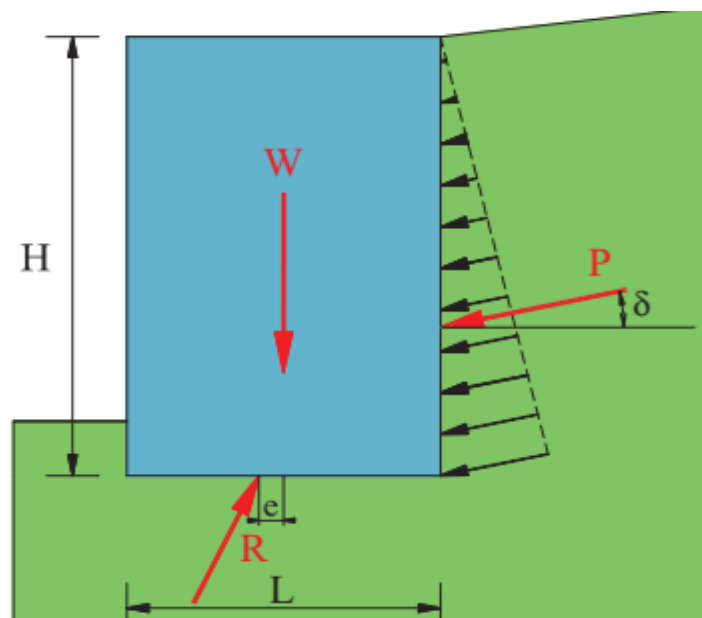


Figure 2.4. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé [10]

2. Modes de rupture :

2.1 Ruptures dues à la Stabilité externe :

L'effondrement dû au tassement externe peut se produire de quatre manières différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé, comme le montre la figure 2.5

Ils sont :

- Glissement suivant la base
- Renversement
- Poinçonnement

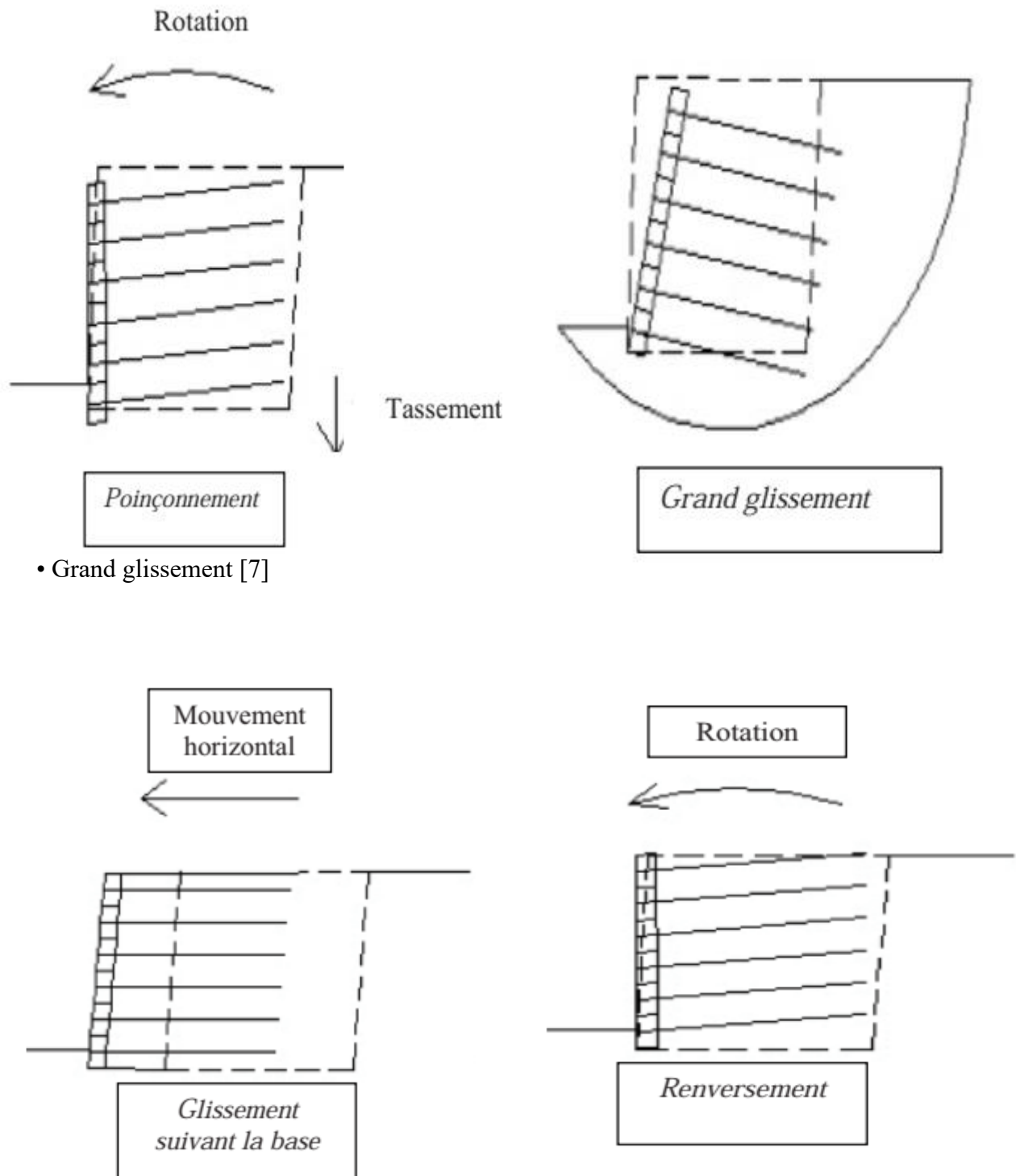


Figure 2.5: Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé [7]

1) Stabilité Glissement :

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1.5

La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.

2) Stabilité Renversement :

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

$$FS = (\text{somme des moments résistants} / \text{somme des moments moteurs}) > 1.5$$

- Les moments résistants sont induits par :
 - L'effet du poids propre de la structure ou éventuellement du volume de sol supportant ses fondations
 - La procédure d'arrêt, bien que contribuant à la résistance au retournement, est négligée pour des raisons de sécurité.
- Les moments moteurs sont ceux induits par :
 - la poussée de terres.
 - L'eau aurait pu fonctionner si le temple la contenait

3) Stabilité Poinçonnement :

L'installation du trou implique de s'assurer qu'il y a un dégagement suffisant pour les conditions de rupture du sol sous-jacentes.

En principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol (contrainte admissible), et cette justification concerne les calculs de fondation

4) Stabilité d'ensemble :

Il s'agit de la stabilité globale d'une structure par rapport à une plus grande surface sur ses côtés, et sa capacité à se déplacer même en l'absence de défaillance de la structure en question. Cependant, la cause initiale de ce mouvement global est due au dégagement ou travaux de remblayage nécessités par sa construction, et cette étude s'inscrit dans le cadre de la Stabilité des pentes.

3. Les pressions des terres :

❖ 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 (F)

❖ Les pressions des terres passives (butée)

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

4. Le calcul statique:

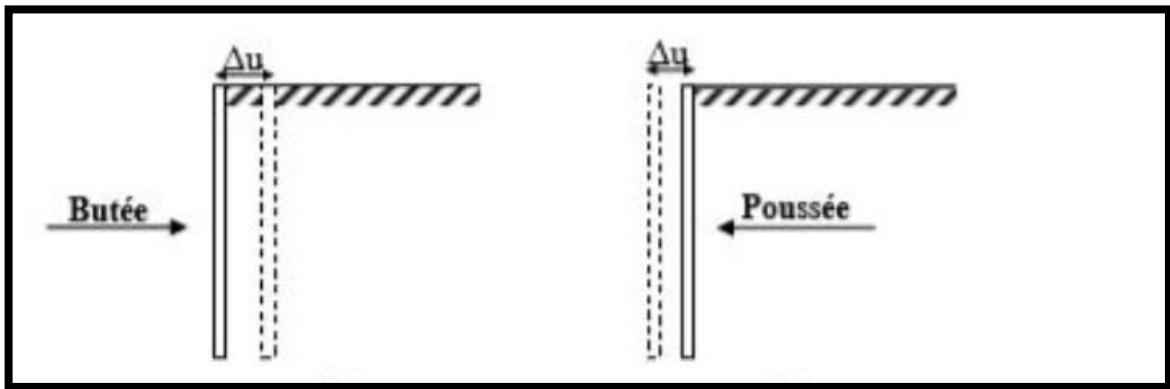
Les contraintes agissant sur les murs instables dans un terrain frottant ($\varphi \neq 0$) sont évaluées selon les cas

Minimiser l'équilibre du sol, par superposition approximative des effets séparés du poids au sol ($P\gamma$),

Pour la cohésion du sol (Pc), ainsi que la surcharge (Pq) : [11]

$$\vec{P} = \vec{P\gamma} + \vec{Pc} + \vec{Pq}$$

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la pression $P\gamma$ due au poids des terres dans un sol non chargé, les plus utilisées sont celles de Coulomb (1776), Rankine (1860), et



Bousines (1882).

On se limite à l'exposé de la première méthode tel que : [11]

$$P\gamma = K\gamma\gamma.H$$

4.1. La pression de poussé :

La pression de poussée des terres est donnée par :

$$P_a^\gamma = K_a^\gamma \gamma H$$

La force des poussées des terres est donnée par :

$$K_a^\gamma = \frac{1}{2} \gamma K_a (H^2)$$

Avec

:

K_a : coefficient de poussée des terres, calculé à partir de la théorie de Coulomb, comme suit :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda_1)}{\cos^2(\lambda_1) \times \cos(\delta + \lambda_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda_1) \cos(\beta - \lambda_1)}} \right]^2}$$

4.2. La pression de butée :

La pression de butée des terres est donnée par :

$$P_p^\gamma = K_p^\gamma \cdot P_{fe}$$

La force de butée des terres est donnée par :

$$F_p^\gamma = \frac{1}{2} \gamma_{but} K_p P_{fe}^2$$

Avec :

K_p : coefficient d'arrêt au sol,

Calculé à partir de la théorie de Coulomb, comme suit [9] :

$$K_p = \frac{\cos(\varphi + \lambda_2)}{\cos^2(\lambda_2) \times \cos(\delta - \lambda_2) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \lambda_2) \cos(\beta - \lambda_2)}} \right]^2}$$

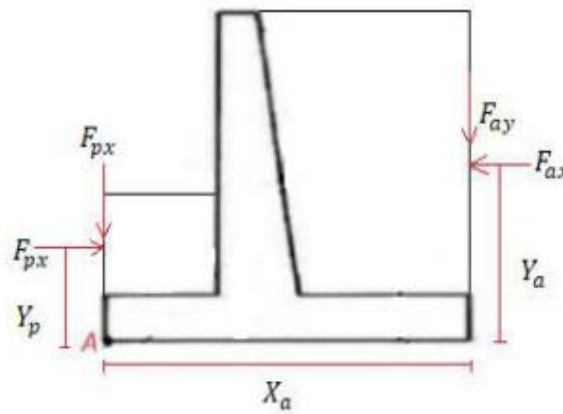


Figure 2.6: Force des poussées et butées suivant X et Y avec les bras de levier [4]

4.2.1. Pression due à la surcharge :

La présence d'une surcharge q sur la surface du sol induit une poussée des terres supplémentaire. Les contraintes de poussée dues à l'influence de cette surcharge ont une valeur constante tout le long du parement, leur résultante est en conséquence le produit de la contrainte par le long du parement [12].

La pression de poussée/butée due à la surcharge q_a/q_p sont appliquées au milieu du parement amont/aval correspondant respectivement à la poussée/butée, leur formules sont données par [13]

$$p_{aq} = K_{aq} q_a \quad p_{pq} = K_{pq} q_p$$

$$P_{aq} = k_{aq} q_a$$

$$P_{pq} = k_{pq} q_p$$

La force de poussée/butée due à la surcharge donnée par :

$$F_{aq} = K_{aq} q_a H$$

$$F_{pq} = K_{pq} q_p P_{fe}$$

4.2.2. La pression due à la cohésion :

Les matériaux de remblai recommandés pour la construction des ouvrages sont en principe dépourvus de cohésion. L'introduction d'une cohésion non nulle est cependant nécessaire pour des raisons pratiques et réalisation de calcul. Elle peut améliorer la convergence numérique.

Cette cohésion est prise en compte à travers une surcharge directe appliquée normalement au 1/7 parement amont/aval du mur et une surcharge indirecte appliquée à la surface du remblai dont la pression induite sur le parement amont/aval est inclinée de (δ) correspondent respectivement à la poussée et à la butée, la formule générale de la pression due à la cohésion est donnée par [14]

$$P_c = \pm \left[\frac{c}{\tan \varphi} (1 - K_q \cdot \cos \delta) \right]$$

La force de poussée/butée due aux cohésions est donnée par :

$$F_c = \pm \left[\frac{c}{\tan \varphi} (1 - K_q \cdot \cos \delta) \right] \cdot H$$

Les signes plus et moins correspondent respectivement à la poussée et à la butée. D'où :

$$F_{cd} = \frac{c}{\tan \varphi} H$$

$$F_{c_ind} = \frac{c}{\tan \varphi} H K_q$$

F_{cd} : Appliqué à $H/2$ de direction normale au mur

F_{c_ind} : Appliqué à $H/2$ de direction inclinée de δ .

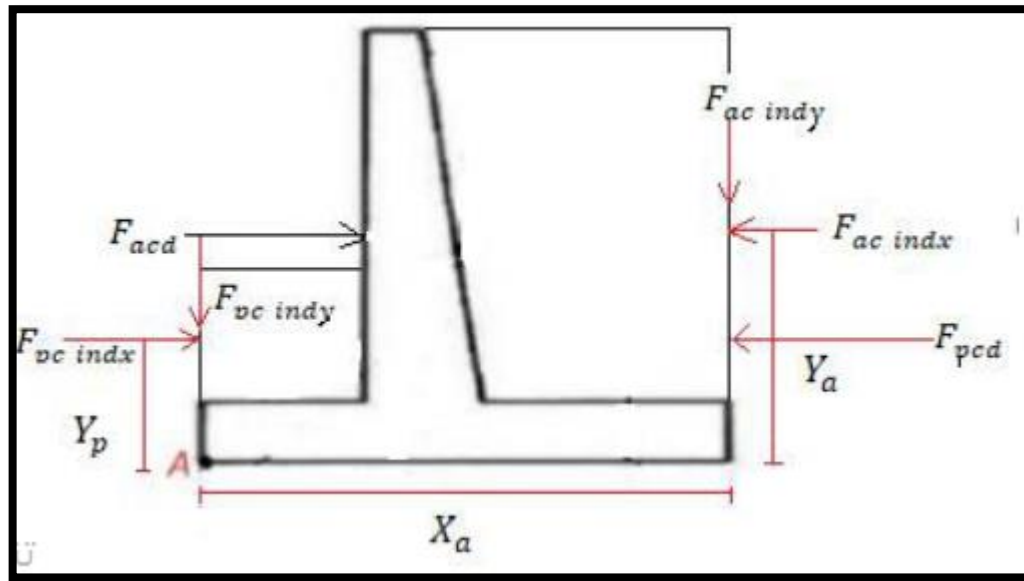


Figure 2.7 : Force des poussées et butées due à la cohésion suivant X et Y [4]

5. comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous actions sismiques :

Le comportement sismique des murs de soutènement en sol renforcé dépend des pressions latérales totales des terres qui se manifestent lors des tremblements de terre. Ces contraintes totales englobent à la fois les contraintes statiques de gravité présentes avant le séisme et les contraintes dynamiques transitoires induites par le séisme. La réponse du mur est influencée par ces deux types de contraintes.

Des recherches récentes révèlent une divergence et une compréhension insuffisante de l'effet sismique sur les murs de soutènement en sol renforcé sous l'influence de tremblements de terre violents. Ce chapitre présente trois méthodes d'analyse fondamentales pour calculer les pressions du sol dans les zones de retenue des structures de soutènement soumises à des charges dynamiques : les analyses aux états limites, les analyses élastiques et les analyses numériques.

5.1. Règles de justifications sous sollicitations dynamiques :

Les différents contrôles présentés précédemment s'appliquent non seulement aux charges statiques mais également aux charges dynamiques. Bien que cet aspect soit développé plus largement dans la section suivante, le principe de la prise en compte de ce type de contraintes revient généralement à remplacer la tension dynamique par une tension statique pondérée équivalente, puis à suivre l'approche précédente [19]

5.2. Action sismique :

Ces dernières années, la sismologie s'est surtout focalisée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et des propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a permis d'améliorer la compréhension de la structure de la Terre et de modéliser cette contrainte dynamique en termes de chronologie de l'accélération. Les travaux réalisés jusqu'à présent ont rapidement conduit à intégrer de telles contraintes dans la conception des ouvrages de génie civil, notamment ceux en sols renforcés.

6.3 Origine des séismes : Considérons un bloc parallélépipédique de la croûte terrestre dans une situation de déformation. Lorsque ce bloc atteint une limite de déformation, une rupture se produit, entraînant une libération brutale d'énergie et une importante contre-indication. Ce mécanisme, décrit par H. Reid lors du Grand Séisme de San Francisco (1906), implique une accumulation progressive de contraintes suivie d'un glissement soudain. La figure... illustre le mécanisme de déformation d'un élément en défaillance.

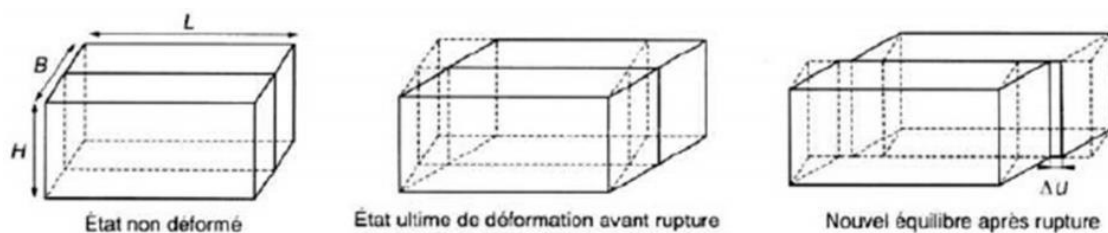


Figure : Modèle élémentaire de faille [15]

5.4 Ondes sismiques :

A partir du foyer, le choc sismique se propage à travers le sol sous forme d'ondes de différents types [16].

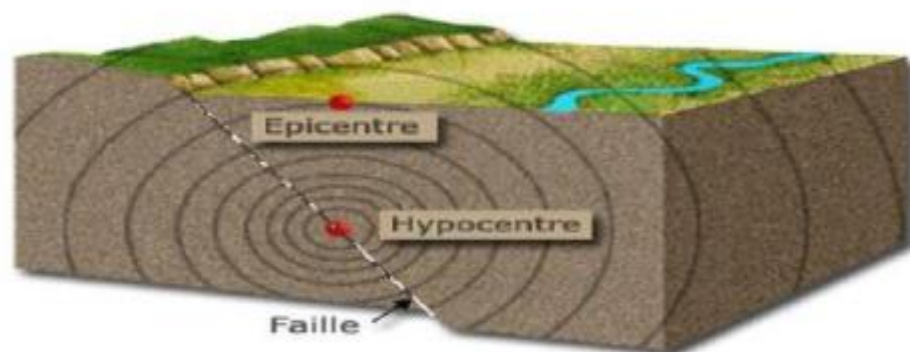


Figure (2.4) : Principe de propagation des ondes [17].

5.4. 1. Les différents types des ondes sismiques :

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques sont envoyées dans toutes les directions. Il existe deux types d'ondes sismiques : les ondes volumétriques (ondes P et S) et les ondes de surface (ondes de Love et Rayleigh) [16]

1. Les ondes de volumes :

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

❖ Ondes longitudinales ou primaires (P) :

Ces ondes se propagent après les cycles de compression et de décompression de la Terre. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices

❖ Ondes transversales ou secondaires (S) :

Ces ondes s'accompagnent, sans changement de taille, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont 1,5 à 2 fois plus lentes que les ondes P, selon le coefficient de Poisson [17].

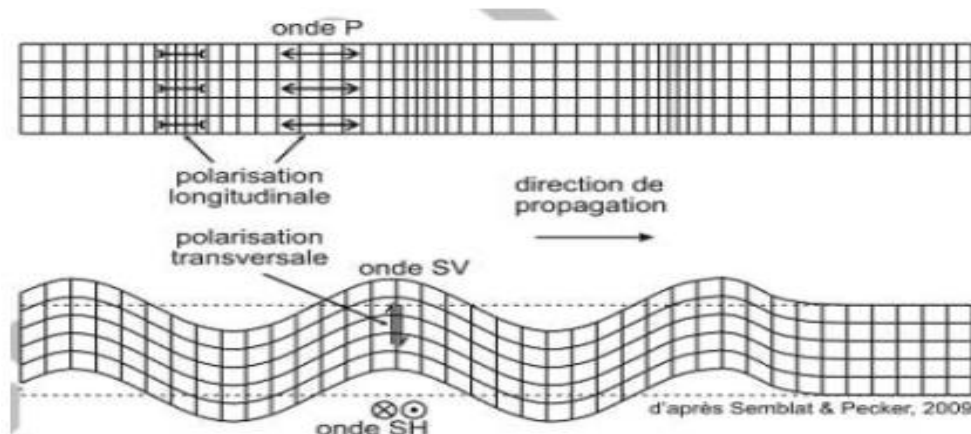


Figure 2.5 : Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales [17]

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 [18] :

- **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.[17]

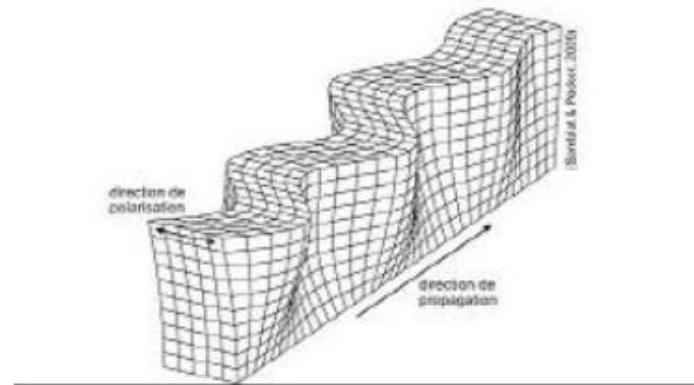


Figure (2.6) : Schéma de propagation des ondes de Love [17]

❖ Ondes de Rayleigh (R) :

Elles se propagent le long de la surface libre limitant la masse semi-infinie. Ce sont des ondes dont les points sur la Terre décrivent une ellipse dans le plan vertical de propagation.

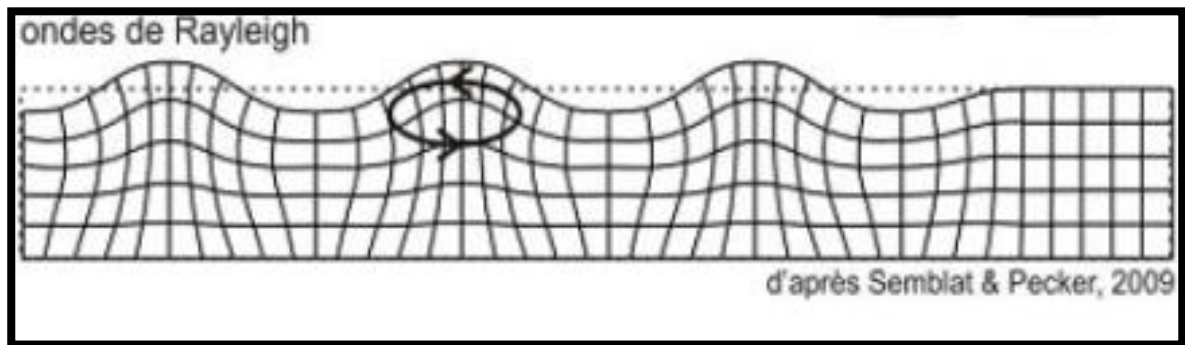


Figure (2.7) : Schéma de propagation des ondes de Rayleigh [17]

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

Les ondes S et P se propagent généralement presque verticalement. Les ondes de surface sont dirigées par la surface de la Terre. Elles sont plus lentes que les ondes de volume mais ont une plus grande amplitude et libèrent donc plus d'énergie.

Les ondes d'amour ont un mouvement similaire aux ondes S, mais ce mouvement du sol induit est plus grand et a une plus grande amplitude car il s'agit d'une onde de surface. Ces ondes provoquent des secousses horizontales qui endommagent essentiellement les fondations d'un bâtiment, et les fondations sismiques doivent s'en protéger. Ce sont ces vagues qui provoquent des fissures sur les routes ou les trottoirs.

Les ondes de Rayleigh provoquent des mouvements horizontaux et verticaux, mais sont moins dangereuses pour les bâtiments car leur mouvement est relativement fluide et leur énergie libérée est moindre [17].

6. Paramètres caractéristiques :

S'il existe de nombreux facteurs pour décrire un séisme, les plus fréquemment cités dans la littérature sont les suivants :

- **La magnitude M :**

Évalue l'énergie libérée à l'épicentre. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et est quantifiée sur l'échelle de Richter. Par exemple, le tremblement de terre le plus puissant jamais mesuré s'est produit au Chili le 22 mai 1960, mesurant 9,5 sur cette échelle.

- **L'intensité I :**

Elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Marcelli, 12 correspondant 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).

- **Durée du séisme :**

Elle est liée à la force du séisme et varie de quelques secondes à une minute dans les zones fortement sismiques.

- **Les sismogrammes, ou accéléromètres :**

Sont des représentations de l'accélération sur le site d'un séisme, en fonction du temps. Il caractérise le contenu de l'accélération, de la durée et de la fréquence. Ils proviennent d'enregistrements dans la région sismique considérée, dans ce cas ils sont dits normaux. Ils peuvent également être créés artificiellement. Le sismogramme est la caractérisation la plus simple d'un séisme, qui présente l'avantage de pouvoir être utilisé directement dans le calcul dynamique [15]

7. Vitesse de propagation des ondes de cisaillement :

La contrainte sismique est également caractérisée par la vitesse associée à la propagation d'une onde sismique dans la Terre. Cela dépend des propriétés mécaniques du matériau traversé par l'onde. On distingue VP et VS, qui sont les deux vitesses de propagation des ondes de cisaillement et de pression dans le matériau, de sorte que :

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}G}{\rho}} \qquad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec :

ρ : La masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

K, G : les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb), tels que,

Pour les parties élastiques linéaires d'un matériau hétérogène : [19]

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

7.1 Risque sismique :

Elle est définie en un endroit donné par la probabilité qu'un choc sismique atteigne ou dépasse une intensité donnée à cet endroit pendant une période de référence (par exemple, probabilité annuelle), (soit l'intensité d'un séisme important, soit un paramètre de mouvement du sol : accélération maximale, vitesse, etc.) [15].

8. Prédiction des tremblements de terre :

Même si la prévention reste le moyen le plus sûr de limiter les conséquences d'un grand séisme, l'objectif ultime d'un sismologue devrait rester de prédire des secousses plus importantes avec une fiabilité acceptable, c'est-à-dire en un seul endroit, à un moment donné et à une date précise [15]

9. Calcul des murs de soutènement sous l'influence des tremblements de terre :

L'article 10.4.1 du RPA recommande que les murs de soutènement en béton armé d'une hauteur inférieure ou égale à 6 m puissent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent utilisant la pression active dynamique totale des terres exercées à l'arrière du mur. Qui est donné par :

$$P_d^a = \frac{1}{2} K_d^a (1 \pm K\vartheta) \cdot \gamma H$$

Avec :

K_d^a : Coefficient de poussée des terres (statique et dynamique).

γ : Poids volumique du sol de remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_d .

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_d .

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

$$\theta = \cot\left(\frac{kH}{(1 + k\gamma)}\right)$$

Lorsque le barrage supporte une surcharge verticale, la poussée dynamique est égale à :

$$P_d^a(q) = K_k^a (1 \pm K\gamma) \cdot q \cdot \frac{H}{\cos \beta}$$

- Le prisme de rupture situé derrière la paroi et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La silhouette entière de la Terre est remplie le long de cette surface de rupture
- L'analyse pseudo statique est réalisée en utilisant la théorie des états limites. [19]

Conclusion :

Afin d'obtenir les meilleures analyses et résultats lors du calcul des murs de soutènement, les facteurs et variables, ainsi que les étapes de travail, doivent être soigneusement pris en compte. Ce n'est qu'ainsi que la stabilité souhaitée peut être obtenue.

Après avoir pris connaissance de la méthode de calcul, nous aborderons dans le chapitre suivant le logiciel PLAXIS, qui nous aide à analyser et à réussir tous les calculs et opérations précédents. Ainsi, nous pouvons raccourcir l'effort et faciliter le travail de l'ingénieur.

CHAPITRE 3 :

**Présentation des outils de
simulation numérique :**

Plaxis 2D

Introduction:

Dans ce chapitre, nous aborderons les outils de simulation numérique utilisés en ingénierie géotechnique, avec un accent particulier sur Plaxis 2D. Plaxis 2D est un logiciel de pointe largement adopté par les ingénieurs pour modéliser et analyser le comportement des sols et des structures sous diverses conditions de charge. Cet outil offre une plateforme robuste et intuitive pour effectuer des analyses géotechniques détaillées, allant de simples calculs de contraintes et de déformations à des simulations complexes impliquant des interactions sol-structure.

Le but de ce chapitre est de fournir une vue d'ensemble exhaustive de Plaxis 2D, en explorant ses fonctionnalités principales, ses capacités de modélisation, et les avantages qu'il apporte aux projets géotechniques. Nous commencerons par une introduction générale aux principes de base de la simulation numérique en géotechnique, suivie d'une description détaillée de l'interface utilisateur de Plaxis 2D et des différents modules qu'il propose.

1. Présentation du logiciel Plaxis:**Qu'est-ce que Plaxis ?**

Plaxis est une suite de logiciels de modélisation numérique spécialisée dans l'analyse géotechnique et la simulation de la déformation et de la stabilité des sols, des roches et des structures associées. Développée par Bentley Systems, Plaxis est largement utilisée par les ingénieurs géotechniciens pour des projets de construction, de génie civil et d'exploitatio

➤ Principales fonctionnalités de Plaxis:**- Analyse en 2D et 3D :**

- **Plaxis 2D** : Permet la modélisation en deux dimensions, idéale pour les analyses de coupes transversales de structures géotechniques.
- **Plaxis 3D** : Permet la modélisation en trois dimensions, offrant une vision plus complète et détaillée des projets complexes.

- Modélisation des sols et des matériaux :

- Plaxis inclut une large gamme de modèles de sol et de roche pour simuler des comportements variés, tels que les modèles élastoplastiques, hyperboliques et visco-plastiques.
- La bibliothèque de matériaux permet une personnalisation poussée des caractéristiques des sols et des roches.

- Analyse de la stabilité et des déformations :

- Analyse de la stabilité des pentes, des fondations et des excavations.
- Simulation des déformations sous des charges variées, incluant les charges statiques et dynamiques.

- Interaction sol-structure :

- Plaxis permet de modéliser l'interaction entre les sols et les structures comme les tunnels, les barrages, les bâtiments, et les infrastructures souterraines.
- Intégration facile des charges et des conditions aux limites pour des simulations réalistes.

- Analyse dynamique et sismique :

- Capacité à modéliser les effets des tremblements de terre et autres charges dynamiques sur les sols et les structures.
- Utilisation d'enregistrements sismiques réels pour des analyses précises.

- Couplage thermo-hydro-mécanique :

- Plaxis permet d'effectuer des analyses couplées prenant en compte les interactions entre les phénomènes thermiques, hydrauliques et mécaniques dans les sols.

Avantages de Plaxis

- **Précision et Fiabilité** : Les algorithmes avancés et les modèles de matériaux précis permettent des simulations fiables et précises.
- **Interface Utilisateur Intuitive** : Interface graphique conviviale facilitant la création, la modification et l'analyse des modèles géotechniques.
- **Rapidité de Calcul** : Optimisation des performances pour des simulations rapides, même pour des modèles complexes en 3D.
- **Support et Documentation** : Large documentation et support technique de qualité offerts par Bentley Systems.

Utilisations Typiques

- **Conception de fondations** : Analyse des fondations superficielles et profondes pour les bâtiments et les infrastructures.
- **Stabilité des pentes** : Évaluation des risques de glissements de terrain et de stabilité des pentes.
- **Excavations** : Analyse des soutènements d'excavations et des impacts sur les structures environnantes.
- **Tunnels et Infrastructures Souterraines** : Modélisation de l'interaction sol-structure pour les tunnels et autres infrastructures souterraines.

- **Projets Offshore** : Simulation des effets des charges marines et des conditions environnementales sur les structures offshore.

2. Les types de calculs :

Le code de calcul PLAXIS 2D utilise quatre types de calcul

- ✓ Calcul plastique
- ✓ Calcul de consolidation
- ✓ Calcul phi/C réduction (coefficient de sécurité)
- ✓ Calcul dynamique Pour notre cas on va seulement utiliser le calcul plastique et le calcul phi/C réduction.

2.1 Calcul plastique :

Un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

2.2 Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction):

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité globale pour une situation donnée.

3. Les points forts de Plaxis :

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

3.1 Système d'options du code Plaxis:

- **Le Maillage:** l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres :** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).
Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.
- **Les pressions interstitielles:** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité:** c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux implique, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

3.2 Les sous programmes de PLAXIS :

- L'interface du programme PLAXIS contient :

- **PLAXIS-Input** : ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définition des conditions initiales.
- **PLAXIS-calculation** : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output** : programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes)
- **PLAXIS-Curves** : permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

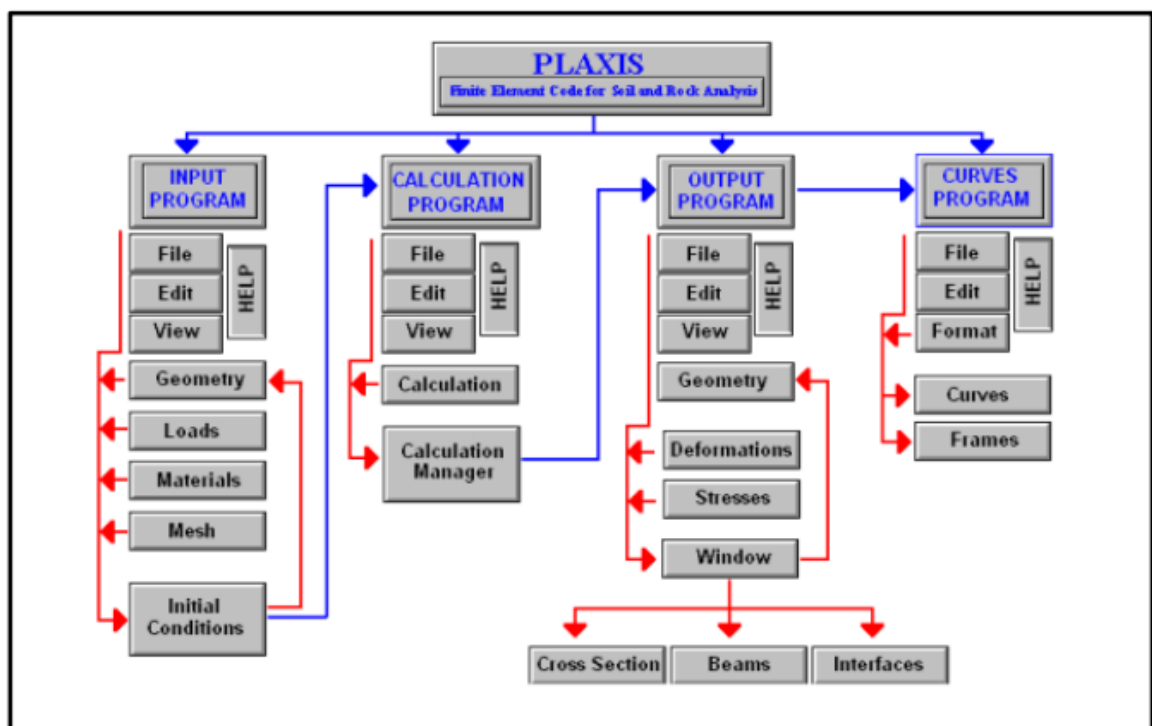


Figure 3.1: Organigramme de la structure du Plaxis code.

4. Definition de code PLAXIS 2D :

Est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie, etc. D'où les applications géotechnique nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui non linéaire, anisotrope et dépend du temps.

De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatique ou non.

Le logiciel est doté de fonctionnalité qui permet la modélisation de la structure et traiter toutes les interactions entre l'ouvrage et le sol (prévoir le comportement de l'ouvrage. Un résumé des fonctions essentielle.

4.1 Les modèles De Comportements Utilisés Par PLAXIS 2D :

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.

4.2 Modèle élastique linéaire:

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de Hook relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les tableaux de rentrée des données demandent : le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . La relation entre le module de Young E et Le module de cisaillement G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes demécanique des roches.

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	2.000
ν (nu)		0.000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	0.000
E_{oed}	kN/m ²	0.000
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0.000
γ_{ref}	m	0.000
Wave velocities		
V_s	m/s	0.000
V_p	m/s	0.000
Excess pore pressure calcula		
Determination	v-undrained definition	
V_u definition method	Direct	
$V_{u, equivalent}$ (nu)		0.4950
Skempton B		0.9933
$K_{h, ref}/h$	kN/m ²	0.000

Figure 3. 2 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

4.3 Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ref}	kN/m ²	0.000
ν (nu)		0.000
Alternatives		
G_{ref}	kN/m ²	0.000
E_{oed}	kN/m ²	0.000
Depth-dependency		
E'_{inc}	kN/m ² /m	0.000
γ_{ref}	m	0.000
Wave velocities		
V_s	m/s	0.000
V_p	m/s	0.000
Strength		
Shear		
c'_{ref}	kN/m ²	0.000
ϕ' (phi)	°	0.000
ψ (psi)	°	0.000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0.000
γ_{ref}	m	0.000
Tension		
Tension cut-off		☒

Figure 3. 3 : Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-coulomb

4.4 Modèle de sol avec écouvissage :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouvissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons

4.5 Le module dynamique du Plaxis :

Le Plaxis nous permet d'étudier un problème dynamique. la charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps, Dans le programme Input ; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir

pour représenter l'action dynamique par l'option de (set dynamic load system). Dans le programme de calcul on peut traiter la charge dynamique de plusieurs façons (harmonique ou arbitraire ; on peut même modéliser un séisme réel)

-Chargement harmonique :

Le terme "chargement harmonique" (en anglais "harmonic loading") se réfère à la présence de courants ou tensions harmoniques dans un système électrique. Ces harmoniques sont des signaux à des fréquences multiples de la fréquence fondamentale (par exemple, 50 ou 60 Hz). Ils sont souvent causés par des équipements électroniques non linéaires comme les variateurs de vitesse, les alimentations à découpage, et les ordinateurs.

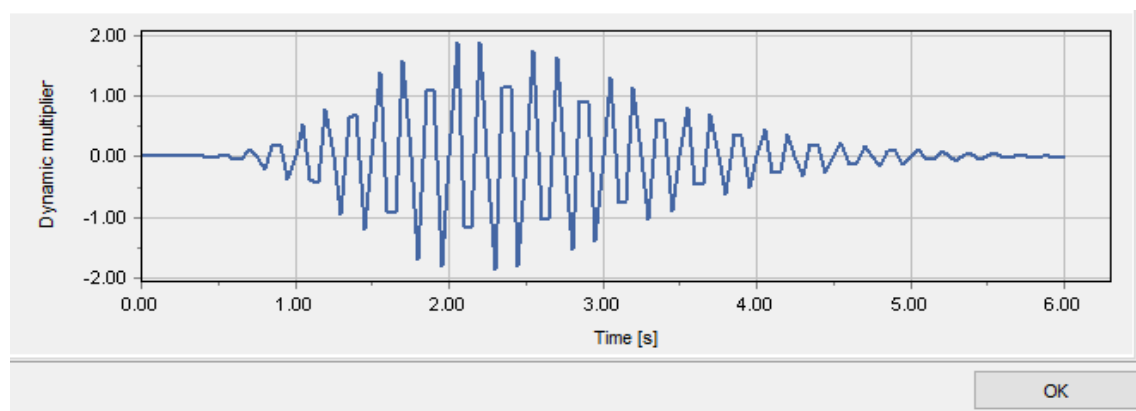


Figure 3.4 : chargement harmonique

Comme on voit sur la figure précédente on peut modifier les caractéristiques du mouvement de vibration

- Chargement arbitraire :

Plaxis nous permet de simuler n'importe quel séisme grâce à l'utilisation du fichier SMC (Strong Motion CD-ROM). Ce programme, utilisé par le U.S. Geological Survey National Strong-motion Program, peut traiter plus de 200 valeurs par seconde. Il contient toutes les informations relatives à un séisme ou à une vibration, telles que la date, le site, la station, l'amplitude, la fréquence et la magnitude. Quelques exemples de modèles sont disponibles en annexe.

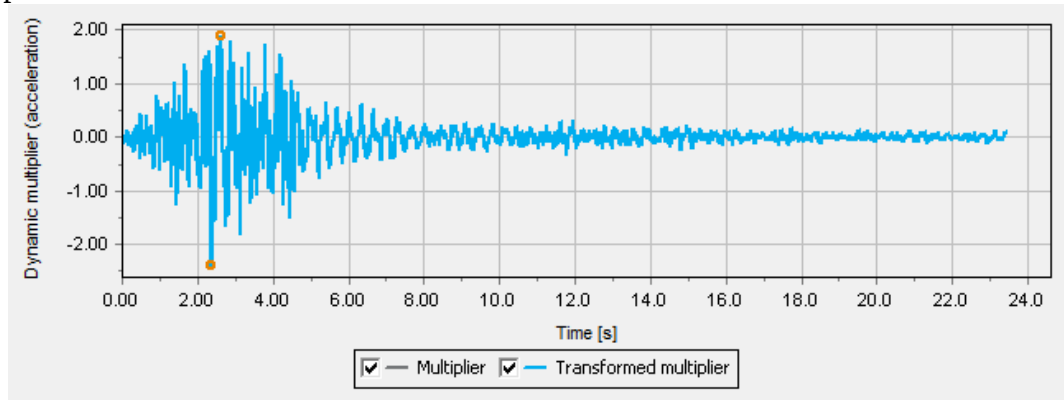


Figure 3.5 : chargement arbitraire

5. Les conditions aux limites :

5.1 Les bandes absorbantes :

Ces bandes absorbent les incréments des contraintes sur les parois de la surface modélisée pour éviter le phénomène de la réflexion des charges dynamiques.

Dans le Plaxis on peut activer cette option par le choix du (standard absorbent bondaries) du menu charge

5.2 Les blocages : En sélectionnant les blocages standards (Standard fixities) depuis le menu des charges

(Loads) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$).
- Les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).

Les blocages standard peuvent être utilisés comme une option d'entrée pratique et rapide pour beaucoup d'applications.

Equation de base du comportement dynamique en Plaxis

L'équation de base du mouvement temps déplacement d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est

$$M(\ddot{u}) + C\dot{u} + Ku = F$$

M : matrice de masse

C : matrice d'amortissement

K : matrice de rigidité

u : Vecteur de déplacement

$\dot{u}$: La vitesse

$\ddot{u}$: L'accélération

la matrice M est une matrice de masse qui prend en considération le sol, l'eau, et toutes les constructions la matrice C représente l'amortissement du matériaux dans la réalité cet amortissement due au frottement ou due a la déformation irréversible (plasticité ou viscosité).

Plus la viscosité augmente plus l'énergie de vibration est dissipée pour déterminer la matrice d'amortissement d'autres paramètres sont demandés. Généralement la matrice d'amortissement est formulée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité ; d'après la formule de Rayleigh

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

Si la contribution de M est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-2}$ $\beta_R = 10^{-3}$) plus les fréquences basses sont amorties Si la contribution de K est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-3}$ $\beta_R = 10^{-2}$) plus les hautes fréquences sont amorties.

Conclusion:

L'objectif avoué dans ce chapitre était d'introduire le lecteur à une méthode numérique Utilisée en géotechnique, la méthode des éléments finis PLAXIS 2D, qui permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique selon la nature du sol et le type d'ouvrage.

Chapitre 4:

Etude de cas

Introduction

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Plaxis 2d et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel d'un mur de soutènement renforcé par géogrilles sous chargement dynamique.

Dans la première partie, un modèle numérique de référence a été créé à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour un mur de soutènement en sol renforcé sous chargement statique et dynamique.

Dans la deuxième partie, une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence est consacrée à examiner l'influence de plusieurs facteurs sur le comportement des murs en sol renforcé sous sollicitation dynamique. Cette analyse aborde l'effet de la fréquence du chargement dynamique, de l'amplitude du chargement dynamique et du type de chargement dynamique sur les déplacements horizontaux et verticaux du mur ainsi que sur les efforts de traction dans les renforts.

1. Présentation du modèle numérique de référence :

1.1 Géométrie du modèle:

Le modèle a une hauteur de 16m et une longueur de 40m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'intérêt (zone renforcée) afin d'éviter les effets de bord.

Le modèle est composé de deux couches :

- Couche 1 (couche de fondation) ayant une hauteur de 10m.
- Couche 2 (couche de remblai) ayant une hauteur de 6m.

Les blocs des parements ont une section 0.2x0,3m.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

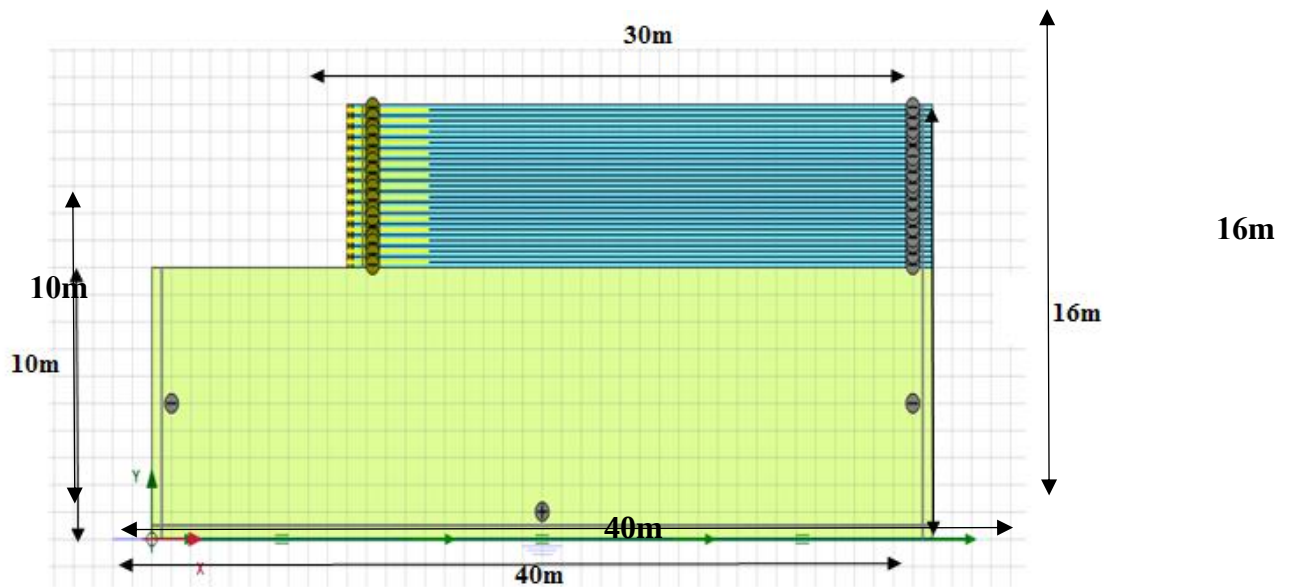


Figure 4-1. Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé

1.2 Données et paramètres de l'étude :

Les blocs modulaires ont été représentés comme des matériaux homogènes en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire. Quant à la géogridde, elle a été modélisée à l'aide d'éléments élastiques. Les géogriddes ont été insérées horizontalement dans les blocs modulaires pour symboliser la connexion, comme illustré dans la figure 4.2.

1.3 Caractéristiques des matériaux:

a) Le sol

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation (Figure 4.1). Les deux types de sol sont modélisés avec un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr- Coulomb). Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : Les paramètres élastiques (E : module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (angle de frottement, c : la cohésion et Ψ : angle de dilatance). Les paramètres du modèle du sol sont déterminés à partir les paramètres ont été utilisés par plusieurs auteurs [36].

Tableau 4-1. Propriétés géomécaniques du sol

Type du sol	Remblai	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
Angle de frottement φ (degrés)	35	40
Cohésion, c (kPa)	5	100
Angle de dilatance, Ψ(degrés)	0	10
Poids spécifique γ (kN/m³)	18	18
Module de rigidité (kPa)	30000	170000
Coefficient de Poisson ν	0,3	0.3

Pour l'amortissement dans notre modèle, un taux d'amortissement de 5% a été proposé pour tous les types des sols selon de nombreux chercheurs [20,21].

b) Les géogrilles

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés « Georgil » dans le logiciel plexis2D. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 4.2.

Tableau 4-2. Propriétés du géogrille

Module de comportent	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	1000

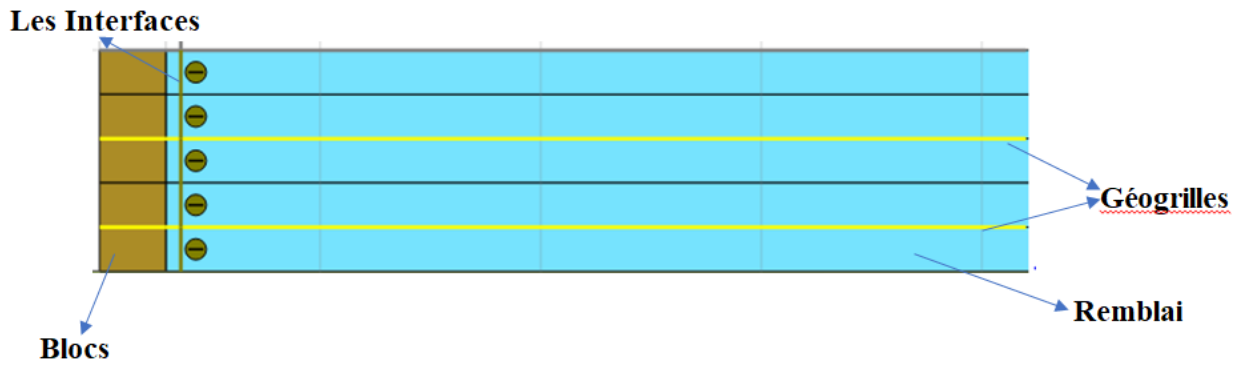


Figure 4-2. Blocs modulaires et les nappes géogrilles

c) Les blocs modulaires

Les éléments constitutifs du parement ont un comportement Élastique Linéaire. Ce modèle est caractérisé par les paramètres représentés dans le tableau 4.3 suivant

Tableau 4-3. Propriétés de blocs modulaires

Modèle de comportement	Élastique Linéaire
Poids spécifique γ (kN/m ³)	20
Module de rigidité (kPa)	1000000
Coefficient de Poisson ν	0.2

d) Les Interfaces :

La seule interface prise en considération dans cette étude est les interfaces entre le sol et les blocs avec un paramètre d'interface $R_{inter}=0,67$.

e) Données du chargement dynamique

Le chargement dynamique utilisé est un mouvement harmonique (accélération) d'amplitude variable à intervalles de temps constants de 0.05 seconde pendant un temps total de 6 secondes. L'accélération varie en fonction du temps de forme sinusoïdale avec un départ faible grandissante vers le pic à temps puis descendante et amortie vers zéro à la fin. Les données d'accélération sont définies par la formule suivante :

$$U''(t) = \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t} \cdot t^\zeta} \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t)$$

Où $\alpha=5.5$, $\beta=55$ sont des constants, f la fréquence et t le temps.

Dans le cas de référence, la charge harmonique cyclique ayant une accélération maximale « Peak Ground Acceleration » (PGA), soit 0.2g, et une fréquence, soit 2Hz. La figure 4-3 représente la charge harmonique appliquée pour le modèle de référence.

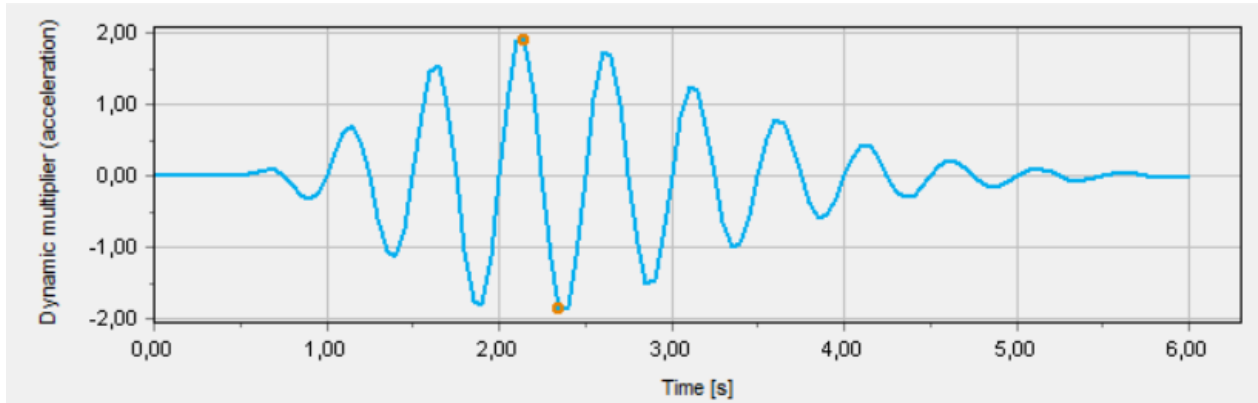


Figure 4.3: Accélérogramme du modèle de référence (PGA=0.2g, f=2Hz)

1.4 Processus de construction et méthodologie de modélisation :

La construction du mur a été modélisée par la procédure « Staged construction », où des couches de sols d'épaisseur 20 cm ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte. Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0.2 m sur la première couche de sol et le premier bloc. Ensuite, des nappes de géogrille sont installées avec un espacement de renforcement.

- Étape 1 : Modèle de base (l'équilibre sous son poids propre est réalisé ; le module élastique du sol est mis à jour).
- Étape 2 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche.
- Étape 3 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 4 : Installation de la première nappe de géogrille.
- Étape 5 : Installation d'un bloc modulaire pour la deuxième couche.
- Étape 6 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 7 : Mise en place d'une nappe de géogrille.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du mur soit atteinte

- Étape finale : L'application de la charge dynamique.

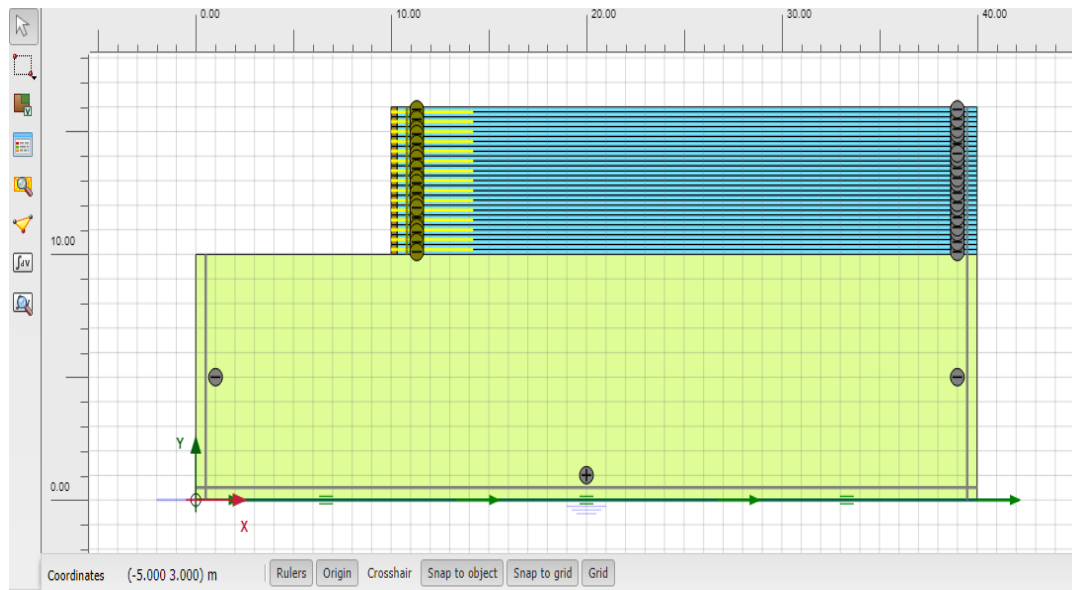


Figure 4-4. Le mur à l'étape finale

1.5 Génération du maillage :

Pour les conditions aux limites, nous avons opté pour l'utilisation d'un bloc standard. Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle, tandis que seuls les déplacements horizontaux sont restreints sur les côtés latéraux. Pour le calcul dynamique on a utilisé un bloc standard avec une bande absorbante. En ce qui concerne la discrétisation du modèle dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser des éléments triangulaires à 15 nœuds, comme illustré dans la figure 4-4. Le maillage du modèle de référence est composé au total de 9085 éléments triangulaires et de 73882 nœuds.

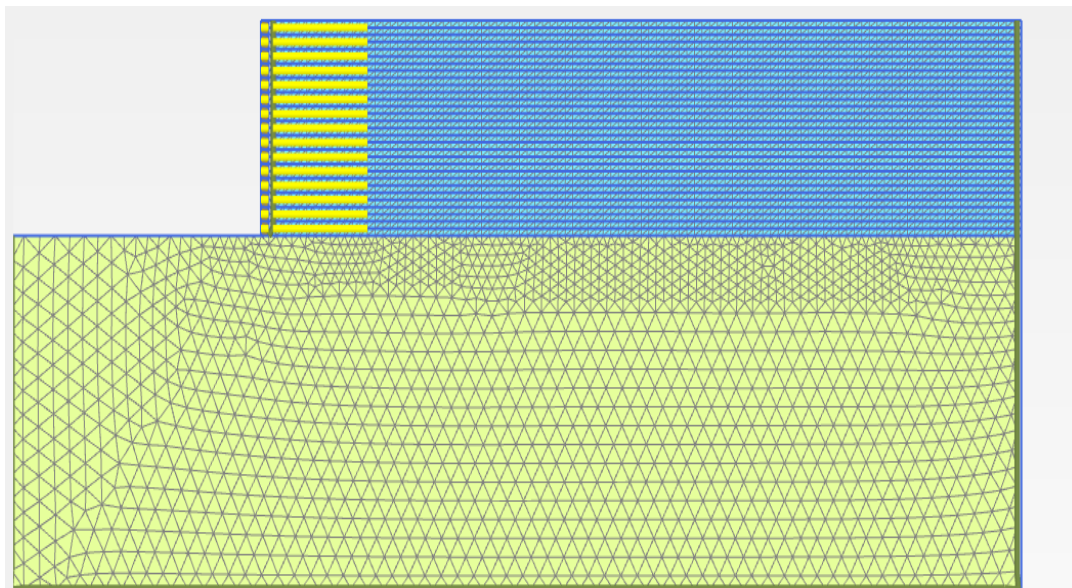


Figure 4.5: Le maillage du modèle numérique (cas de référence)

2. Les résultats du modèle de référence :

2.1 Résultats de l'étude statique :

Pour le cas statique, les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements et les forces de traction dans les renforts sous l'effet du poids propre du mur. Les figures ci-dessous présentent quelques résultats pour le modèle de référence.

➤ Le maillage déformé du mur

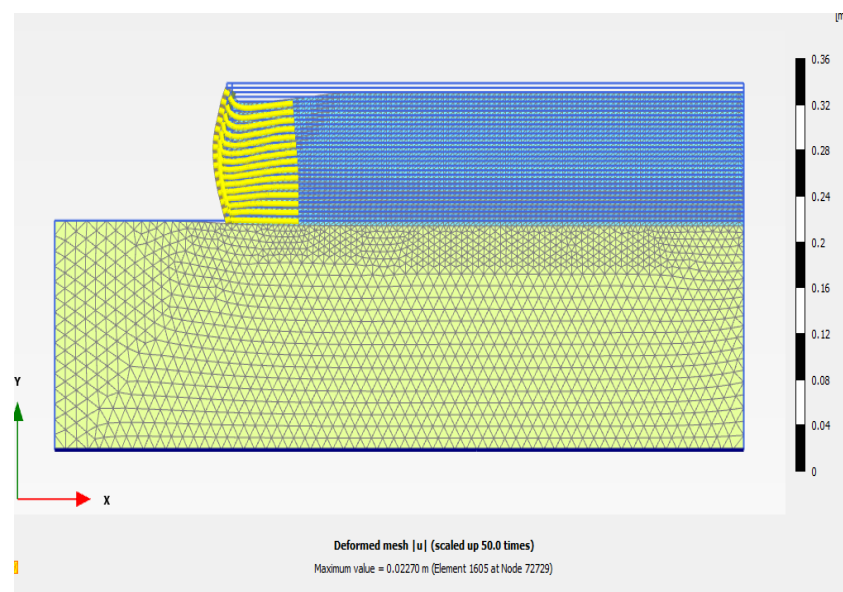


Figure 4.6: Déformation du maillage à la fin de la phase de construction

➤ Le déplacement horizontal

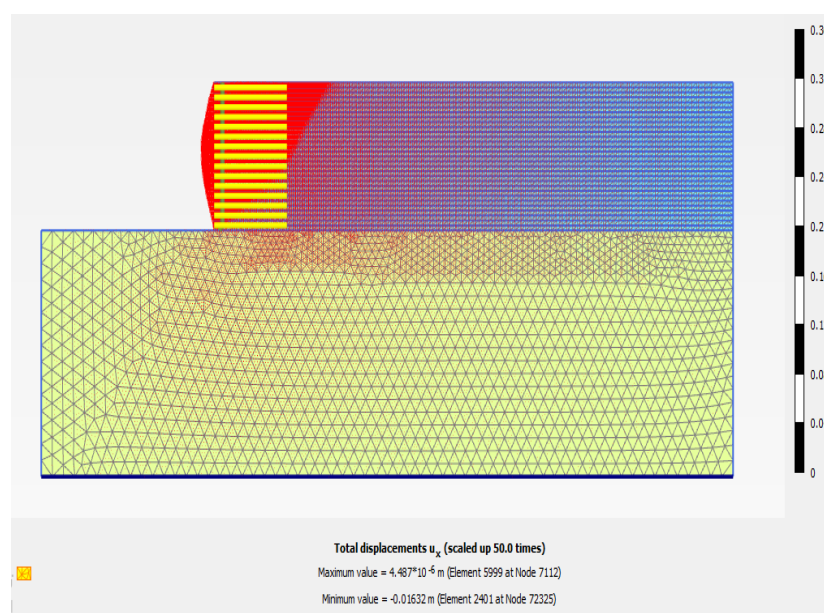


Figure 4.7: Déplacement horizontal du modèle de référence (cas statique).

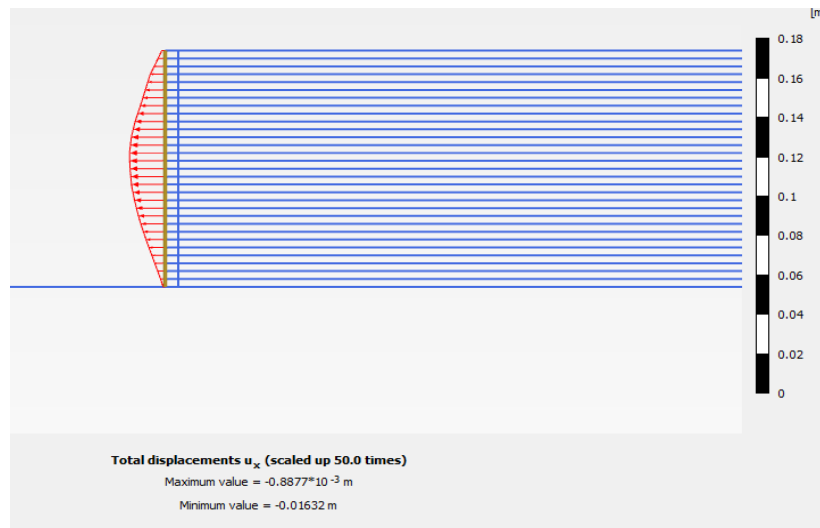


Figure 4.8: Déplacement horizontal de la face du modèle de référence (cas statique).

➤ Le déplacement vertical

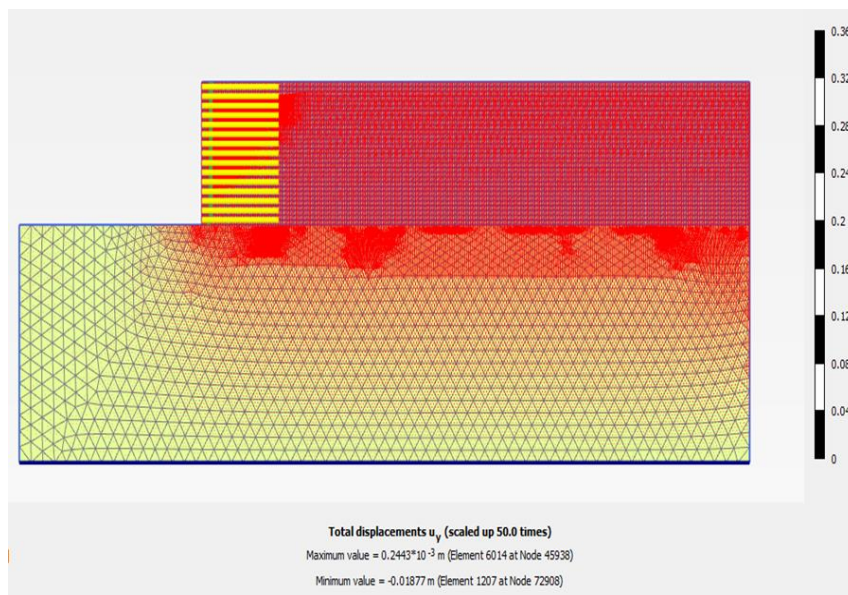


Figure 4.9: Déplacement vertical du modèle de référence (cas statique).

➤ **Tractions dans les renforcements**

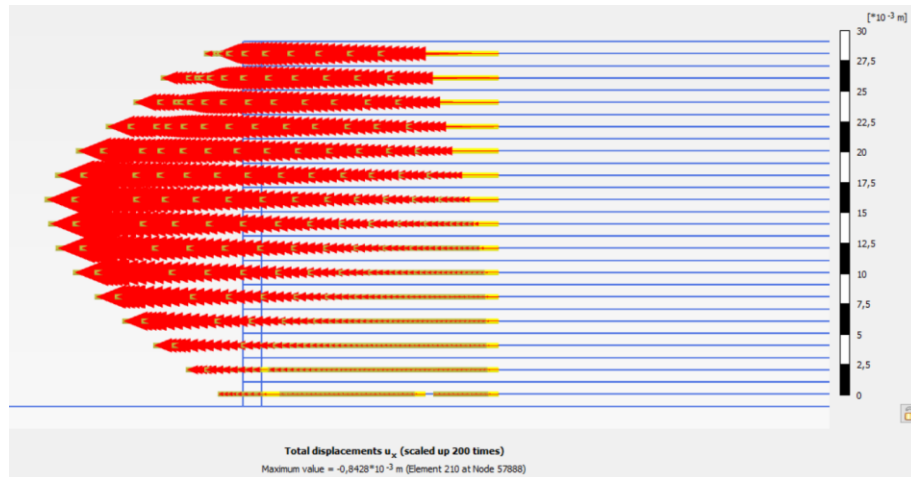


Figure 4.10: Déplacement horizontal dans les renforcements (cas statique).

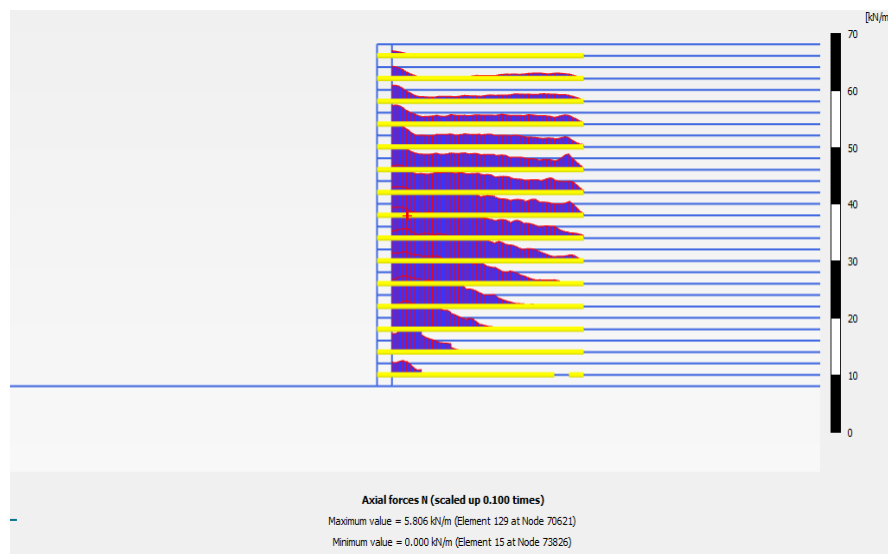


Figure 4.11: Efforts de tractions dans les renforcements du modèle de référence (cas statique).

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour le cas statique (sous l'effet du poids propre du mur) sont : le déplacement total maximal est 22,7 mm (figure 4.6), le déplacement horizontal du mur 16,32 mm (figure 4.8) et le déplacement vertical du mur 18,77 mm (figure 4.9). La figure 4-11 montre que la valeur maximale des efforts de traction maximum calculés par Plaxis sur les différents niveaux de renforcement est de 5.81 Kn/m.

2.2 Résultats de l'étude dynamique :

Pour le cas de chargement dynamique (chargement harmonique de cas de référence), les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, les forces de traction dans les renforts et la variation du déplacement horizontal en fonction de temps à trois points choisis A, B et C.

Pour la variation du déplacement horizontal en fonction de temps a été présenter à trois points choisis : **point A** à la base du modèle (l'entrée de chargement), **point B** à la surface de sol de fondation (base du mur), et **point C** au sommet du mur (figure 4.12).

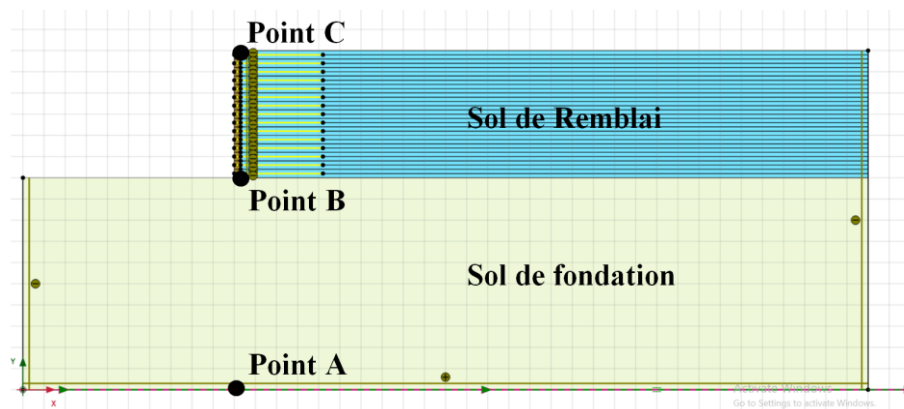


Figure 4.12: position des points de contrôle

Les figures ci-dessous présentent quelques résultats pour le modèle de référence.

➤ Le maillage déformé du mur

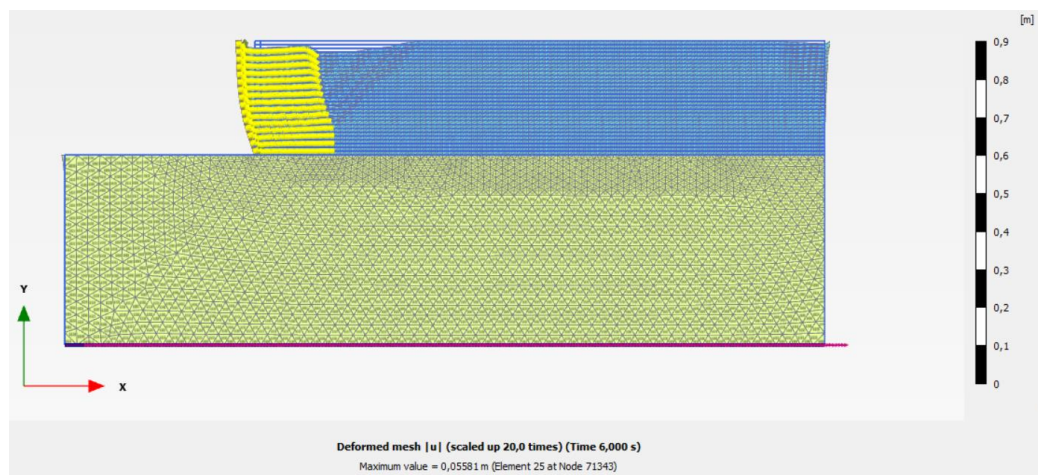


Figure 4.13: Déformation du maillage sous le chargement dynamique

➤ Le déplacement horizontal

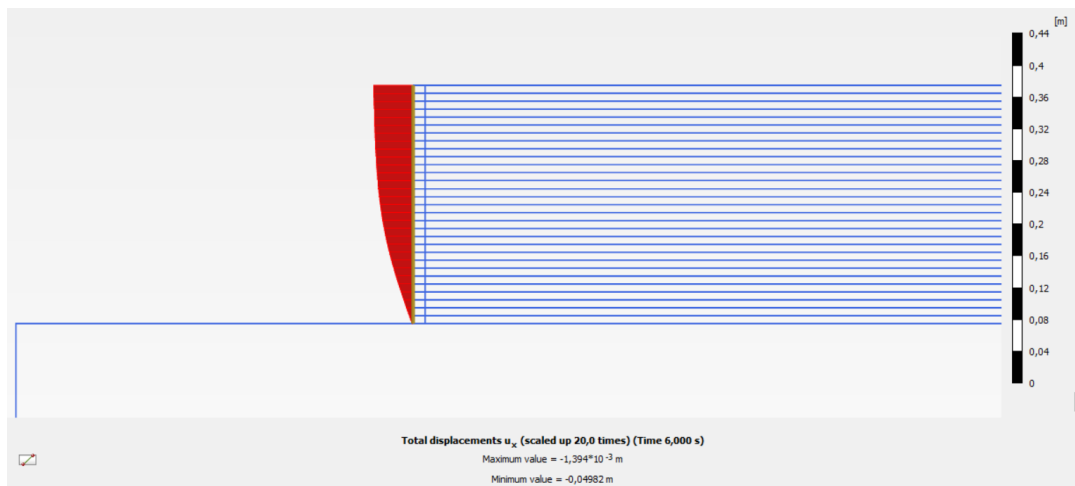


Figure 4.14: Déplacement horizontal de la face du mur de référence (cas dynamique).

➤ Le déplacement vertical

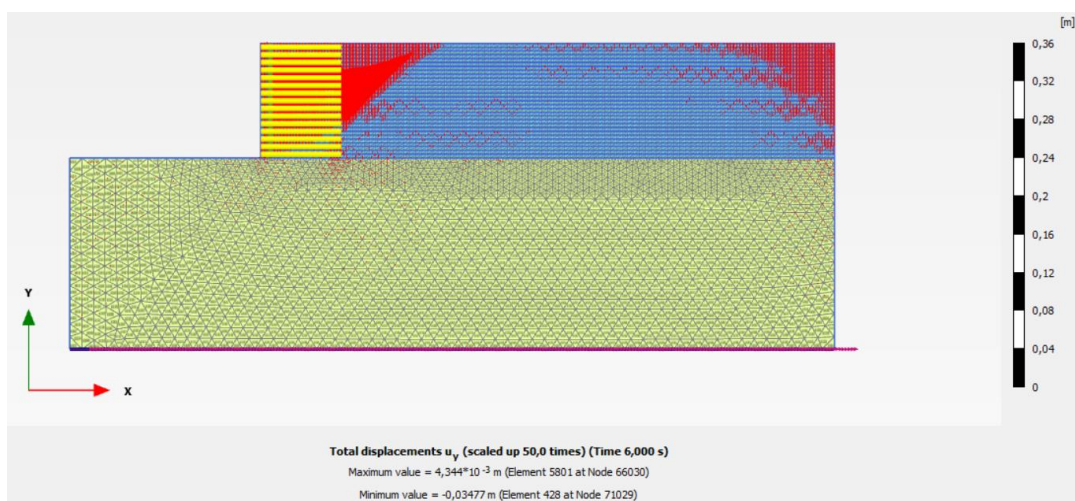


Figure 4.15: Déplacement vertical du modèle de référence (cas dynamique).

➤ La variation du déplacement horizontal en fonction de temps

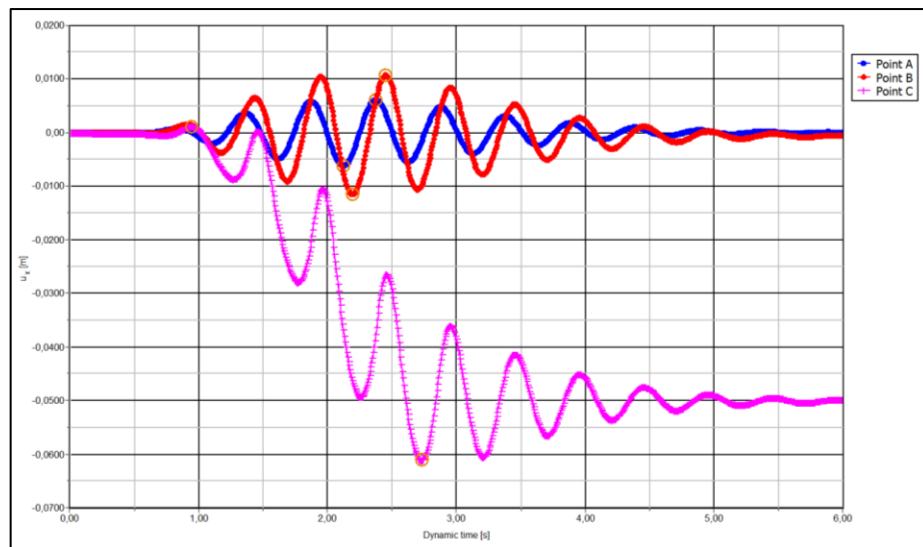


Figure 4.16: La variation du déplacement horizontal en fonction de temps à les points A, B et C sous le chargement dynamique

➤ Tractions dans les renforcements

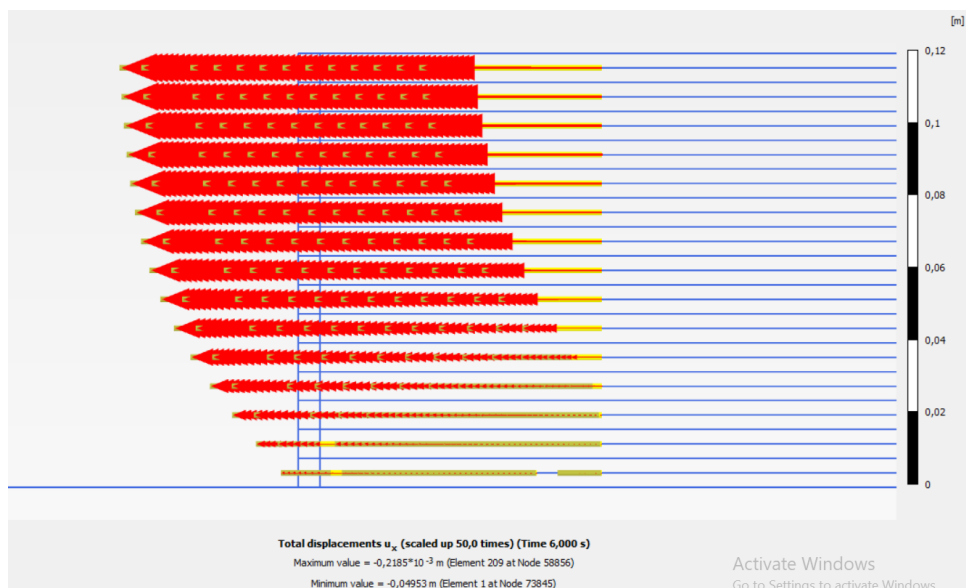


Figure 4.17: Déplacement horizontal dans les renforcements (cas statique).

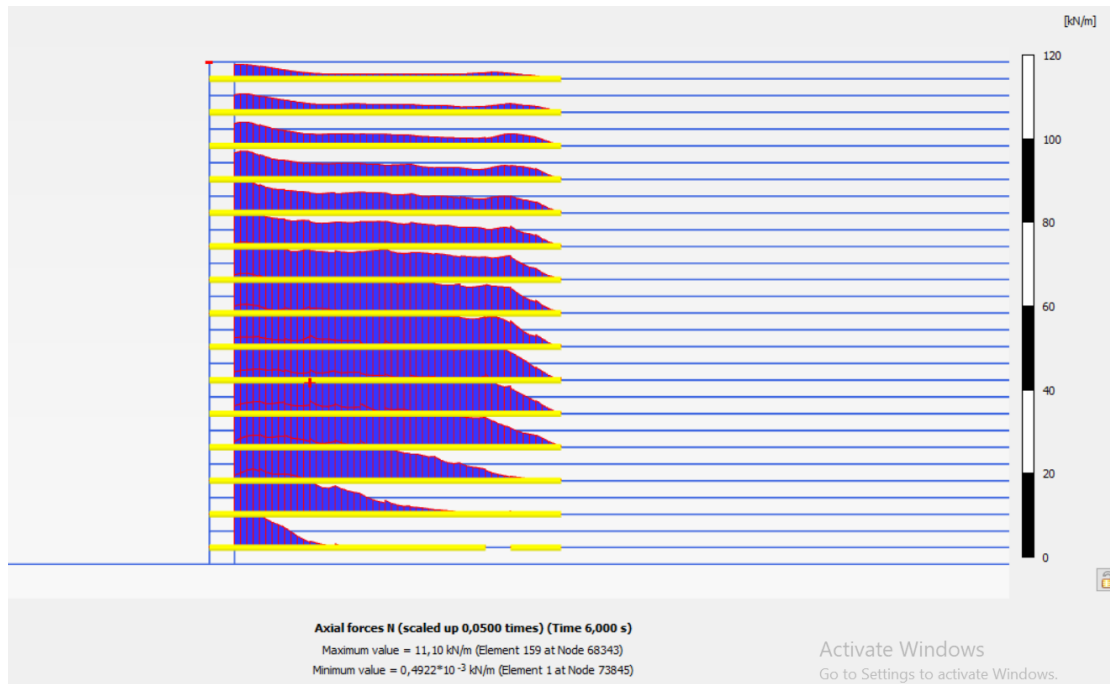


Figure 4.18: Efforts de tractions dans les renforcements du modèle de référence (cas dynamique).

Les résultats obtenus pour le cas de chargement dynamique (cas de référence) sont : le déplacement total maximal est 55,81 mm (figure 4.13), le déplacement horizontal du mur 49,82 mm (figure 4.14) et le déplacement vertical du mur 34,77 mm (figure 4.15). La figure 4-18 montre que la valeur maximale des efforts de traction maximum calculés par Plaxis sur les différents niveaux de renforcement est de 11.1 Kn/m.

➤ **Commentaire et discussions :**

La comparaison entre les résultats du cas statique et du cas dynamique montre que le chargement dynamique génère des déplacements horizontaux et verticaux du mur plus importants par rapport à ceux du cas statique, qui génère des efforts de traction plus importants dans les armatures. Ce qui indique que la charge dynamique a un effet plus important que la charge statique sur le comportement du mur.

Concernant les déplacements horizontaux sous chargement dynamique, on constate que le déplacement résiduel (le déplacement à la fin de l'excitation dynamique ou le déplacement post-sismique) est inférieur à la valeur maximale du déplacement pendant l'excitation dynamique. En effet, comme indiqué dans la figure 4-16, le déplacement résiduel est de 49,82 mm, alors que le déplacement maximal durant l'excitation dynamique est de 61 mm.

3. Étude paramétrique:

L'étude paramétrique établie dans ce mémoire concerne l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé. On utilise les mêmes données de modèle référence et on change à chaque fois le paramètre à comparer.

Les paramètres étudiés sont l'effet de la fréquence du chargement dynamique, l'amplitude du chargement dynamique et le type de chargement dynamique sur les déplacements horizontaux et verticaux du mur et efforts de tractions dans les renforcements.

3.1 Effet de la fréquence du chargement dynamique :

Pour étudier l'influence de la fréquence du chargement dynamique nous proposons d'étudier les valeurs suivantes de f (2 ; 3 ; 4 ; 5 et 6 Hz).

Les figures suivantes présentent quelques résultats pour le cas de la fréquence de 3 Hz.

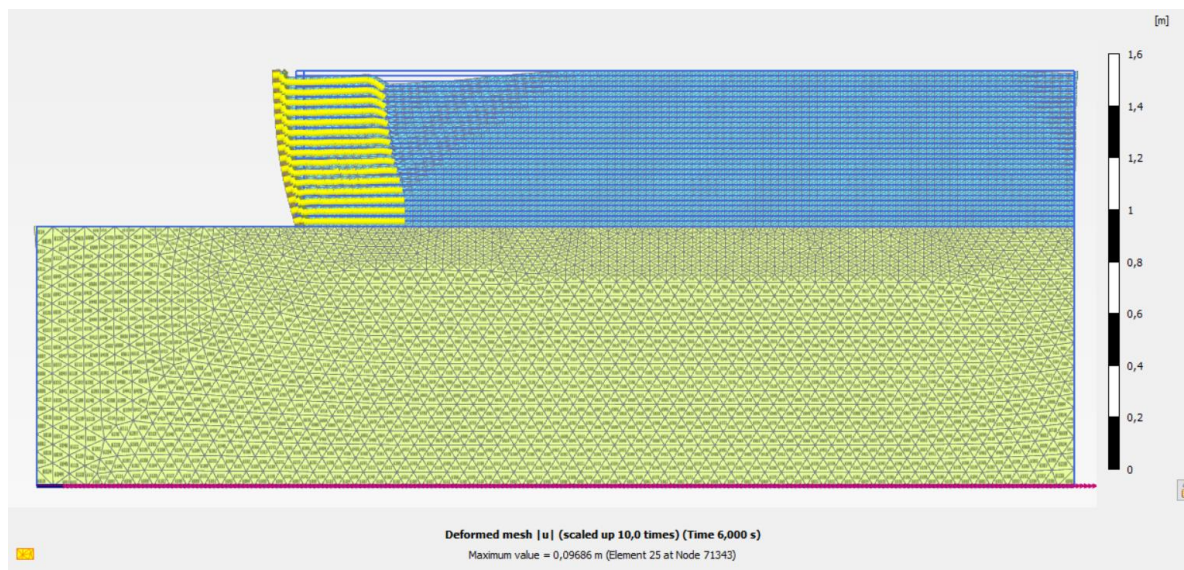


Figure 4.19: Déformation du maillage sous le chargement dynamique ($a= 0.2g$; $f=3\text{Hz}$)

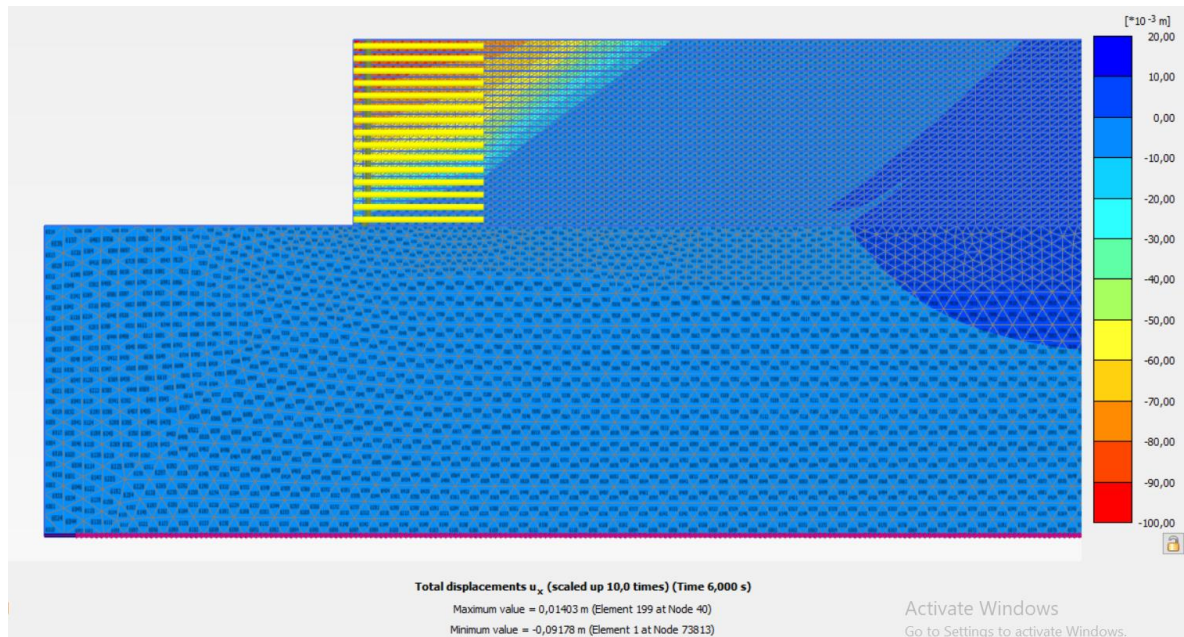


Figure 4.20: Déplacement horizontal du mur sous le chargement dynamique ($a=0.2g$; $f=3\text{Hz}$)



Figure 4.21: Efforts de tractions dans les renforcements sous le chargement dynamique ($a=0.2g$; $f=3\text{Hz}$)

Les figures 4-22, 4-22 et 4-22 présentent l'effet de la fréquence du chargement dynamique sur le déplacement horizontal, le déplacement vertical et les efforts de tractions dans les renforcements respectivement.

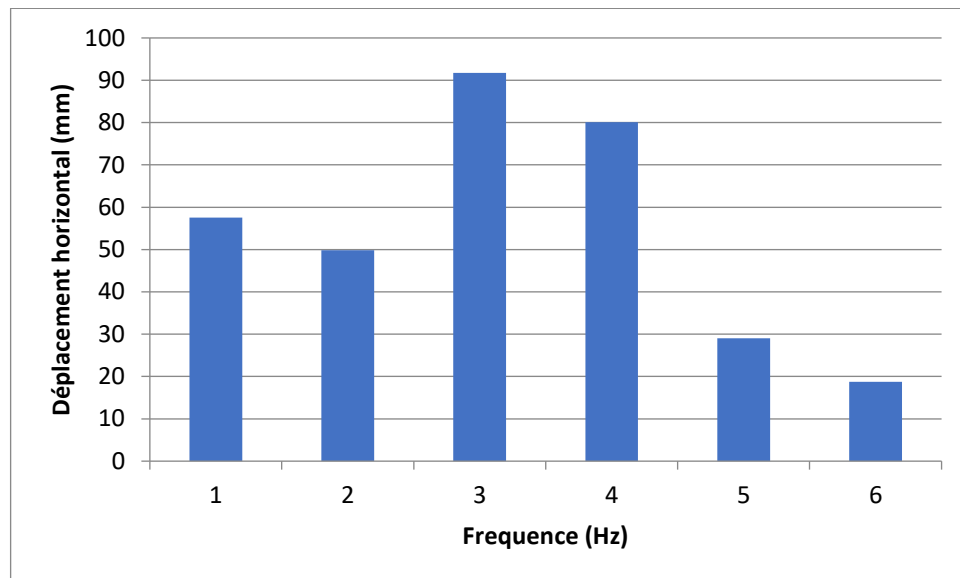


Figure 4.22: Variation de déplacement horizontal en fonction de la fréquence.

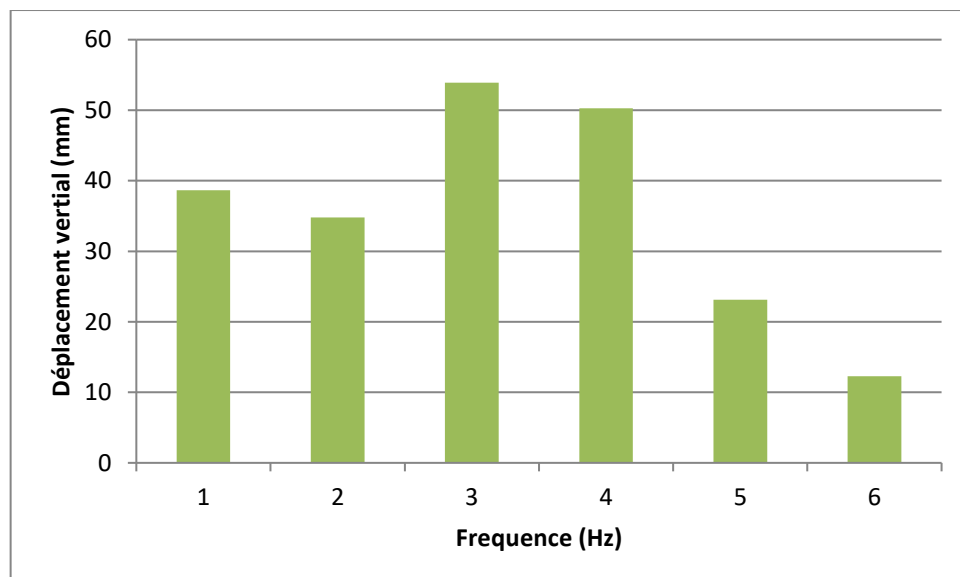


Figure 4.23: Variation de déplacement vertical en fonction de la fréquence.

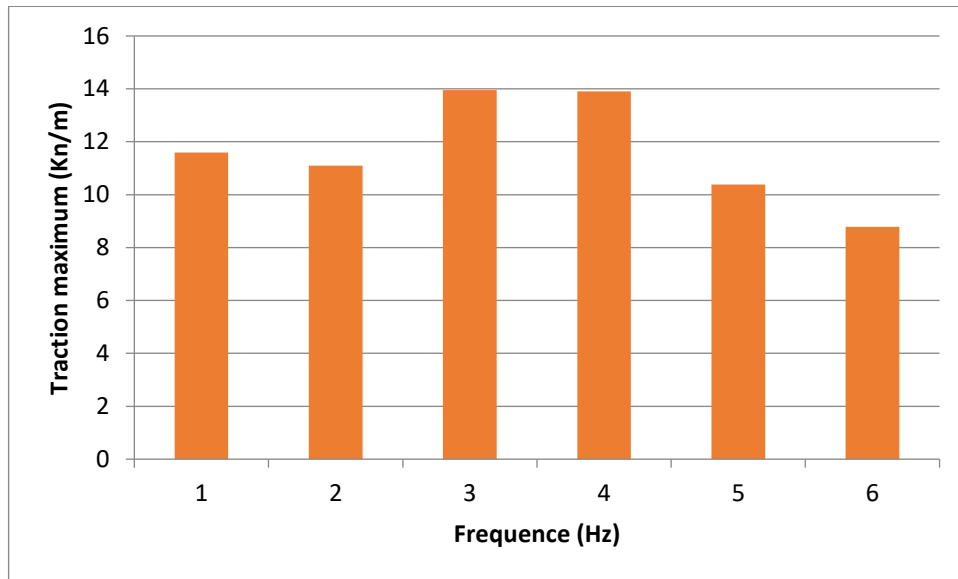


Figure 4.24: Variation des efforts de tractions dans les renforcements en fonction de la fréquence.

➤ **Commentaire et discussions**

D'après les résultats obtenus, le déplacement du mur et la force de traction dans les renforts augmentent avec l'augmentation de la fréquence jusqu'à une valeur spécifique (près de 3Hz dans notre étude) puis commencent à diminuer, ce qui indique qu'il existe une valeur pour la fréquence à laquelle l'effet de l'excitation dynamique est maximum sur le mur, et cette valeur est proche de la valeur de la fréquence propre du mur (phénomène de résonance).

3.2 Effet de l'amplitude du chargement dynamique:

Pour étudier l'amplitude du chargement dynamique sur le comportement du mur en sol renforcé on a fait le calcul pour trois valeurs différentes d'accélération du chargement dynamique (0.2g, 0.4g et 0.6g). Sur la figure.26-27, on présente les résultats des simulations effectuées pour l'accélération de 0.4g.

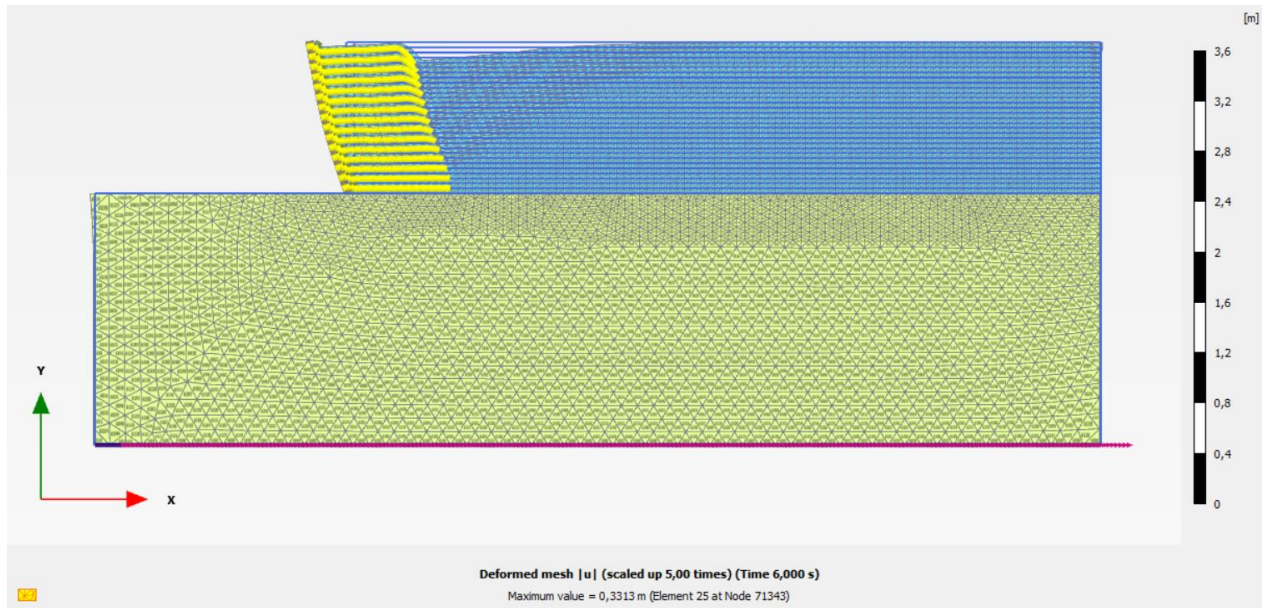


Figure 4.25: Déformation du maillage sous le chargement dynamique ($a= 0.4g$; $f=3\text{Hz}$)

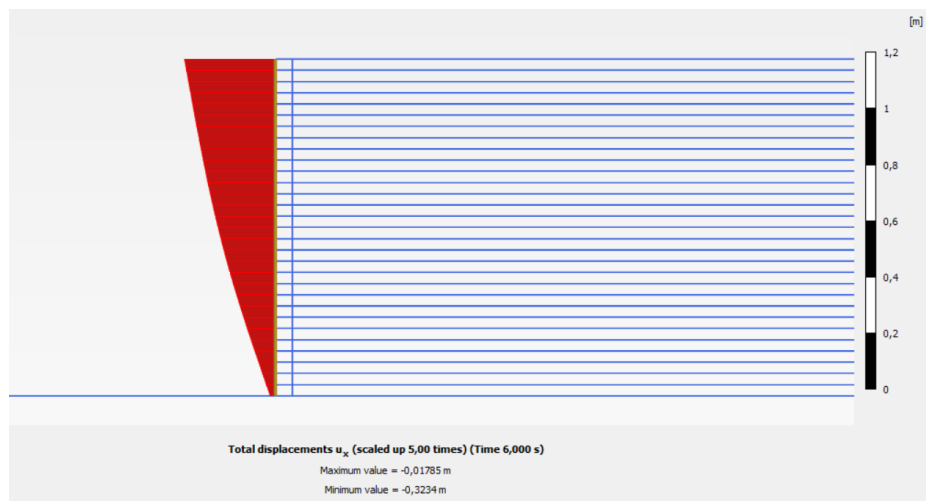


Figure 4.26: Déplacement horizontal de la face du mur sous le chargement dynamique ($a= 0.4g$; $f=3\text{Hz}$).

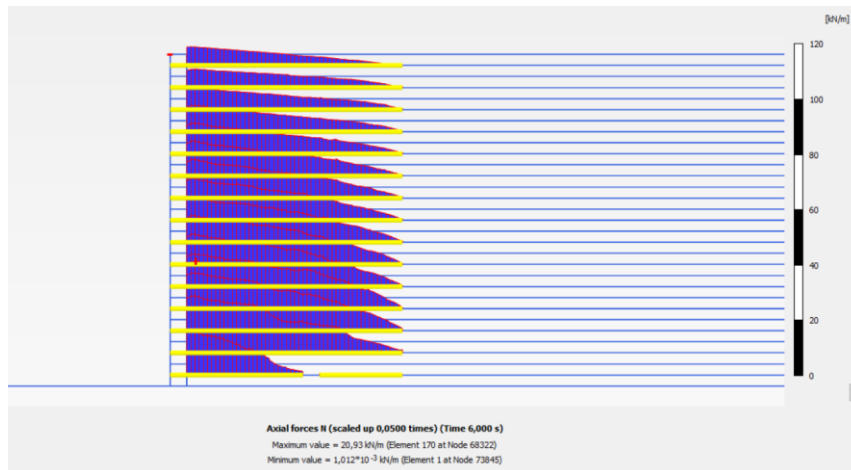


Figure 4.27: Efforts de tractions dans les renforcements sous le chargement dynamique ($a = 0.4g$; $f=3\text{Hz}$).

Les figures 4-28, 4-29 et 4-30 présentent l'effet de d'accélération du chargement dynamique sur le déplacement horizontal, le déplacement vertical et les efforts de tractions dans les renforcements respectivement.

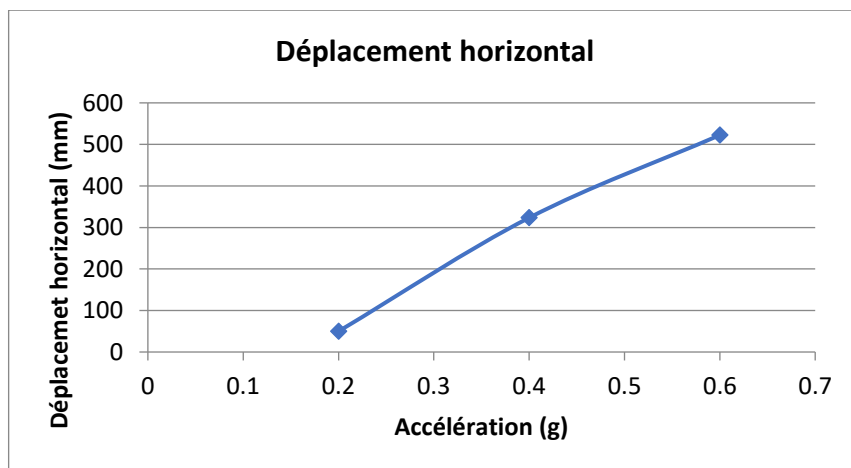


Figure 4.28: Variation de déplacement horizontal en fonction de l'accélération.

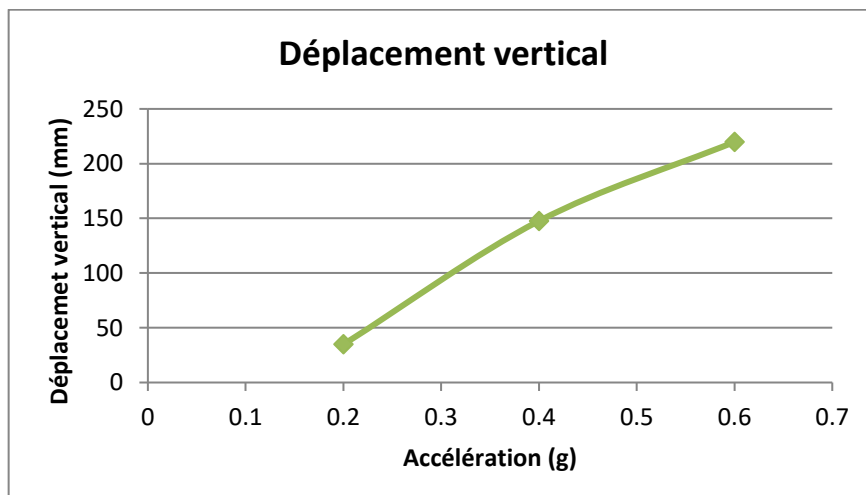
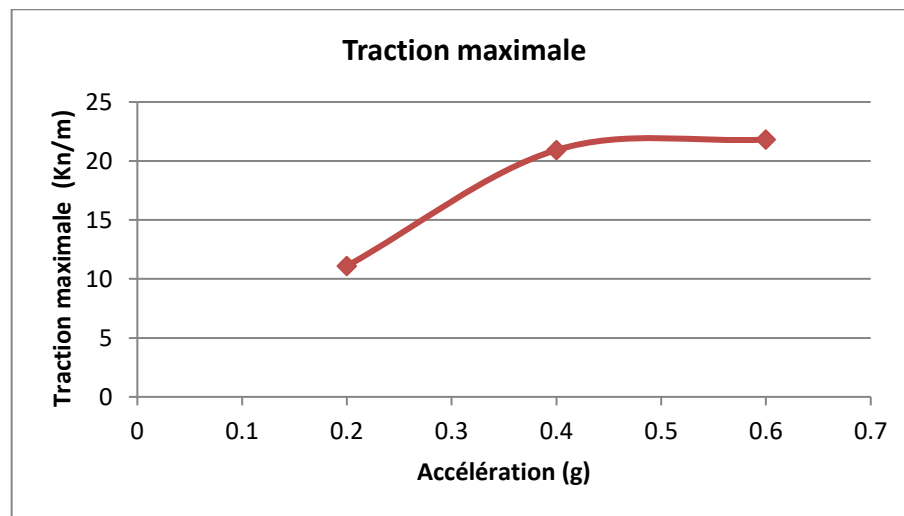
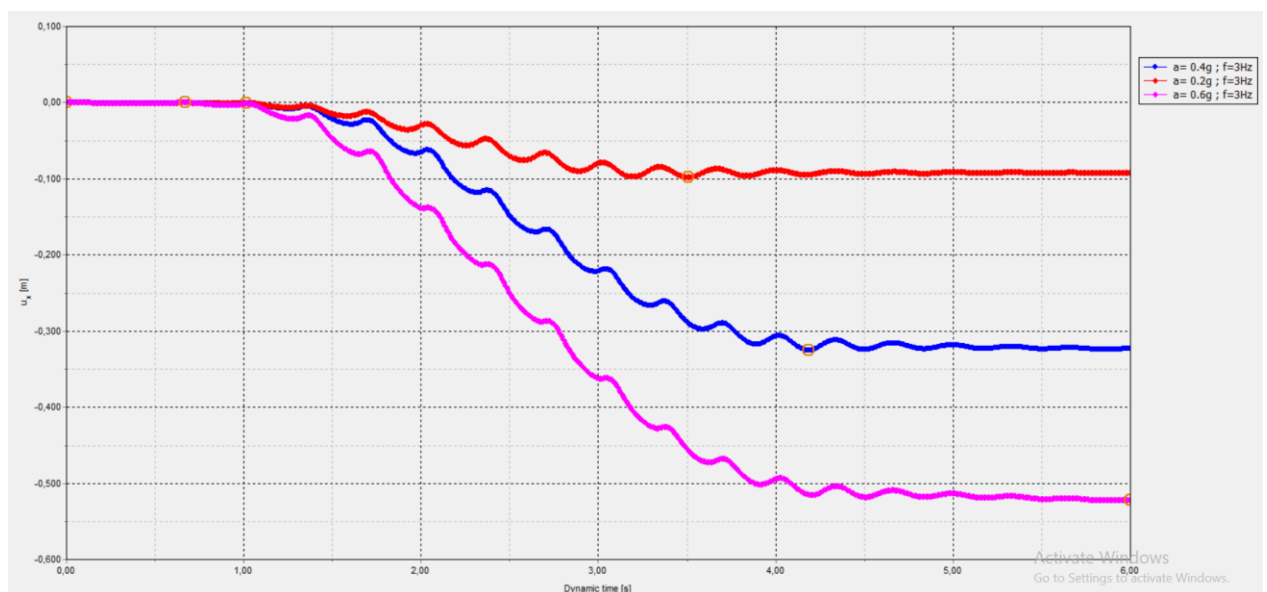


Figure 4.29: Variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération.**Figure 4.30: Variation de traction maximale dans les renforcements en fonction de l'accélération.**

La figure 4.33 présente la variation du déplacement horizontal en fonction de temps au point C pour les trois valeurs d'accélération du chargement dynamique (0.2g, 0.4g et 0.6g).

**Figure 4.31: La variation du déplacement horizontal en fonction de temps au point C en fonction de l'accélération.**

Le tableau.4.4 synthétise les différents résultats d'effet de l'accélération du chargement dynamique sur le déplacement horizontal, le déplacement vertical et les efforts de tractions dans les renforcements

Tableau 4-4. Effet de l'accélération du chargement dynamique

Accélération (g)	Déplacement horizontal		Déplacement vertical		Traction maximale	
	ΔH_{hmax} (mm)	Taux (%)	ΔH_{vmax} (mm)	Taux (%)	T_{max} (Kn/m)	Taux (%)
0.2	49.82	-	34.77	-	11.10	-
0.4	323.40	549.14	147.60	324.50	20.93	88.56
0.6	522.40	948.57	219.80	532.15	21.82	96.58

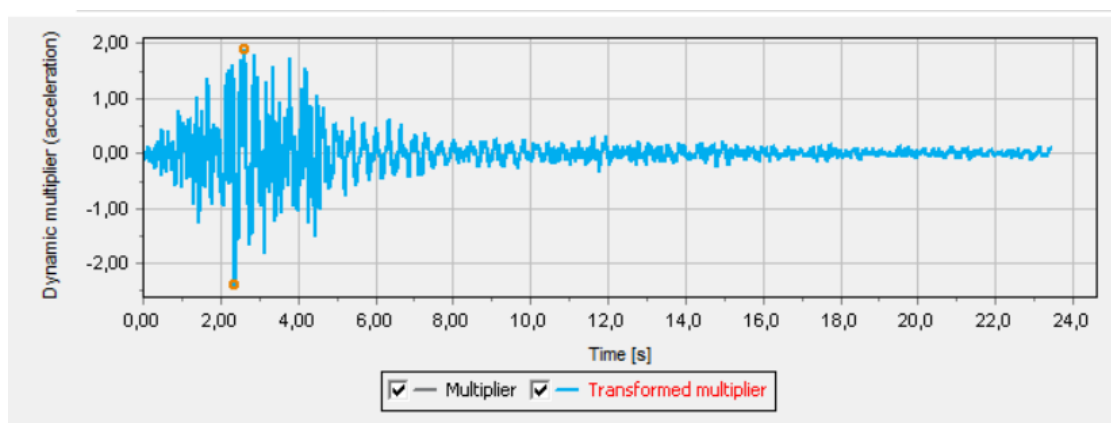
➤ Commentaire et discussions :

Les résultats donnés par les figures et le tableau.4.4 ci-dessus montrent que l'augmentation de l'accélération du chargement dynamique conduit à une augmentation importante de déplacements horizontaux et verticaux du mur, qui génère des efforts de traction plus importants dans les armatures. Ces résultats confirment que l'effet de l'accélération du chargement sur le comportement du mur en sol renforcé est significatif.

3.3 Effet du type du chargement dynamique :

Afin de mettre en évidence l'influence du type du chargement dynamique sur le comportement du mur en sol renforcé, on utilise un chargement d'un séisme réel, c'est le séisme de Kobe (a touché la région de la ville de Kobe, au Japon, le 17 janvier 1995).

La figure 4-32 et 4-33 présente l'accélérogramme complet (domaine temporel) et le spectre de Fourier (domaine fréquentiel) de ce séisme respectivement.

**Figure 4.32: Accélérogramme complet du séisme de kobe, a= 0.2g (domaine temporel)**

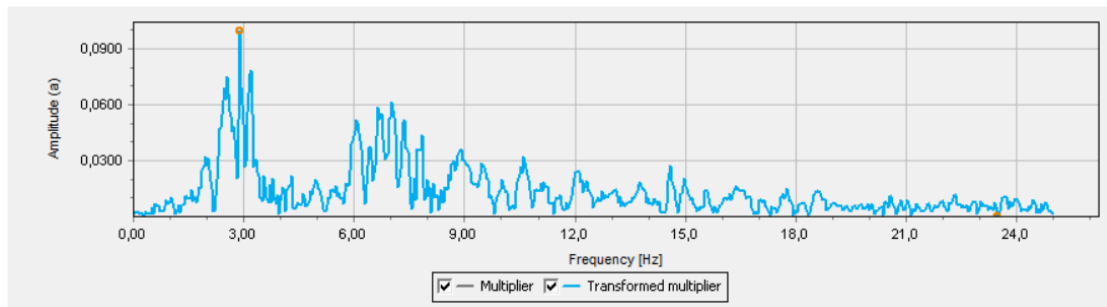


Figure 4.33: Spectre de Fourier du séisme de Kobe (domaine fréquentiel)

Afin de gagner du temps dans les calculs, les dix premières secondes (les seconds utiles qui incluant le pic et la fréquence prédominante) du séisme de Kobe ont été prises en compte dans l'étude sismique.

La figure 4-34 et 4-35 présente l'accélérogramme et le spectre de Fourier de la partie du signal sismique considéré dans cette étude (les dix premières secondes) respectivement pour une accélération de 0.2g.

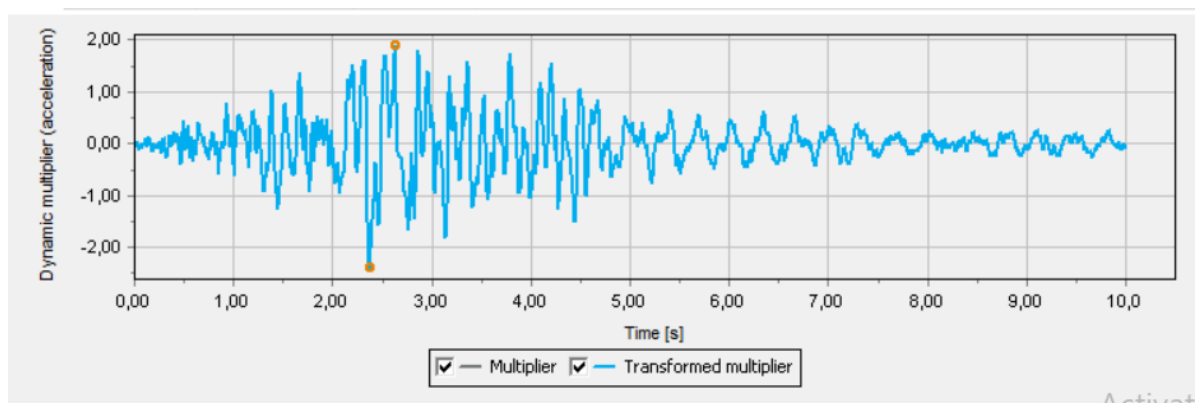


Figure 4.34: Partie du signal sismique considérée dans l'étude (les dix premières secondes)

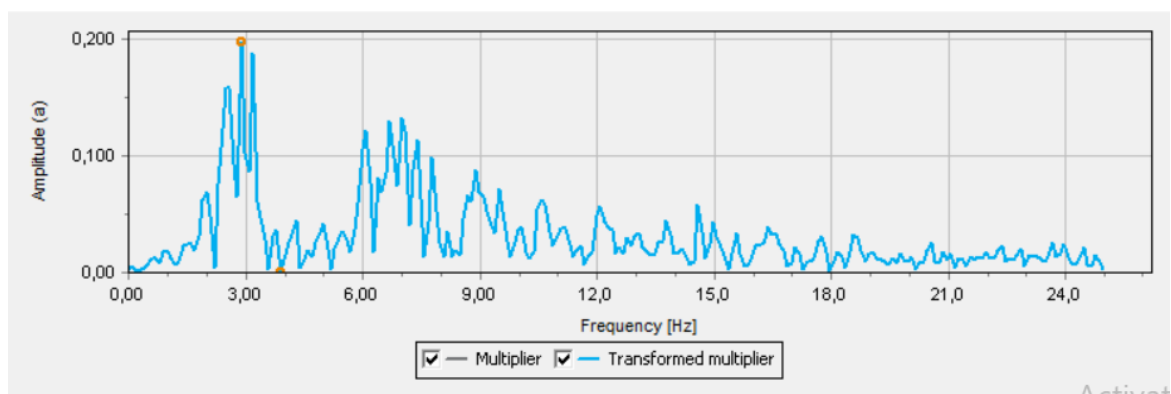


Figure 4.35: Spectre de Fourier du signal sismique considéré dans l'étude

Les figures 4-36, 4-37 et 4-38 présentent la déformation du maillage, le déplacement horizontal et les efforts de tractions dans les renforcements respectivement sous le chargement sismique pour une accélération de 0.2g.

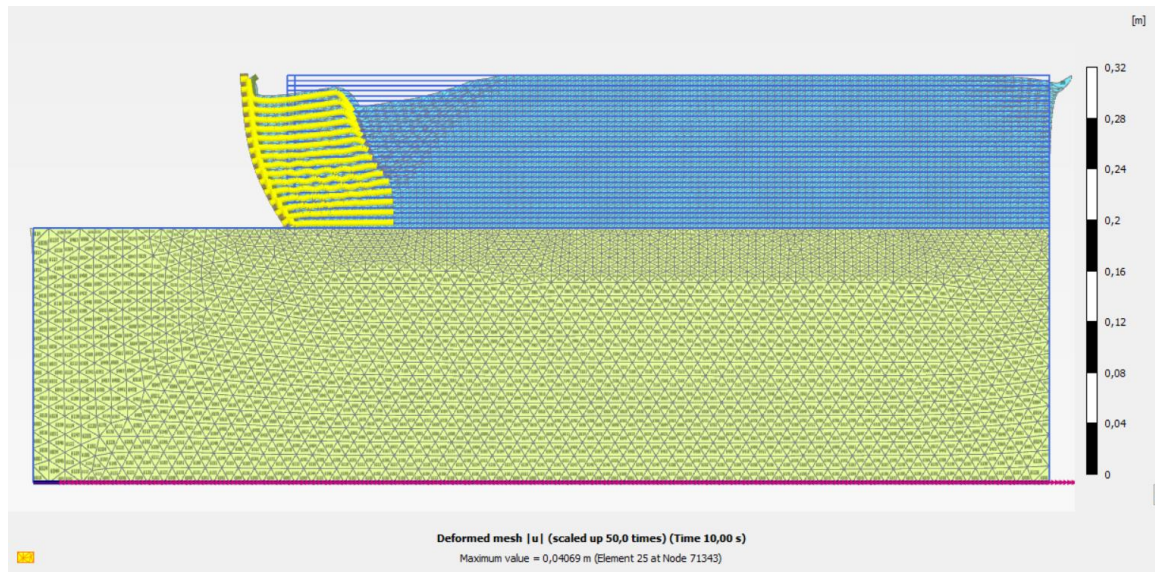


Figure 4.36: Déformation du maillage sous le chargement sismique ($a = 0.2g$)

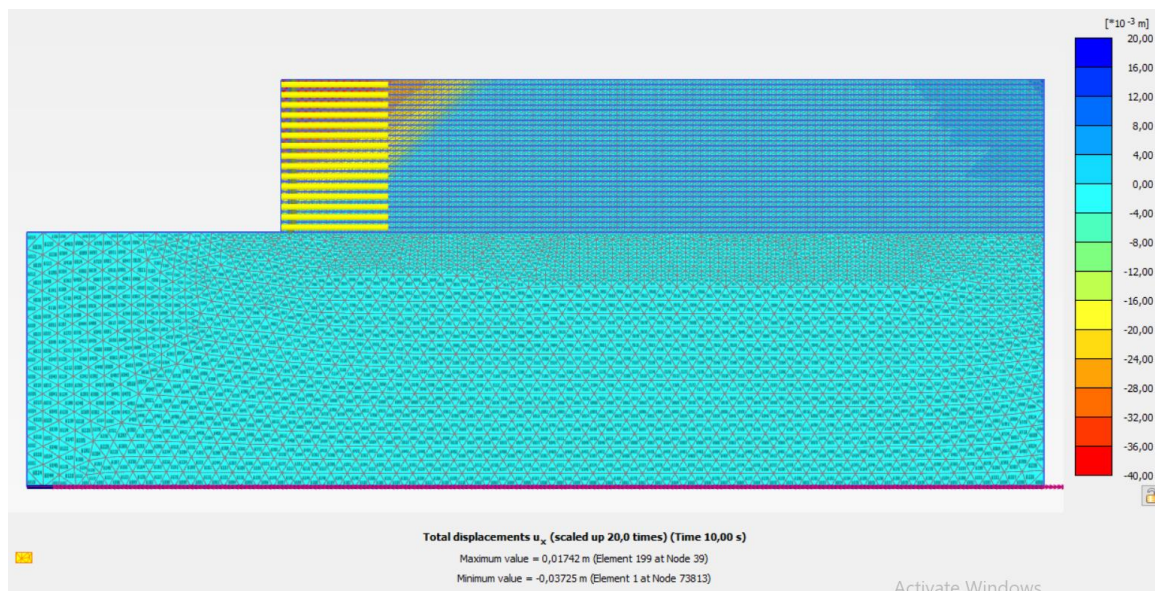


Figure 4.37: Déplacement horizontal du mur sous le chargement sismique ($a = 0.2g$).

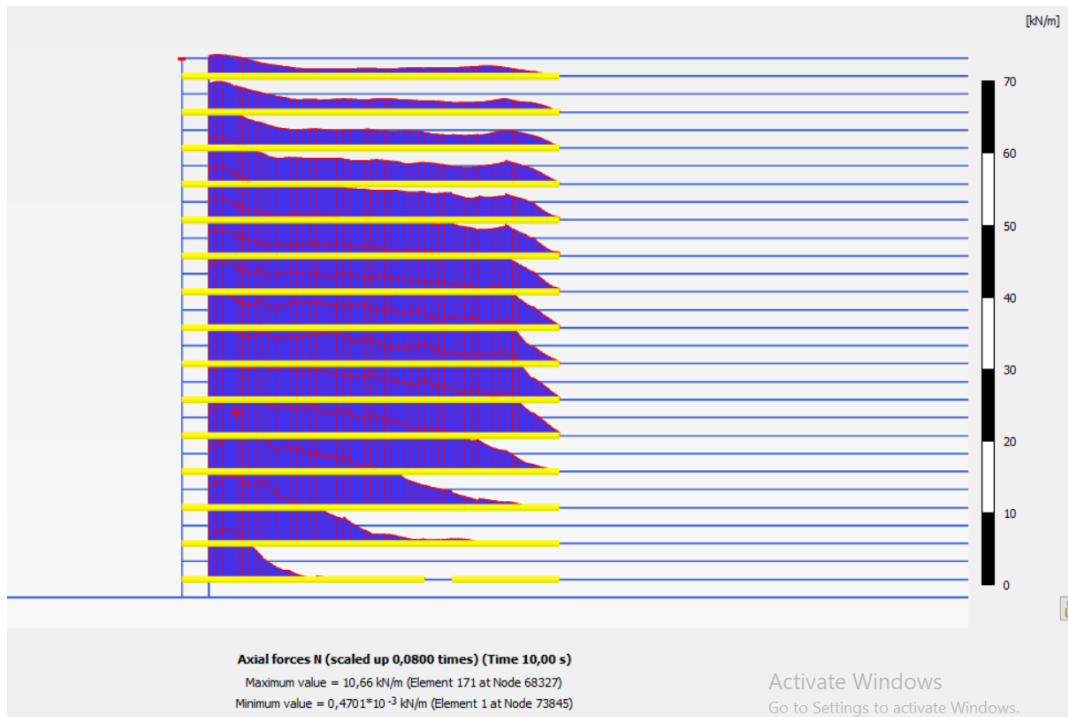


Figure 4.38: Efforts de tractions dans les renforcements sous le chargement sismique ($a=0.2g$).

Les figures 4-36, 4-37 et 4-38 présentent la déformation du maillage, le déplacement horizontal et les efforts de tractions dans les renforcements respectivement sous le chargement sismique pour une accélération de 0.4g.

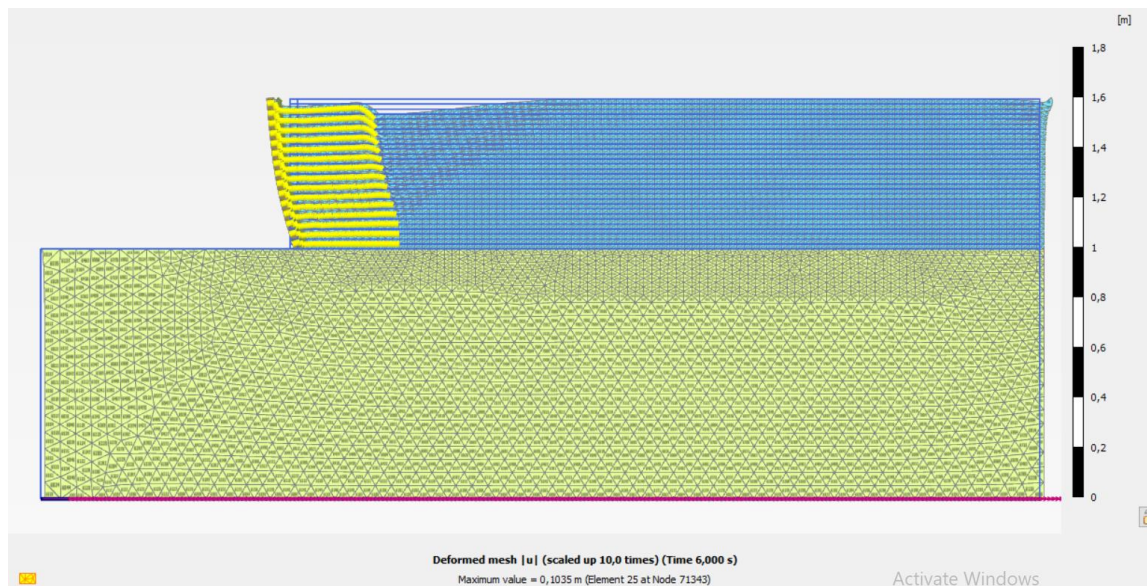


Figure 4.39: Déformation du maillage sous le chargement sismique ($a=0.4g$)

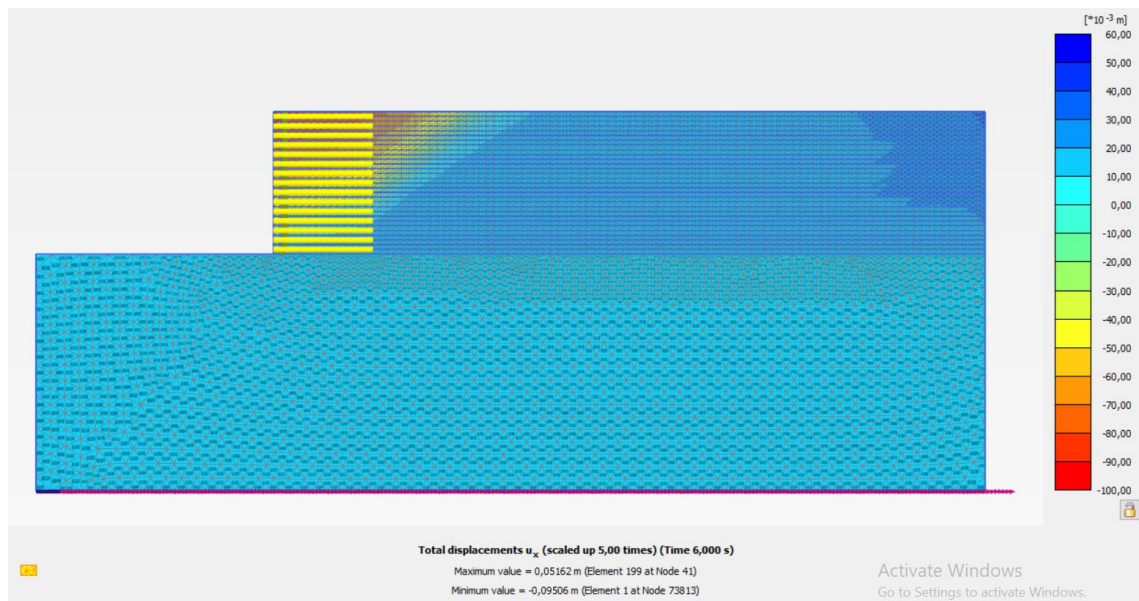


Figure 4.40: Déplacement horizontal du mur sous le chargement sismique ($a = 0.4g$).

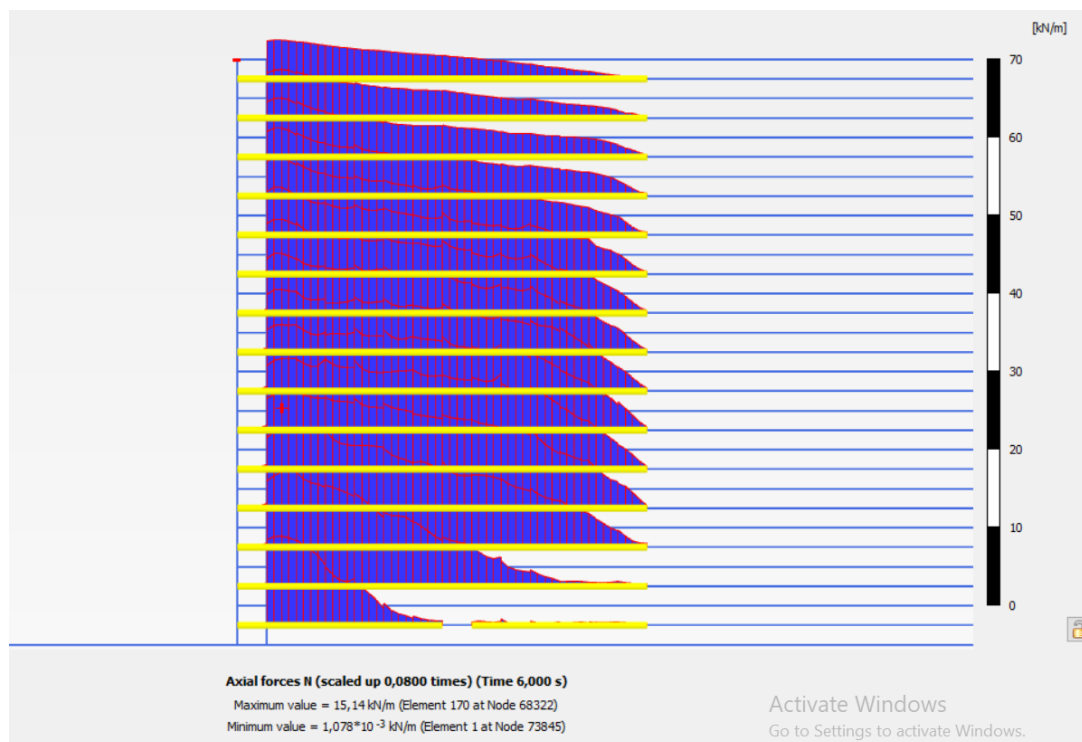


Figure 4.41: Efforts de tractions dans les renforcements sous le chargement sismique ($a = 0.4g$).

Le tableau 4.5 compare les résultats du déplacement horizontal, du déplacement vertical et des efforts de traction dans les renforts pour différents types de chargement dynamique (sismique et harmonique) et pour différentes valeurs d'accélération.

Tableau 4-5. Effet de type du chargement dynamique

Type du chargement	Déplacement horizontal (mm)	Déplacement vertical (mm)	Traction maximale (Kn/m)
Statique	16.32	18.77	5.81
Chargement harmonique (a= 0.2g ; f=3Hz)	91.78	53.88	13.95
Chargement harmonique (a= 0.4g ; f=3Hz)	323.4	147.6	20.93
Chargement sismique réel (a= 0.2g)	37.25	25.09	10.66
Chargement sismique réel (a= 0.4g)	95.06	65.24	15.14

➤ **Commentaire et discussions :**

La comparaison entre les résultats du cas de chargement harmonique et du cas de chargement sismique réel montre que le chargement harmonique génère des déplacements horizontaux et verticaux du mur plus importants par rapport à ceux du chargement sismique réel pour la même amplitude, ce qui entraîne des efforts de traction plus importants dans les armatures. Cela montre que le chargement harmonique est plus agressif qu'un chargement sismique réel avec la même fréquence prédominante et amplitude. Cette constatation est en accord avec celle obtenue par plusieurs chercheurs [20-22].

Conclusions:

Ce dernier chapitre a été consacré à l'analyse numérique du comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous actions dynamiques. Pour étudier leur comportement sous séisme, plusieurs types de chargements dynamiques (harmonique et sismique) avec des valeurs de l'accélération maximale horizontale de 0.2g, 0.4g et 0.6g, et des fréquences de 1 à 6 Hz ont été appliqués à la base du modèle afin d'évaluer l'effet de chaque paramètre sur le comportement de ces ouvrages.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- Le chargement dynamique a un effet plus important que le chargement statique sur le comportement du mur.
- Le déplacement résiduel est inférieur à la valeur maximale du déplacement pendant l'excitation dynamique.

- Le mur subit une grande déformation lorsque la fréquence d'excitation dynamique est égale à la fréquence propre du mur. C'est ce qu'on appelle le phénomène de résonance. Dans notre cas, cette fréquence a été estimée entre 3 et 4Hz.
- L'effet de l'accélération du chargement dynamique sur le comportement du mur est très important, car une augmentation de l'accélération du chargement dynamique conduit à une augmentation importante de déplacements horizontaux et verticaux du mur et des efforts de traction dans les armatures.
- L'effet du chargement harmonique est plus agressif qu'un chargement sismique réel avec la même fréquence prédominante et amplitude.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif du présent travail était de développer la compréhension du comportement des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques sous sollicitations dynamiques.

L'étude bibliographique menée dans la première partie nous a permis de mettre en évidence plusieurs connaissances sur le comportement des murs de soutènement classiques et en sol renforcé sous des sollicitations statiques et dynamiques, ainsi que quelques notions sur les méthodes de dimensionnement de ces ouvrages.

Dans la deuxième partie de ce mémoire, nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis en éléments finis 2D et présenté quelques modèles disponibles dans ce logiciel. Ensuite, une étude numérique utilisant la méthode des éléments finis avec Plaxis 2D a été réalisée. Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension du comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous l'action dynamique, à travers des études paramétriques portant sur plusieurs paramètres, parmi lesquels l'effet de la fréquence du chargement dynamique, de l'amplitude du chargement dynamique et du type de chargement dynamique.

Les principales conclusions déduites de cette étude paramétrique sont :

- Le chargement dynamique a un effet plus important que le chargement statique sur le comportement du mur.
- Le mur subit une grande déformation lorsque la fréquence d'excitation dynamique est égale à la fréquence propre du mur. C'est ce qu'on appelle le phénomène de résonance. Dans notre cas, cette fréquence a été estimée entre 3 et 4Hz.
- L'effet de l'accélération du chargement dynamique sur le comportement du mur est très important, car une augmentation de l'accélération du chargement dynamique conduit à une augmentation importante de déplacements horizontaux et verticaux du mur et des efforts de traction dans les armatures.
- L'effet du chargement harmonique est plus agressif qu'un chargement sismique réel avec la même fréquence prédominante et amplitude.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Profactal (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [2] Drlahaye, E. ; Haiun, G. ; et Millan, A.L., Les ouvrages de soutènement. Guide de conception générale, SETRA, France, 1998.
- [3] Zeroual Farida, Étude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Université Hadj Lakhdar – Batna.
- [4] Mahieddine Aya, Taz Master, Boucham Bouchra, Calcul automatique des murs de soutènements en béton armé. Établissement d'un programme en VB.net, Université de Blida, 2020.
- [5] Bouguerra Amar, Magroud Brahim, Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique, Mémoire de Master, Université 08 Mai 1945 de Guelma, Juin 2020.
- [6] M. Bennour, I. Khedimallah, Calcul du ferrailage d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'effet sismique, Mémoire de fin d'étude, Université 08 Mai 1945 – Guelma, Juin 2018.
- [7] Ali Farik, Thèse de doctorat Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé, Université Mohamed Khider – Biskra, 2013.
- [8] Reiffsteck P. (2007). "Cours de Terre Armée". ENS-Cachan, année 2007-2008DYNAMIQUES, Université Hadj Lakhdar – Batna
- [9] Vidal, H. (1966). "La Terre Armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics". N° 223-224 : 890-938
- [10] LCPC, Ed. (2003). "Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques ». LCPC
- [11] Dr. Ali Bouafia : introduction à la dynamique des sols, Tome 2, calculs dynamiques
- [12] Wikipédia
- [13] BOUAFIA A, « CALCUL DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES- PROBLEMES RESOLUS », Département de génie civil, université Blida 1, 2018 des

- [14] le SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES, « Ouvrages de soutènement- MUR 73 », Ministère de l'Équipement, du Transport et du Tourisme France, 1998
- [15] ZEROUAL FARIDA, ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUMIS A DES SOLLICITATIONS
- [16] Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar – Batna, Alger.
- [17] BOUHELASSA Med. Lamine, CHABOU Mohammed, L'effet des paramètres mécanique du sol sur la réponse dynamique d'un mur de soutènement cantilever, Université de Mohamed Seddik Ben Yahia - Jijel, 2019/2020
- [18] Zerguine salah : Estimation des pressions actives les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Alger, Novembre 2013
- [19] Zaima Yousra ; Boubezari Imane, Master, Thème Etude du comportement statique et dynamique d'un massif en sol renforcé, Université de Mohamed Seddik Ben Yahia - Jijel, 2019/2020
- [20] Guler E., Cicek E., Demirkan M.M., Hamderi M. (2012). Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. Bulletin of Earthquake Engineering, 10:793811 .
- [21] Bathurst RJ, Hatami K (1998) Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil retaining wall. Geosynth Int 5(1–2):127–166.
- [22] Sabermahani M, Ghalandarzadeh A, Fakher A (2009) Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. Geotext Geomembr 27(2):121–136.