



Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de Technologie
Department de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté Par : Brahimi Ahmed Omar
Pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil

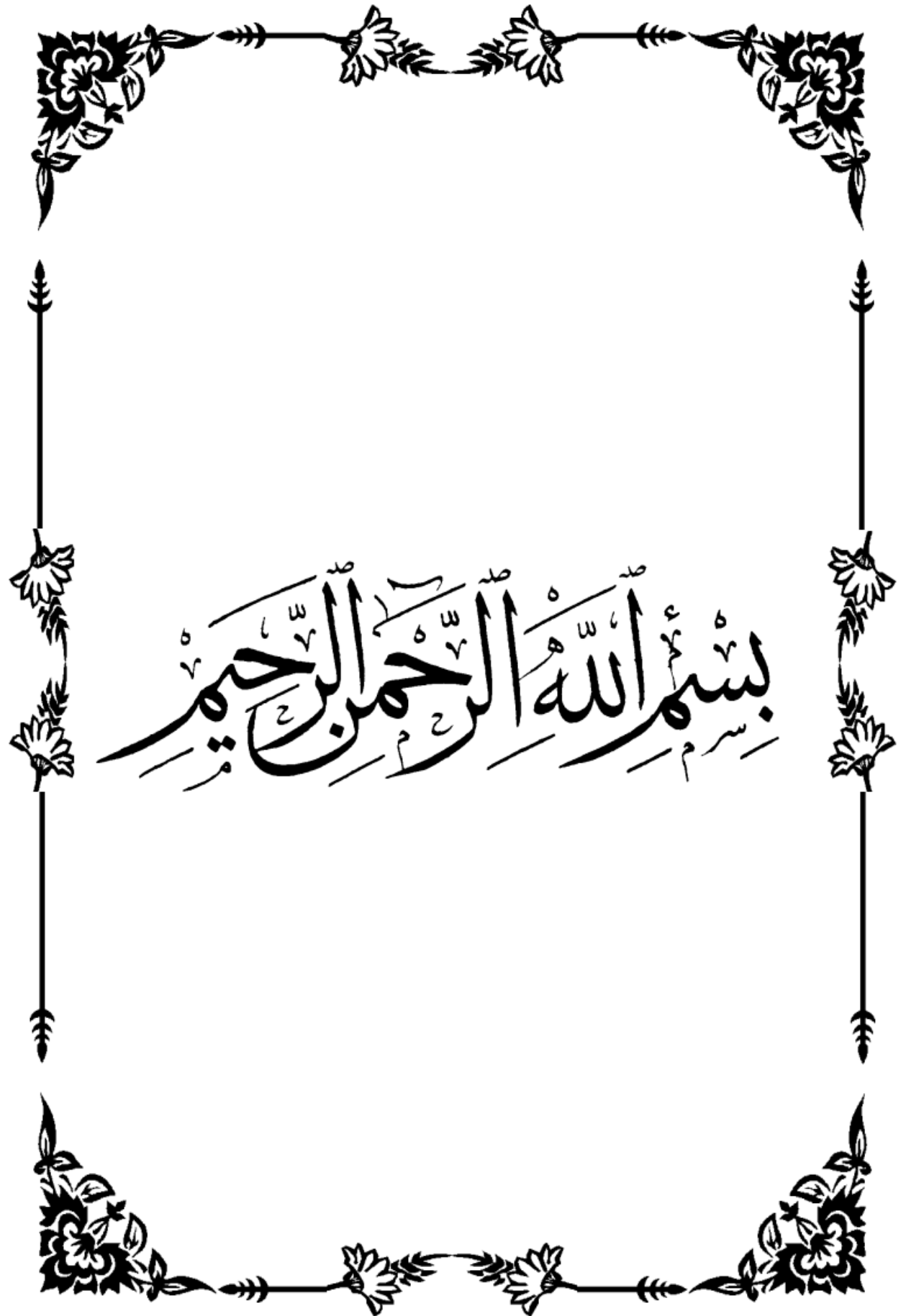
SPECIALITE : Géotechnique

THEME

**Analyse et évaluation de la fragilité sismique
d'un mur de soutènement en béton armé avec
prise en Compte de l'Interaction Sol-Structure**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. KHEMISSA Mohamed	Université Mohamed Boudiaf M'sila	Président
Dr. LAHMADI Azzeddine	Université Mohamed Boudiaf M'sila	Examineur
Dr. BAKIR Nassima	Université Mohamed Boudiaf M'sila	Encadreur(s)
Dr. MENASRI Youcef	Université Mohamed Boudiaf M'sila	Co-Encadreur



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

Mes vifs remerciements à mon Promoteur : Dr. Bakir Nassima et Dr. Menasri Youcef pour ses conseils durant l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont assuré ma formation.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À mon cher père

À ma chère mère

À mes chers frères

À tous mes ami

Résumé :

Les murs de soutènement sont conçus pour éviter l'effondrement du sol en pente raide et qui est sujet au glissement, ils font partie d'une grande catégorie d'ouvrages de soutènement mais ils sont considérés les mieux couteux et les plus efficaces dans les cas auxquels ils sont recommandés. Et afin d'assurer ce rôle ils doivent être bien calculer surtout du point de vue dynamique.

Dans ce mémoire nous allons présenter l'étude du cas d'un mur de soutènement sous un effet sismique et qui sera mené à l'aide d'un outil de calcul numérique PLAXIS 2D. cet outil sera d'abord présenté puis utilisé pour le calcul dont les résultats seront utilisés afin d'apprécier la fragilité de ce mur vis-à-vis du cas de séisme étudié. Enfin, en cas de stabilité du mur et de non fragilité, nous allons pousser nos calculs jusqu'à la rupture du mur afin d'avoir une idée sur la valeur limite qui pourrait causer la ruine totale du mur.

Mots clés :

Fragilité sismique, vulnérabilité sismique, murs de soutènement, interaction structure-sol (ISS).

ملخص:

الجدران الاستنادية مصممة لمنع انهيار الأرض على منحدر شديد الانحدار والمعرضة للانزلاق، وهي جزء من فئة كبيرة من الهياكل الاستنادية ولكنها تعتبر الأعلى تكلفة والأكثر فعالية في الحالات التي يوصى بها. ومن أجل ضمان هذا الدور يجب أن تكون محسوبة بشكل جيد، وخاصة من وجهة نظر ديناميكية.

سنقدم في هذه الأطروحة دراسة حالة الجدران الاستنادية تحت تأثير زلزالي والتي سيتم تنفيذها باستخدام أداة الحساب الرقمي PLAXIS 2D سيتم عرض هذه الأداة أولاً ومن ثم استخدامها لإجراء الحساب، حيث سيتم استخدام نتائجها لتقييم مدى هشاشة هذا الجدار فيما يتعلق بحالة الزلزال التي تمت دراستها. وأخيراً، في حالة ثبات الجدار وعدم هشاشته، سندفع بحساباتنا حتى ينكسر الجدار لكي نحصل على فكرة عن القيمة الحدية التي يمكن أن تسبب الخراب الكلي للجدار.

مفتاح الكلمات:

الهشاشة الزلزالية، الضعف الزلزالي، الجدران الاستنادية، التفاعل بين البنية والتربة (ISS).

Abstract :

Retaining walls are designed to prevent the collapse of the ground on a steep slope and which is subject to sliding, they are part of a large category of retaining structures but they are considered the most expensive and the most effective in cases to which they are recommended. And in order to ensure this role they must be well calculated, especially from a dynamic point of view.

In this thesis we will present the study of the case of a retaining wall under a seismic effect and which will be carried out using a PLAXIS 2D digital calculation tool. this tool will first be presented and then used for the calculation, the results of which will be used to assess the fragility of this wall with respect to the earthquake case studied. Finally, in the case of stability of the wall and non-fragility, we will push our calculations until the wall breaks in order to have an idea of the limit value which could cause the total ruin of the wall.

Keywords:

Seismic fragility, seismic vulnerability, retaining walls, structure-soil interaction (ISS).

Sommaire

REMERCIEMENTS

DÉDICACE

RÉSUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE1

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT 3

1.1 INTRODUCTION : 4

1.2 DEFINITION DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : 4

1.3 CLASSIFICATION SELON LA MANIERE DE REPRISES DES EFFORTS : 5

1.3.1 Fonctionnement par poids : 5

1.3.2 Fonctionnement par encastrement : 6

1.3.3 Fonctionnement par ancrage : 7

1.4 CLASSIFICATION SELON LA RIGIDITE DU SYSTEME : 9

1.4.1 Mur rigide : 9

1.4.2 Mur flexible (les ouvrages souples) : 9

1.5 REGLEMENTATION : 10

1.6 MURS EN BETON ARME : 10

1.6.1 Mur en « T renversé » classique 10

1.6.2 Mur à contreforts 11

1.7 TYPE DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT : 12

1.7.1 Les murs en parois moulées 12

1.7.2 Les rideaux de palplanches 12

1.7.3 Les murs en terre armée 13

1.8 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : 13

1.9 MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : 13

1.10	NOTIONS DE POUSSEE / BUTEE :	16
1.11	STABILITE EXTERNE :	16
➤	<i>Glissement</i> :	16
➤	STABILITE AU RENVERSEMENT :	16
1.12	ACTION SISMIQUE SUR LE MUR DE SOUTÈNEMENT :	17
1.13	CONCLUSION :	18

CHAPITRE 2 :LES METHODES DE CALCULS DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT 19

2.1	INTRODUCTION :	20
2.2	ÉTAT DE REPOS :	21
2.3	ETAT DE SURFACE DE CONTACT SOL/MUR :	22
2.4	DETERMINATION DES FORCES DE BUTEE ET DE POUSSEE :	23
	<i>a) Méthode de Coulomb</i> :	23
	<i>b) Théorie de Rankine</i> :	27
	<i>c) Méthode de Boussinesq</i> :	29
2.5	STABILITE DES MURS DE SOUTÈNEMENT :	30
	<i>2.5.1 Vérification de la stabilité</i> :	31
2.6	PRESSION ACTIVE DYNAMIQUE.....	32
	<i>(1) Méthode analytique</i> :	32
	<i>(2) Méthode numérique</i> :	32
	<i>(3) Méthode expérimentale</i> :	33
	<i>2.6.1 L'approche pseudo-statique</i> :	33
	<i>2.6.2 L'approche pseudo-dynamique</i>	34
	<i>2.6.3 Analyse numérique</i>	36
2.7	CONCLUSION :	38

CHAPITRE 3PRESENTATION DE L'OUTILDE SIMULATION PLAXIS2D 39

3.1	INTRODUCTION.....	40
3.2	PRESENTATION DE PLAXIS :	40
	<i>a) Aperçu sur le code PLAXIS 2D</i> :	42
	<i>b) Saisie manuelle</i> :	44

3.3	RÈGLAGES GÉNÉRAUX :	44
•	<i>Le type de modèle (Model) :</i>	45
•	<i>Le réglage par défaut du paramètre Model est Plane strain.</i>	45
3.4	MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS LE PLAXIS :	47
3.4.1	<i>Modèle de mohr-coulomb :</i>	48
3.5	CALCULS.....	51
3.5.1	<i>LE PROGRAMME DE CALCUL :</i>	52
3.6	CONCLUSION :	54
CHAPITRE 4 :MODELISATION ET ANALYSE NUMERIQUE D'UN		
MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME		55
4.1	INTRODUCTION	56
4.2	PRESENTATION DE CAS ETUDIE :	56
4.3	DONNEES ENTREES :	58
4.4	MODELE DE COMPORTEMENT ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	58
4.5	GENERATION DU MAILLAGE :	59
4.6	ETUDES PARAMETRIQUES :	59
4.7	PHASES DE CALCULS :	60
4.8	RESULTATS DES ETUDES.....	61
➤	<i>Les mécanismes de défaillance</i>	61
➤	<i>Validation des résultats :.....</i>	61
➤	<i>Résultats obtenus pour le moment de flexion et les contraintes de cisaillement :.....</i>	62
➤	<i>Les déplacements :.....</i>	63
4.9	RESULTATS DES DEPLACEMENTS DANS LE MUR (EN BAS ET AU SOMMET) :	64
4.10	COMPARAISON TEMPORELLE DE L'ACCELERATION SISMIQUE AU POINT A (SOMMET DU MUR) :	67
4.11	RESULTAT DE LA COURBE DE FRAGILITE :	68
4.12	ÉTUDE DE CAS : APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITE :	69
4.13	CONCLUSION	69
 CONCLUSION GENERALE.....		70

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Generalites Sur Les Ouvrages De Soutènements.

Figure 1.1 : Différents éléments d'un mur de soutènement.....	05
Figure 1.2 : Mur en « T renversé » classique	11
Figure 1.3 : Mur à contreforts	11
Figure 1.4 : Les murs en parois moulées	12
Figure 1.5 : Les rideaux de palplanches.....	12
Figure 1.6 : mur en terre arme	13
Figure 1.7 : Mode de rupture des ouvrages de soutènement	14
Figure 1.8 : Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement	15
Figure 1.9 : Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage	16

Chapitre 2 : les methodes de calculs des ouvrages de Soutènements.

Figure 2.1 : (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée	20
Figure 2.2 : Mobilisation des pressions en fonction du déplacement	21
Figure 2.3 : La théorie de Coulomb.....	23
Figure 2.4 : Théorie de Coulomb. Etat actif	24
Figure 2.5 : Théorie de Coulomb. Etat actif	26
Figure 2.6 : Diagramme de poussée avec surcharge	26
Figure 2.7 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.	28
Figure 2.8 : Lignes de glissement	28
Figure 2.9 : Equilibre de Boussinesq et de Rankine	30
Figure 2.10 : Approche de Mononobe-Okabe	33
Figure 2.11 : Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar.	35

Chapitre 3 : Présentation de l’outil de Simulation Plaxis2d	
Figure 3.1 : Organigramme du code Plaxis.....	42
Figure 3.2 : Fenêtre principale du programme Input.....	43
Figure 3.3 : Barres d'outils	44
Figure 3.4 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Project)	45
Figure 3.5 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique	46
Figure 3.6 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol ...	47
Figure 3.7 : Paramètres de modèle Mohr-Coulomb	48
Figure 3.8 : Définition de E0 et de E50.....	49
Figure 3.9 : Fenêtre principale du programme de calcul.	52
Chapitre 4 : Modélisation et analyse Numérique d’un mur de Soutènement en béton armé	
Figure 4.1 : Modèle d’un mur de soutènement en béton armé.....	57
Figure 4.2 : Menu « General settings »	58
Figure 4.3 : Modèle numérique (Le maillage.).....	59
Figure 4.4 : Accélérogramme d’un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990). ...	60
Figure 4.5 : Les phases de calculs.....	60
Figure 4.6 : Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	61
Figure 4.7 : Vecteurs de déplacement du mur de soutènement.....	61
Figure 4.8 Moment de flexion.....	62
Figure 4.9 forces de cisaillement.....	62
Figure 4.10 : Déplacements horizontaux du mur.....	63
Figure 4.11 : Déplacements verticaux du mur.....	63
Figure 4.12 : maillage représenté les déplacements.....	64
Figure 4.13 : courbe de déplacement.....	64
Figure 4.14 : maillage représenté les déplacements.....	65

Liste des figures

Figure 4.15: courbe de déplacement.....	65
Figure 4.16 : maillage représenté les déplacements.....	66
Figure 4.17 : courbe de déplacement.....	66
Figure 4.18 : Temps dynamique en point A.....	67
Figure 4.19 : courbe de capacité déplacement accélération maximale (PGA).....	68

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : Generalites Sur Les Ouvrages De Soutenement.

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des parois.....	6
Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.....	7
Tableau 1.3 : Ouvrages de soutènements qui reprennent la poussée par leur poids d'après Mestat (1999)	8
Tableau 1.4 : Ouvrages de soutènement reprenant la poussée par leur encastrement d'après Mestat (1999)	8
Tableau 1.5 : Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation d'après Mestat (1999)	9

Chapitre 2 : les méthodes de calculs des ouvrages de Soutènements.

Tableau 2.1. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement...	22
Tableau 2.2 Valeurs de δ . en fonction de φ	24

Chapitre 4 : Modélisation et analyse Numérique d'un mur de Soutènement en béton armé.

Tableau 4.1 Paramètres de sol.....	57
Tableau 4.2 Caractéristiques du mur de soutènement.....	57
Tableau 4.3 Tableau 4.3 Déplacement total (cm) en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA)	67
Tableau 4.4 Déplacement limite en tête et niveau de dommage PGA.....	69

INTRODUCTION GENERALE

L'ingénierie civile, en tant que discipline pratiquée par l'homme, a joué un rôle essentiel dans le développement et l'amélioration de la qualité de vie humaine à travers les âges. Son évolution continue vise à répondre aux besoins croissants de l'humanité, en mettant l'accent sur la sécurité et la durabilité des infrastructures.

Dans le domaine de l'ingénierie civile, les ouvrages de soutènement revêtent une importance capitale en raison de leur coût élevé et de leur fonction cruciale. Leur protection est vivement recommandée car les dommages potentiels qu'ils peuvent engendrer en cas de renversement ou de glissement sont considérables. Dans les régions sismiques, la fragilité de ces structures est exacerbée, soulignant ainsi l'urgence de concevoir et de calculer ces structures de manière méticuleuse dès leur conception.

L'urbanisation croissante dans les régions où les terrains plats sont rares a conduit à la construction sur des sites accidentés, exposant ainsi les ouvrages de soutènement aux risques de mouvements de terrain, en particulier dans les zones montagneuses. Pour remédier à ces défis, la construction de structures de soutènement est devenue indispensable pour stabiliser les terrains et garantir la sécurité des infrastructures érigées.

L'étude de ces ouvrages se concentre à la fois sur les aspects statiques et dynamiques, en particulier en ce qui concerne la réponse sismique. Les méthodes de conception traditionnelles reposent sur l'équilibre des forces, bien que la prise en compte explicite des déformations dues à l'interaction sol-structure demeure complexe. Il est donc crucial de dimensionner ces ouvrages en tenant compte de tous les paramètres pertinents, notamment les coefficients de sécurité et les effets sismiques définis par les normes de construction.

En Algérie, où le risque sismique est significatif, les séismes ont historiquement causé des dommages considérables aux structures de soutènement, mettant en évidence la fragilité de ces ouvrages face aux tremblements de terre. Les conséquences désastreuses des séismes antérieurs soulignent l'importance cruciale de maîtriser l'interaction sol-structure dans la conception et la construction des ouvrages de soutènement.

Ainsi, cette étude vise à explorer les défis rencontrés dans la conception et la construction des ouvrages de soutènement, en mettant l'accent sur l'importance de prendre en compte les effets sismiques et l'interaction sol-structure pour assurer leur stabilité et leur durabilité face aux risques naturels.

Organisation du mémoire :

Les trois chapitres de notre mémoire offrent une description concise et structurée de tous les phénomènes entourant l'étude des ouvrages de soutènement :

Chapitre 1 généralité sur les ouvrages de soutènement :

Dans cette section, nous présentons un aperçu général des différents types d'ouvrage de soutènement notamment les murs de soutènement, de leurs modes de fonctionnement de défaillances qu'ils peuvent présenter.

Chapitre 2 Méthode de calcul :

Dans ce chapitre, nous examinons les diverses approches principales et méthodes de calcul employées pour analyser la stabilité des murs de soutènements, notamment les théories de calcul.

Chapitre 3 Présentation de l'outil de Simulation Plaxis2d :

Il comprend une présentation de l'outil de simulation numérique (Plaxis2d) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.

Chapitre 4 nous allons effectuer la modélisation du mur de soutènement pour déterminer l'effet de l'interaction entre la structure et le sol.

CHAPITRE 1 :
GENERALITES SUR LES
OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

1.1 Introduction :

Les ouvrages de soutènements sont ceux qui retiennent des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicates et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation [1].

Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

- Les murs de soutènement (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, etc.)
- Les écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, blindages de fouilles, etc.)
- Les systèmes de soutènement composites (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.)

1.2 Définition des ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils 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 [2].

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure 1-1) : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage [3].

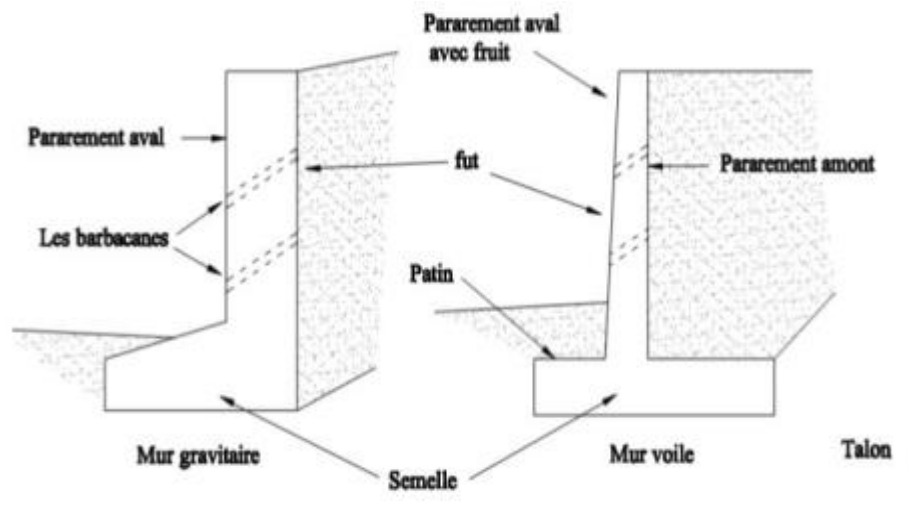


Figure 1.1 : Différents éléments d'un mur de soutènement [3].

1.3 Classification selon la manière de reprises des efforts :

Les murs de soutènement est largement rencontré en génie civil avec des formes, dimensions et matériaux très variées. Outre les solutions traditionnelles de soutènement, la géotechnique contemporaine est riche d'une variété de technique récentes de soutènement dont le recensement sont du cadre de cet ouvrage.

Il existe plusieurs classifications des murs, les plus courantes sont basées sur le mode de fonctionnement des murs, la rigidité du système mur / sol, les matériaux du mur ou enfin la durée de fonctionnement des murs.

La reprise des forces de poussée ou de butée exercées par le sol peut s'assurer selon différent modes de fonctionnement. On distingue en fait trois modes principaux de fonctionnement [28] :

1.3.1 Fonctionnement par poids :

Le poids du mur contribue essentiellement à la stabilité et la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière. On cite à ce titre :

-Murs poids en béton ou en maçonnerie: Sont des ouvrages rigides qui ne supportent pas des tassements différentiels importants. Par ailleurs, les gabions sont des grillages remplis de gros cailloux, ils peuvent être assimilés à des murs poids, qui supportent des déformations importantes.

-Les murs en terres armée: Ce sont des ouvrages souples constitués de remblai armé par des bandes d'aciers, ces ouvrages en matériau composite supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

-Les ouvrages cellulaires ou caissons: Ce sont des ouvrages souples bien que la cellule elle-même est rigide. Utilisés est couramment dans les quais portuaires.

Remarque : Les murs en gabions en terre armée ou en caissons ont la possibilité de s'adapter à des déformations importantes résultantes des tassements différentiels du sol de fondation ou du mouvement sismique.

1.3.2 Fonctionnement par encastrement :

La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, ...ect). On cite à titre d'exemple dans cette catégorie:

-Les murs cantilevers en béton armé: (dont la base élargie est encastree dans le sol de fondation). Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai.

- Les parois moulées : sont beaucoup plus utilisées en zone urbaine et permettent d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres [28].

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des parois.

Type /soutènement	parois moulées
Domaines d'emploi	Soutènement permanent
- Nature de terrain - Conditions hydrau	- Adaptable à tous les terrains sauf roches - Possibilité de travailler dans la nappe
Avantages	-Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur - Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. - Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux
Inconvénients	- Nécessite une plate forme de travail horizontale - Matériel lourd. - Raccordement des radiers. -Ne permet pas une étanchéité extérieure.

- Les rideaux de palplanches : fonctionnement par encastrement, mais en faisant intervenir la Partie fichée du rideau dans le sol.

Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

Type /soutènement	Rideaux de palplanches
domaines d'emploi	Soutènement Provisoire ou permanent
- Nature de terrain - Conditions hydrau	- Terrains meubles
Avantages	- Pas de décompression des terrains - Ecran semi-étanche.
Inconvénients	- Nuisances pour les riverains (bruit-vibrations) - Limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains. - En règle générale palplanches non récupérables.

1.3.3 Fonctionnement par ancrage :

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres (le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées). En utilisant les tirants dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée. Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc:

- les murs ancrés.
- les parois moulées ancrées.
- les palplanches ancrées.

Dans les parois (parois moulées ou palplanches) ancrées, la stabilité est assurée par la mise en butée, mais aussi la mise en contrebutée du terrain sur la hauteur ancrée de la paroi [28].

Tableau 1.3 : Ouvrages de soutènements qui reprennent la poussée par leur poids d'après Mestat (1999).


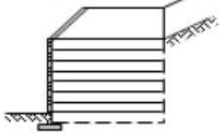
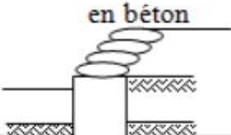
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques millièmes de sa hauteur.</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>Le sol retenu est renforcé par des inclusions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

Tableau 1.4 : Ouvrages de soutènement reprenant la poussée par leur encastrement d'après Mestat (1999).

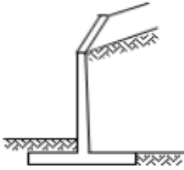
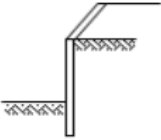
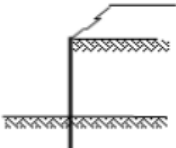
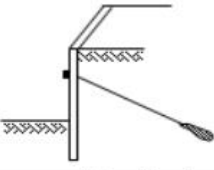
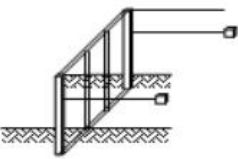
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encadrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p>Mur en parois moulées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

Tableau 1.5 : Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation d'après Mestat (1999).

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

1.4 Classification selon la rigidité du système :

1.4.1 Mur rigide :

Un écran de soutènement d'un volume de sol est dit rigide si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement des murs courants en béton armé (cantilever, contrefort...ect) ils sont considérés pratiquement comme rigides.

Un mur rigide est dit fixe s'il n'effectue ni translation ni rotation. Le remblai derrière le mur se trouve en état de repos dit état K_0 . En cas de déplacement et/ou de rotation, le mur rigide est dit non fixe et les pressions agissant sur le mur dépendent du sens et de l'amplitude des déplacements du mur. A cette catégorie appartiennent les murs supportant les voies ferroviaires, les murs de déblais routiers, les culées de ponts ... ect.

1.4.2 Mur flexible (les ouvrages souples) :

Un mur est dit flexible si la surface de contact sol/mur est déformable. Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). A cette catégorie des écrans appartiennent les rideaux de palplanches, dont la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

1.5 Règlements :

La conception des ouvrages de fondation, est maintenant couverte par des règles européennes de conception et de calcul dites Eurocode 7 (Calcul géotechnique).

Le concept semi-probabiliste adopté dans les normes Eurocode, a fait évoluer la prise en compte de la sécurité, notamment pour les ouvrages géotechniques avec l'Eurocode 7. D'une façon générale, le fondement de toute méthode de justification, consiste alors à vérifier que les effets des actions restent inférieurs à la résistance et ce en leur appliquant des coefficients partiels. L'application aux ouvrages de soutènement, soulève certaines difficultés puisque les actions de poussée et les résistances dépendent des paramètres géotechniques (cohésion : c , frottement interne : φ , ...) et le respect du principe de cohérence ne permet pas de les dissocier aisément. Dès lors il est proposé dans l'Eurocode 7, 3 possibilités pour la pondération les différents phénomènes intervenant dans les sols:

- les actions en amont, notamment le poids volumique.
- les propriétés mécaniques des matériaux (c , φ): M ;
- les résistances en aval, par exemple la résistance au poinçonnement, au cisaillement à la base du mur, ... [30].

1.6 Murs en béton armé :

1.6.1 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].

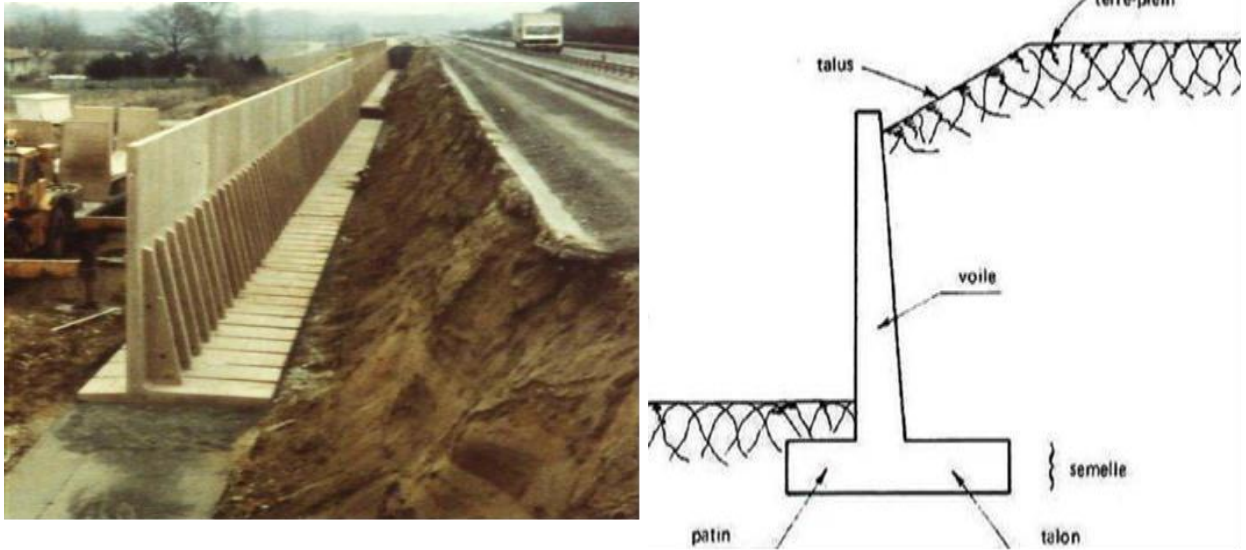


Figure 1.2 : Mur en « T renversé » classique [10].

1.6.2 Mur à contreforts

Adopté comme solution quand la hauteur des terres à soutenir est importante ou lorsque le coefficient de pousse est élevé. Très onéreux à cause des complications du calcul de ferrailage et d'exécution des travaux. Les contreforts soulagent le voile en se reliant à la semelle de fondation [7].

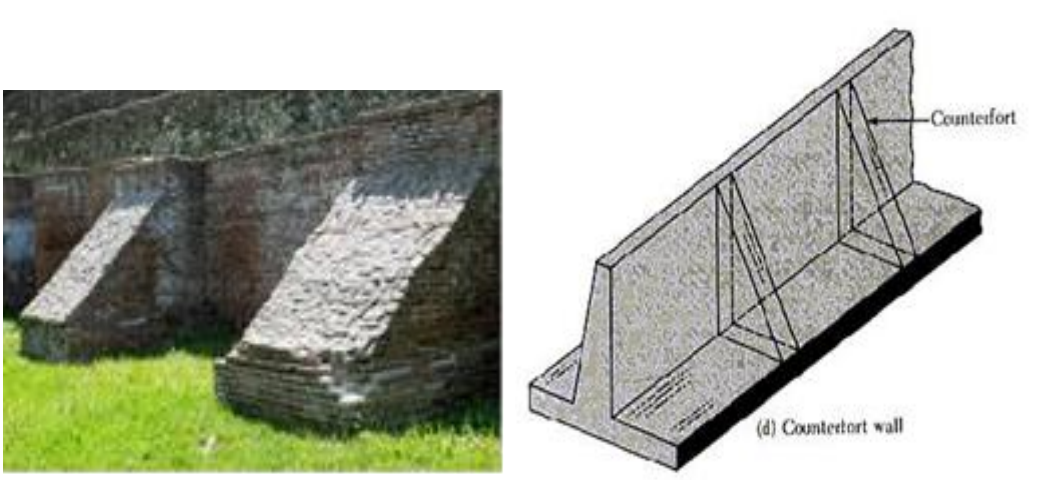


Figure 1.3 Mur à contreforts [14].

1.7 Type des écrans de soutènement :

1.7.1 Les murs en parois moulées

Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. [10].



Figure 1.4 Les murs en parois moulées [12].

1.7.2 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage [10].



Figure 1.5 Les rideaux de palplanches [12].

1.7.3 Les murs en terre armée

La terre armée est une technique relativement récente. 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 à des mouvements de terre importants.



Figure 1.6 mur en terre armée [12].

1.8 Dimensionnement des ouvrages de soutènement :

Cette phase consiste à déterminer les éléments géométriques et les éléments structuraux de l'ouvrage sous l'action des différentes sollicitations. La majorité des procédés de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture en prenant compte des coefficients de sécurité, Schlosser [5].

Dans le cas des parois souples ou semi flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi, retenant le sol à une poutre sur appui elasto- plastique continu [8].

1.9 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

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

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons, Kramer [6].

On peut rencontrer dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'expliciterons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie où cette étude relève des calculs classiques de béton [9].

Cinq modes de ruptures, peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

- Glissement de l'ouvrage sur sa base figure [a]
- Le renversement de l'ouvrage figure [b]
- Le poinçonnement du sol de fondation figure [c]
- Le grand glissement englobant l'ouvrage figure [d]
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage figure [e]

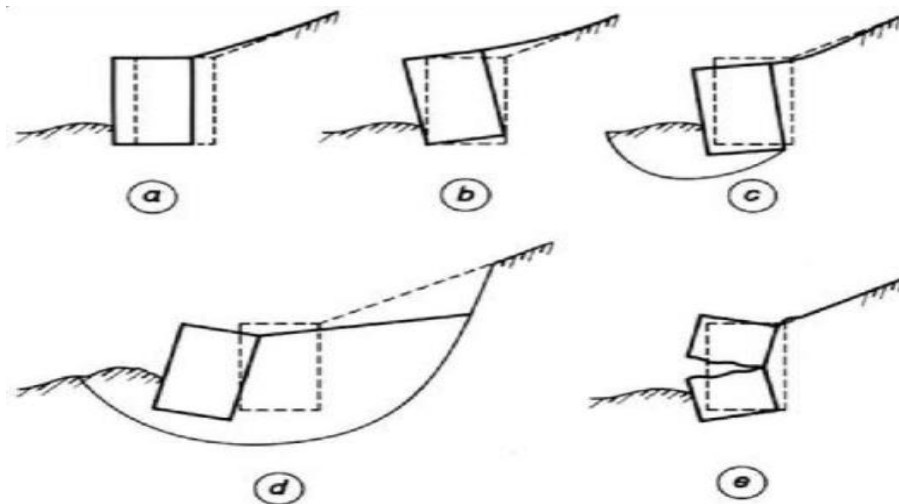


Figure 1.7 Mode de rupture des ouvrages de soutènement [11].

Les murs poids s'effondrent généralement par les mécanismes du corps rigide tels que glissement et/ou renversement ou par le grand glissement (Figure 1.8).

Les murs poids peuvent aussi être endommagés par l'instabilité des sols derrière eux.

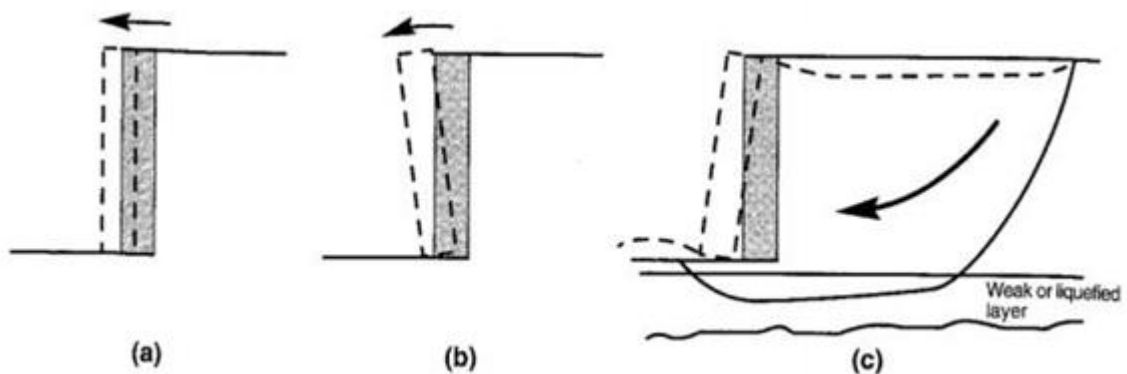


Figure 1.8 Des mécanismes de rupture typiques des murs poids : (a) glissement (Rupture par translation), (b) renversement (Rupture par rotation) et (c) rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement [4].

Telles ruptures peuvent être traitées comme des ruptures de stabilité des pentes qui entourent la paroi.

Les systèmes de mur composite, tels que les murs-caissons, les parois cellulaires, et les murs en terres armées peuvent s'effondrer de la même manière ou par un certain nombre de mécanismes internes qui peuvent impliquer le cisaillement, le retrait ou la rupture par traction de divers éléments du mur.

Les murs contreventés peuvent défaillir généralement par l'instabilité d'ensemble, basculement, rupture par flexion, et/ou rupture des éléments d'ancrage. Le basculement des murs contreventés implique typiquement une rotation autour du point dont le buton agit sur la paroi, souvent au sommet de la paroi comme dans le cas des murs de sous-sol et les murs de culée de pont (Figure 1.9). Les murs ancrés avec une pénétration insuffisante peuvent basculer autour de leurs bases (Figure 1.9). Comme dans le cas des murs cantilevers, les murs ancrés s'effondrent par flexion, bien que le point de rupture (moment de flexion maximal) est susceptible d'être différent.

La rupture des éléments de contreventement peut inclure le retrait d'ancrage, rupture de butons. Les établissements de remblai peuvent aussi imposer d'autres charges axiales et transversales aux éléments de contreventement tels que les butons et les tirants.

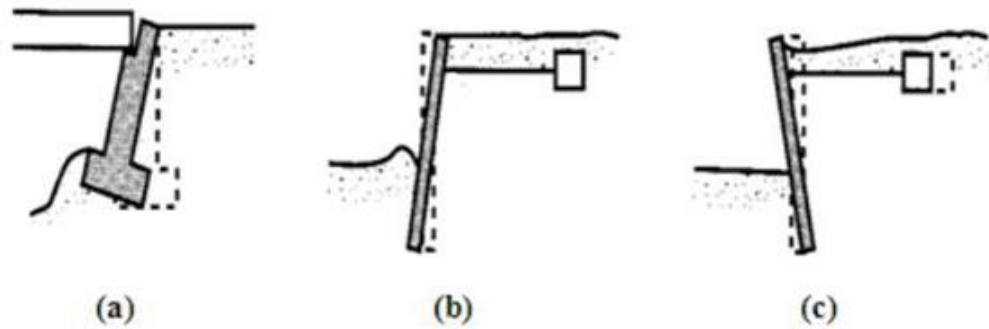


Figure 1.9 Modes de rupture potentiels des murs avec ancrages : (a) rotation des murs de culée de pont par rapport au sommet, (b) rotation due à la perte de la résistance passive et (c) perte de la capacité portante d'ancrage [4].

1.10 Notions de poussée / butée :

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

- **Poussée** : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement [29].
- **Butée** : Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée [29].

1.11 Stabilité externe

➤ Glissement :

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (Forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée [7].

$$R_v \tan \varphi / RH > 1,5$$

➤ STABILITE AU RENVERSEMENT :

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

$$Ms / Mr > 1,5$$

Remarque : Pour que le mur soit stable il faut que :

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.
- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée.

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O. Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier [7].

1.12 Action sismique sur le mur de soutènement :

Le comportement sismique des murs de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme se produit, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme, ou plus la réponse d'un mur est influencée par les deux [13].

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes Historiques. Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables, dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique.

D'après les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits, ce type de structures présente des mouvements significatifs lors des chargements sismiques. Il a été aussi observé que les mécanismes principaux de rupture sont dus aux déplacements produits lors du tassement du sol de fondation, de la rotation du mur et de la rupture possible de l'ensemble remblai-mur-fondation (Wong 1982, Chouvet 1983, Rafnsson 1991, Kramer 1996, Steedmen 1998, Stamatopoulos et al 2000, IAI 2001[11]).

Ces expériences ont aussi montré que le comportement de ces structures est dominé par les déplacements induits plutôt que par des efforts induits [11].

Ces effets destructifs des séismes font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique [11].

1.13 Conclusion :

Les constructions de soutènement visent à prévenir les risques d'éboulement ou de glissement sur des talus raides ou verticaux. Elles peuvent être mises en place de manière temporaire ou permanente. Ces ouvrages sont indispensables pour protéger les routes contre les avalanches en montagne et pour limiter l'expansion des talus naturels en milieu urbain lors de la construction de routes, de bâtiments ou d'ouvrages d'art.

CHAPITRE 2
LES METHODES DE CALCULS DES
OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

2.1 Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis où qu'ils mobilisent. Ces ouvrages de soutènement dont nous allons présenter les méthodes de calcul, concernent les murs (mur-poids, murs cantilevers, murs cellulaires...)

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

- 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 (Figure 2.1b).
- Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Figure 2.1a) [15].

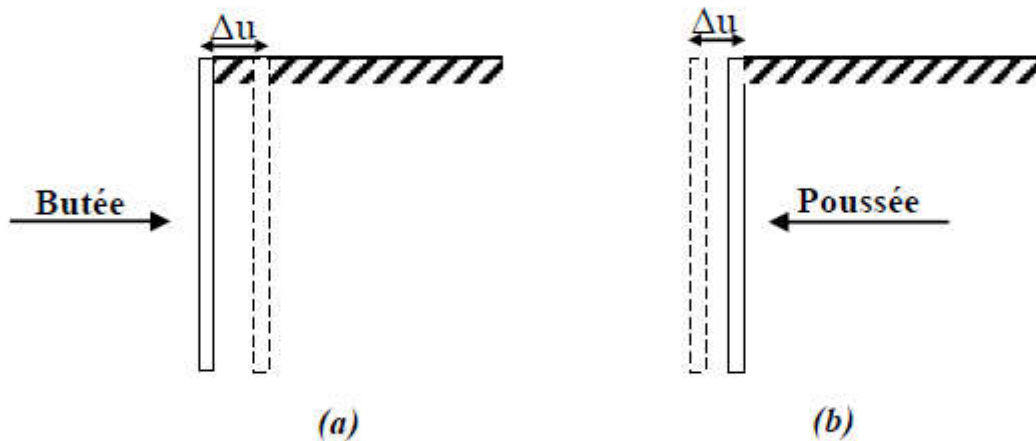


Figure 2.1: (a) État de butée et (b) État de poussée [15].

2.2 État de repos :

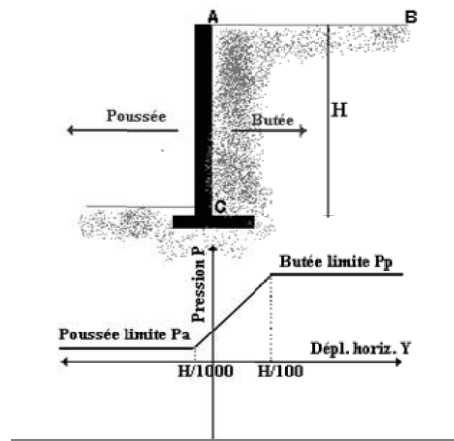
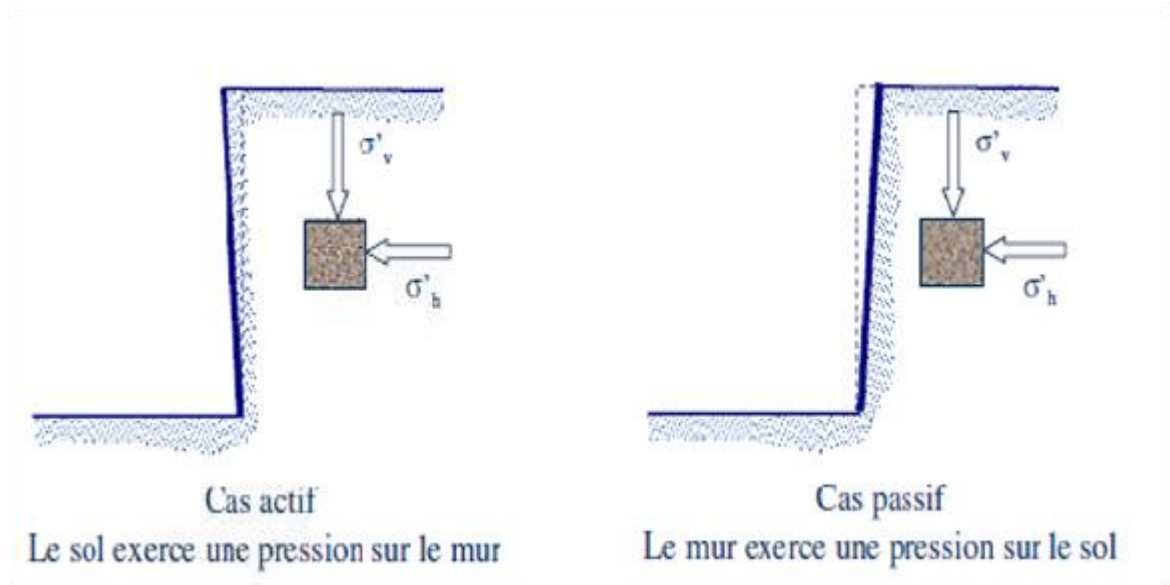


Figure 2 .2. Mobilisation des pressions en fonction du déplacement [16].

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique, la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. Si on admet que le sol est supposé pesant et homogène, les contraintes verticales et horizontales à une profondeur donnée sont proportionnelles, et on peut les relier par le coefficient des terres au repos K_0 comme suit [17] [18] :

$$\sigma_{ho} = K_0 \cdot \sigma_{vo} \quad (2.1)$$

Le coefficient K_o peut être déterminé expérimentalement, par un essai triaxial, en empêchant toutes déformations latérales. D'autre part, il existe des relations analytiques donnant K_o en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, JAKY à proposer, pour les sols pulvérulents et les sols fin normalement consolidé, la relation suivante :

$$K_o = 1 - \sin \varphi' \quad (2.2)$$

MAYNE et KULHAWY [18], proposent l'expression suivante pour les sols sur-consolidés en phase d'expansion seulement :

$$K_o = (1 - \sin \varphi') \cdot (\text{OCR})^{\sin \varphi'} \quad (2.3)$$

OCR : est le taux de sur consolidation.

2.3 Etat de surface de contact sol/mur :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement ;
- L'angle de frottement interne du sol φ ;
- Le tassement relatif entre le mur et le sol ;
- L'inclinaison de la surface.

Tableau 2.1. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement [10].

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3} \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3} \varphi$
Murs caissons	$\delta = \frac{2}{3} \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers.	$\delta = \varphi$

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \varphi$ est celle à retenir [19].

2.4 Détermination des forces de butée et de poussée :

Diverses approches ont été développées en se fondant sur la théorie des états limites de poussée et de butée, et elles sont largement employées dans le calcul des ouvrages de soutènement. La méthode de Coulomb sert de fondement à toutes les autres méthodes qui ont été élaborées par la suite. Parmi celles-ci figurent les méthodes de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

a) Méthode de Coulomb :

La théorie de Coulomb repose sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface de glissement quelconque. Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état limite d'équilibre. Cette théorie prend en compte le frottement entre l'écran et le sol, où l'angle de frottement entre l'écran et le sol est représenté par la notation δ . Soit le coin de sol caractérisé par (figure 2.4).

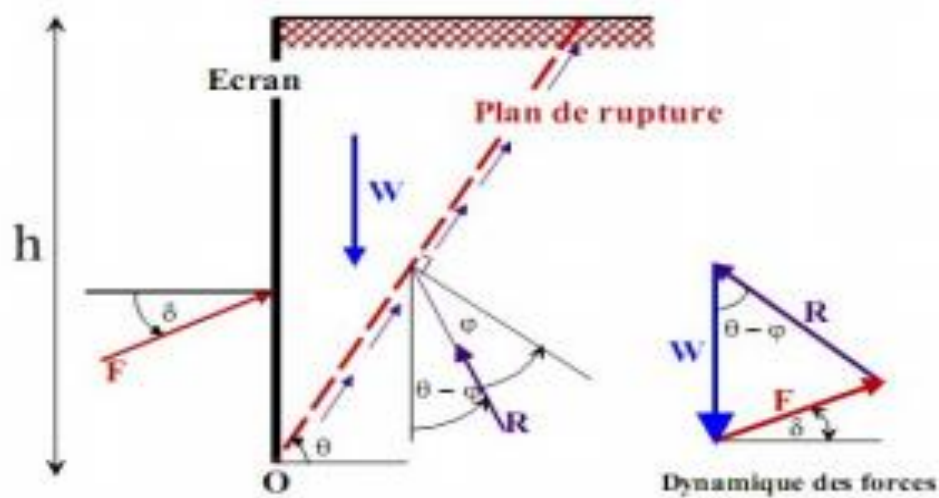


Figure 2.3. La théorie de Coulomb [22].

- Une surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle α avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol Notée δ .

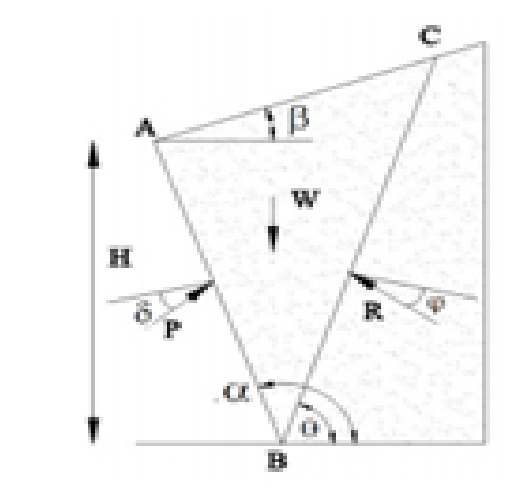


Figure 2.4 Théorie de Coulomb. Etat actif [3].

Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W : poids propre du massif de sol.

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

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement.

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, la résultante Pa sera égale à :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.4)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varnothing - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varnothing) \sin(\varnothing - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β . L'angle δ , défini en fonction de φ dépend de l'état de rugosité du parement.

Tableau 2.2 Valeurs de δ . en fonction de φ .

Nature du parement	Angle de frottement φ du sol		
	$<30^{\circ}$	30° à 35°	$> 35^{\circ}$
Lisse	0	0	$1/3\varphi$
Rugueux	0	$1/3\varphi$	$2/3\varphi$
Très rugueux	$1/3\varphi$	$2/3\varphi$	1φ

1 Principe de calcul :

Concernant les diagrammes de poussée, on donne ci-après les formes des diagrammes Dans le cas d'un parement vertical avec une surélévation de talus incliné avec ou sans surcharge.

Ce cas sans surcharge est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terrain plein horizontal infini. La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

La poussée dû à un remblai horizontal infini passant par le point D, coefficient de poussée 0 ($\beta = 0$). La poussée dû à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée β .

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la (figure 2.5). La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

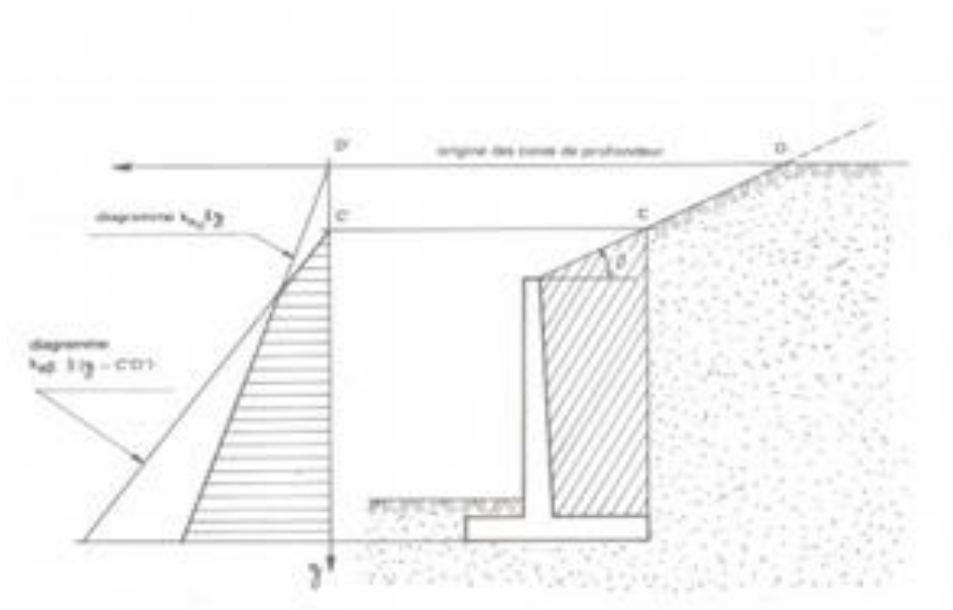


Figure 2.5 Théorie de Coulomb. Etat actif [20].

2 Cas avec surcharge uniforme :

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire.

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle β avec l'horizontale.

Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée.

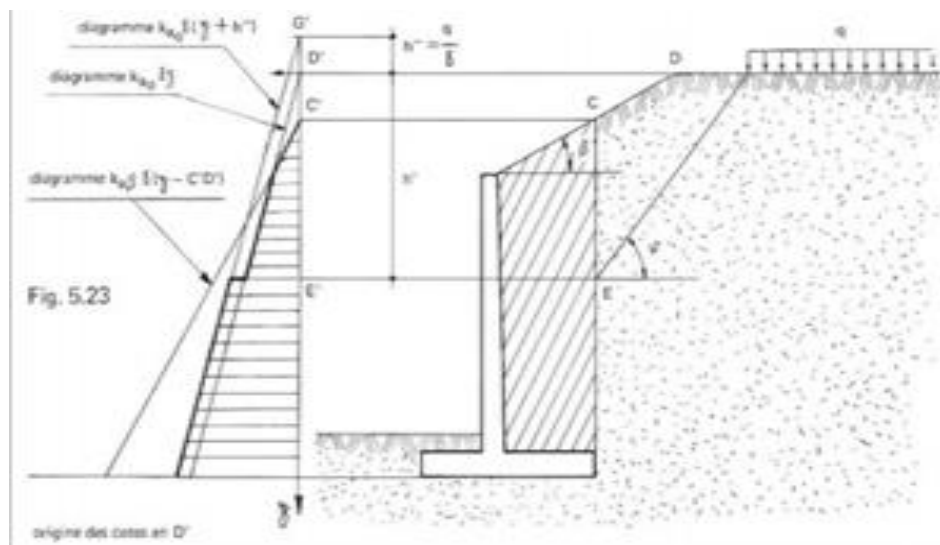


Figure 2.6. Diagramme de poussée avec surcharge [20].

Il est observé que le diagramme théorique montre un décrochement. En effet, l'impact de la poussée due à la charge q sur le terre-plein n'est ressenti qu'à partir du point E'. La considération de la charge q dépend donc de la distance entre le bord de la charge et l'écran, ainsi que de l'angle de frottement interne φ du terrain.

b) Théorie de Rankine : En plus des hypothèses suivantes [21] :

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

Rankine avait rajouté l'hypothèse que, la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Cette théorie est la plus simple des théories des pressions des terres. L'inconvénient d'une telle hypothèse, est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

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

La figure 2.7 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \varphi \quad (2.6)$$

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

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.7)$$

Où u est la pression d'eau interstitielle.

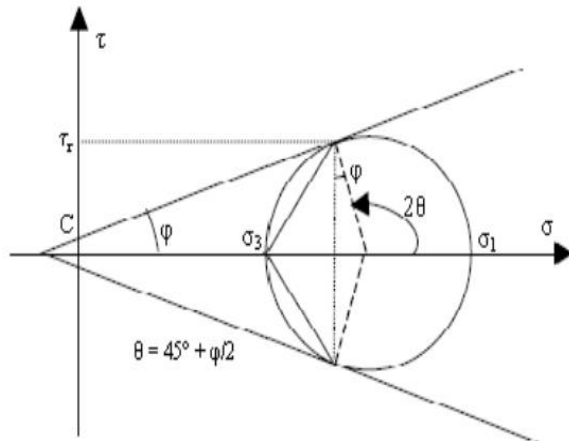


Figure 2.7 Cercle de Mohr à l'équilibre limite. [18].

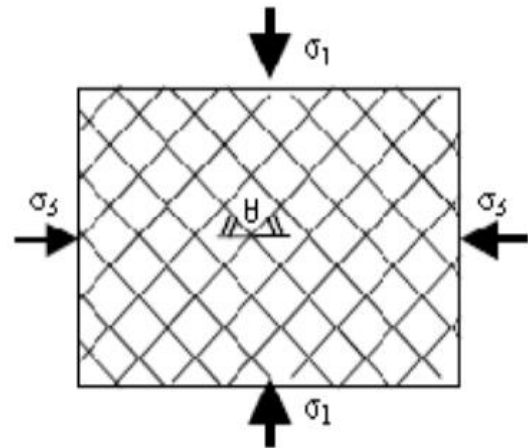


Figure 2.8 Cercle de Mohr à l'équilibre limite. [18].

1. Etat actif - sols pulvérulents :

La pression active des terres se résulte, quand les mouvements de mur dus au remblai, sont suffisants pour mobiliser entièrement, la résistance au cisaillement dans le massif du sol derrière le mur, en utilisant le coefficient de poussée K_a [21] :

$$\sigma_a = k_a \gamma z \quad (2.8)$$

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

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.9)$$

La résultante des contraintes P_a , agissant derrière le mur à $H/3$ au-dessus du talon du mur est :

$$p_a = k_a \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \quad (2.10)$$

Si le sol est saturé par une nappe phréatique à la surface, les équations antérieures S'appliquent, en remplaçant γ (poids spécifique sec) par γ_b (Poids spécifique déjaugé). Le coefficient de poussée de Rankine, pour un remblai sec frottant et incliné d'un angle β de

l'horizontal, est déterminé en calculant les forces résultantes, agissantes sur les plans verticaux dans une pente infinie, comme décrit par Terzaghi et Taylor, est égal à [12] :

$$k_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.11)$$

Tant que $\beta > \varphi$, l'équation (2.9) s'applique, mais toujours inclinée d'un angle β du talus, suivant les indications de la figure 2.7 La résultante P_a est calculée en utilisant l'équation (2.10). Elle est inclinée d'un angle β à la normale derrière le mur.

2. Etat actif - sols cohérents (cas général) :

Pour les cas représentés sur la figure 2.1 (a) et (b), la pression active des terres σ_a est égale à :

$$\sigma_a = \gamma_t z k_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (2.12)$$

Selon l'équation (2.11), les contraintes de traction se développent à une profondeur Z_0 dans le remblai. Un vide peut se former dans cette région avec le temps.

c) Méthode de Boussinesq :

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité δ de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à 2/3 (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol [22].

Les points suivants sont considérés dans cette amélioration :

- La rugosité de l'écran et l'interaction sol-mur sont prises en compte.
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération.
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent

L'inclinaison de la contrainte sur le mur est introduite.

- La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane.
- La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non

Intégrables.

Les résultats sont donnés sous forme de table de poussée et de butée, L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la Butée est introduite. [23].

Dans cette approche, Boussinesq divise le système en deux zones distinctes : une première zone où l'équilibre de Rankine est appliqué, et une seconde zone où il prend en compte les conditions aux limites spécifiques à l'écran.

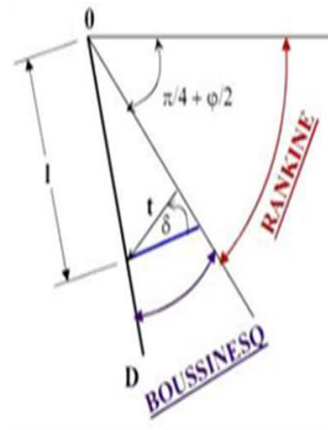


Figure 2.9 : Equilibre de Boussinesq et de Rankine [18].

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL.

Les résultats sont fournis dans les tables de Caquot, Kérisel et Absi qui donnent les Coefficients de poussée et de butée du sol (pesant) purement frottant : K_a et K_p [15].

$$P = K \cdot \gamma \cdot x \quad (2.13)$$

Avec :

$$K = f(\lambda, \varphi, \beta, \delta) \quad (2.14)$$

2.5 Stabilité des murs de soutènement :

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

2.5.1 Vérification de la stabilité :

2.5.1.1 Stabilité au renversement :

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

Forces de renversement : poussée, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau.

Forces stabilisatrices : poids, butée.

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

$$K_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \quad (2.15)$$

2.5.1.2 Stabilité au glissement sur la base :

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

$$\tau_{ult} = a + \sigma \tan \psi_a \quad (2.16)$$

a : est "l'adhérence" sol/base du mur

et ψ_a est l'angle d'adhérence, pris souvent égale à $2\varphi/3$.

En cas d'un sol frottant ($\varphi \neq 0$) à la base du mur, pour des raisons de sécurité, on néglige l'adhérence a , ce qui permet d'écrire l'expression suivante du coefficient de sécurité F_s . La stabilité au glissement à la base est assurée si ce coefficient est au moins égal à 1.50 :

$$K_G = \frac{\psi_a}{\theta} \geq 1.50 \quad (2.17)$$

θ : est l'inclinaison de la résultante des efforts sur le mur par rapport à l'axe vertical de la semelle.

En cas d'un sol purement cohérent à la base du mur ($\varphi = 0$), la résistance à l'adhérence sera réduite à " a ". Ce dernier peut être pris en première approximation égal à $2C_u/3$, C_u étant la cohésion non drainée à la base du mur. En notant T la composante horizontale de la résultante des efforts et S l'aire de la base de la semelle, la stabilité au glissement à la base est assurée si :

$$K_G = \frac{a \cdot S}{T} \geq 1.50 \quad (2.18)$$

Par souci de prudence, il est couramment recommandé de négliger une éventuelle butée sur la semelle, notamment à l'aval du mur. En outre, la résistance au glissement peut être améliorée en munissant la base de la semelle par un système de bèches dans lequel le frottement se fait sol/sol.

2.5.1.3 Stabilité au poinçonnement :

La résultante des efforts agissant sur le mur (la réaction du sol à la base du mur étant exclue) est en général inclinée et excentrée. Il faut vérifier la capacité portante du sol sous la fondation du mur en considérant celle-ci comme une semelle continue de largeur réduite B' , transmettant une force inclinée et excentrée dont la composante verticale est N , soit :

$$\frac{N}{B'} \leq q_a \quad (2.19)$$

N/B' : La contrainte de Meyerhof.

q_a : La contrainte admissible se calcule selon les méthodes de la capacité portante des fondations superficielle.

2.6 Pression active dynamique.

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux [2] :

(1) Méthode analytique : qui peut utiliser soit l'approche de calcul pseudo-statique, qui consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai, ou bien l'approche de calcul pseudo-Dynamique qui repose sur la résolution d'une équation comprenant l'introduction des vitesses des ondes primaires et secondaires, pour estimer les valeurs des accélérations produites dans le massif du sol.

(2) Méthode numérique :

L'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.

(3) Méthode expérimentale :

Cette méthode repose sur les essais expérimentaux, soit en vraie grandeur ou à partir des modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés).

2.6.1 L'approche pseudo-statique :• **Mononobe-Okabe (1926,1929).**

Okabe (1926), Mononobe & Matsuo (1929), avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par. $a_h = k_h \cdot g$, et une accélération verticale constante donnée par. $a_v = k_v \cdot g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai. Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement [2].

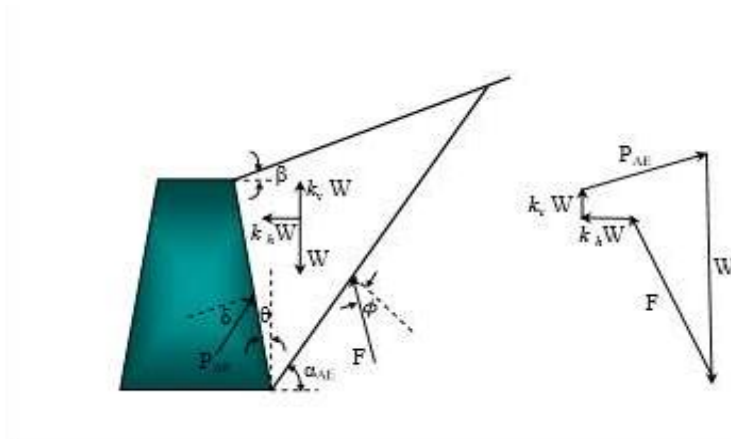


Figure. 2.10 Approche de Mononobe-Okabe [2].

La relation de Mononobe-Okabe de p_a^E pour un remblai sec, est donné par [24] :

$$p_a^E = k_a^E \cdot \frac{1}{2} [\gamma_t (1 - k_v)] H^2 \quad (2.20)$$

Elle agit sous un angle \cdot de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H.

Le coefficient de poussée dynamique k_{av}^E est égal à :

$$K_{av}^E = \frac{\cos^2 (\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos (\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \mu - \beta)}{\cos (\delta + \lambda + \mu) \cos (\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.21)$$

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

$$\mu = \operatorname{tg}^{-1} \frac{K_h}{1+K_v} \quad (2.22)$$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (2.12) devient [11] :

$$K_{ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu)}{\cos\mu \cos(\delta + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2} \quad (2.23)$$

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

$$\alpha_a^E = \varphi - \mu + \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi - \mu - \beta) + c_{1a}^E}{c_{2a}^E} \right] \quad (2.24)$$

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

2.6.2 L'approche pseudo-dynamique.

L'avantage de cette approche par rapport la précédente, c'est qu'elle permet d'estimer la charge dynamique dans le temps, et d'évaluer les effets d'amplification dans le sol [8].

- **Choudhury & Nimbalkar (2006).**

Steedman et Zeng, n'ont pas considéré l'effet d'accélération verticale, ce problème a été corrigé par Choudhury, qu'ils ont réalisé une analyse pseudo-dynamique pour estimer la pression active au voisinage d'un mur de soutènement rigide (figure 2.15).

L'effet de variation de plusieurs paramètres, tel que l'angle de frottement interne du sol φ , l'angle d'interface δ , le temps d'excitation T , les coefficients sismiques horizontal et vertical K_h et K_v , les vitesses des ondes de cisaillement V_s et des ondes primaires V_p , sont considérés dans cette analyse.

Choudhury ont fait aussi, une comparaison entre l'approche pseudo-statique et celle pseudo dynamique.

Une surface de rupture plane BC, inclinée d'un angle α avec l'horizontal est supposée pour simplifier le problème analysé.

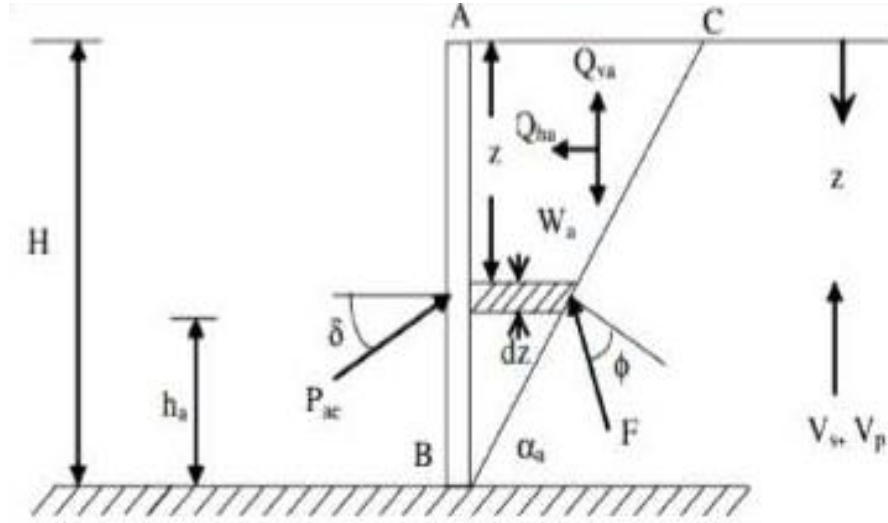


Figure 2.11 Le modèle considéré par Choudhury & Nimbalkar.

La base est excitée par des accélérations harmoniques ; horizontale d'une amplitude a_h et verticale d'une amplitude a_v . À la profondeur z , l'accélération horizontale est donnée par l'équation (II.16), et l'accélération verticale est donnée par :

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[w \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right] \quad (2.25)$$

La force d'inertie horizontale totale, est donnée par l'équation (2.17), et celle verticale est donnée comme suit :

$$Q_{va}(t) = \frac{\eta \pi a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha_v} [2\pi H \cos w\zeta + \lambda(\sin w\zeta - \sin wt)] \quad (2.26)$$

$$\eta = \frac{2\pi V_p}{w} \quad (2.27)$$

Avec :

$$\mu = 1 - \frac{H}{V_p} \quad (2.28)$$

La force active totale (statique et dynamique) résultante peut être obtenue en résolvant les forces agissantes sur le coin solide ; c'est-à-dire :

$$p_{ae}(t) = \frac{w_a \sin(\alpha_a - \varphi) + Q_{ha} \cos(\alpha_a - \varphi) + Q_{va} \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad (2.29)$$

$$w_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha_a} \quad (2.30)$$

Choudhury, montrent que l'approche pseudo-dynamique est plus réaliste, puisqu'elle donne une distribution non-linéaire des pressions actives des terres, par rapport la méthode de MononobeOkabe (pseudo-statique), qui donne seulement une distribution linéaire ; La pression passive est plus sensible à l'angle de frottement du mur par rapport la pression active [8].

Les pressions actives et passives calculées en appliquant la méthode pseudo-dynamique, sont petites par rapport à celles calculées en employant la méthode pseudo-statique.

2.6.3 Analyse numérique.

Les pressions sismiques sur les murs de soutènement peuvent être également évaluées par des analyses de la réponse dynamique. Un certain nombre de programmes sont disponibles pour telles analyses. L'analyse linéaire ou linéaire équivalente ou non linéaire peut être employée pour estimer les pressions sur les murs. Les analyses non linéaires sont capables de prévoir des déformations permanentes aussi bien que les pressions sur les murs [8].

- **Al-Homoud et Whitman (1999).**

Un modèle numérique d'éléments finis a été développé pour les murs poids, fondés sur un sable sec, par Al-Homoud et Whitman (1999), en utilisant le code d'éléments finis bidimensionnels (2D) FLEX. Les analyses dynamiques dans FLEX sont effectuées en employant la technique explicite d'intégration du temps. Le modèle suggéré pour étudier la réponse dynamique du mur poids rigide peut être résumé comme suit [25] :

1. Le sol est modélisé par des éléments finis 2D. Ceci inclut le matériau du remblai et le sol de fondation.
2. Le mur poids est modélisé comme structure rigide.

3. La résistance et la déformation du sol sont modélisées à l'aide d'un modèle constitutif Visqueux. Ce modèle se compose d'une surface de rupture et d'un écrouissage en même temps qu'une loi d'écoulement associée. La surface limite est activée seulement pour le sol Sous le mur pour représenter le tassement pendant le basculement de mur. En outre, le Comportement viscoélastique est donné pour l'état des contraintes dans la région limitée Par ces dernières surfaces, afin de prévoir l'amortissement hystérésis du sol pendant le Chargement dynamique.

4. Des éléments d'interface sont employés entre le sol et le mur (au fond la face du mur et Sous sa base), pour tenir compte du glissement et de décollement.

5. Le maillage d'éléments finis est tronqué en employant une frontière absorbante Développée par Lysmer et Kuhlemeyer.

Ce modèle proposé a été vérifié en comparant sa prévision aux résultats de trois essais centrifugeurs dynamiques effectués par Andersen et al (1987). Certaines des conclusions qui étaient fait à partir de l'étude ci-dessus ont été récapitulées ci-dessous. Pour plus de détails voire Al-Homoud et Whitman [25].

1. Les résultats de l'analyse montrent que l'inclinaison extérieure des culées rigides est le Mode dominant de la réponse pendant la secousse dynamique et cela que ces murs Finissent avec une inclinaison extérieure permanente à la fin de la secousse.

2. Les résultats de l'étude courante ont prouvé que l'équation simplifiée de Sed et Whitman est conservative tandis que le point d'application de la résultante de la poussée dynamique est plus haut que 0,6 H au-dessus de la base, qui est la valeur suggérée par Seed et Whitman.

2.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous examinons en détail les trois principales méthodes de calcul pour le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement. Une compréhension approfondie des pressions exercées par les terres, de la manière dont ces pressions sont reprises par l'ouvrage, ainsi que des caractéristiques du sol, est essentielle.

Nous nous concentrons particulièrement sur les méthodes classiques de calcul aux états limites, qui reposent sur trois approches principales : les méthodes de Coulomb, de Rankine et des équilibres limites. Ces méthodes permettent de déterminer les coefficients de poussée et de butée, ce qui permet de vérifier l'équilibre des forces agissant sur l'écran du soutènement.

Ces méthodes, également connues sous le nom de méthodes à la rupture, sont efficaces pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement, y compris les modèles de soutènement vertical. Cependant, elles ne permettent pas d'évaluer les éventuels déplacements de manière précise.

CHAPITRE 3
Présentation de l'outil
De Simulation Plaxis2d

3.1 INTRODUCTION

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publique et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS tunnel program est sorti en 2001[26].

L'algorithme général du code Plaxis consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaire selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, les champs contraints et les états de rupture du sol.

3.2 PRESENTATION DE PLAXIS :

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

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

PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) [27].

- **Le programme d'entrée de données (Input) :**

Le logiciel comprend toutes les fonctionnalités requises pour créer et ajuster un modèle géométrique, générer le maillage des éléments finis associés, ainsi que définir les conditions initiales nécessaires.



- **Le programme de calcul (Calculations) :**

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



- **Le programme de résultats (Output) :**

Ce logiciel intègre toutes les composantes nécessaires pour visualiser les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au lancement de la fonction de visualisation des résultats, l'utilisateur est invité à sélectionner le modèle et la phase de calcul pertinente, ou le numéro de l'étape pour laquelle les résultats doivent être affichés.



- **Le programme courbe (Curves) :**

Le logiciel comprend toutes les fonctionnalités essentielles pour produire des courbes charges-déplacements, des trajectoires de contrainte et des courbes contraintes-déformations.



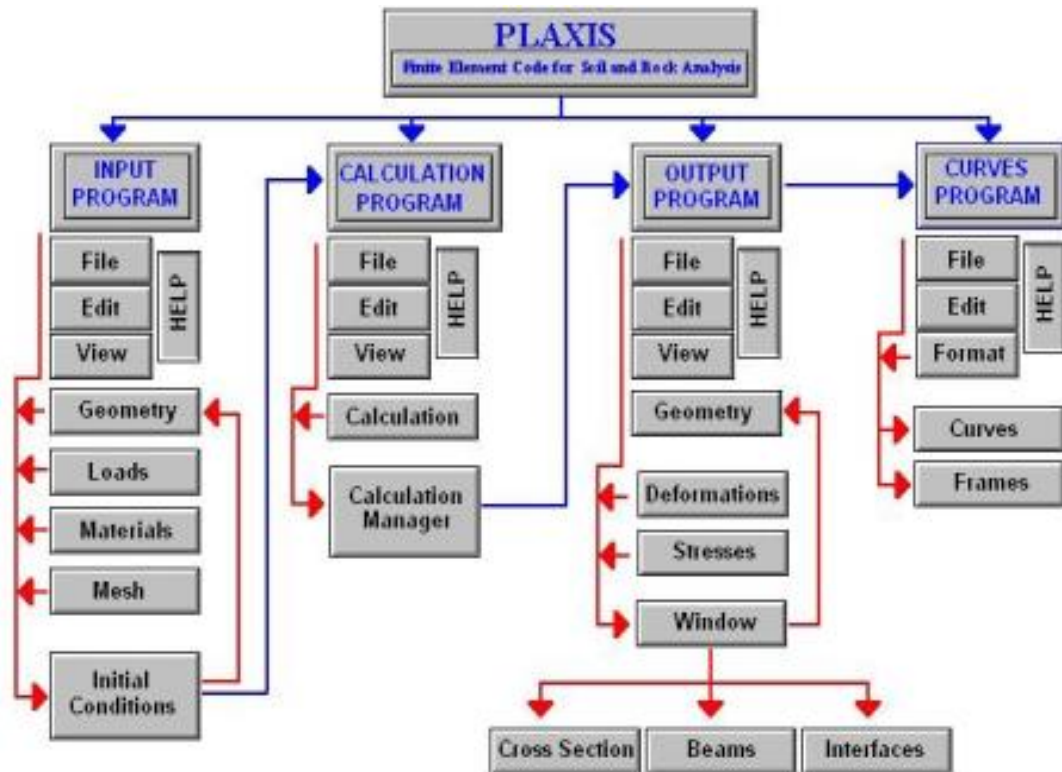


Figure 3.1: Organigramme du code Plaxis

a) Aperçu sur le code PLAXIS 2D :

Un large éventail de problèmes géotechniques peut être analysé avec cette version haute capacité. Il est possible d'utiliser des maillages éléments finis 2D. PLAXIS 2D est proposé sous forme de package étendu, comprenant la déformation élastique statique, des modèles de sol avancés, une analyse de stabilité, une consolidation, une analyse de sécurité, une grille mise à jour et un écoulement stable des eaux souterraines.

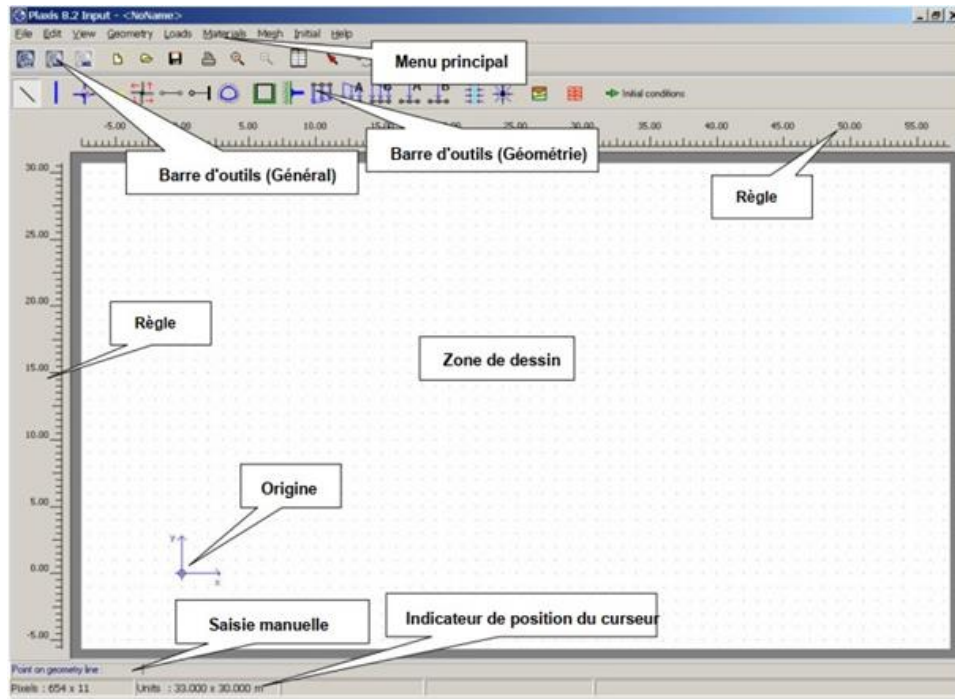


Figure 3.2: Fenêtre principale du programme Input

- **Le menu principal :**

Le menu principal contient toutes les options disponibles dans les barres d'outils, ainsi que certaines options supplémentaires qui ne sont pas fréquemment utilisées.

- **Barre d'outils (Général) :**

Cette barre d'outils contient des boutons pour des actions générales telles que les opérations sur le disque, l'impression, le zoom ou la sélection d'objets. Il contient également des boutons pour démarrer les autres programmes du package PLAXIS (Calculs, Output et Curves)

- **Barre d'outils (Géométrie) :**

Cette barre d'outils contient des boutons pour les actions liées à la création d'un modèle géométrique. Les boutons sont ordonnés de manière à ce que, en général, suivre les boutons de la barre d'outils de gauche à droite donne un modèle géométrique complet.

- **Règle :**

À gauche et en haut de la zone de dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques, ce qui permet une vue directe des dimensions de la géométrie.

- **Zone de dessin :**

La zone de dessin est la feuille de dessin sur laquelle le modèle géométrique est créé.

La zone de dessin peut être utilisée de la même manière qu'un programme de dessin classique.

La grille de petits points dans la zone de dessin peut être utilisée pour s'aligner sur des positions régulières.

• **Origine :**

Si l'origine physique se situe dans la plage de dimensions données, elle est représentée par un petit cercle, avec une indication des axes x et y.

b) Saisie manuelle :

Si le dessin à la souris ne donne pas la précision souhaitée, la ligne Saisie manuelle peut être utilisée. Les valeurs des coordonnées x et y peuvent être saisies ici en saisissant les valeurs correspondantes séparées par un espace. La saisie manuelle peut également être utilisée pour attribuer de nouvelles coordonnées à un point sélectionné ou se référer à un point de géométrie existant en saisissant son numéro de point.

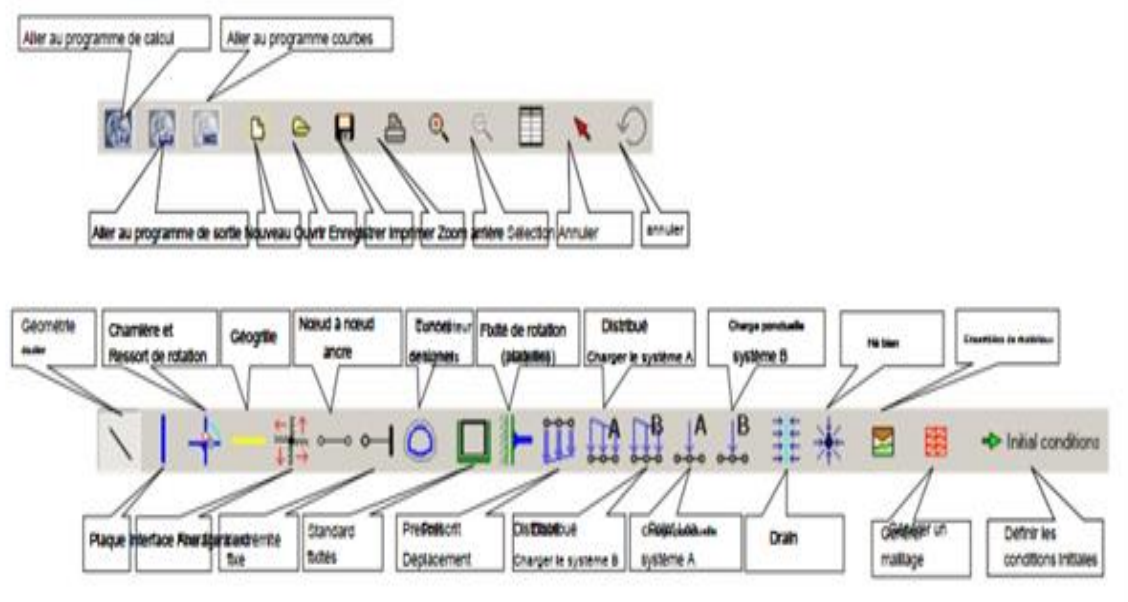


Figure 3.3: Barres d'outils

3.3 RÉGLAGES GÉNÉRAUX :

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un Nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File. Cette fenêtre contient Les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension). L'onglet Project contient Le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération [27].

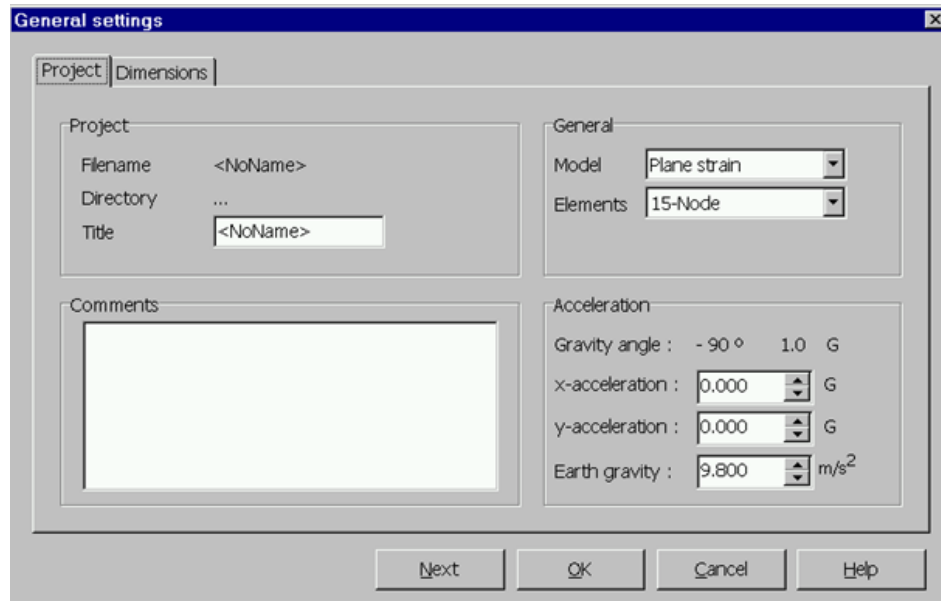


Figure 3.4: Fenêtre de réglages généraux (onglet Project)

- **Le type de modèle (Model) :**

PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Des programmes de PLAXIS séparés sont disponibles pour effectuer des analyses 3D.

- **Le réglage par défaut du paramètre Model est Plane strain.**

Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

- Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

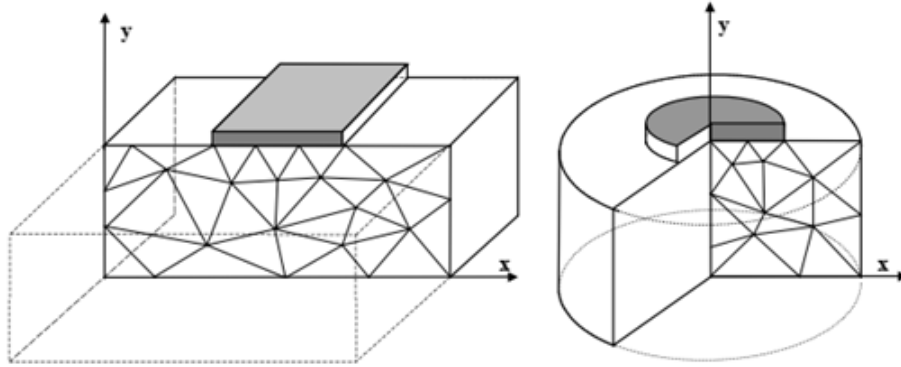


Figure 3.5: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

- **Les éléments :**

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.4) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. [29,30,31]. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction.

Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

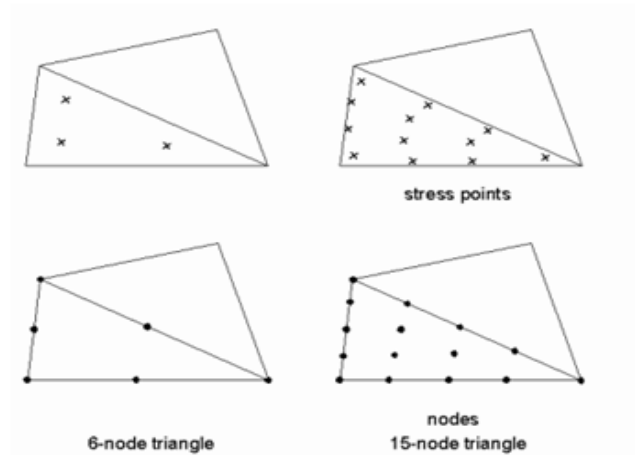


Figure 3.6: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

3.4 Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :

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

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

3.4.1 Modèle de mohr-coulomb :

Ce modèle largement utilisé est généralement considéré comme une première approximation du comportement d'un sol. Il est caractérisé par cinq paramètres : le module d'Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), et l'angle de dilatance (ψ) (voir Figure 3.7) [27].

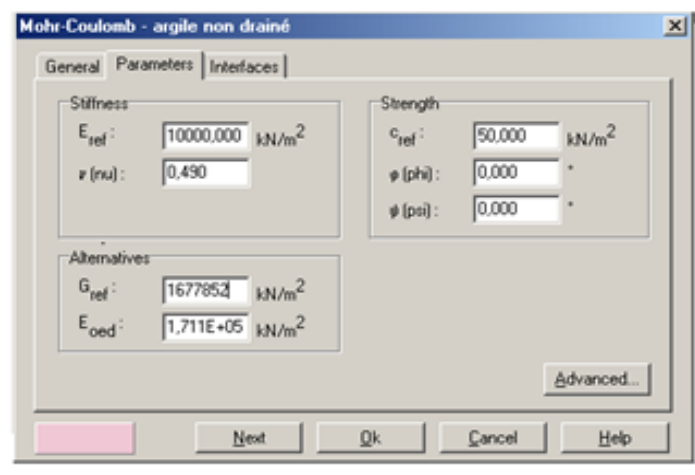
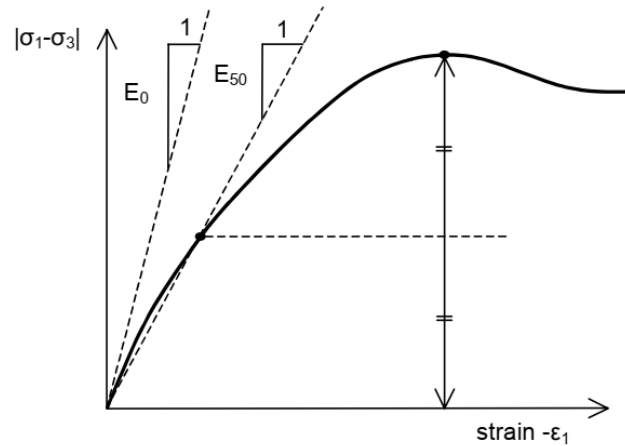


Figure.3.7 : Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.

a) Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure. 3.8).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.



Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de ΣM_{weight} de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$, Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$.

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 .

c) Angle de frottement :

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est, soit l'angle de frottement « de pic », soit l'angle de frottement de palier.

L'angle de frottement φ est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

d) Cohésion :

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

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

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

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

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

f) Autres paramètres de raideur :

En plus du module d'Young, Plaxis permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

$$G = \frac{E}{2(1 - \nu)} \quad (3.1)$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (3.2)$$

Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, Plaxis retient la valeur du Coefficient de Poisson et calcul le module d'Young correspondant.

3.5 CALCULS

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des Écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée Des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions Interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le Programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un Calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updated mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée. Ces différents types de calculs sont détaillés au paragraphe 4.4.2.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période De consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela Est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges Par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de

Préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures Automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix Approprié des pas de calcul.

3.5.1 LE PROGRAMME DE CALCUL :



Cette icône représente le programme de calcul (Calculations). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<More files>>>. Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton Calculate depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (Figure. 4.1).

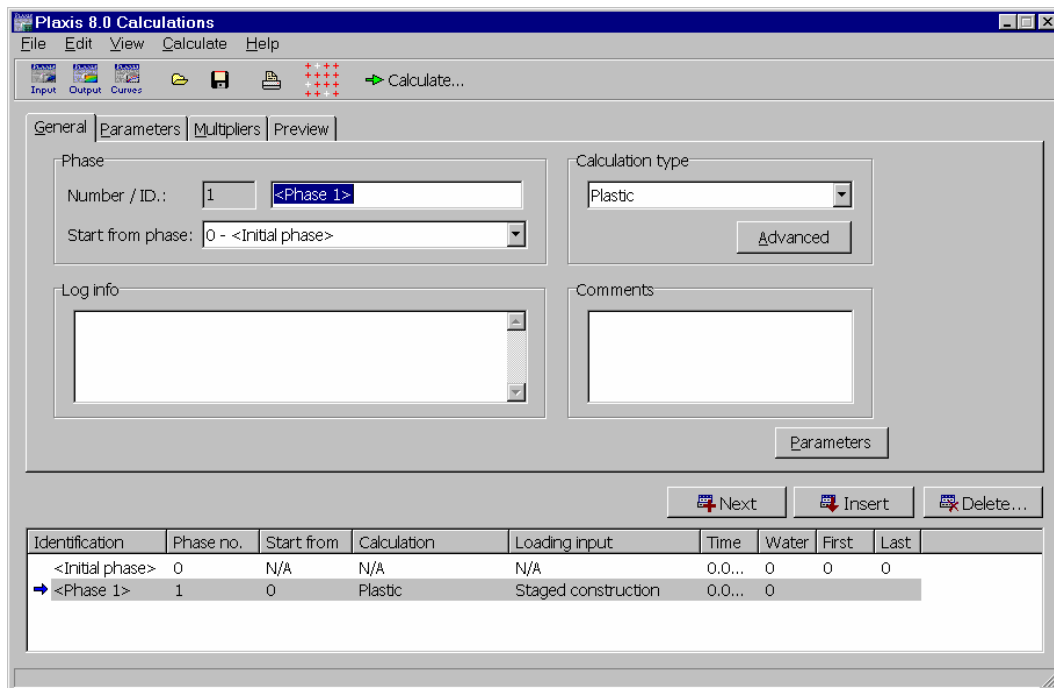


Figure 3.9: Fenêtre principale du programme de calcul.

a) Le menu de calcul :

Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul.

La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la Barre d'outils.

b) La barre d'outils :

La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci Pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès Que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.

Les onglets (partie supérieure de la fenêtre):

Les onglets permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul (Paragraphe 4.3 et suivants).

c) Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre) :

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet.

Chaque ligne correspond à une phase particulière. Et pour chaque phase, la ligne indique : l'identification correspondante (son nom), son numéro, le numéro de la phase à partir de laquelle les calculs commencent, le type de calcul, le type de chargement, la durée, les conditions hydrauliques à utiliser, les numéros des premier et dernier pas de calcul.

Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte, alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge.

3.6 Conclusion :

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

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

La détermination des paramètres géotechniques à intégrer dans PLAXIS ne diffère pas de la sélection de paramètres pour un calcul manuel de tassement ou de stabilité : à partir des essais, il est crucial d'établir ce qu'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres peuvent varier dans leur expression, mais restent toujours liés à des paramètres géotechniques conventionnels. L'angle de dilatance est probablement le paramètre le moins fréquemment rencontré.

CHAPITRE 4

Modélisation et analyse numérique d'un mur de soutènement en béton arme

4.1 INTRODUCTION

La modélisation revêt une importance cruciale dans toute étude géotechnique, car elle détermine la qualité des analyses diagnostiques ou prévisionnelles du comportement des sols et des structures. En effet, un modèle ne se limite pas à une simple série d'équations décrivant le comportement physique ou mécanique du sol ; il représente également géométriquement l'espace, en délimitant les différentes couches ou volumes occupés par chaque matériau.

De plus, une analyse numérique est menée pour évaluer l'impact de l'espacement des éléments de renforcement et des paramètres associés à ces éléments (tels que la longueur des nappes et la rigidité axiale) sur la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous utiliserons le logiciel Plaxis (version 8.1) pour effectuer ces analyses et présenter les résultats obtenus.

4.2 Présentation de cas étudié :

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur de soutènement en béton armé (de forme T) d'une hauteur de 6 m, et une base de 4.5 m de largeur avec une épaisseur de 0.6 m, reposant sur une couche de sol de fondation ayant une épaisseur de 9m et supportant un remblai d'une épaisseur de 6 m. La largeur du modèle est de 50 m.

Dans cette étude, nous abordons l'analyse et l'évaluation de la fragilité sismique de ce mur de soutènement.

Dans la Figure 4.1, nous avons une représentation des différents éléments constitutifs de l'ensemble étudié : le mur, le sol de fondation et le remblai. Les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau de remblai, du sol de fondation et du terrain naturel sont résumées dans les tableaux 4.1 et 4.2 respectivement.

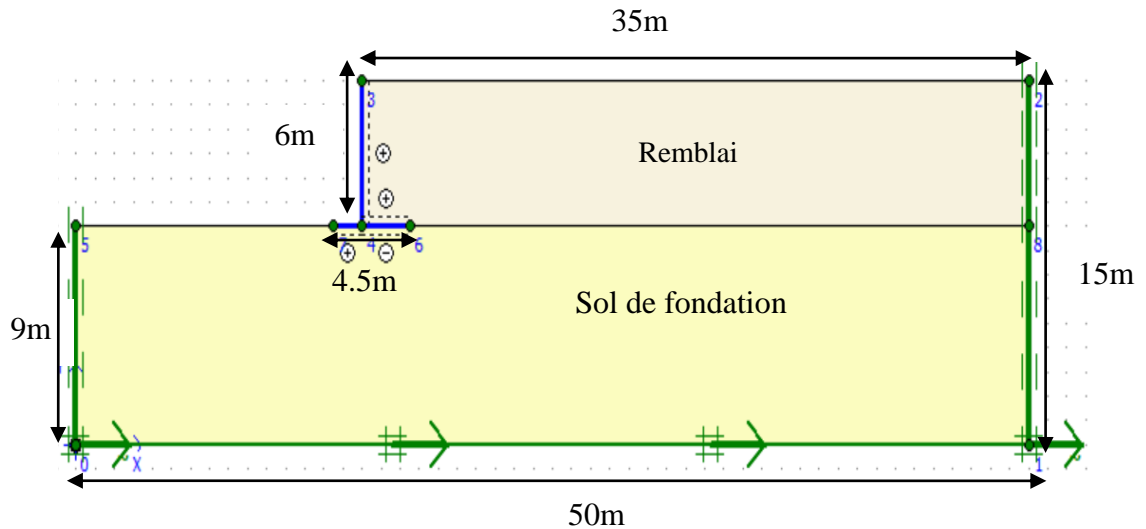


Figure 4.1 : Modèle d'un mur de soutènement en béton armé.

Tableau 4.1. Paramètres de sol.

Paramètres	Symbol	Remblai	Sol de fondation	Unité
Modèle du matériau	Model	Elastique parfaitement Plastique	Elastique parfaitement Plastique	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique	γ_{unsat}	17	18	[KN/m ³]
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	21	[KN/m ³]
Module d'Young	E_{ref}	30000	40000	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0.200	0.200	-
Cohésion	C_{ref}	1.00	25	[KN/m ²]
Angle de frottement	φ	35	20	[°]
Angle de dilatance	ψ	2	2	[°]
Interface	R_{inter}	0.66	0.66	-

Tableau 4.2. Caractéristiques du mur de soutènement.

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Rigidité normale	EA	1.930E 07	KN/m
Rigidité de flexion	EI	5.970E 07	KNm ² /m
Poids	w	14.4	KN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,20	-

4.3 Données entrées :

Dans la première étape, nous avons opté pour le modèle "Plane Strain" et l'élément à 15 nœuds dans les "Paramètres généraux". De plus, nous avons défini les dimensions géométriques de la fenêtre comme illustré dans la figure 4. 2.

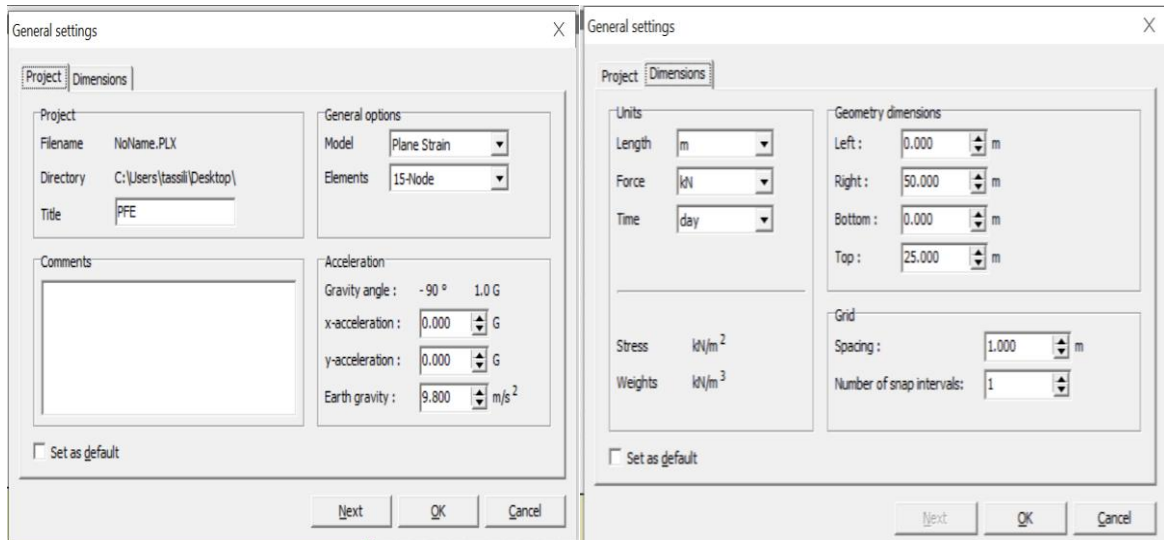


Figure 4.2 Menu « General settings ».

4.4 Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux :

Les données concernant les paramètres du sol et les caractéristiques du mur de soutènement sont regroupées dans les tableaux 4.1 et 4.2. Tandis que la description du maillage et du modèle est choisie comme suit :

Modèle : déformations planes

Éléments : 15 nœuds

Nombre des éléments = 125

Nombre des nœuds = 1107

4.5 Génération du Maillage :

Le sol a été entièrement discretisé à l'aide d'éléments finis de type triangulaires à 6 nœuds. L'optimisation du maillage nécessite un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques. En utilisant l'option "maillage" dans le menu Mesh, le maillage a été généré automatiquement avec une finesse réglée sur "très fine". Au total, le maillage se compose de 125 éléments et 1107 nœuds. Une représentation visuelle du maillage est fournie dans la figure 4.3.

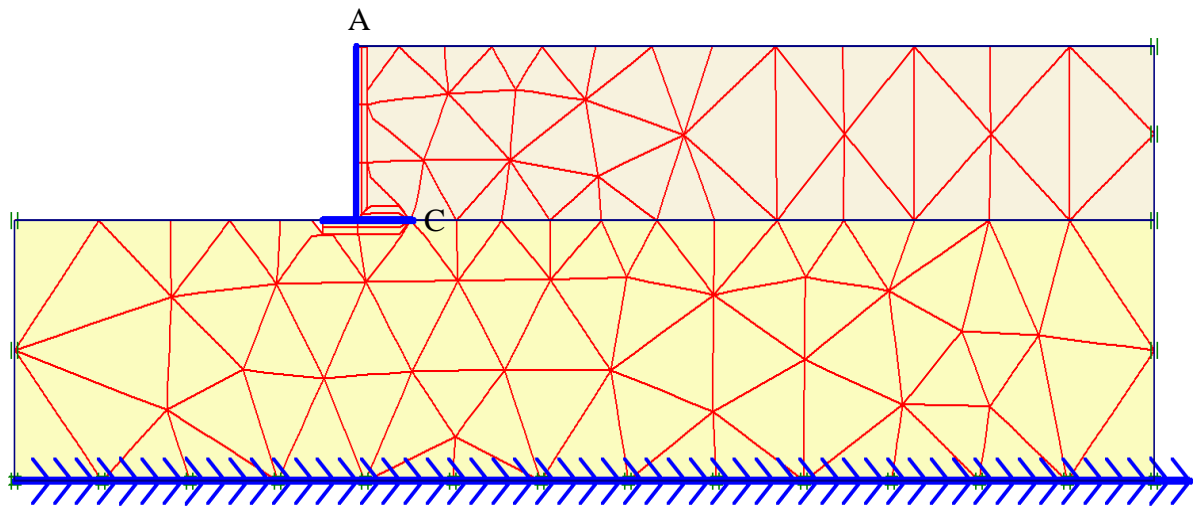


Figure 4.5 Modèle numérique (Le maillage.).

4.6 Etudes Paramétriques :

Dans cette étude, la méthode dynamique directe (MDD) est utilisée en employant le logiciel PLAXIS2D. Elle est appliquée en utilisant les enregistrements accélérométriques réels provenant du séisme de Loma Prieta en Californie (1990), qui sont fournis sous forme de fichiers SMC, figure 4.4.

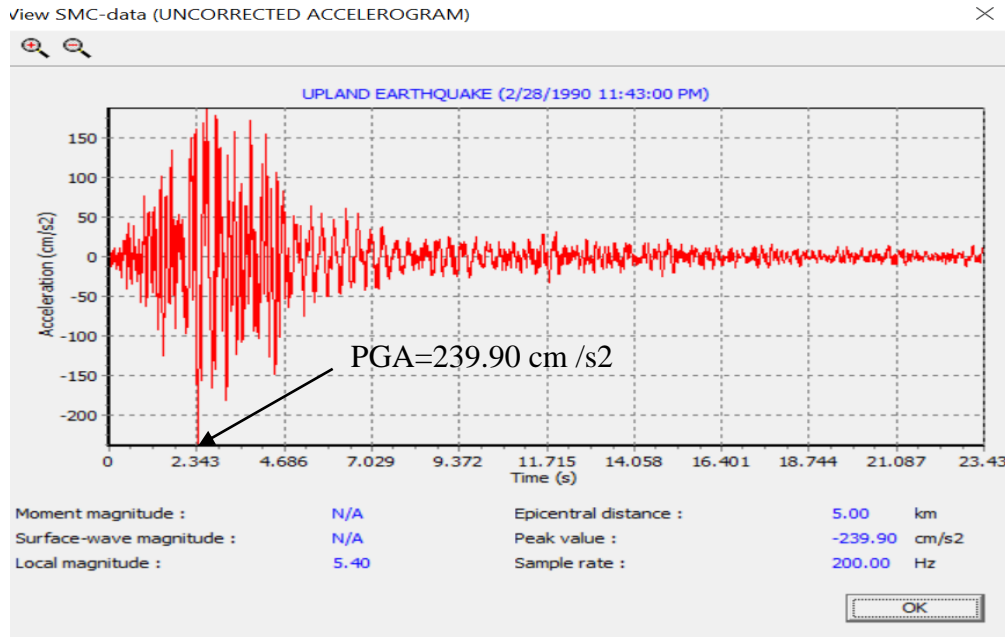


Figure 4.4 : Accélérogramme d'un séisme réel de Loma Prieta en Californie (1990).

4.7 Phases de calculs :

Le calcul est subdivisé en quatre étapes, comme illustré dans la figure 4.5. Pour simuler le problème envisagé, nous employons une procédure de construction pas à pas.

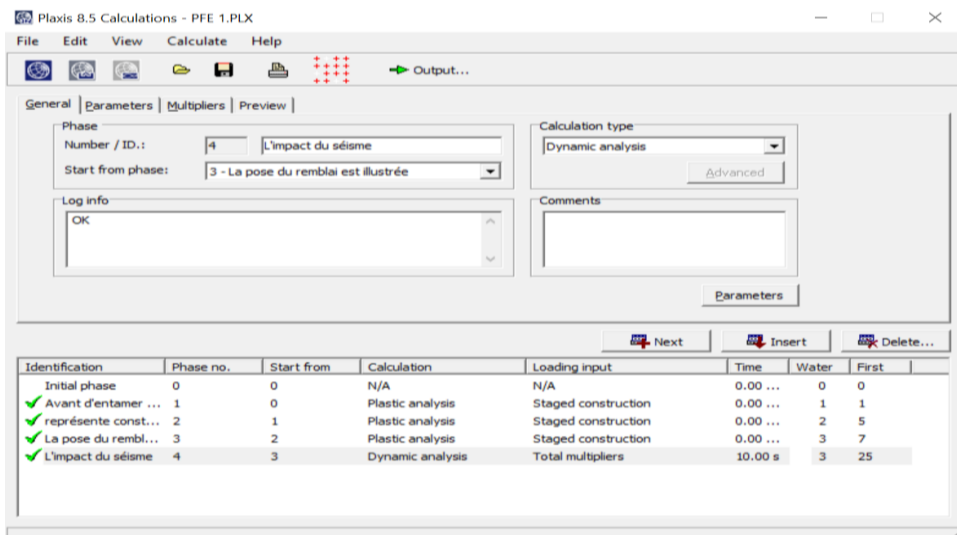


Figure 4.5: Les phases de calculs.

4.8 Résultats des études

➤ Les mécanismes de défaillance

Les résultats essentiels d'une analyse par éléments finis incluent les maillages déformés, les déplacements, les contraintes et les modes de rupture. Ci-dessous, nous présentons quelques résultats pour notre mur.

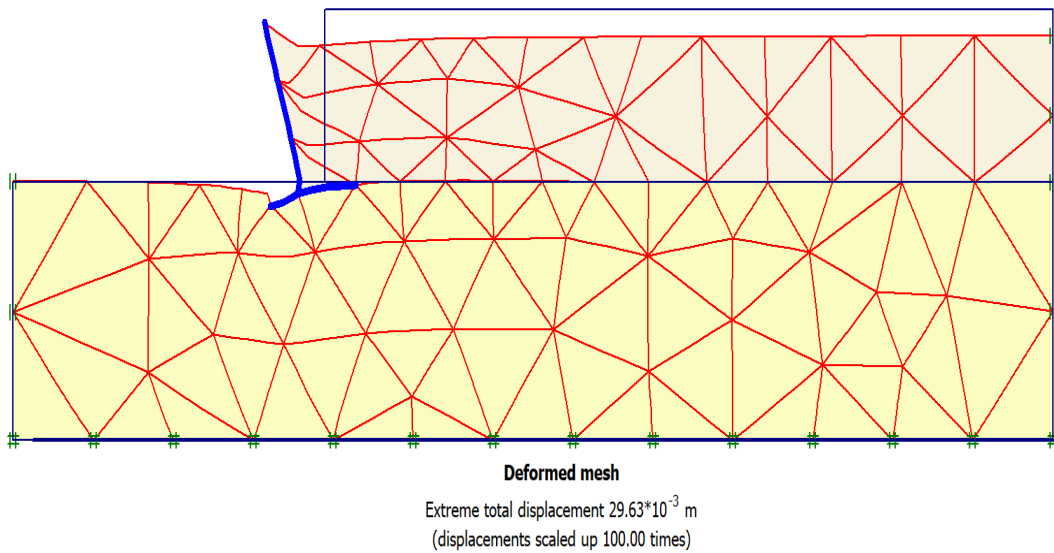


Figure 4.6 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

➤ Validation des résultats :

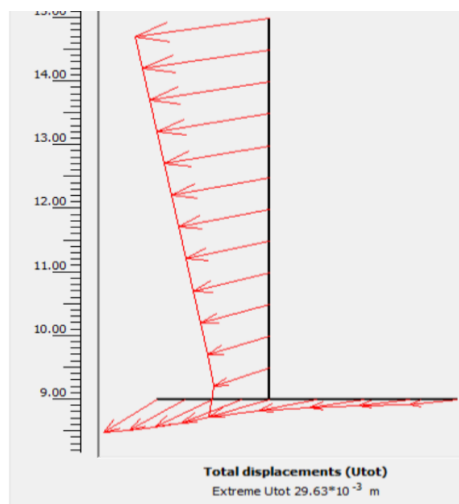


Figure 4.7 Vecteurs de déplacement total du mur de

➤ **Résultats obtenus pour le moment de flexion et les contraintes de cisaillement :**

Les résultats obtenus pour le moment de flexion puis des forces de cisaillement sont représentés sur la figure 4.8a et 4.9b

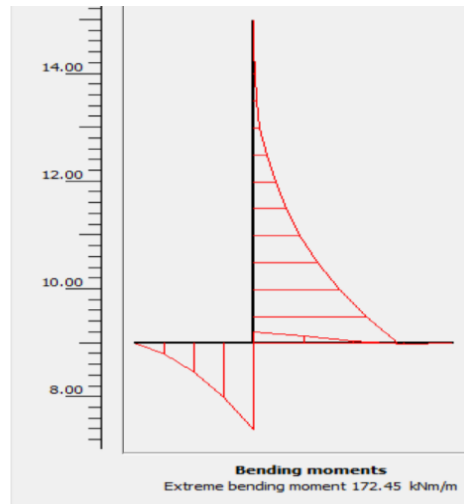


Figure 4.8a Moment de flexion

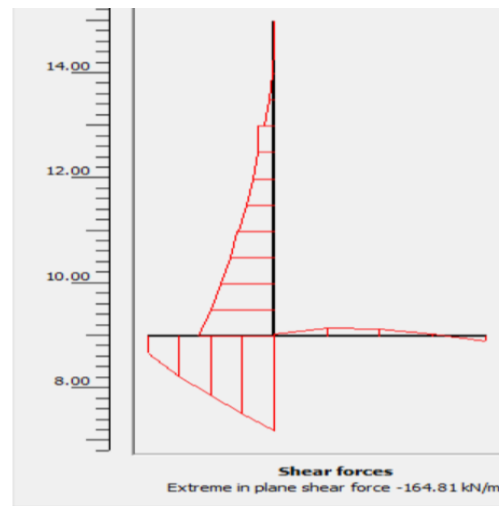


Figure 4.9b forces de cisaillement

➤ Les déplacements :

Les résultats obtenus des déplacements horizontaux et verticaux du mur sont illustrés par les figures 4.10 et 4.11.

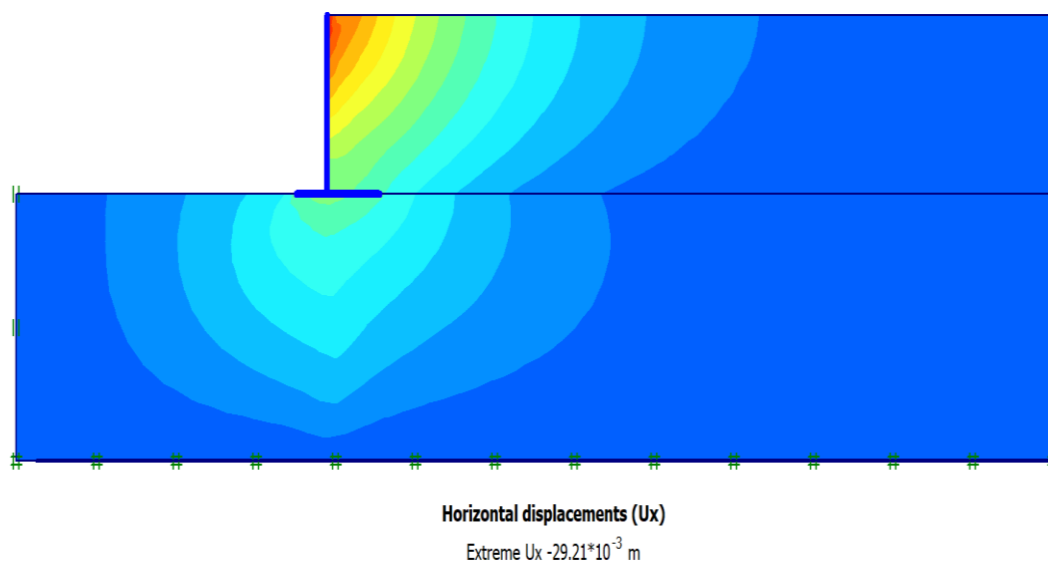


Figure 4.10 Déplacements horizontaux du mur.

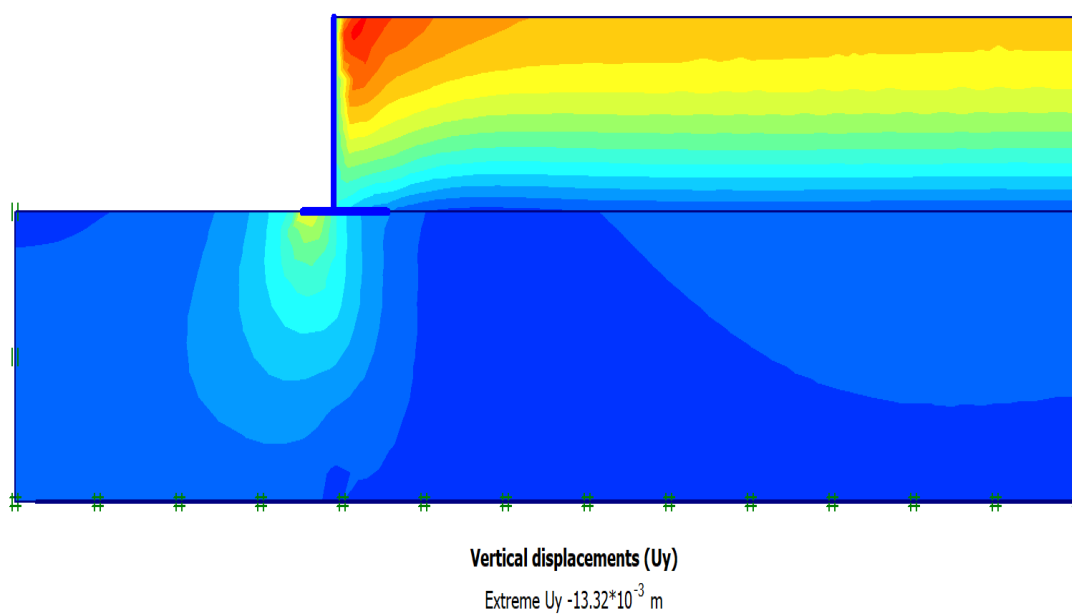


Figure 4.11 Déplacements verticaux du mur.

À la conclusion de la phase de construction dans ce cas de figure, les résultats obtenus se résument comme suit : un déplacement maximal de 29.63 mm, un déplacement horizontal du mur de 29.21 cm et un déplacement vertical du mur de 13.32 mm.

4.9 Résultats des déplacements dans le mur (en bas et au sommet) :

Nous avons étudié différents cas de déplacements dans le mur (en bas et au sommet) par la méthode dynamique pour différents *Peak ground acceleration* PGA, terme anglais désignant l'accélération maximale du sol, en changeant à chaque fois la valeur du PGA afin de voir son influence et l'ordre de grandeur des dégâts que peut causer ce facteur, les résultats obtenus pour PGA allant de 0,1g à 1,9g sont donnés à l'annexe. Le calcul a été poursuivi jusqu'à la ruine du mur c'est-à-dire la valeur de PGA=1.9g. Trois valeurs d'entre eux et qui sont donnés pour un PGA égale à 0.1g, 1g puis 1.9g sont présentées sur les figures 4.12a, 4.13 et b, 4.14a et 4.15 b et 4.16a et 4.17b:

PGA=0.1g

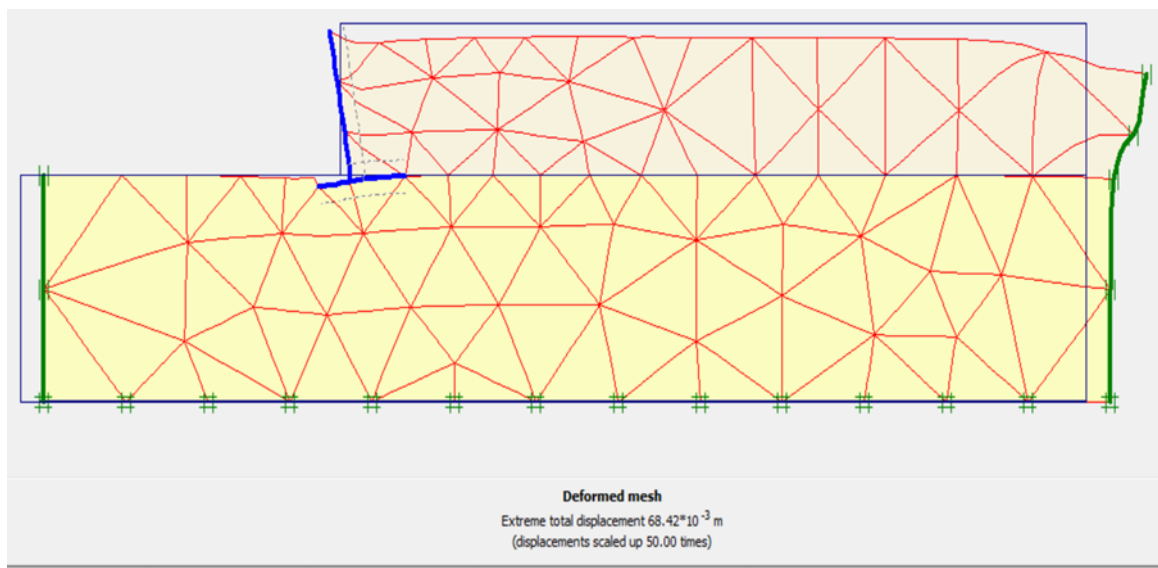
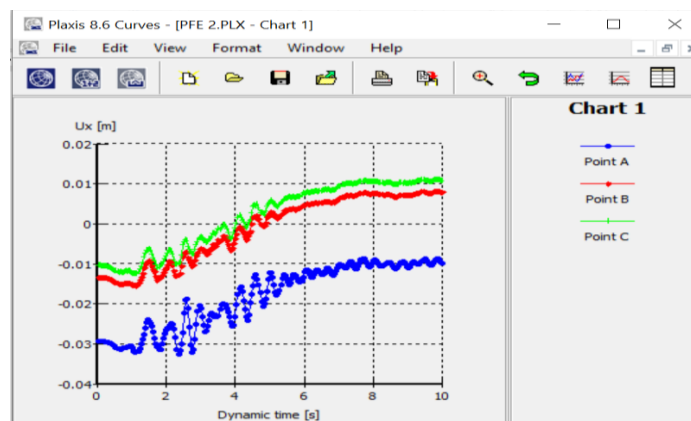


Figure 4.12 : (a) maillage représentant les déplacements.



4.13 : (b) courbe de déplacement

$PGA=1g$

Les résultats obtenus pour une accélération maximale du sol de 1 sont représentés par les figures suivantes

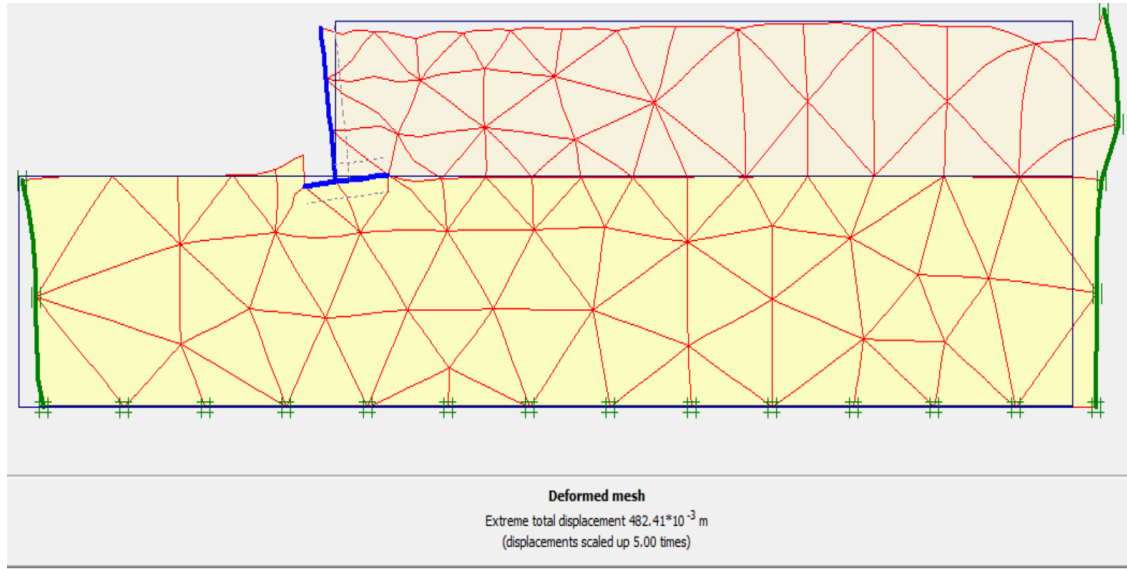


Figure 4.14: (a) maillage représentant les déplacements.

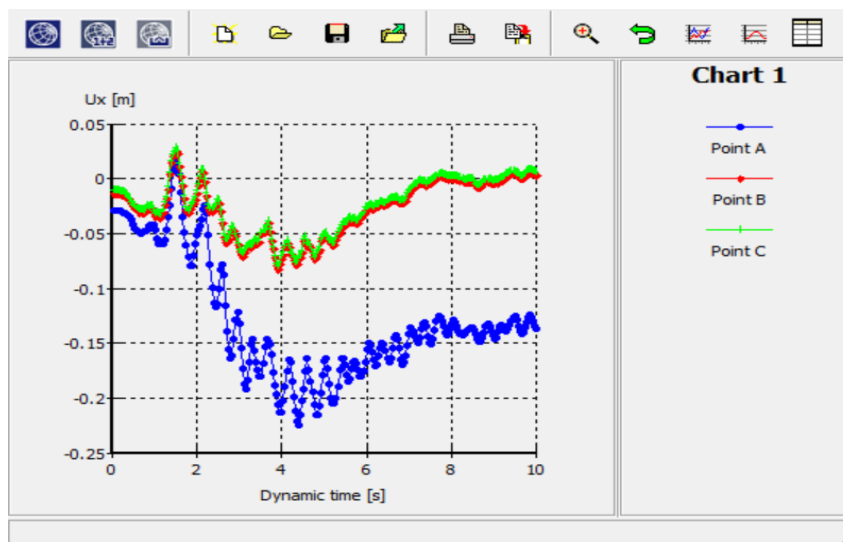


Figure 4.15: (b) courbe de déplacement

PGA=1.9g:

Enfin les résultats obtenus pour une accélération maximale du sol de 1.9 sont illustrés par les figures ci-après.

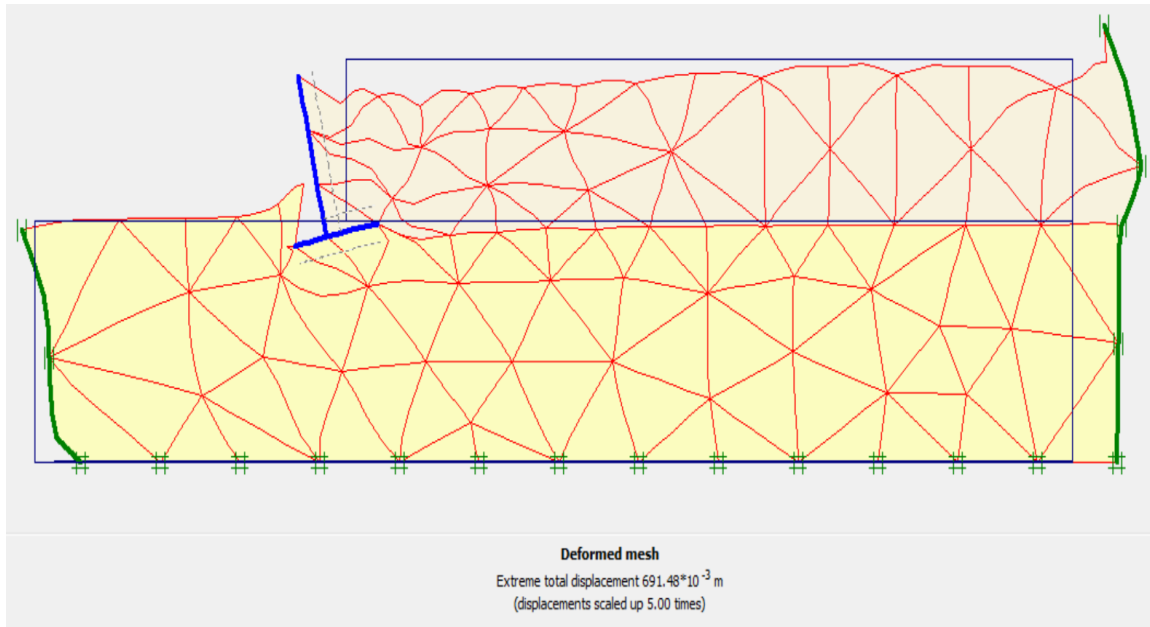


Figure 4.16: (a) maillage représentant les déplacements.

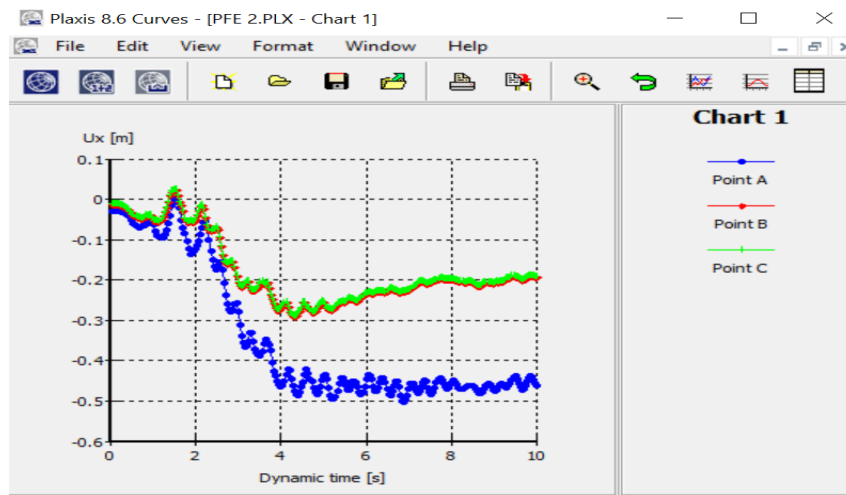


Figure 4.17 (b) courbe de déplacement

4.10 Comparaison Temporelle de l'Accélération Sismique au Point A (sommet du mur) :

Les Résultats des déplacements en fonction du temps déduits du calcul numérique par la méthode dynamique pour différents PGA allant de 0,1g à 1,9g, donnés au **tableau 4.3** et sont présentées sur la figure 4.18 montrant ainsi l'évolution du déplacement en fonction du PGA.

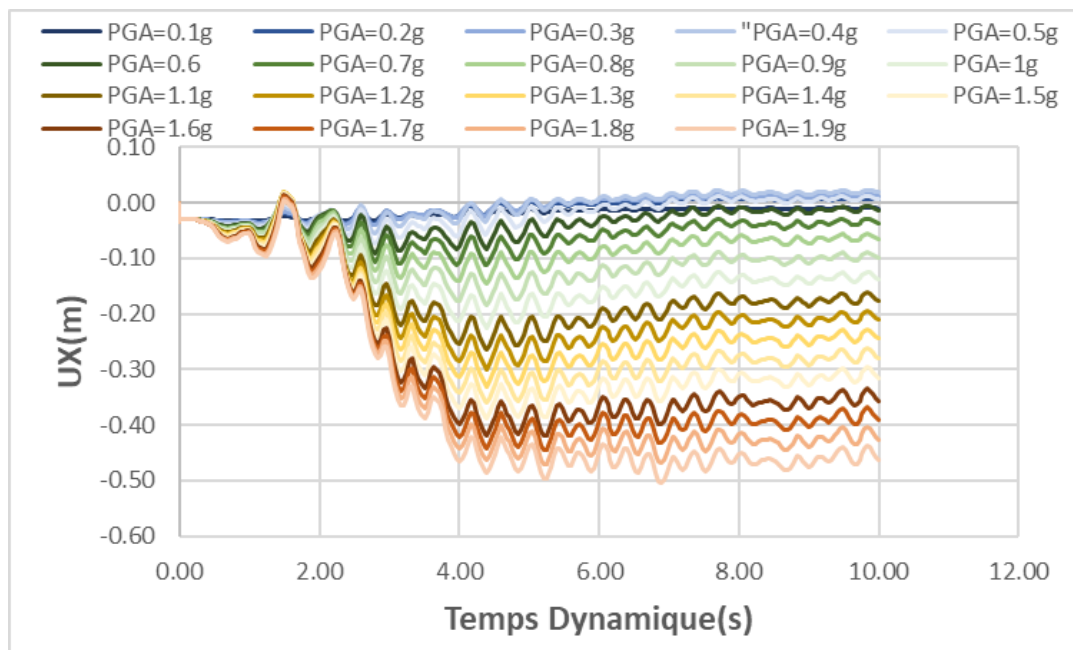


Figure 4.18 : déplacement en fonction du PGA au point A.

Tableau 4.3 Déplacement total (cm) en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA)

PGA (g%)	Déplacement en point A (cm)
0.1	3.3
0.2	3.7
0.3	4.1
0.4	4.5
0.5	5.5
0.6	7.4
0.7	11.1
0.8	14.6
0.9	18.4
1	22.1
1.1	26.2
1.2	30
1.3	33

1.4	35.7
1.5	39
1.6	41.5
1.7	44.5
1.8	47
1.9	50

4.11 Résultat de la courbe de fragilité :

À partir des valeurs des déplacements conséquents des différentes valeurs de PGA résumé au tableau 4.3, on peut établir une courbe de fragilité. **La figure 4.19** présente la courbe de fragilité pour le mur de soutènement étudié pour les valeurs de PGA de 0.24g, 0.15g puis 0.1g. Nous pouvons également constater, si nous reportons les résultats des autres études faites pour différentes valeurs du PGA que notre mur atteint l'état de ruine pour une valeur de 1.9g et subira donc des dommages complet limites comme montré sur la figure suivante

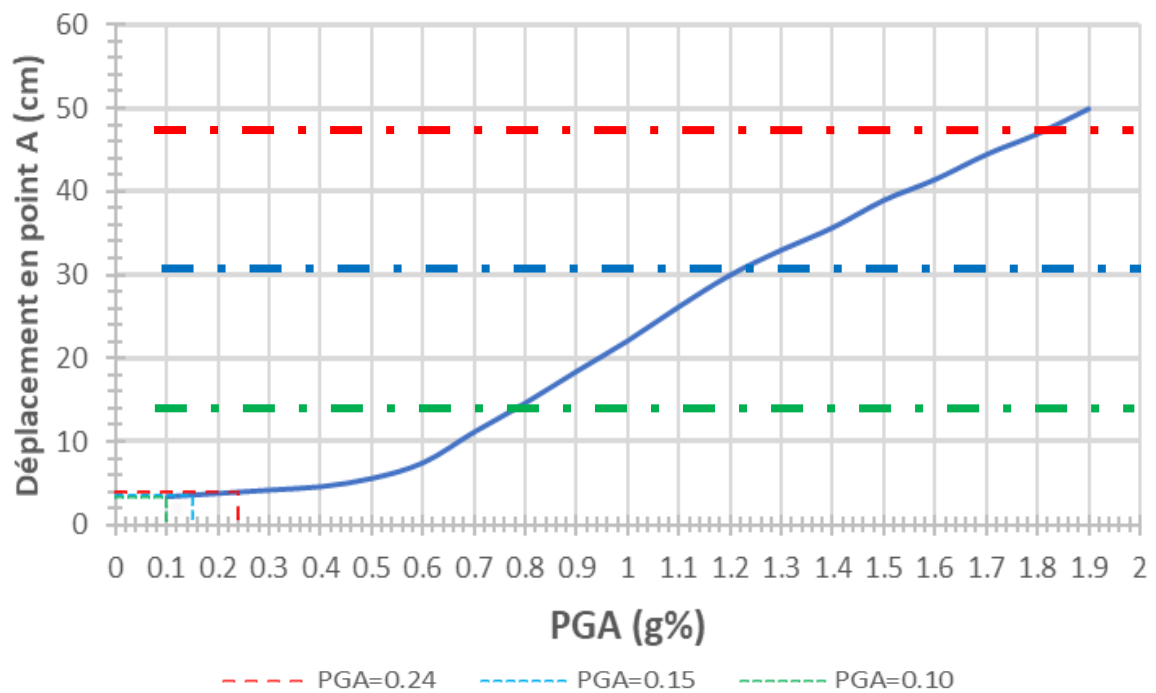


Figure 4.19 : courbe de capacité de déplacement en fonction de l'accélération maximale (PGA).

4.12 Étude de cas : application des courbes de fragilité :

Trois scénarios de séisme ont été considérés. Le premier est le séisme de Beni Ilmene (M'sila, Algérie) du 14 mai 2010, cet événement correspond à un séisme dont le PGA est d'environ 0,10g, le site s'éloigne de 7 km de l'épicentre. Le deuxième scénario est celui du séisme de référence, dont le PGA est de 0,15g, car les murs de soutènement sont situés dans la zone IIa et implantés sur un sol de type S3 selon RPA99 version 2003 [33]. Le troisième est le séisme de Loma Prieta en Californie (1990). Cet événement correspond à un séisme dont le PGA est d'environ 0,24g, Il est possible d'obtenir les déplacements du mur de soutènement pour $PGA = 0.10g$ et $PGA = 0.15g$ et $PGA=0.24g$, comme le montrent la figures 4.19 le tableau 4.5. A partir des résultats des déplacements obtenus, on peut déterminer la probabilité d'endommagement du mur étudié sur les courbes de fragilité.

Dans cette étude en raison de sa simplicité, on a choisi d'utiliser la proposition de Prakash (2001) et Huang et al. (2009) qui relie les déplacements limites à l'échelle d'endommagement, destinée aux murs de soutènement, et nous remarquons que les déplacements obtenus pour $PGA=0.10$, 0.15 et 0.24g imposé à notre mur restent très inférieur aux déplacement limites pour un état de dommage léger.

Table 4.4 : déplacement limite en tête et niveau de dommage PGA [30] [31].

Etat de dommage	Déplacements limite de mur Horizontale	Déplacements limite de mur Horizontale dans cette étude pour H=6 m (cm)
Léger	0.02H	12
Modéré	0.05H	30
Complet	0.08H	48

4.13 Conclusion

En conclusion, l'étude que nous avons effectué à partir de la quelle nous avons remarqué que les déplacements induits par la force de séisme résultants des PGA choisi pour cette étude a montré que les dommages causés sont très réduits et restent dans la limite des dommages léger. Nous avons alors opté pour la variation des valeurs du PGA jusque-là ruine du mur et nous avons pu constater que la valeur limite de 1.9g est celle qui peut causer la rupture du mur. Tout ceci a été bien sûr assuré par un outil de calcul numérique PLAXIS, connu par les géotechniciens et bien adapté pour le calcul des différentes structures et notamment sous l'effet du séisme.

CONCLUSION GENERALE

Les constructions de soutènement visent à prévenir les risques d'éboulement ou de glissement sur des talus raides ou verticaux. Elles peuvent être mises en place de manière temporaire ou permanente. Ces ouvrages sont indispensables pour protéger les routes contre les avalanches en montagne et pour limiter l'expansion des talus naturels en milieu urbain lors de la construction de routes, de bâtiments ou d'ouvrages d'art.

Dans ce mémoire nous avons présenté l'étude du cas d'un mur de soutènement sous un effet sismique et qui a été menée à l'aide d'un outil de calcul numérique PLAXIS 2D.

Les différents modèles utilisés dans PLAXIS 2D montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre qui soit sans signification physique.

Nous avons donc d'abord, dans les premiers chapitres, souligné l'importance cruciale d'une bonne conception des murs de soutènement pour assurer la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont dimensionnés pour résister aux remblais et aux surcharges, y compris en cas de sollicitation sismique. Ensuite nous avons répertorié les méthodes d'évaluation des pressions passives et actives sur un mur de soutènement dans des conditions statiques et dynamiques. Nous avons donc identifié les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement dans des conditions sismiques, telles que l'analyse pseudo-statique (Mononobe-Okabe 1926, 1929), l'analyse pseudo-dynamique (Choudhury & Nimbalkar 2006), et l'approche du déplacement basée sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979).

Ensuite nous avons effectué le calcul dynamique de notre mur par l'outil numérique PLAXIS, et à partir de l'étude que nous avons effectuée, nous avons remarqué que les déplacements induits par la force de séisme résultants des PGA choisi pour cette étude les dommages causés sont très réduits et restent dans la limite des dommages léger. Nous avons alors opté pour la variation des valeurs du PGA jusque-là ruine du mur, et nous avons pu constater que la valeur limite de 1.9g est celle qui peut causer la rupture du mur. Tout ceci a été bien sûr assuré par un outil de calcul numérique PLAXIS, connu par les géotechniciens et bien adapté pour le calcul des différentes structures et notamment sous l'effet du séisme.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

- [1] PROFRACTAL, **La conception des murs de Soutènement**, Engineering & Consulting, (2000).
- [2] Zeroual. F," **Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques**", Mémoire de Magister, Université Batna 2013.
- [3] Bahri Djegdjiga et Mameche Bouchra, **Etude de la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement**, Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira, Année Universitaire 2018/2019.
- [4] Kramer. S.L (1996),” **Geotechnical earthquake engineering**”, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [5] Schlosser.F (1991), “**Murs de soutènement**”, Techniques de l'ingénieur, Traité Construction Volume C 244, Paris.
- [6] Gérard PHILPPONNAT PRÉFACE DE Maurice ALBIGÈS « **FONDATION ET OUVRAGES EN TERRE** » DEUXIEME EDITION nouveau tirage EDITIONS EYROLLES 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris 1987.
- [7] H. Chebira, A. Mekki, **Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable**, Mémoire de projet fin d'étude, Université Aboubekr Belkaid Tlemcen, 2017/2018.
- [8] Conception et calcul des structures de bâtiment (volume 4), auteur (Henry Thonier), Deuxième édition, Editeur : Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Date de parution : 01/06/1998 paris.
- [9] DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [10] François SCHLOSSER « Techniques de l'Ingénieur C244 » Murs de soutènement.
- [11] ROUABEH Aicha, **Thème comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique**, Université m'hamed bougara-boumerdes ;2013.
- [12] ANNANE Abdallah, **Mur de soutènement en zone sismique**, Université Hadj Lakhdar-Batna, Année Universitaire 2012/2013
- [13] BELKHEIR.M. A, **influence de la disposition des voiles sur la performance sismique**, Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri T.O, juillet 2012
- [14] MAHIEDDINE Aya. BOUCHAM Bouchra, **Calcul automatique des murs de Soutènements en béton armé. Etablissement d'un programme en VB.net** Mémoire de Master, Université Blida1 ,2019/2020.
- [15] BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). **Murs de soutènement : Cours de Mécanique des Sols appliqués.**

- [16] Bouafia, A (2009), **Conception et calcul des ouvrages géotechniques**, éditions pages bleues, 386 pages.
- [17] Berga, A (2003), **Eléments de mécanique des sols**, Centre Universitaire de Béchar.
- [18] Chogueur Aissa. **Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de L'interaction écran-fondation**. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen, 2013.
- [19] **Formulaire du béton armé** (volume 1 et 2), règle, BAEL91, Eurocode 2, règle parasismique 92, auteur (Victor Davidovici), Editeur : Le Moniteur (1 janvier 1996), Paris.
- [20] DJABRI Mohamed. **Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont**, Mémoire de magister, université Mohamed Khider – Biskra, 2013.
- [21] 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.
- [22] SCHLOSSER (F.) **Ouvrages de soutènement. Poussée et butée**. Techniques de l'ingénieur, traité construction.
- [23] ROBITAILLE (V.) et TREMBLAY (D.) **Mécanique des sols**, théorie et pratique. Modulo (1997).
- [24] Ali Bouafia : **introduction à la dynamique des sols, Tome 2, calculs dynamiques des ouvrages géotechniques**. Office des publications universitaires, Alger, 2010.
- [25] FEMA 356, FEMA 356- **Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [26] **Auvray, R.** (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow.
- [27] **Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A.** (2003). PLAXIS Version 8.1, material model manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [28] Saoula Hana. **Modalisation numérique d'un mur de soutènement Chargé en tête**. Université Mohamed khider – Biskra, Promotion Juillet 2019.
- [29] BAAZIZ Salah Eddine, **Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé** ; Université Mohamed Khider – Biskra ; 02/05/2012
- [30] Eurocode 7 « **calcul géotechnique** » Editée et diffusée par l'Association française de Normalisation (AFNOR) 1996

Références bibliographie

- [31] Huang, C.-C., Wu, S.-H., and Wu, H.-J. (2009). “**Seismic Displacement Criterion for Soil Retaining Walls Based on Soil Strength Mobilization.**” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(1), 74–83
- [32] Wu, Y., and Prakash, S. (2001). “**Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls.**” Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, San Diego, California
- [33] A. PECKER., *Dynamique des structures et des ouvrages*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Edition 2006

ANEXE :

Résultats des déplacements dans le mur (en bas et au sommet) :

PGA=0.1g :

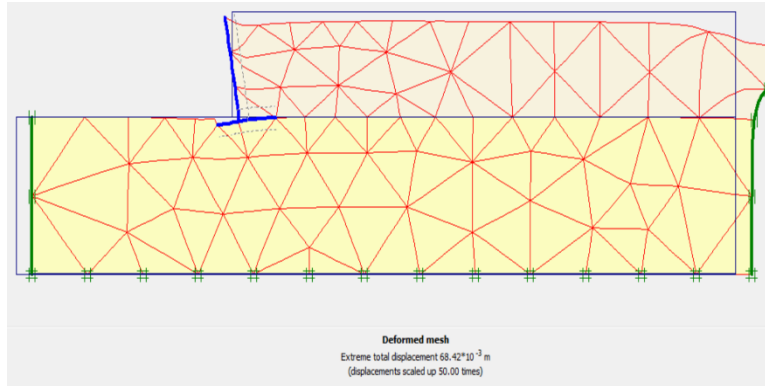


Figure maillage représentant les déplacements.

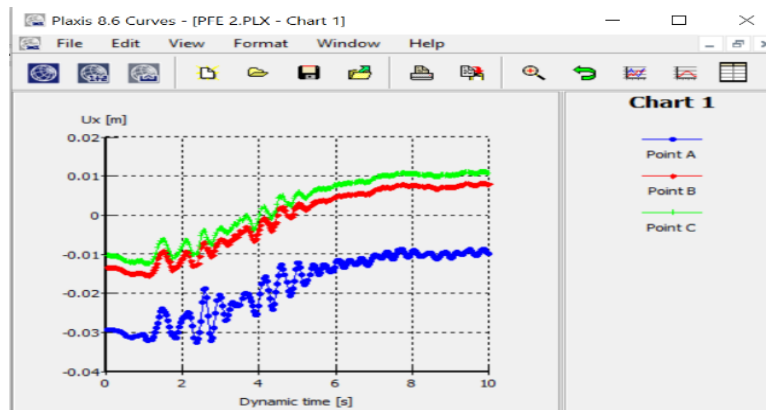


Figure courbe de déplacement

PGA=0.2g :

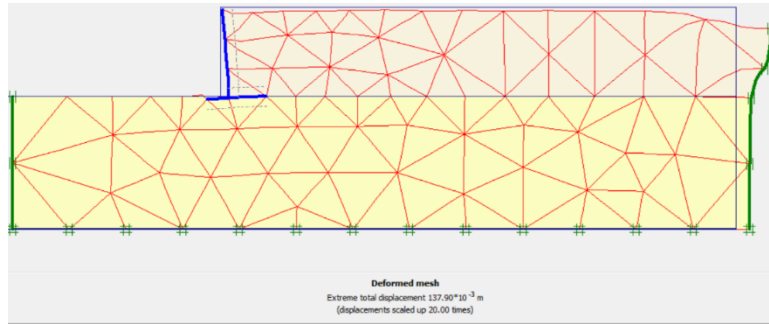


Figure maillage représentant les déplacements.

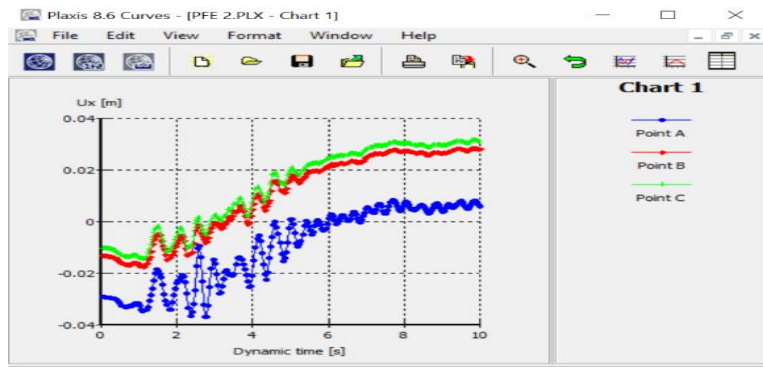


Figure courbe de déplacement

PGA=0.3g:

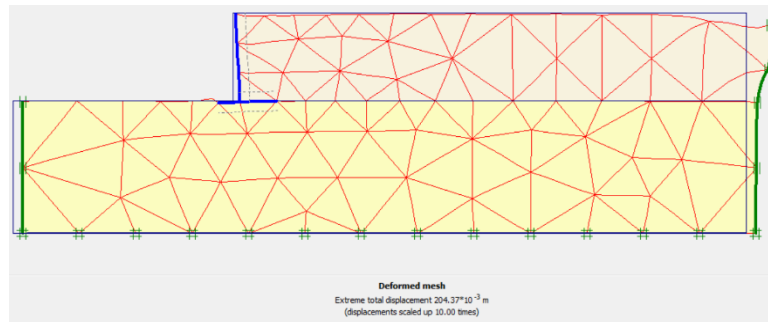


Figure maillage représentant les déplacements.

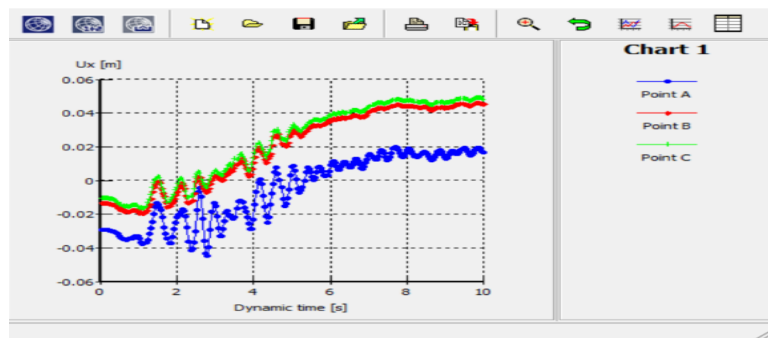


Figure courbe de déplacement

PGA=0.4g :

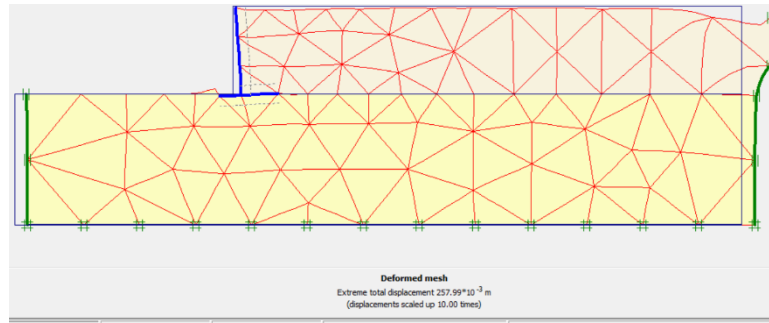


Figure maillage représentant les déplacements.

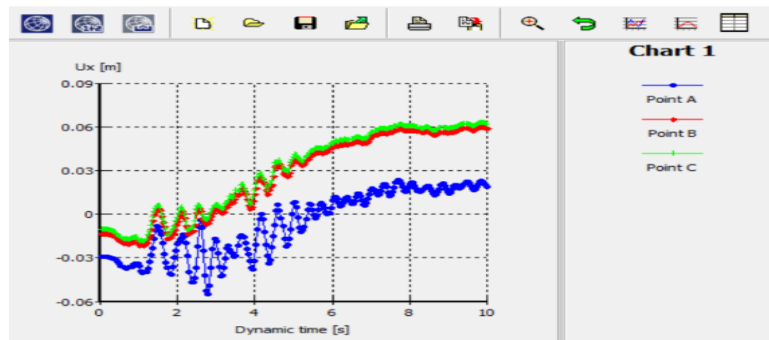


Figure courbe de déplacement

PGA=0.5g :

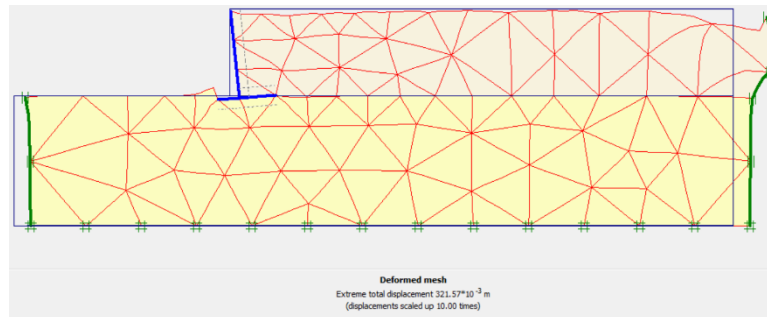


Figure maillage représentant les déplacements.

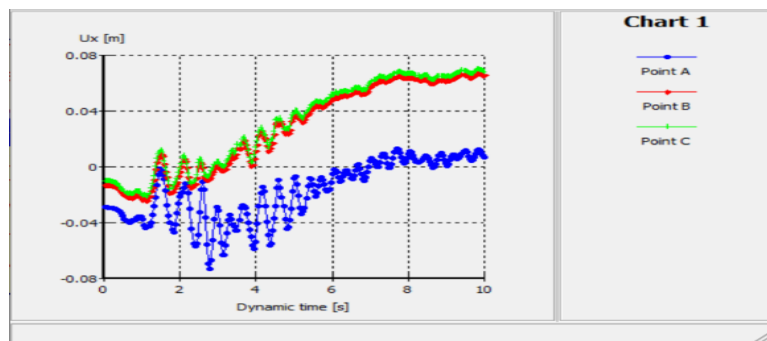


Figure courbe de déplacement

PGA=0.6g :

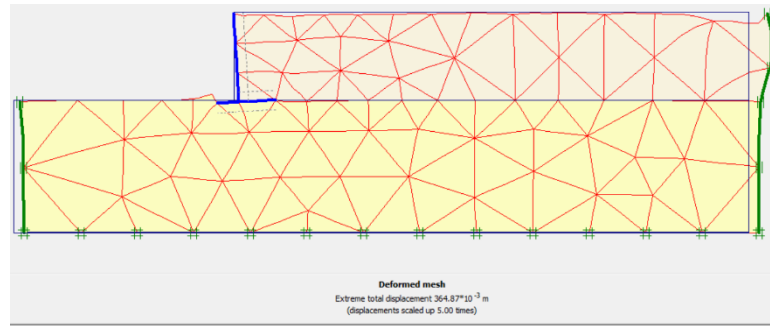


Figure maillage représentant les déplacements.

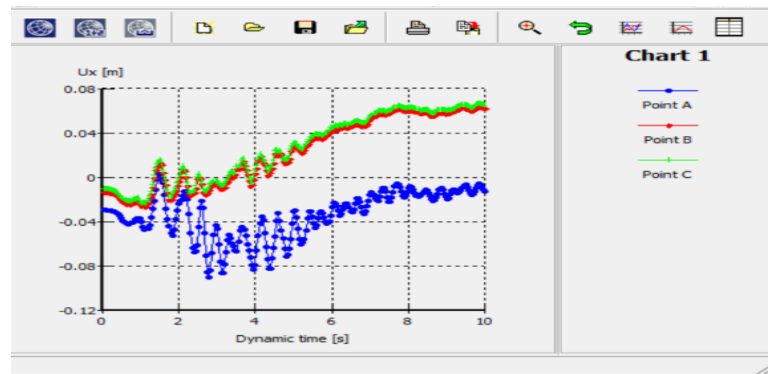


Figure courbe de déplacement

PGA=0.7g :

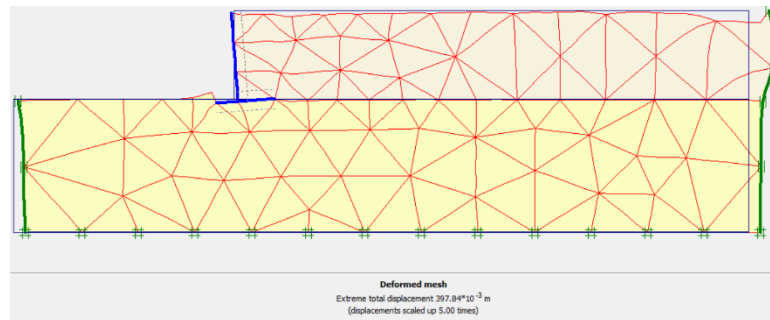


Figure maillage représentant les déplacements.

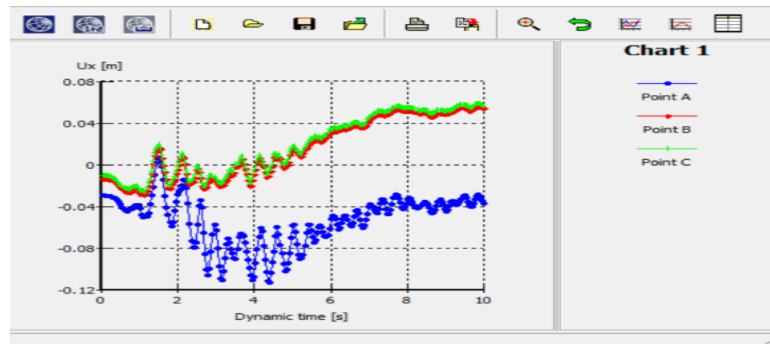


Figure courbe de déplacement

PGA=0.8g :

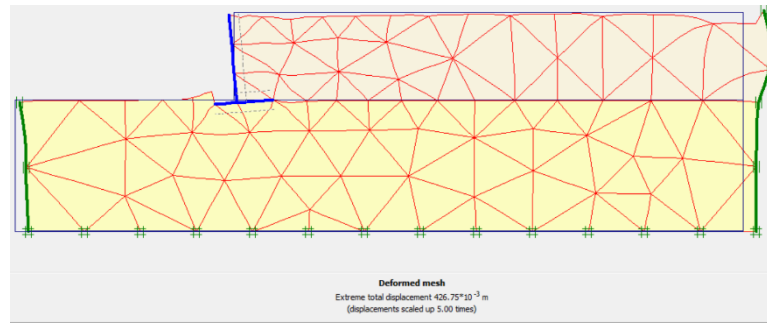


Figure maillage représentant les déplacements.

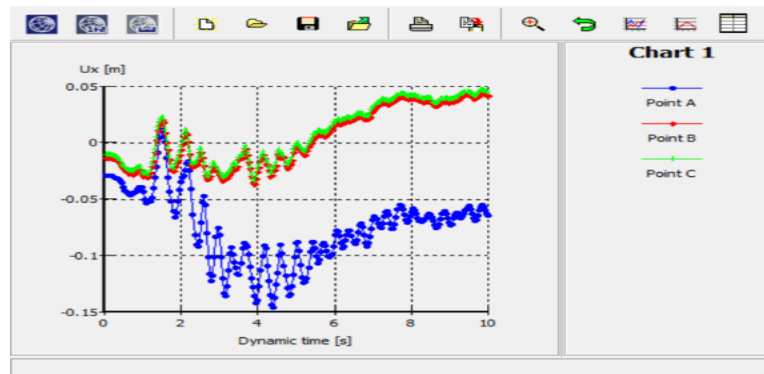


Figure courbe de déplacement

PGA=0.9g :

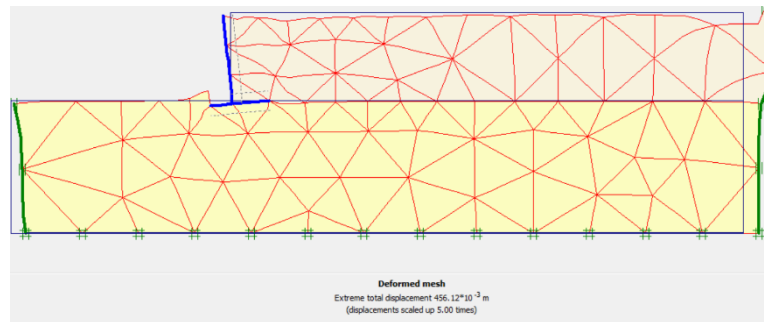


Figure maillage représentant les déplacements.

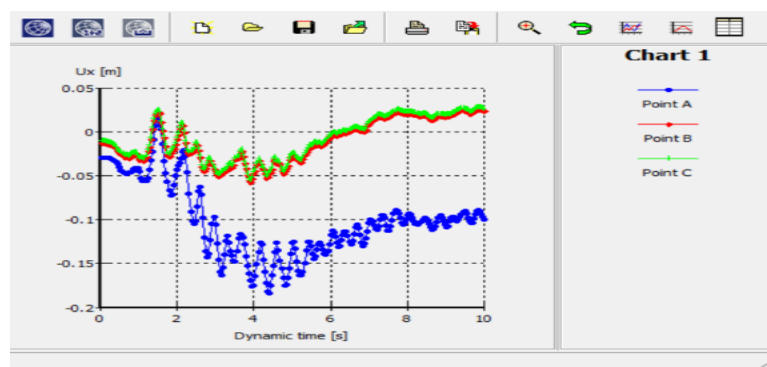


Figure courbe de déplacement

PGA=1g :

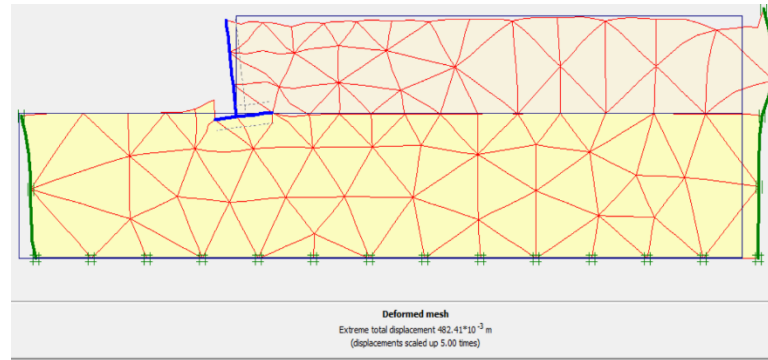


Figure maillage représentant les déplacements.

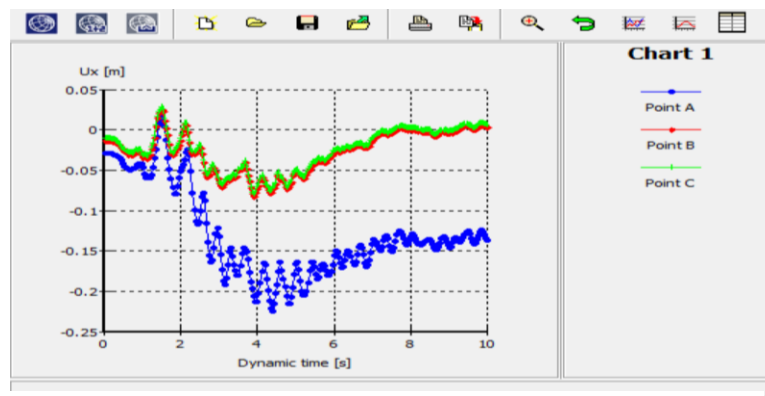


Figure courbe de déplacement

PGA=1.1g :

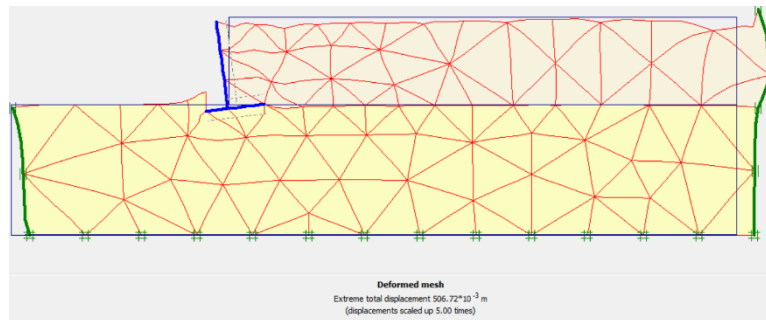


Figure maillage représentant les déplacements.

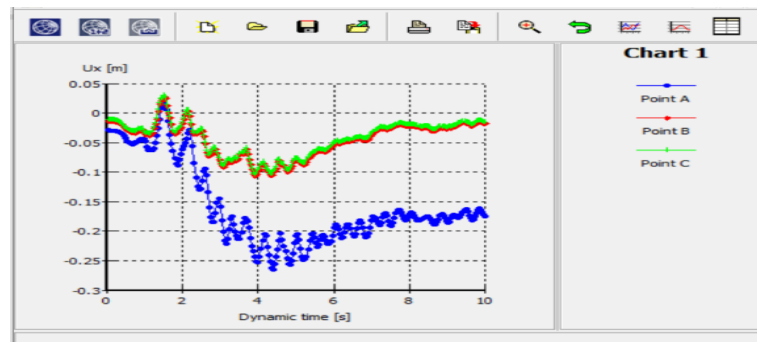


Figure courbe de déplacement

PGA=1.2g:

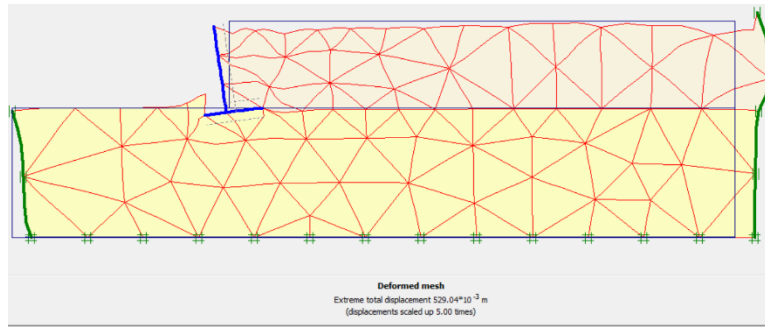


Figure maillage représentant les déplacements.

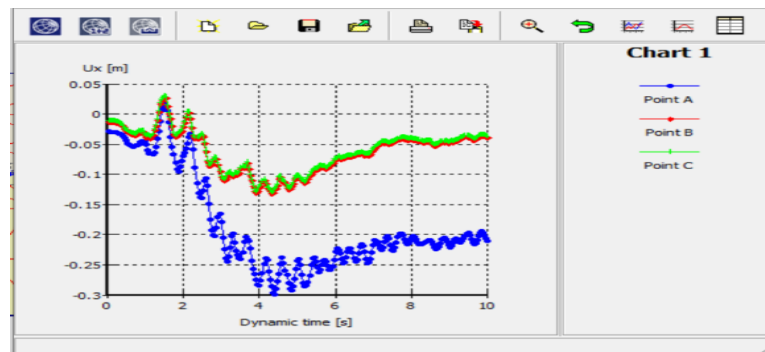


Figure courbe de déplacement

PGA=1.3g :

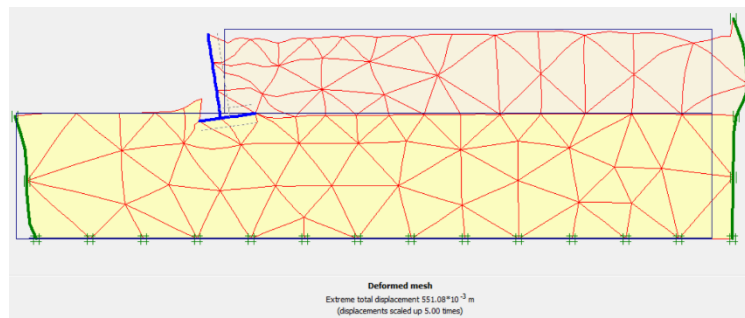


Figure maillage représentant les déplacements.

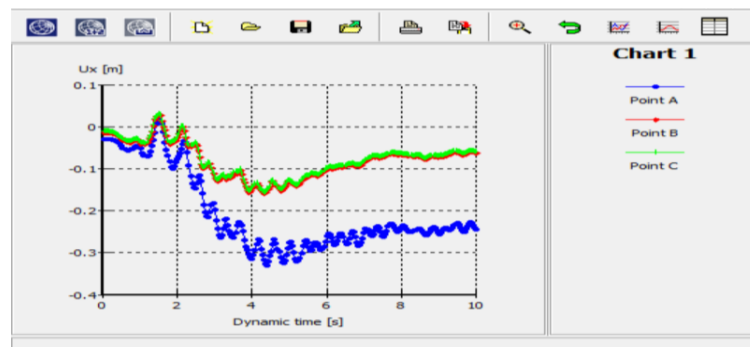


Figure courbe de déplacement

PGA=1.4g:

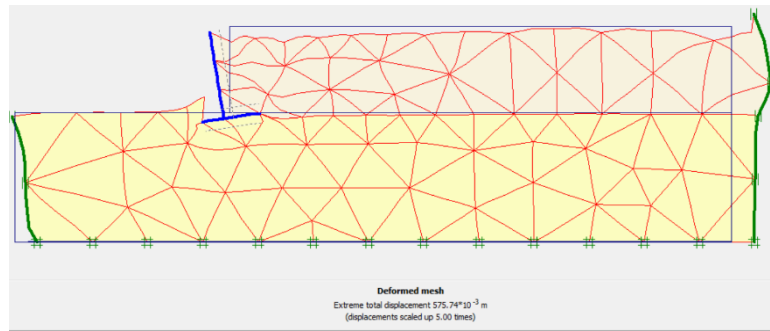


Figure maillage représentant les déplacements.

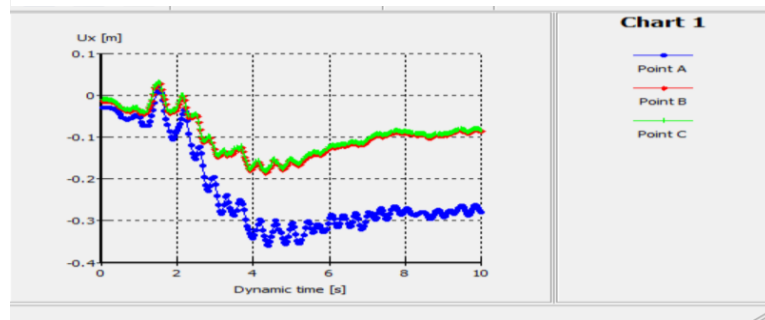


Figure courbe de déplacement

PGA=1.5g :

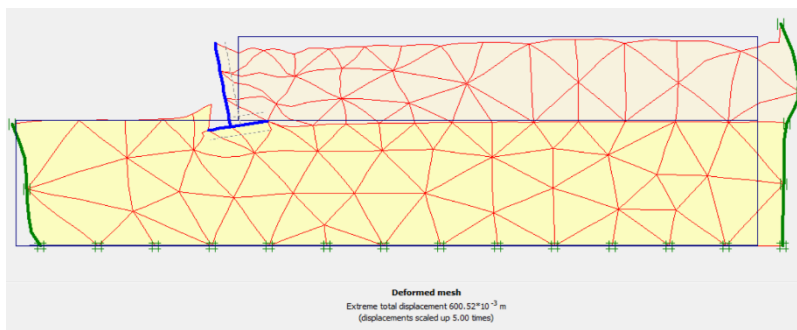


Figure maillage représentant les déplacements.

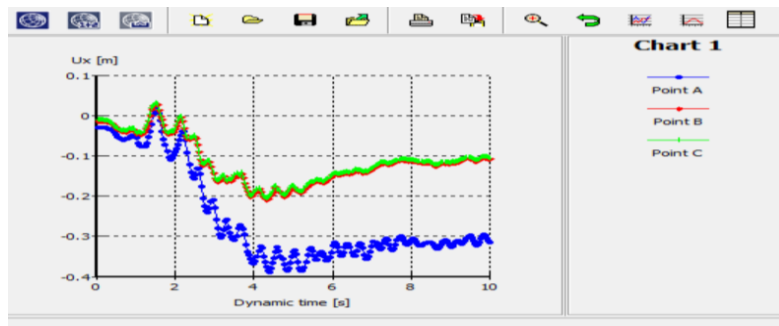


Figure courbe de déplacement

PGA=1.6g:

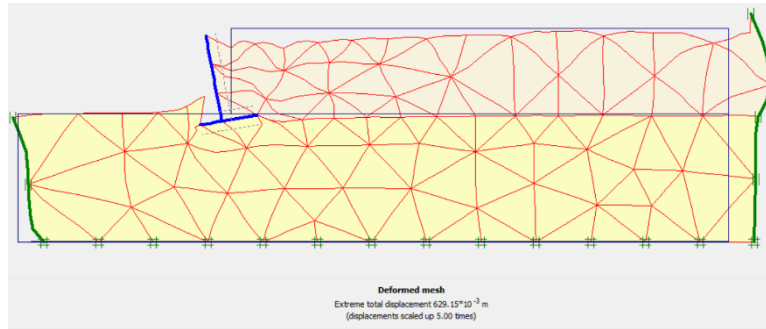


Figure maillage représentant les déplacements.

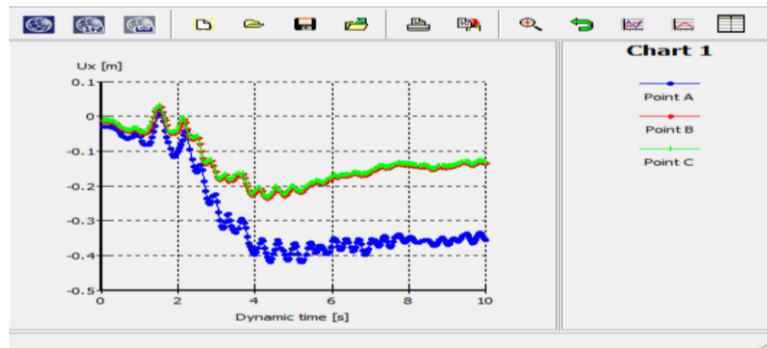


Figure courbe de déplacement

PGA=1.7g:

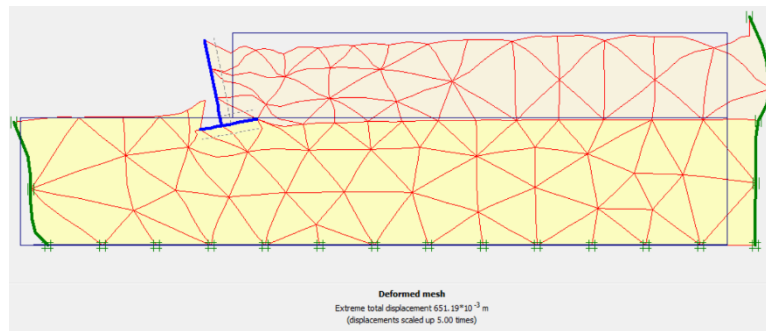


Figure maillage représentant les déplacements.

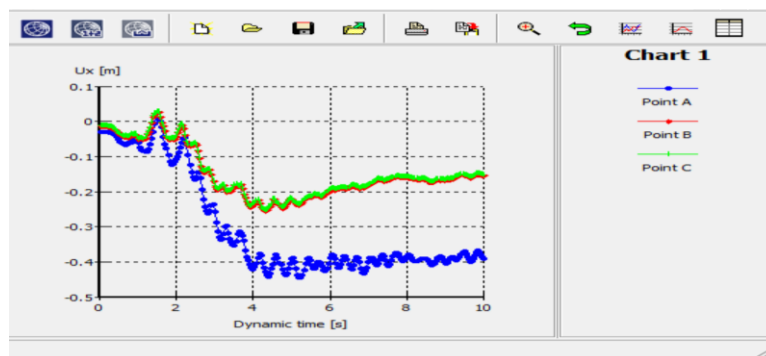


Figure courbe de déplacement

PGA=1.8g :

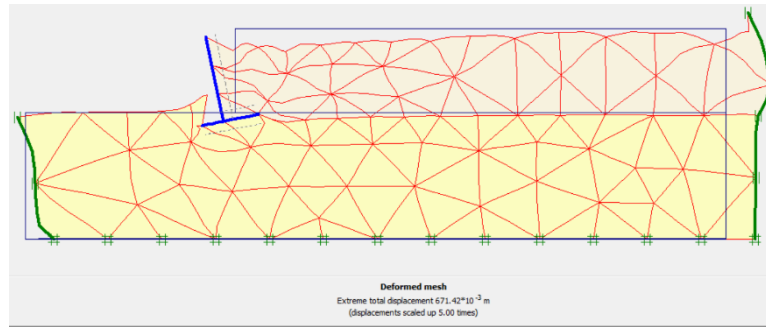


Figure maillage représentant les déplacements.

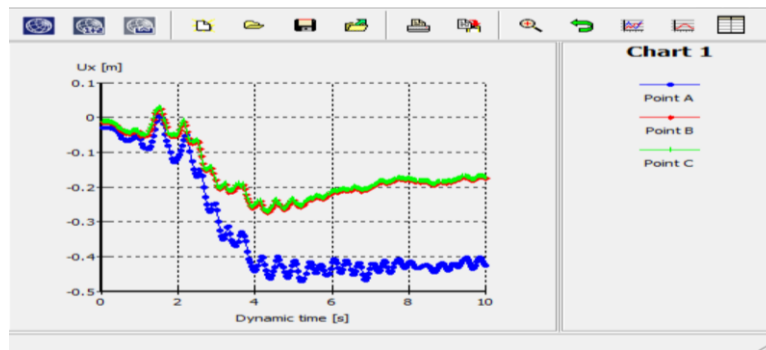


Figure courbe de déplacement

PGA=1.9g:

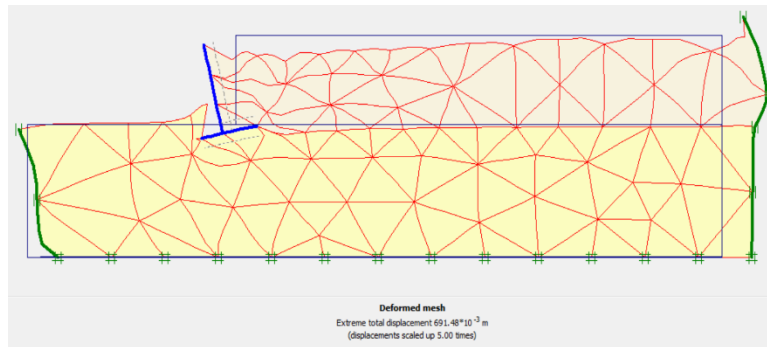


Figure maillage représentant les déplacements.

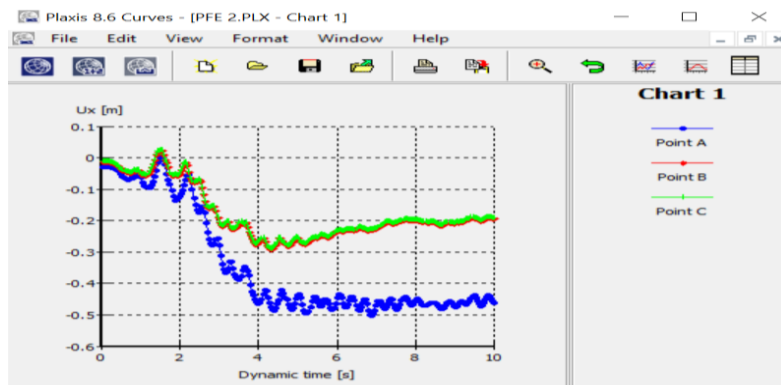


Figure courbe de déplacement