



الجمهورية الجزائرية  
الجمهورية الديمقراطية الشعبية

Republique Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث

العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي

التبسي - تبسة -

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MEMOIRE

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

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : GHARBI Bouthaina

Sujet

# ETUDE DYNAMIQUE D'OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT

Présenté et soutenu publiquement, le /06/2024, devant le jury composé de :

M. ROUILI Ahmed

Professeur

Président

M. BOUFARH Rafik

Maître de conférences A

Rapporteur

M. FARES Abdelhafid

Maitre assistant A

Examineur

Promotion : 2023/2024



## *Dédicace*

*Je dédie humblement ce travail à mes chers parents, qui ont été mes piliers, mon inspiration et ma motivation tout au long de ce parcours. À mon père **GHARBI MOURAD**, pour son soutien inébranlable, et à ma mère **SOULEF**, pour sa lumière, son amour inconditionnel et sa patience infinie. Que Dieu les protège et les bénisse.*

*À mes frères **NADIR ET HAITHEM** et sœurs **JANA ET ISRRA**, qui ont été mes complices, mes confidents et mes meilleurs supporters. Votre présence a été un réconfort constant.*

*À mes amies **AYA, HANA ; LAMAI, HIZAI, SARRA ET MON PROF RIMA ACHOURI**, qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.*

*À toute la section **GENIE CIVIL 2024**, pour l'esprit d'entraide et de solidarité qui nous a unis.*

*Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont aimé(e) et soutenu(e), qui ont cru en moi et m'ont encouragé(e). Votre confiance en moi a été ma plus grande motivation et je vous en suis infiniment reconnaissant(e)."*

**BOUTHAINA**

# *Remerciement*

*En premier lieu, nous tenons à exprimer notre gratitude au Tout-Puissant pour nous avoir accordé la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance à mon encadreur, le Dr **BOUFARH Rafik**, pour ses conseils et son assistance précieux tout au long de ce projet.*

*Nos remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide dans la réalisation de ce travail, ainsi qu'à l'ensemble du corps enseignant et du personnel administratif du département de génie civil de l'Université Chikh Larbi Tebessi.*

*Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude envers nos familles pour les sacrifices qu'elles ont consentis afin de nous permettre de poursuivre nos études.*

*Enfin, nous remercions chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Liste des symboles

$\varphi$  : Angle de frottement.

$E$  : Module d'Young.

$c$  : Cohésion.

$\gamma$  : Poids volumique.

$\gamma_{unsat}$  : poids volumique non saturé.

$\gamma_{sat}$  : poids volumique saturé.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau.

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

$K_x$  : Perméabilité horizontale.

$K_y$  : Perméabilité verticale.

$\sigma'$  : La contrainte effective.

$\sigma$  : La contrainte totale.

$EA$  : Rigidité normale.

$EI$  : La rigidité flexionnelle.

MCM : Modèle de Mohr Coulomb.

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I**

**Tableau I. I** Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

### **Chapitre III**

**Tableau III .1** Caractéristiques des matériaux utilisés dans les simulations numériques.

**Tableau III .2** Qualités matérielles du mur de soutènement.

# Liste des Figure

## Chapitre I

**Figure I.1** Nomenclature des termes usuels

**Figure I.2** Mur à caissons

**Figure I.3** Mur gravitaire en maçonnerie

**Figure I.4** Mur à redans

**Figure I.5** Mur en «T renversé» classique

**Figure I.6** Mur à contreforts

**Figure I.7** Diverses dispositions de bêtes

**Figure I.8** Variation de K en fonction de la déformation

**Figure I.9** Etat actif

**Figure I.10** Etat passif.

## Chapitre II

**Figure II.1** Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

**Figure II.2** L i g n e s de glissement

**Figure II .3** actif de Rankine lignes de glissement.

**Figure II .4** Force de poussée exercée par un massif pulvérulent saturé

**Figure II .5** Force de butée sur un massif pulvérulent à surface incline

**Figure II .6** Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de Coulomb

**Figure II .7** Théorie de Coulomb Etat actif

**Figure II .8** Théorie de Coulomb (-Etat actif - Sol cohérent)

**Figure II .9** Théorie de Coulomb (Etat passif)

**Figure II .10** Équilibres de Boussinesq et de Rankine

**Figure II.11** Méthode Mononobe-Okobe, forces actives sur le mur : (a) pression active et (b) pression passive

**Figure II.12** Le schéma de la méthode de Richards et Elms

**Figure II.13** Méthode de Richard et Elms (déplacement incrémental d'un mur)

**Figure II.14** Méthode simplifiée de Seed

**Figure II.15** Construction de Culman pour chargement sismique

**Figure II.16** Modèle de mur de soutènement pris en compte pour le calcul de la pression de terreactive pseudo-dynamique

**Figure II.17** Schéma du modèle de calcul du mur de soutènement (où (a) est le modèle de calcul global, (b) et (c) représentent les coins de rupture OCB et OAC)

## Chapitre III

**Figure III.1** Géométrie de mur de soutènement

**Figure III.2** Géométrie de projet en 2D

**Figure III.3** Géométrie de projet en 3D

**Figure III.4** Géométrie en 2D du projet avec interface

**Figure III.5** maillage généré (Déplacement total uy) 2D

**Figure III.6** maillage généré (Déplacement total  $u_x$ ) 2D

**Figure III.7** Enregistrements de charge dynamique

**Figure III.8** Fenêtre des multiplicateurs dynamiques

**Figure III.9** Spectre de Fourier

**Figure III.10** Spectre réponse

**Figure III.11** phase initiale 2D

**Figure III.12** phase initiale 3D

**Figure III.13** phase 1 en 2D

**Figure III.14** phase 1 en 3D

**Figure III.15** phase02

**Figure III.16** déformation de maillage la phase 01 2D

**Figure III.17** déformation de maillage la phase 02 2D

**Figure III.18** déformation de maillage la phase 01 3D

**Figure III.19** déformation de maillage la phase 01 3D

**Figure III.20** point plastic

**Figure III.21** déplacement totale

**Figure III.26** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique (Le sommet du mur)

**Figure III.27** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique(Point central de mur de soutènement)

**Figure III.28** Comparaison entre le modèle et le numérique (point bas).

**Figure III.29** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(Le sommet du mur)

**Figure III.31** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(point bas)

**Figure III.32** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(Le sommet du mur) en 3D

**Figure III.33** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(Point central de mur de soutènement) en 3D

**Figure III.34** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(point bas)en 3D

**Figure III.35** Tassement par rapport au temps – dynamique en 3D(Le sommet du mur)

## Chapitre IV

**Figure IV.1** géométrie de mur de soutènement

**Figure IV.2** Géométrie 02 du projet

**Figure IV.3** maillage généré

**Figure IV.4** Déformations de maillage phase 01(sol + remblai)

**Figure IV.5** Déformation de maillage la phase 02(chargement dynamique)

**Figure IV.6** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique(Le sommet du mur)

**Figure IV.7** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique(Point central de mur de soutènement)

**Figure IV.8** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique (Point bas)

**Figure IV.9** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique(Le sommet du mur)



**Figure IV.9** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique (Le sommet du mur)

**Figure IV.10** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique (Point central de mur de soutènement)

**Figure IV.11** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique (Point bas)

## Résumé

L'étude du comportement dynamique des ouvrages de soutènement constitue un défi complexe lors de leur conception, notamment face aux charges sismiques. Il est crucial d'utiliser une solution computationnelle fiable et réaliste pour obtenir des résultats satisfaisants.

Dans cette optique, cette étude vise à analyser la réponse dynamique d'un mur de soutènement soumis à des charges sismiques, et à évaluer l'efficacité de la modélisation numérique pour prédire avec précision les performances, la précision et la fiabilité de ces ouvrages. Un cas d'étude spécifique examine l'utilisation de matériaux compactés comme remblai pour le sol du mur de soutènement, en utilisant le logiciel PLAXIS V 2022. Les résultats obtenus sont comparés aux données expérimentales pour évaluer la réponse de la structure en termes d'accélération et de déplacement.

Lorsqu'on utilise des modèles numériques pour ce type de problème, deux aspects essentiels doivent être rigoureusement pris en compte. Tout d'abord, il est crucial de modéliser avec précision les propriétés et le comportement des matériaux constitutifs du système, y compris le sol, le remblai et les composants structuraux. Ensuite, une attention particulière doit être accordée à la caractérisation appropriée du signal sismique d'entrée, qui représente le type de charge appliquée à l'ouvrage.

L'étude a comparé le comportement de deux géométries différentes de murs de soutènement sous l'application de forces sismiques. Suite à cette analyse comparative, les recherches ont démontré que l'utilisation du logiciel PLAXIS 3D permet d'obtenir des résultats plus proches de la réalité, plus précis et plus fiables par rapport aux observations expérimentales.

Mots clé : Mur de soutènement, Méthodes du calcul, Réponse dynamique, modélisation numérique.

## **Abstract**

The study of the dynamic behavior of retaining structures poses a complex challenge during their design, particularly in response to seismic loads. It is crucial to employ a reliable and realistic computational solution to achieve satisfactory results.

With this goal in mind, the study aims to analyze the dynamic response of a retaining wall subjected to seismic loads and evaluate the effectiveness of numerical modeling in accurately predicting the performance, precision, and reliability of these structures. A specific case study examines the use of compacted materials as backfill for the wall's soil, utilizing the PLAXIS V 2022 software. The results obtained are compared with experimental data to assess the structure's response in terms of acceleration and displacement.

When employing numerical models for such problems, two essential aspects must be rigorously considered. Firstly, precise modeling of the properties and behavior of constituent materials such as soil, backfill, and structural components is critical. Secondly, careful attention must be given to appropriately characterizing the seismic input signal, which represents the type of load applied to the structure.

The study compared the behavior of two different geometries of retaining walls under seismic forces. Following this comparative analysis, the research demonstrated that the use of PLAXIS 3D software yields results closer to reality, more precise, and more reliable compared to experimental observations.

**Keywords:** Retaining wall, Calculation methods, Dynamic response, Numerical modeling.

## ملخص

دراسة سلوك الأنظمة الديناميكية للمنشآت الداعمة تشكل تحدياً معقداً خلال تصميمها، خاصة في استجابتها للأحمال الزلزالية. من الضروري استخدام حلاً حسابياً موثقاً وواقعياً لتحقيق نتائج مرضية.

بهذا الهدف في الاعتبار، تهدف الدراسة إلى تحليل الاستجابة الديناميكية لجدار دعم تحت تأثير الأحمال الزلزالية وتقييم فعالية النمذجة العددية في التنبؤ بدقة أداء وموثوقية هذه الهياكل. يدرس دراسة الحالة الخاصة استخدام مواد مضغوطة كتربة تعبئة لتربة الجدار باستخدام برنامج PLAXIS V 2022. يتم مقارنة النتائج المحصلة مع البيانات التجريبية لتقييم استجابة الهيكل من حيث التسارع والتشوه.

عند استخدام النماذج العددية لمثل هذه المشاكل، يجب مراعاة جانبين أساسيين بدقة. أولاً، التصميم الدقيق لخصائص وسلوك المواد المكونة مثل التربة والتربة المعبأة والمكونات الهيكلية أمر حاسم. ثانياً، يجب إيلاء اهتمام كبير لتوصيف الإشارة الزلزالية المدخلة بشكل مناسب، التي تمثل نوع الحمل المطبق على الهيكل.

قامت الدراسة بمقارنة سلوك جداري دعم مختلفين تحت تأثير القوى الزلزالية. بعد هذا التحليل المقارن، أظهرت الأبحاث أن استخدام برنامج PLAXIS 3D يؤدي إلى نتائج أقرب إلى الواقع، أكثر دقة، وأكثر موثوقية مقارنة بالملاحظات التجريبية.

الكلمات المفتاحية: جدار استنادي، طرق الحساب، الاستجابة الديناميكية، النمذجة العددية.

# Introduction générale

Les ouvrages de soutènement, tels que les murs de soutènement, jouent un rôle crucial dans de nombreux projets d'ingénierie civile, notamment dans les zones sismiques. Leur capacité à résister aux charges dynamiques générées par les séismes est essentielle pour assurer la sécurité des infrastructures et des populations environnantes. Cependant, le comportement dynamique de ces structures est un problème complexe qui pose un défi majeur lors de leur conception.

Traditionnellement, l'analyse du comportement des ouvrages de soutènement sous charges sismiques reposait sur des approches simplifiées et des méthodes analytiques. Néanmoins, ces méthodes présentent des limitations en raison des hypothèses simplificatrices et de leur incapacité à prendre en compte tous les aspects complexes du problème, tels que les non-linéarités des matériaux, les interactions sol-structure et les conditions aux limites réalistes.

Avec l'évolution des capacités de calcul et le développement de logiciels de modélisation numérique avancés, une nouvelle approche plus réaliste et précise est désormais possible. La méthode des éléments finis, en particulier, offre un outil puissant pour simuler le comportement dynamique des ouvrages de soutènement sous chargements sismiques.

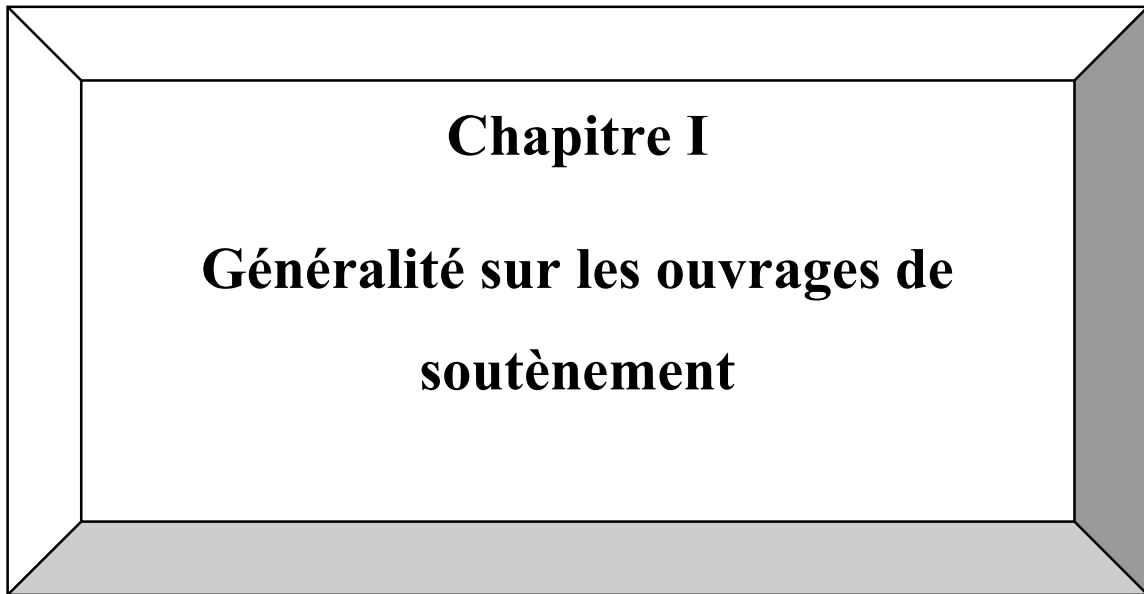
C'est dans ce contexte que le logiciel PLAXIS, spécialisé dans la modélisation géotechnique, s'est imposé comme un outil pertinent pour l'étude des ouvrages de soutènement. Grâce à ses capacités de modélisation tridimensionnelle, à ses lois de comportement avancées pour les sols et les structures, et à ses options de chargement dynamique, PLAXIS permet de réaliser des simulations numériques détaillées et réalistes du comportement de ces ouvrages sous sollicitations sismiques.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'efficacité de la modélisation numérique avec PLAXIS dans la prévision des performances, de la précision et de la fiabilité des ouvrages de soutènement soumis à des charges sismiques. Cela implique de comparer les résultats numériques avec des données expérimentales ou des observations sur site, afin de valider la capacité du modèle à reproduire fidèlement le comportement réel de ces structures.

En somme, cette étude vise à exploiter les avantages de la modélisation numérique par éléments finis, en particulier avec PLAXIS, pour mieux comprendre et prévoir le comportement dynamique complexe des ouvrages de soutènement, et ainsi optimiser leur conception et assurer leur sécurité en cas de séisme.

La présente mémoire est organisée en quatre chapitres :

- **Le premier chapitre** présente une généralité sur les ouvrages de soutènement
- **Le deuxième chapitre** décrit les méthodes de calcul de la pression latérale des terres sous chargement statique ainsi que le chargement dynamique.
- **Le troisième chapitre** présente les outils utilisés pour le développement d'un modèle éléments finis pour simuler un mur de soutènement.
- **Le quatrième chapitre** présente l'étude paramétrique, réalisée à l'aide du modèle numérique développé et validé au chapitre 3, pour déterminer l'influence de divers paramètres sur le comportement du mur de soutènement sous chargement dynamique



**Chapitre I**

**Généralité sur les ouvrages de  
soutènement**

## Chapitre I : Généralité sur les ouvrages de soutènement

### 1. Introduction

Les structures de soutènement ont pour objectif de retenir les masses de terre, compensant souvent la perte d'espace due à la construction d'un talus. Elles peuvent également servir de contrefort pour des pentes naturelles instables. Ces ouvrages se déclinent en divers types, chacun caractérisé par des mécanismes de fonctionnement distincts, nécessitant des analyses de stabilité spécifiques.

Malgré leurs différences, tous ces ouvrages partagent une caractéristique commune : la force exercée par le sol retenu et la contre-force de butée. Cependant, c'est surtout la manière dont cette force est équilibrée qui différencie les différents types de structures.

### 2. Définition

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure I.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. [1]

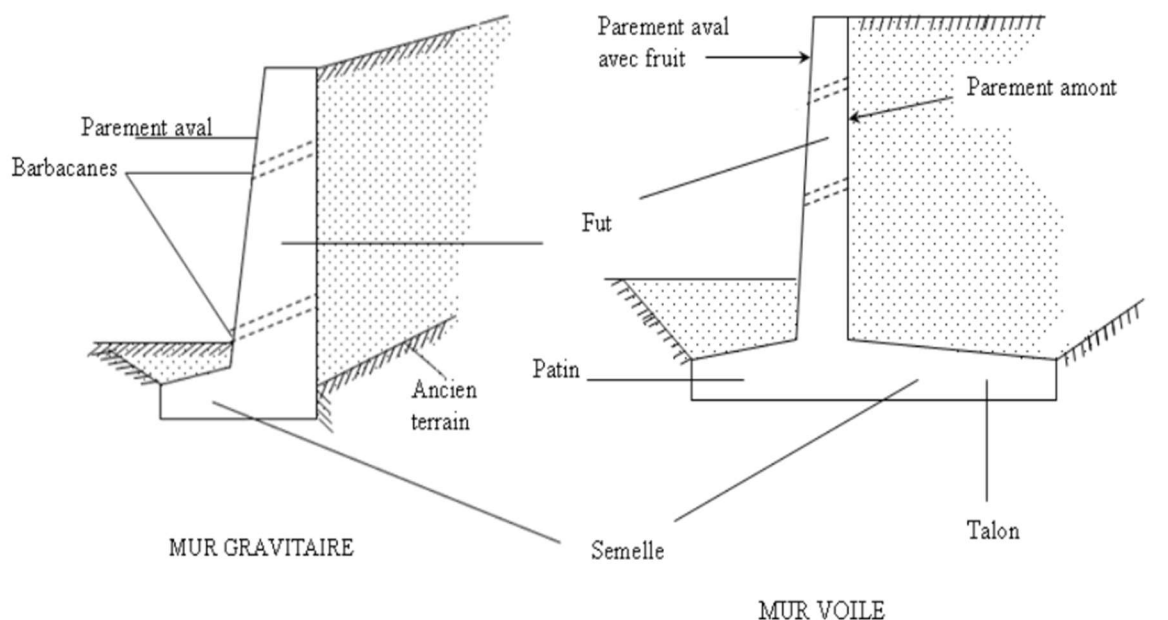


Figure I.1 Nomenclature des termes usuels [2]



### 3. Différents types d'ouvrages de soutènement

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids.
- Les murs-voiles

#### 3.1. Murs gravites ou murs-poids

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques. Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans.

Quelques exemples sur des murs gravitaires.

##### a) Mur à caissons

Le mur à caissons (figure I.2) est le plus résistant. Il est constitué d'un ensemble de boites alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. Chaque boite ou caisson est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage [2]

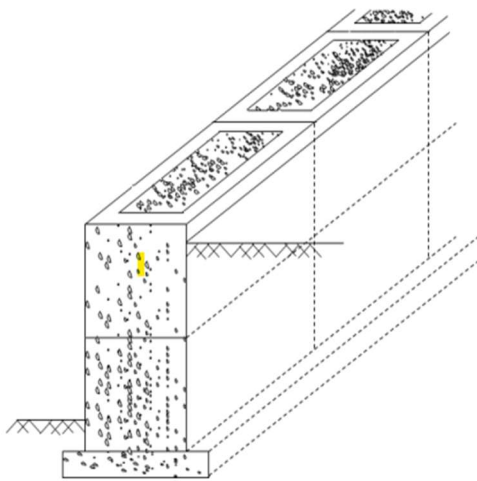


Figure I.2 Mur à caissons [1]

## b) Mur gravitaire en maçonnerie

Ce sont des murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointoyés (figure I.3)

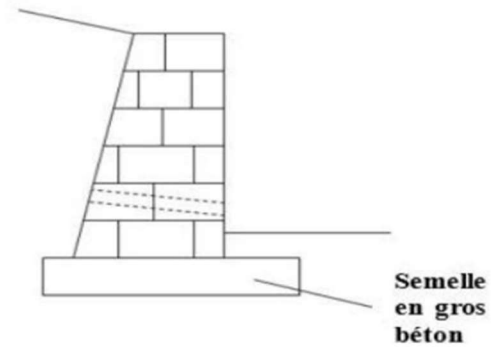


Figure I.3 Mur gravitaire en maçonnerie [1]

## c) Mur gravitaire à redans

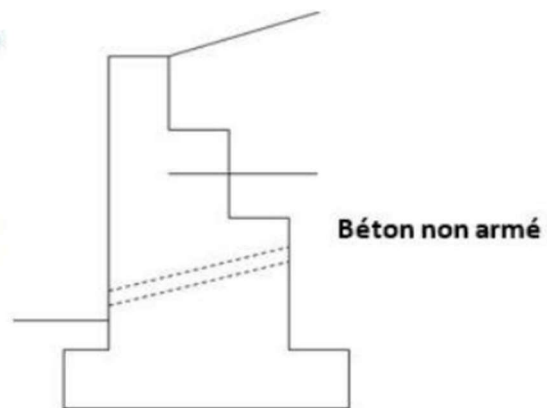


Figure I.4 Mur à redans [1]

## 3.2. Murs-voiles

Ils sont aussi appelés quelquefois murs-chaises ou mur cantilever : ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier de lestage [1].

## Généralité sur les ouvrages de soutènement

Quelques exemples sur des murs-voiles.

### a) Mur en «T renversé» Classique

Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, 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 [1].

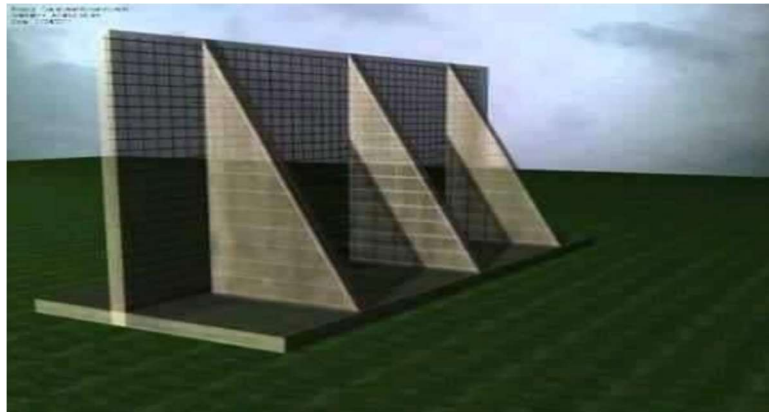


Figure I.5 : Mur en «T renversé» classique [1]

### b) Mur à contreforts.

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile [1].

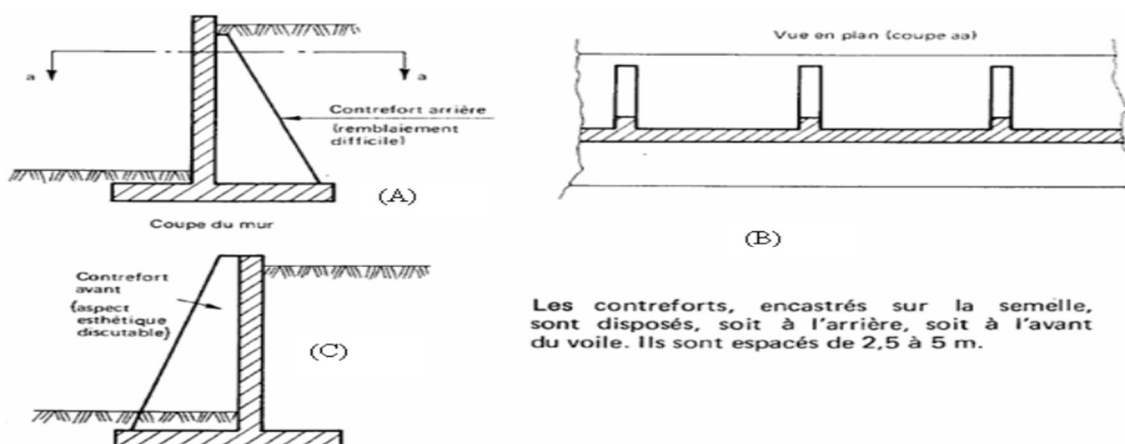


Figure I.6 Mur à contreforts [1].

-Il est possible d'explorer d'autres solutions pour réduire les poussées exercées par les terres sur le voile des murs, mais elles sont rarement utilisées. Bien que ces solutions soient ingénieuses et attrayantes, elles présentent l'inconvénient d'être difficiles à mettre en œuvre et d'augmenter le coût du mur, même si des économies peuvent être réalisées sur la quantité de matériau utilisé.

### c) Diverses dispositions de bêtes

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bête ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bête est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage.

Le premier cas (figure I.7.A) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bête, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité.

De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bête supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

Le troisième cas (figure I.8.C) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bête les treillis soudés formant armatures en attente. [1].

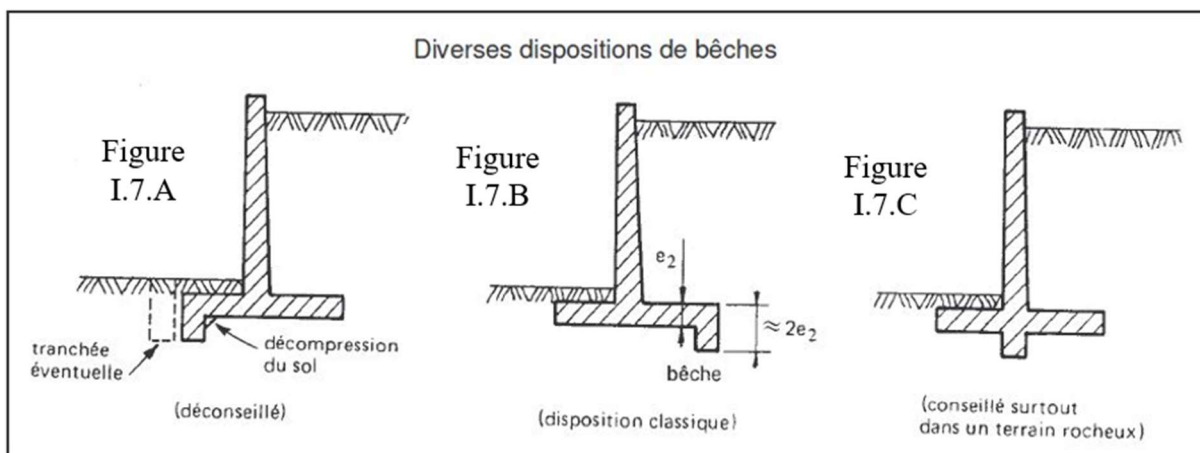
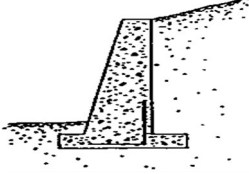

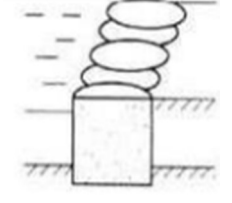
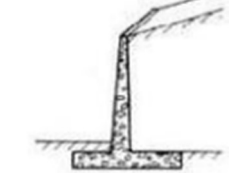
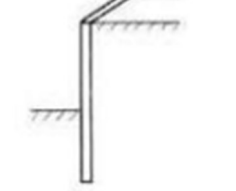
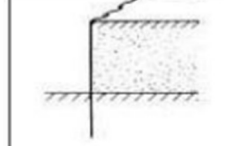
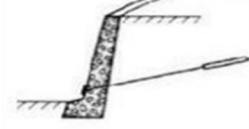
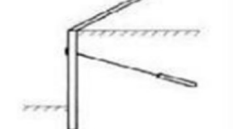
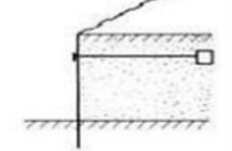


Figure I.7 Diverses dispositions de bêtes [3].

## d) Autres murs

**Tableau I.1** : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [1].

MODE DE REPRISSE DE LA POUSSE	OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT		
POID D'OUVRAGE	 <p data-bbox="544 745 794 891">MUR POIDS EN BETON OU MACONNERIE</p>	 <p data-bbox="826 745 1062 824">MUR EN TERRE ARME</p>	 <p data-bbox="1094 745 1326 824">OUVRAGE CELLULAIRE</p>
ENCASTREMENT	 <p data-bbox="544 1126 794 1272">MUR CANTILEVER EN BETON ARME</p>	 <p data-bbox="826 1126 1062 1171">PAROI MOULEE</p>	 <p data-bbox="1094 1126 1326 1227">RIDEAU DE PALPLANCHES</p>
ANCRAGE	 <p data-bbox="544 1451 794 1541">MUR EN BETON ANCRE</p>	 <p data-bbox="826 1451 1062 1552">PAROI MOULEE ANCREE</p>	 <p data-bbox="1094 1451 1326 1552">RIDEAU ANCRE</p>

## 4. Pression latérale des terres

### 4.1. Introduction

Dans le domaine de la mécanique des sols, évaluer la pression latérale exercée par les terres revêt une importance cruciale, avec des applications variées allant du dimensionnement des ouvrages de soutènement à l'analyse de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement acceptées comprennent un état de déformation plane et un comportement plastique idéalement rigide, où l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

### 4.2. Pression des terres au repos et relation pression latérale- déformation latérale

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation :

$$\sigma_h = k\sigma_v \quad (\text{I.1})$$

Où K est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient K n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives [1].

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad (\text{I.2})$$

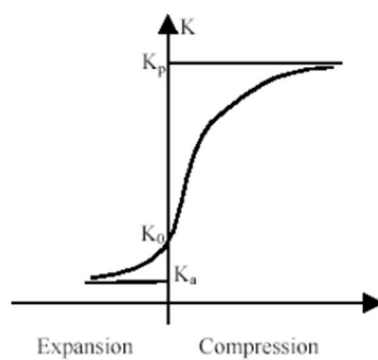


Figure I.8 Variation de K en fonction de la déformation [1].

$k_0$  Est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages.

-Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale tout court. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée ci-dessus (figure I.9).

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

Le coefficient  $k_0$  peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale.

### **4.3. Essais sur la poussée des terres**

- Etat actif Soit un massif de sol semi infini avec une surface horizontale et un écran vertical lisse. Le sol est supposé homogène et isotrope. Dans ces conditions, les contraintes  $\sigma_z$  et  $\sigma_x$  sont des contraintes principales (figure I.9).

Supposons que l'on effectue un déplacement de l'écran loin du massif. Ce déplacement est équivalent à une expansion du sol, ce qui induit une diminution de  $\sigma_x$  (cette diminution est fonction des déformations latérales dues au déplacement). Si le déplacement de l'écran est assez suffisant,  $\sigma_x$  atteint une valeur minimale correspondant à un état d'équilibre plastique dans lequel le cercle de Mohr touche l'enveloppe de rupture. Puisque  $\sigma_x$  diminue, elle représente donc la contrainte principale mineure  $\sigma_3$ . La contrainte verticale  $\sigma_x$  sera la contrainte principale majeure  $\sigma_1$ . La contrainte  $\sigma_3$  est dite pression active [1].

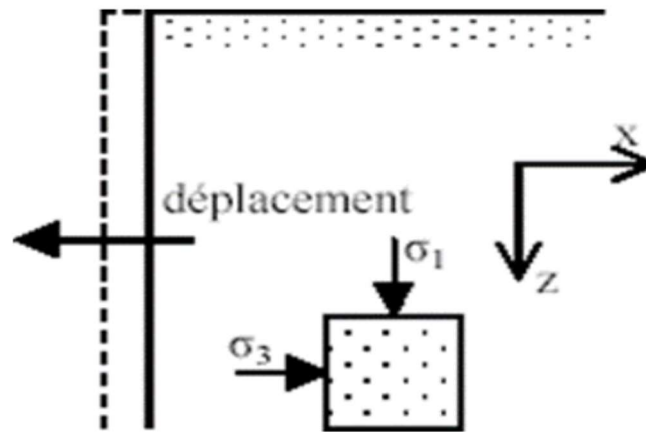


Figure I.9 Etat actif

- Etat passif

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (figure I.10). La contrainte  $\sigma_x$  croît jusqu'à ce qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. Dans ces conditions,  $\sigma_x$  devient la contrainte principale majeure et  $\sigma_z$  sera la contrainte principale mineure  $\sigma_3$ .  $\sigma_x$  Maximum est atteint lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture. La contrainte horizontale est dite pression passive [2].

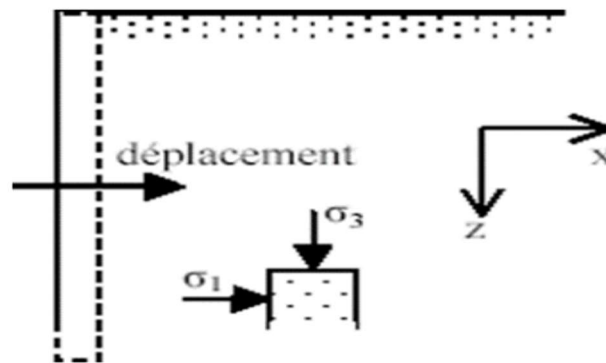


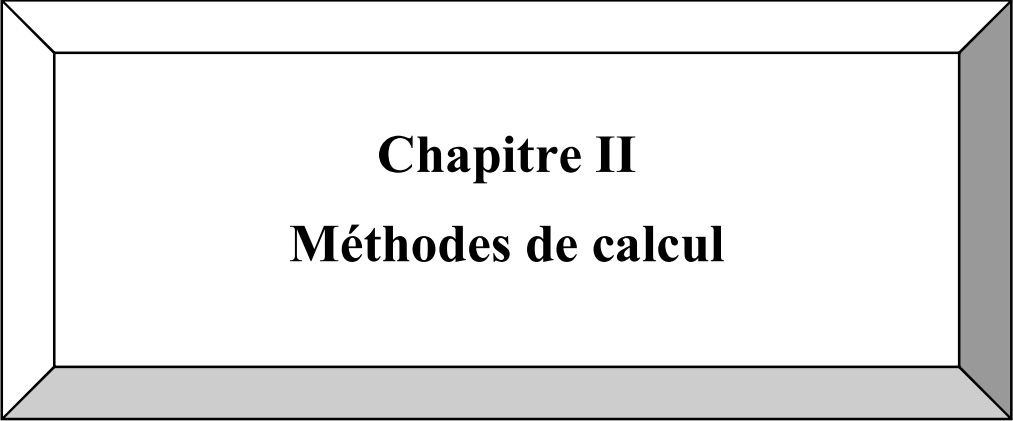
Figure I.10 Etat passif.



**5. Conclusion**

En conclusion, les murs de soutènement en béton armé s'imposent comme une solution pratique et fiable pour un large éventail de projets. Leur polyvalence, leur robustesse et leur adaptabilité font de ces ouvrages un choix privilégié pour les ingénieurs en génie civil soucieux de concevoir des structures durables, sécurisées et économiquement viables.

Cependant, il est important de souligner que la conception et la construction de murs de soutènement en béton armé doivent être confiées à des professionnels expérimentés. Une analyse approfondie des conditions géotechniques du site, une sélection rigoureuse des matériaux et une mise en œuvre conforme aux normes en vigueur sont essentielles pour garantir la performance et la sécurité de ces ouvrages.



**Chapitre II**  
**Méthodes de calcul**

## Chapitre II : Méthodes de calcul

### 1. INTRODUCTION

Pour évaluer la stabilité sismique des ouvrages de soutènement dans les zones sismiques, différentes méthodes théoriques sont utilisées : l'analyse pseudo-statique, l'analyse pseudo-dynamique et l'analyse dynamique complète.

Dans l'approche pseudo-statique, les accélérations horizontales et verticales sont appliquées à la structure au centre de gravité ou à la base, simplifiant ainsi le problème à une étude de stabilité avec des charges excentriques inclinées. Généralement, la masse inertielle du sol n'est pas prise en compte dans la plupart de ces méthodes.

Dans l'approche pseudo-dynamique, la rupture développée en conditions dynamiques est considérée similaire à celle sous chargement statique, et l'équation du mouvement est dérivée des conditions d'équilibre dynamique. Dans cette approche, l'effet du séisme sur le sol porteur est intégré dans les équations d'équilibre, tout comme la distribution de l'accélération sismique.

### 2. METHODE STATIQUE

#### 2.1. Théorie de Rankine (1857)

- Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture (figure II.1).

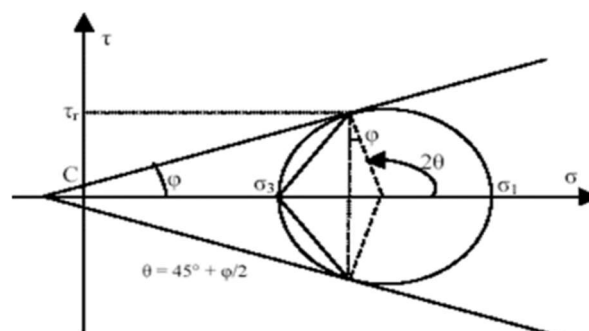


Figure II.1 Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

-Les plans de rupture sont inclinés de  $\theta = \pm(45^\circ + \varphi/2)$  par rapport au plan principal majeure (**figure II .2**).

- Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux [4].

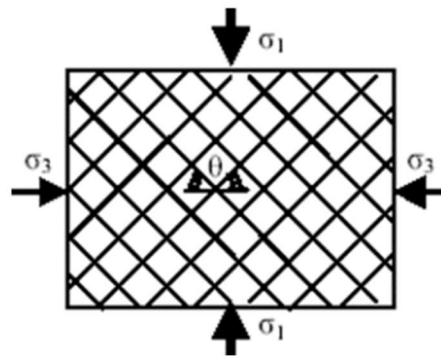


Figure II.2 Lignes de glissement.

### a)Etat actif

La contrainte  $\sigma_3$  dite pression active est calculée comme suit : D'après le cercle de Mohr précédent, il vient :

$$\sin \varphi = \frac{r}{c \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi)}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi \quad (\text{II.1})$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

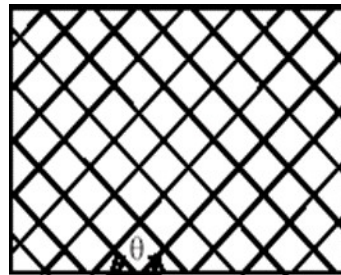
Donc :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.2})$$

Dit coefficient de la pression active. Et puisque  $\sigma_1$  est due au poids des terres à la profondeur z

$$\sigma_1 = \gamma z \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_3 = P_a = K_a \gamma z - 2c(K_a)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.4})$$



**Figure II .3** actif de Rankine lignes de glissement.

Pour un sol submergé, on utilise  $K_a (\varphi')$  et la cohésion effective  $c'$  au lieu de la cohésion totale  $c$ .

Les lignes de glissement font un angle

$$\theta = (45^\circ + \varphi/2)$$

### **b) Etat passif**

La contrainte horizontale dite pression passive sera calculée d'après l'expression par:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \quad (\text{II.5})$$

Posons :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.6})$$



### 2.1.2 : Force de butée pour un massif pulvérulent à surface inclinée

Soit un écran vertical appliqué sur un massif pulvérulent dont la surface est inclinée d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale (figure I.15). Si l'on met le sol en rupture de butée, la force de butée exercée est donnée par :

$$F_P = \int_0^H f dz \quad (\text{II.9})$$

La contrainte exercée sur le sol est inclinée de l'angle  $\beta$  sur l'horizontale et a pour valeur :

$$F = k_p(\beta) \gamma z \cos \beta \quad (\text{II.10})$$

$$F_P = \frac{1}{2} k_p(\beta) \gamma H^2 \cos \beta \quad (\text{II.11})$$

Cette force est inclinée de l'angle  $\beta$  et appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base.

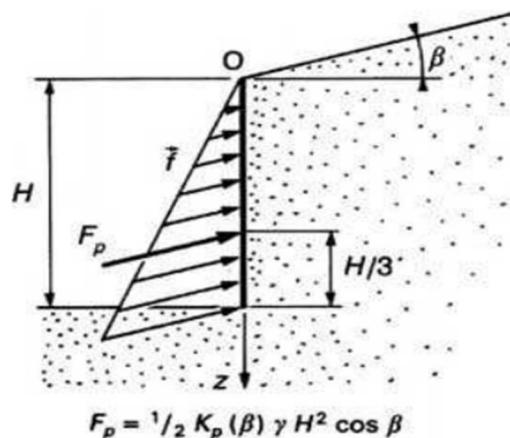


Figure II .5 Force de butée sur un massif pulvérulent à surface inclinée [6]

### 2.3. Méthode de Coulomb

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur [4].

Elle repose sur deux hypothèses :

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran ;
- la force agissant sur l'écran a une direction connue.

### Méthodes de calcul

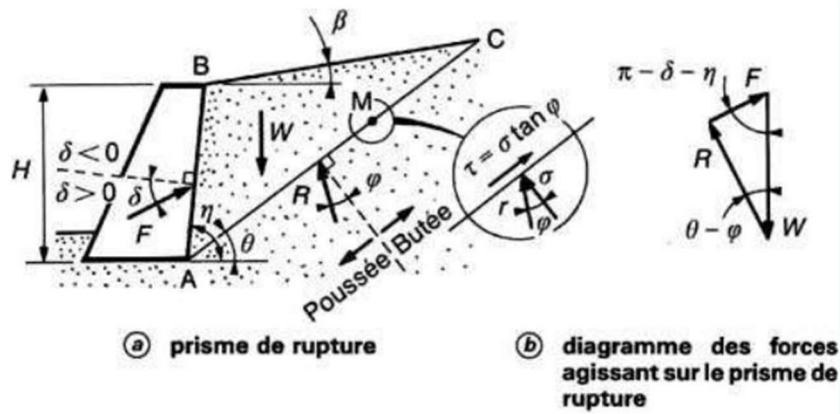


Figure II .6 Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de Coulomb [4]

a)Etat actif

a1) Sol pulvérulent (  $c = 0$  )

Soit le coin de sol caractérisé par (figure II.7) :

- Une surface extérieure inclinée de  $\beta$  par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle  $\alpha$  avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC fait l'angle  $\theta$  avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol notée  $\delta$ .

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.

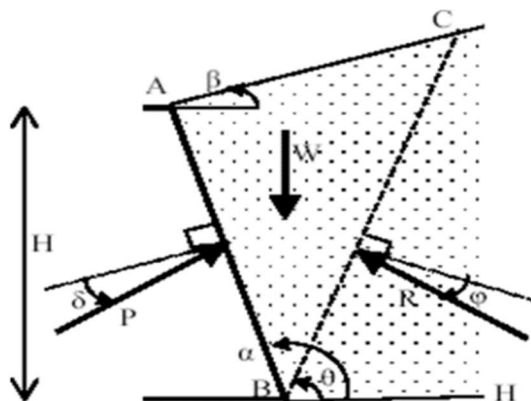


Figure II .7 Théorie de Coulomb (Etat actif) [6]



$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 \quad (\text{II.12})$$

Avec

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sin(\alpha + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right] \quad (\text{II.13})$$

-Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante  $P_a$  agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant  $K_a$  pour différentes valeurs de  $\varphi$  et  $\delta$ , et des valeurs Particulières de  $\alpha$  et  $\beta$ .

### a 3) Sol cohérent

#### a 3.1) Cas général

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

Les forces agissantes sont :

$W$  : le poids propre du coin de sol.

$P$  : la résultante de la réaction du mur sur le sol

$C_w$  : résultante due à l'adhérence mur-sol :  $C_w = c_w$ .

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

$C$  : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement

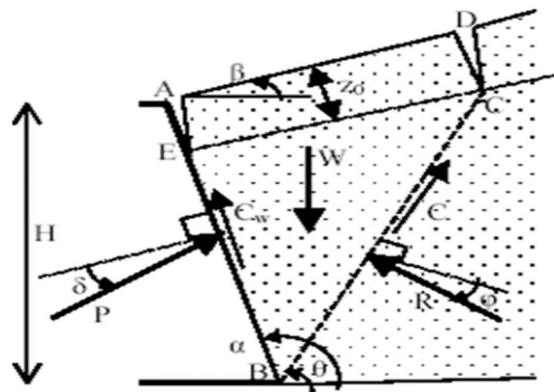


Figure II .8 Théorie de Coulomb [6]

a) **Etat passif**

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte des remarques Suivantes (figure I.9):

- . P fait un angle  $\delta$  au dessus de la normale à l'écran.
- . R fait un angle  $\varphi$  au dessus de la normale au plan de glissement.

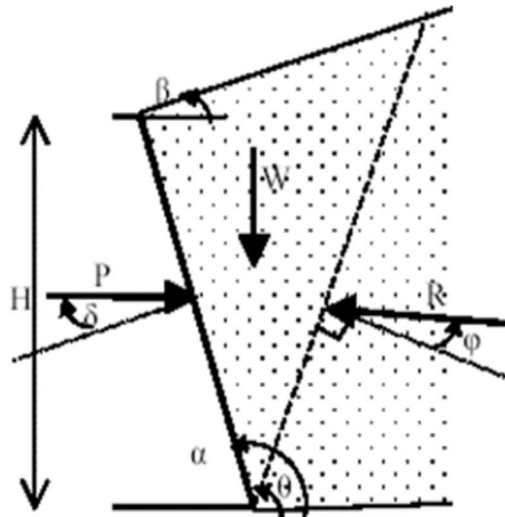


Figure II .9 Théorie de Coulomb Etat passif [6]

Donc :

$$P_P = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2 \quad (\text{II.14})$$

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sin(\alpha + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right] \quad (\text{II.15})$$

Pour des valeurs particulières de  $\alpha$  et  $\beta$ , il existe des tableaux donnant  $K_p$  pour différentes valeurs de  $\varphi$  et  $\delta$ .

Dans le cas général d'un sol ( $c, \varphi$ ), la pression latérale passive à la profondeur  $z$  est donnée par l'expression :

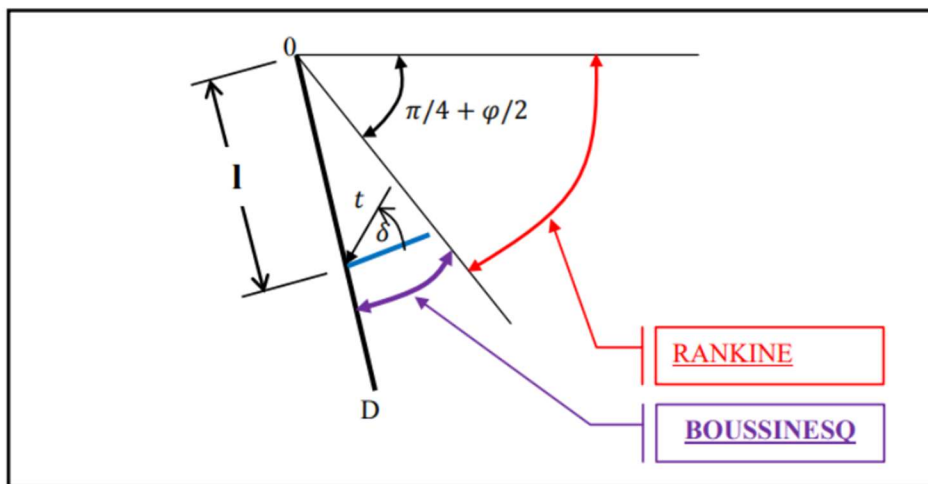
$$P_P = k_p \gamma z - k_{pc} c \quad (\text{II.16})$$

### Méthodes de calcul

$$K_{pc} = 2 \sqrt{k_p \left(1 + \frac{cw}{c}\right)} \tag{II.17}$$

**2.4. Théorie de BOUSSINESQ (1882)**

A amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran [8].



**Figure II .10** Équilibres de Boussinesq et de Rankine

BOUSSINESQ garde les résultats de RANKINE concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- l'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à  $\delta$  ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t = Ka * \gamma * l$$

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL qui en ont donné la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre

$$div\tau + F = 0$$

S'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \\ \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{cases}$$

**Méthodes de calcul**

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale.

$\sigma$  : Contrainte normale ortho radiale.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement.

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

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta$$

$$\sigma_\theta = k\sigma_r$$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients  $K_a$  et  $K_p$ .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

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

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq [8].

### 3. METHODE PSEUDO- STATIQUE

#### 3.1. THÉORIE DE MONONOBE-OKABE

-En géotechnique pour l'évaluation de la pression de la Terre Active et de la Terre Passive

La pression, la théorie de Rankine et la théorie classique de Coulomb sont bien connues. Mononobe–Okabe (1929) a étendu la théorie classique de Coulomb pour l'évaluation de la pression dynamique de la terre par incorporant l'effet de la force d'inertie.

Dans la zone sismique, les valeurs du séisme Les coefficients sismiques horizontaux et verticaux ( $\alpha_h$  et  $\alpha_v$ ) sont connus.

-Considérons un mur de hauteur H comme le montre la figure 2.4. Le mur est incliné selon un angle  $\alpha$  avec la verticale et est retenue sans cohésion [ $c = 0$  sol] ayant un poids unitaire  $g$ .

-Cette méthode est l'extension directe de la méthode de Coulomb vue précédemment. Mononobé et Okabé ont adapté les hypothèses de coulomb à savoir :

- le sol est homogène, sans cohésion et sec ;
- le mur se déplace suffisamment pour créer dans le massif amont un état d'équilibre limite ;
- Une surface de glissement se développe dans le massif amont.

Cette surface de glissement est plane passant par la base du mur. La friction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface lors de la rupture ;

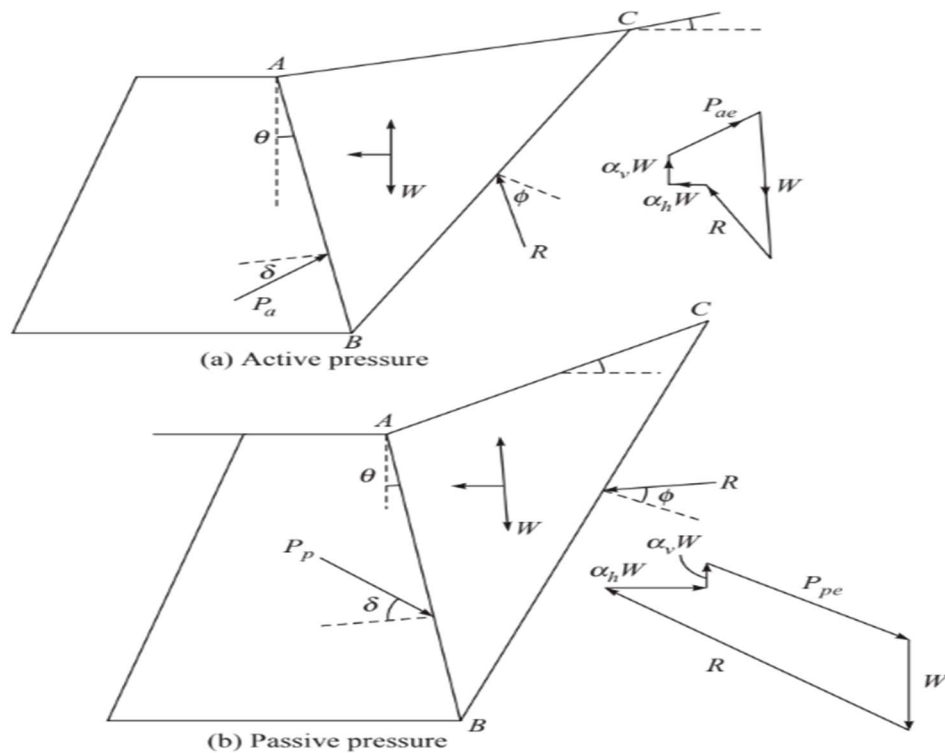
– le coin du sol délimité par cette surface de glissement et la paroi amont du mur, se comporte comme un corps rigide, homogène et caractérisé par les accélérations développées à la base du mur [9].

-La pression active totale  $P_a$  selon la méthode de Mononobe-Okobe peut être exprimée comme suit :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - \alpha_v) k_{ae} \quad (\text{II.18})$$

Où le coefficient de pression de terre dynamique  $K_{ae}$  est donné par :

$$k_{ae} = \frac{\cos(\Phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\theta - i - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(i - \theta)} \right]} \quad (\text{II.19})$$



**Figure II.11** Méthode Mononobe-Okobe, forces actives sur le mur : (a) pression active et (b) pression passive [9].

Donc :

$$\text{Tang } \psi = \frac{a_h}{1+a_v} \text{ tang } \lambda \tag{II.20}$$

De même, la pression passive totale  $P_{pe}$  selon la méthode M-O peut être exprimée comme suit :

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - \alpha_v) k_{pe} \tag{II.21}$$

Où le coefficient de pression de terre passif dynamique,  $k_{pe}$  est donné par

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta + \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\theta + i - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(i - \theta)}} \right]^2} \tag{II.22}$$

### 2.3.Méthode de RICHARDS ET ELMS (1979)

Reprenant les hypothèses de M-O, et évaluant la pression dynamique des terres selon la méthode de M-O, ces auteurs écrivent l'équilibre des forces agissant sur le mur en y incluant les forces d'inerties dues au champ d'accélération (Figure 2.12). Ils déterminent ainsi les composantes horizontales et verticales de la réaction à la base du mur [11].

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{N} = (1-k_v) w_m + p_{ad} \sin (\delta+\lambda) \end{array} \right. \quad (\text{II.23})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{F} = p_{ad} \cos (\delta+\lambda) + k_h w_m \end{array} \right. \quad (\text{II.24})$$

Le mur commencera à glisser le long de sa base lorsque la composante horizontale de la réaction du sol F sera :

$$\mathbf{F} = \mathbf{N} \tan \varphi_b \quad (\text{II.25})$$

On déterminera ainsi le poids limite du mur  $W_m^l$  qui, soumis au champ d'accélération ( $K_{hg}$ ,  $k_v g$ ), peut résister sans se déplacer,

$$W_m^l = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ad} \left( \frac{\cos(\delta+\lambda) - \sin(\delta+\lambda) \tan \varphi_b}{\tan \varphi_b - \tan \Phi} \right) \quad (\text{II.26})$$

Dans l'expression ci-dessus,  $k_{ad}$  est donné par la méthode de M-O. La valeur de  $W_m^l$  doit rester finie pour garder un sens physique, ce qui conduit à une condition restrictive sur les accélérations :

$$k_h < k_h^l \quad \text{avec} \quad k_h^l = (1 - k_v) \tan \varphi_b \quad (\text{II.27})$$

Cette condition est indépendante de la géométrie du mur et du remblai, connaissant le frottement sol-fondation du mur  $\varphi_b$ , elle nous indique si un mur poids peut être construit pour résister à un champ d'accélération ( $k_h g$ ,  $k_v g$ ), donné sans se déplacer. La valeur limite  $k_h^l$  diminue lorsque  $\varphi_b$  diminue ou lorsque  $k_v$  augmente.

### Méthodes de calcul

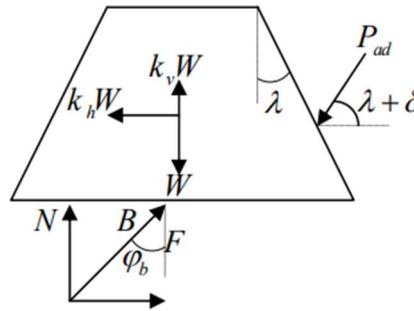


Figure II.12 Le schéma de la méthode de Richards et Elms [10]

L'influence de l'accélération verticale est plus sensible lorsque le frottement  $\phi_b$  augmente.

L'expression (II.11) peut s'écrire de la façon suivante :

$$w_m^l = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{ad} C_{id} \tag{II.28}$$

Avec 
$$C_{id} = \frac{\cos(\delta + \lambda) - \sin(\delta + \lambda) \tan \phi_b}{(1 - k_v) \tan \phi_b - k_h} \tag{II.29}$$

Si on désigne par W le poids du mur nécessaire à assurer la stabilité statique du mur vis-à-vis du glissement, on obtient une expression similaire à (II.12) avec les coefficients  $K_s$  et  $C_{is}$  correspondant respectivement à  $K_{ad}$  et  $K_{id}$ , obtenus en remplaçant dans ces derniers les coefficients relatifs aux accélérations  $K_h$  et  $K_v$  par zéro.

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} C_{is} \tag{II.30}$$

A partir de ces différentes expressions, on peut définir trois facteurs de sécurité  $F_w, F_t, F_1$

$$F_w = \frac{w^l}{w} = \frac{(1 - k_v) k_{ad}}{k_{as}} \frac{C_{id}}{C_{is}} = F_T F_1 \tag{II.31}$$

AVEC 
$$F_T = \frac{(1 - k_v) k_{ad}}{k_{as}} \quad \text{et} \quad F_1 = \frac{C_{id}}{C_{is}} \tag{II.32}$$

Pour une sollicitation donnée ( $k_h g, K_v g$ ) qui respecte les conditions (II.31), le facteur  $F_w$  représente le rapport entre le poids du mur nécessaire à assurer la stabilité dynamique et la stabilité statique vis-à-vis du glissement,  $F_w$  est le produit de deux facteurs :

**Méthodes de calcul**

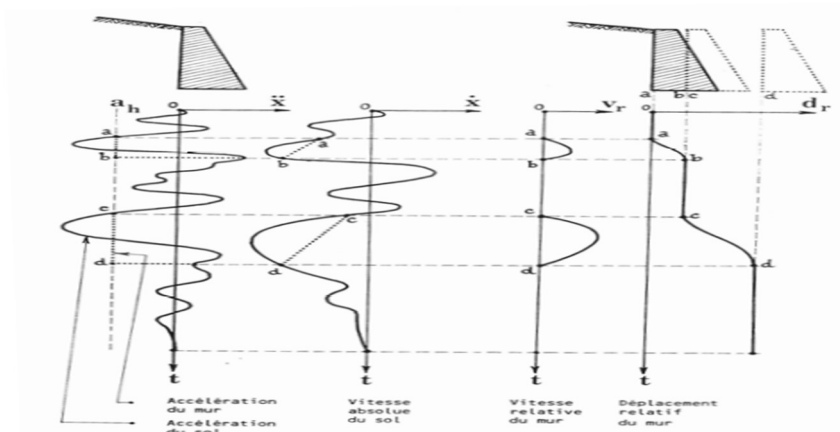


- $F_t$  relatif à la pression des terres
- $F_I$  qui traduit les effets de l'inertie du mur,

Richards et Elms ont montré que ces deux facteurs  $F_t$  et  $F_I$  sont du même ordre de grandeur. Les effets l'inertie du mur ne doivent donc pas, d'après les auteurs, être négligés.

L'étude de la variation de ces facteurs en fonction de l'accélération ( $K_h g$ ) a montré que le terme  $F_w$  croit plus rapidement que le terme  $F_T$  ou  $F_W$  pour des valeurs croissantes de  $K_h$ .

-De plus ; on remarque que pour résister à une sollicitation  $K_h=0.3$  et  $K_v=0$ , un mur doit être trois fois plus lourd que pour être statiquement stable. Et ce rapport doit être de douze pour un coefficient d'accélération  $K_h=0.5$ . Ce qui n'est pas économique. Inversement le facteur de sécurité  $F_w$  étant donné, connaissant la courbe de variation  $F_w$  de en fonction de  $K_h$ , on peut déterminer à quel séisme un mur poids peut résister. Cette courbe devient asymptotiquement infinie pour un coefficient limite de l'accélération  $K_h^1$ . Par conséquent, il devient difficile et même impossible (irréaliste) de construire un mur de soutènement gravitaire susceptible de résister à une accélération donnée proche  $K_h^1$  de sans se déplacer. Il n'est donc pas économiquement envisageable de dimensionner le mur pour s'opposer à tout déplacement. On doit donc considérer un déplacement maximal admissible pour le mur, sans qu'il y ait endommagement immédiat.



**Figure II.13** Méthode de Richard et Elms (déplacement incrémental d'un mur) [9]

-Richards et Elms proposent d'appliquer une approche similaire à celle de Newmark (1965) pour évaluer la stabilité des talus lors de l'excitation dynamique transitoire lors du dimensionnement des murs, en considérant un certain déplacement admissible. Cette méthode repose sur le concept d'une rupture progressive. Lorsque l'accélération horizontale dépasse une valeur limite  $K_{lim} g$ , cela indique un déplacement relatif entre le mur et le sol. Pendant ce déplacement relatif, le mur est soumis à une accélération contrainte supposée constante, égale à  $K_{lim} g$ . Le déplacement prend fin lorsque les vitesses du sol et du mur redeviennent équivalentes. Cette notion est illustrée schématiquement dans la **figure II.13**.

On constate que le déplacement total d'un mur sous l'effet d'une sollicitation dynamique se déroule par intermittence, se manifestant par une série de petits déplacements à chaque fois que l'accélération maximale est dépassée pendant l'excitation de la base. Lorsque l'accélération est dirigée vers l'extérieur du massif (en aval du mur), les forces d'inertie agissent en sens inverse, induisant une situation passive pour l'ensemble mur-sol. Étant donné la force nécessaire pour rompre le sol dans cet état passif, il est raisonnable de supposer qu'aucun déplacement relatif n'intervient entre le mur et le sol dans ce contexte.

En contrepartie, lorsque l'accélération est dirigée vers le massif de sol (en amont du mur), les forces agissent en sens inverse, créant ainsi une situation active pour l'ensemble mur-sol. Dans un premier temps, le sol et le mur se déplacent conjointement. Lorsque l'accélération critique du mur est atteinte, celui-ci commence à se déplacer relativement par rapport au sol avec une accélération constante équivalente à l'accélération critique. La vitesse relative du mur augmente progressivement. Une fois que la vitesse relative du mur par rapport au sol atteint zéro, le système recommence à se déplacer conjointement jusqu'à ce que l'accélération retrouve sa valeur critique, et ainsi de suite. Ce processus répété à plusieurs reprises crée une représentation progressive des déplacements relatifs du mur par des "pas discrets" [10].

On peut ainsi calculer le déplacements total d'un mur de poids  $W$ , soumis à un séisme donné ( $K_{hg}$ ,  $K_{vg}$ ) et déterminer le seuil d'accélération à partir de l'équation obtenue en écrivant que la réaction horizontale est égale à sa valeur limite donnée par (II.15), on obtient ainsi le seuil  $k_{lim}$  donné par :

$$P_{ad}(\kappa_{lim})\cos(O + \lambda) + \kappa_{lim}W = [(1 - \kappa_v)W + P_{ad}(\kappa_{lim})\sin(O + \lambda)]\tan \varphi_b \quad (II.33)$$

La méthode permet de comparer le déplacement final calculé avec le déplacement maximal admissible. En effectuant plusieurs itérations des calculs décrits précédemment, il est possible de déterminer un

poids optimal pour que le mur, soumis à un séisme spécifique, se déplace au maximum jusqu'à la valeur prescrite.

Cette approche d'analyse conduit à deux observations :

1. Un mur plus lourd résiste mieux à une sollicitation donnée qu'un mur plus léger ; le seuil est plus élevé lorsque le poids du mur augmente.
2. Un séisme présentant plusieurs pics d'accélération peut entraîner un déplacement total du mur moins important qu'un séisme moins violent, mais où le seuil d'accélération serait plus fréquemment dépassé.

Ces remarques ne s'appliquent qu'aux murs susceptibles de se déplacer horizontalement sous l'effet d'une excitation dynamique, ce qui représente une limitation significative de cette méthode [11].

### 3.3. MÉTHODE SIMPLIFIÉE DE SEED :

On rappellera pour mémoire la méthode simplifiée proposée par Seed en 1969 permettant d'obtenir un pré dimensionnement rapide des murs de soutènement, pour  $\phi \approx 35^\circ$  et

Cette méthode empirique admet que la surface plane de rupture du sol s'étend jusqu'à une distance  $x = 0.75H$  de la crête du mur, et que l'incrément de pression dynamique est égal à la force d'inertie du coin du sol ainsi déterminé ; on peut donc en déduire :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{3}{4} K_h \quad (\text{II.34})$$

Le point d'application de l'incrément ayant pour cote  $0.6 H$ . La pression dynamique globale a donc pour valeur :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left( K_{as} + \frac{3}{4} k_h \right) \quad (\text{II.35})$$

Cette méthode qui ne prend en compte que la composante horizontale du séisme, ne diffère pas de plus de 5% des valeurs trouvées par la méthode de Mononobé Okabé pour des terrains pulvérulents dont l'angle  $\phi$  est voisin de  $35^\circ$ .

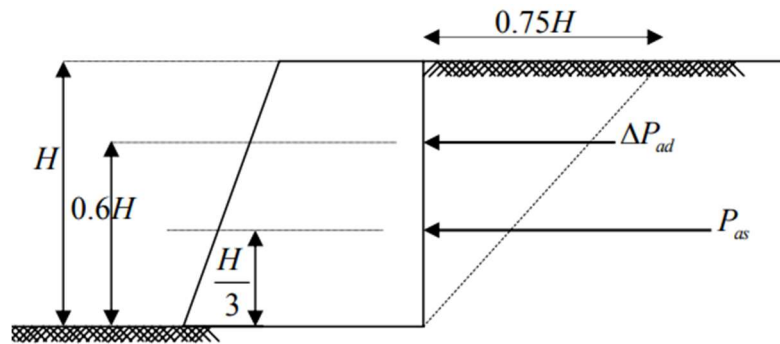


Figure II.14 Méthode simplifiée de Seed [11]

### 3.4. Seed H, et Whitman R, V (1970)

Ont fait une étude paramétrique plus approfondie à partir de la formule de M-O, Leurs principales conclusions sont les suivantes :

– la rugosité du mur à une influence faible sur le coefficient  $K_{ad}$  et sur la composante horizontale de la pression dynamique totale  $P_{ad} \cos \delta$ , Ils recommandent de faire les calculs en pratique avec

$$\delta = \phi / 2$$

– L'angle de frottement interne  $\phi$  à une influence non négligeable. Dans un calcul de dimensionnement une sous-estimation de  $\phi$  dans le calcul du coefficient de poussée dynamique  $K_{ad}$  donne une valeur majorée des efforts dynamiques  $P_{ad}$  ;

– l'inclinaison du remblai est un facteur important. Pour des valeurs croissantes de ce facteur, le coefficient de poussée  $K_{ad}$  augmente plus rapidement en fonction de l'accélération horizontale ;

- l'accélération verticale peut être négligée tant que celle-ci reste très inférieure à l'accélération horizontale  $K_{hg}$ , ils recommandent de faire les calculs en pratique avec  $K_v$  nul.

Considérant la décomposition :

$$k_{ad} = k_{as} + \Delta k_{ad} \quad (\text{II.36})$$

Avec  $K_{as}$  représentant le coefficient de poussée des terres au repos, Seed et Whitman montre en effet que l'on peut estimer le coefficient de l'incrément dynamique de poussée  $\Delta K_{ad}$  par :

$$\Delta k_{ad} = \frac{3}{4} k_h \quad (\text{II.37})$$

avec:

### Méthodes de calcul

le signe positive si l'accélération est dirigée vers le massif de sol, le signe négative si l'accélération est dirigée vers l'extérieur du massif pour un mur vertical avec un remblai horizontal en négligeant l'accélération verticale.

En pratique, ils recommandent de considérer que le point d'application de la poussée statique  $P_{as}$  soit situé à une hauteur égale à  $H/3$  par rapport à la base du mur, et celui de l'incrément de poussée dynamique  $\Delta P_{ad}$  soit situé à une hauteur égale à  $0.6H$  par rapport à la base du mur[11].

### 3.5. METHODE DE KAPILA (1962)

Kapila (1962) a proposé une méthode graphique pour l'évaluation du coefficient de poussée dynamique  $K_{ad}$ . Cette méthode a l'avantage de s'appliquer à un profil de sol quelconque de la surface du massif avec ou sans surcharges. Cette méthode est une modification de la méthode graphique de Culman couramment utilisée en statique, déduite de la méthode de Coulomb[11].

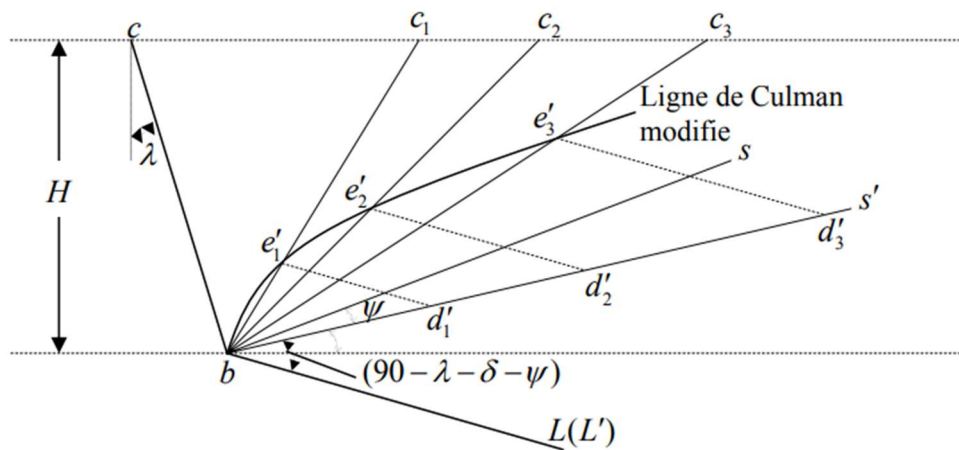


Figure II.15 Construction de Culman pour chargement sismique [11]

### 3.6. Méthode de PRAKASH S et BASAVANNA M (1969)

Ils ont fait une étude théorique pour déterminer la hauteur du point d'application de la résultante calculée selon la formule de M-O. Ils ont montré qu'une distribution hydrostatique des contraintes derrière le mur n'était pas possible dans le cas d'un mur rugueux. Ces auteurs ont montré également que l'accélération verticale ne modifie pas la distribution des pressions derrière le mur. Par contre l'angle d'obliquité  $\delta$  avait une grande influence sur cette distribution. Dans le cas d'un mur lisse, on retrouve une distribution hydrostatique.

## 4. ANALYSE PESEUDOU- DYNAMIQUE

### 4.1. INTRODUCTION

Pour concevoir des ouvrages de soutènement en zone sismique, il est essentiel de comprendre les forces maximales exercées par le sol sur les structures pendant un séisme, afin de dimensionner correctement ces ouvrages. Les méthodes conventionnelles, largement utilisées par la plupart des concepteurs, reposent sur l'approche pseudo-statique (PSS) et fournissent une estimation de ces forces maximales en se basant sur certaines hypothèses simplificatrices. Cependant, ces méthodes négligent les phénomènes dynamiques associés à l'interaction sol-structure, ainsi que des facteurs importants tels que la nature transitoire du phénomène et la durée de la sollicitation.

En général, l'utilisation de la méthode PSS de Mononobé-Okabé conduit à une approximation de la distribution linéaire de la pression sismique exercée par les terres. Dans ce contexte, ce chapitre explore une méthode pseudo-dynamique (PSD).

### 4.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

-l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique qui doit s'appuyer sur trois points :

- le respecte de réglementation parasismique.
- la conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soigné.

### 4.2.1. THÉORIE DYNAMIQUE DE LA PRESSION TERRESTRE :

-Un bref examen de la pression du sol sur un mur de soutènement a été présenté. La réponse d'un mur de soutènement sous l'excitation d'un tremblement de terre va maintenant être examinée. Les deux coefficients de

Les pressions de terre sont les suivantes :

(a) Coefficient dynamique de pression terrestre active  $K_a]_{dyn}$  exprimé en  $K_{ae}$ .

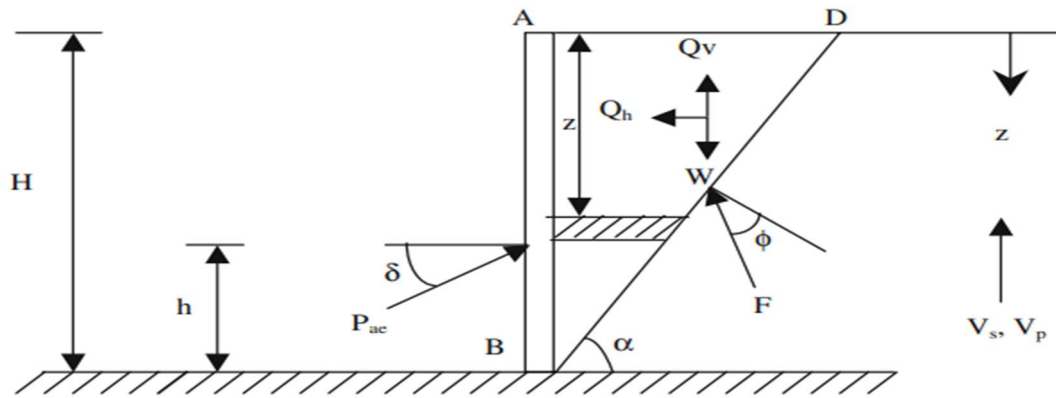
(b) Coefficient de pression de terre passif dynamique  $K_p]_{dyn}$  exprimé en  $K_{pe}$ .

-La même formule statique peut être utilisée pour évaluer la pression de terre dynamique et les valeurs de coefficient dynamique.

L'autre option est l'analyse dynamique du déplacement, dans laquelle le (translation et rotation) des structures de soutènement sous-sol induit par un séisme Les mouvements sont considérés à l'aide d'un modèle mathématique.

### 4.3. Pseudo-dynamique

L'étude de la pression sismique active de la terre est essentielle pour la conception sûre d'un mur de soutènement dans la zone sismique. De nombreux chercheurs ont mis au point plusieurs méthodes pour déterminer la pression sismique active de la terre sur un mur de soutènement rigide due à la charge sismique. Les travaux pionniers sur la pression terrestre latérale induite par les tremblements de terre sous des conditions passives agissant sur un mur de soutènement ont été signalés par Okabe (1926) et Mononobe et Matsuo (1929). Cette approche pseudo-statique suivant la Coulomb' L'analyse statique de la pression de terre est connue sous le nom de méthode de Mononobe-Okabe pour calculer la pression sismique de la terre. Des travaux récents de Richards et al. (1999), Choudhury et Singh (2005) et quelques autres ont également considéré la pseudo-statique Méthode de calcul de la pression sismique active de la terre derrière un mur de soutènement. Mais dans la pseudo-statique, la nature dynamique de la charge sismique est considérée dans un Manière très approximative sans prendre aucun effet du temps [13].



**Figure II.16** . Modèle de mur de soutènement pris en compte pour le calcul de la pression de terre active pseudo-dynamique [13]

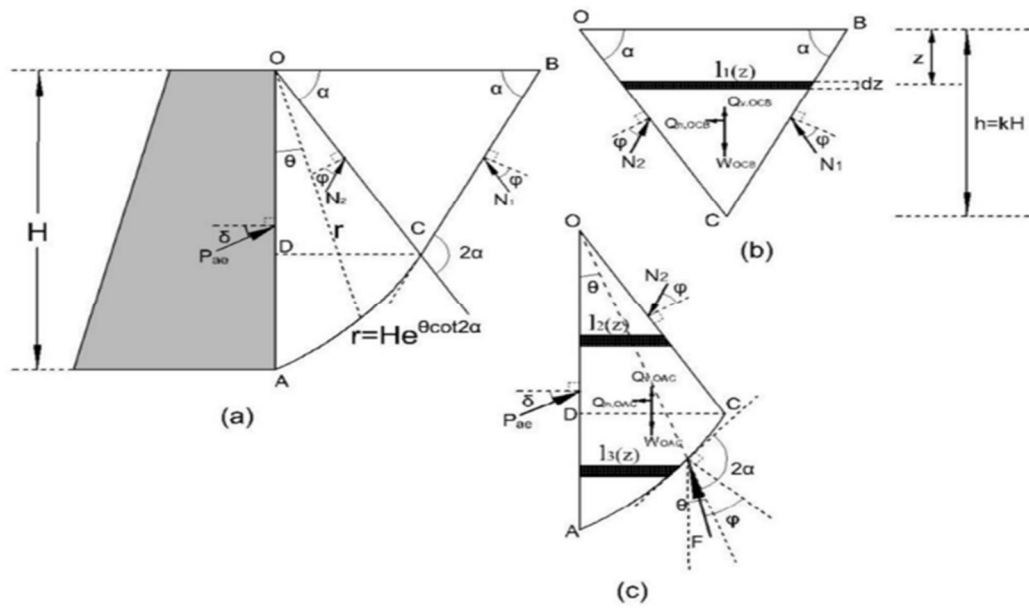
La différence de temps et de phase due à la propagation de l'onde de cisaillement finie derrière un mur a été envisagé en utilisant une méthode simple et plus réaliste de pseudo-dynamique proposée par Steedman et Zeng (1990). Encore une fois Zeng et Steedman (1993) comparé les résultats théoriques avec les résultats des essais du modèle de centrifugeuse pour valider les méthodes pseudo-dynamique.

- Steedman et Zeng (1990) ont considéré dans leur analyse un mur de soutènement rigide vertical supportant une valeur particulière de l'angle de frottement du sol ( $\phi$ ) et une valeur particulière de l'accélération sismique horizontale ( $k_h g$ , où  $g$  est l'accélération due à la gravité) uniquement. Mais l'effet de divers paramètres tels que l'angle de frottement du mur ( $\delta$ ), l'angle de frottement du sol ( $\phi$ ), la vitesse de l'onde de cisaillement ( $V_s$ ), la vitesse de l'onde primaire ( $V_p$ ), à la fois les accélérations sismiques horizontales et verticales ( $k_h g$  et  $k_v g$ ) sur la pression active du sol sismique derrière un mur de soutènement rigide par la méthode pseudo-dynamique n'a pas reçu d'attention jusqu'à aujourd'hui. Par conséquent, dans cet article, une étude complète a été réalisée pour déterminer la pression active du sol sismique derrière un mur de soutènement rigide par une approche pseudo-dynamique de manière plus générale [13].



**4.4. Méthode pseudo-dynamique**

Le modèle de calcul d'un mur de soutènement gravitaire typique dans la méthode pseudo-dynamique adoptée dans cette étude est illustré dans la **Figure II.17**. Le dos du mur de soutènement était vertical avec une hauteur de H, et le remblai était non cohésif. Les influences du facteur d'amplification, de l'angle de frottement du sol, de l'angle de frottement sol-mur, des coefficients d'accélération horizontale et verticale ont été pris en compte. Sous l'action des forces sismiques horizontales et verticales, les composantes horizontales et verticales



**Figure II.17** Schéma du modèle de calcul du mur de soutènement (où (a) est le modèle de calcul global, (b) et (c) représentent les coins de rupture OCB et OAC) [14].

L'accélération due aux séismes à n'importe quelle profondeur z et à n'importe quel moment t était :

$$\begin{aligned}
 a_h(z, t) &= F_a(z) k_h g \sin \omega \left( t - \frac{H-Z}{v_s} \right) \\
 &= F_a(z) k_h g \sin 2 \pi \left( \frac{t}{T} - \frac{H-Z}{\lambda_s} \right)
 \end{aligned}
 \tag{II-38}$$

$$\begin{aligned}
 a_v(z, t) &= F_a(z) k_h g \sin \omega \left( t - \frac{H-Z}{v_p} \right) \\
 &= F_a(z) k_h g \sin 2 \pi \left( \frac{t}{T} - \frac{H-Z}{\lambda_p} \right)
 \end{aligned}
 \tag{II-39}$$

Selon les principes de la méthode pseudo-dynamique, les hypothèses de base suivantes ont été adoptées :

**Méthodes de calcul**

- a. Le mur de soutènement était rigide, le dos du mur était vertical, et la surface du remblai était horizontale ;
- b. La surface de rupture critique du remblai (comme indiqué dans la **Figure II.17.**) était une surface courbe composite sous forme de spirale logarithmique et d'une ligne droite ;
- c. Le remblai était homogène, isotrope, sec et constitué de sol non cohésif.

la poussée totale active sous des conditions sismiques peut être obtenue comme suit :

$$p_{ae}(t) = \frac{1}{\cos(2\alpha - \delta - \Phi) + \sin(\alpha - \delta - \Phi)} \times \left\{ \begin{array}{l} N_2(t) [\sin(3\alpha - 2\Phi) - \cos(2\alpha - 2\Phi)] \\ + (w_{OAC} - Q_{V,OAC}(t)) [\sin(2\alpha - \Phi) - \cos(\alpha - \Phi)] \\ + Q_{h,OAC}(t) [\sin(\alpha - \Phi) + \cos(2\alpha - \Phi)] \end{array} \right\} \quad (\text{II-40})$$

La distribution de la pression active du sol sous l'effet sismique a été obtenue en différenciant la poussée active totale  $P_{ae}(t)$  comme suit :

$$P_{ae}(t) = \frac{\partial p_{ae}(t)}{\partial z} = \frac{1}{\cos(2\alpha - \delta - \Phi) + \sin(\alpha - \delta - \Phi)} \times \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial N_2(t)}{\partial z} [\sin(3\alpha - 2\Phi) - \cos(2\alpha - 2\Phi)] \\ + \left( \frac{\partial w_{OAC}}{\partial z} - \frac{\partial Q_{V,OAC}(t)}{\partial z} \right) [\sin(2\alpha - \Phi) - \cos(\alpha - \Phi)] \\ + \frac{\partial Q_{h,OAC}(t)}{\partial z} [\sin(\alpha - \Phi) + \cos(2\alpha - \Phi)] \end{array} \right\} \quad (\text{II-41})$$

## 5. LES SPECTRES DE REPONSE

Un spectre de réponse est simplement un graphique représentant le pic ou la réponse en état stable (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de fréquences naturelles variables, qui sont contraints de se mettre en mouvement par la même vibration de base ou choc. Ce graphique peut ensuite être utilisé pour déterminer la réponse de tout système linéaire, en fonction de sa fréquence naturelle d'oscillation. Une utilisation courante est l'évaluation de la réponse maximale des bâtiments aux séismes. La science du mouvement du sol intense peut utiliser certaines valeurs du spectre de réponse du sol (calculées à partir des enregistrements du mouvement du sol en surface par des sismographes) pour corrélérer avec les dommages sismiques.

Les spectres de réponse sont des outils très utiles en génie parasismique pour analyser le comportement des structures et équipements en cas de séismes, car beaucoup se comportent principalement comme des oscillateurs simples (également appelés systèmes à un degré de liberté). Ainsi, si l'on connaît la fréquence naturelle de la structure, on peut estimer la réponse maximale du bâtiment en consultant la valeur du spectre de réponse du sol pour la fréquence appropriée. Dans la plupart des codes du bâtiment dans les régions sismiques, cette valeur constitue la base du calcul des forces auxquelles une structure doit être conçue pour résister (analyse sismique). Comme mentionné précédemment, le spectre de réponse du sol est le graphique de réponse réalisé à la surface libre de la terre. Des dommages sismiques significatifs peuvent survenir si la réponse du bâtiment est "en phase" avec les composantes du mouvement du sol (résonance), ce qui peut être identifié à partir du spectre de réponse. Cela a été observé lors du séisme de Mexico en 1985, où l'oscillation du lit de lac en profondeur du sol était similaire à la fréquence naturelle des immeubles à mi-hauteur en béton, causant des dommages significatifs. Les bâtiments plus courts (plus rigides) et plus grands (plus flexibles) ont subi moins de dommages [14].

## 6. Conclusion

Le choix de l'approche la plus adaptée pour l'étude de la capacité portante sismique des fondations dépend de plusieurs facteurs, tels que le niveau de risque sismique, la complexité de la structure et la disponibilité des données du sol.

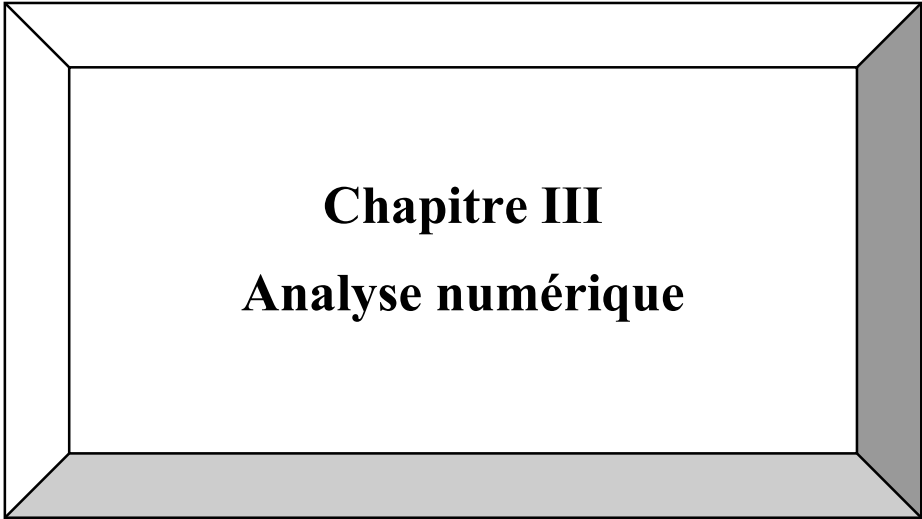
- **L'approche pseudo-statique** est la méthode la plus simple et la plus courante, mais elle peut être conservatrice et ne pas prendre en compte correctement l'effet du tremblement de terre sur le comportement du sol et de la structure.
- **L'approche pseudo-dynamique** est plus précise que l'approche pseudo-statique, mais elle nécessite plus de données et de calculs. Exclamation

## Méthodes de calcul

- **L'analyse dynamique complète** est la méthode la plus précise, mais elle est également la plus complexe et la plus coûteuse en temps et en ressources. Exclamation

En général, il est recommandé d'utiliser une approche plus raffinée lorsque le niveau de risque sismique est élevé ou lorsque la structure est complexe. Cependant, l'approche pseudo-statique peut être suffisante pour les structures simples situées dans des zones de sismicité faible à modérée.

Il est important de noter que les approches décrites ci-dessus ne sont que des simplifications de la réalité complexe du comportement des fondations sous charges sismiques. Des recherches continues sont nécessaires pour améliorer la compréhension de ce phénomène et développer des méthodes d'analyse plus précises et fiables.



**Chapitre III**  
**Analyse numérique**

## Chapitre III : Analyse Numérique

### 1. introduction

Ce chapitre présente la simulation d'un modèle de mur de soutènement réalisé à Bagdad, en Irak, en 2023 15. L'objectif de la simulation était d'étudier le comportement dynamique du mur sous différentes charges sismiques. Les procédures de simulation ont été menées à l'aide du logiciel PLAXIS 2020.

Les résultats de la simulation ont fourni des informations précieuses sur la performance du mur de soutènement sous charges sismiques. Ces informations peuvent être utilisées pour améliorer la conception des futurs murs de soutènement et réduire le risque de défaillance sismique.

### 2. Géométrie de modèle

Ce modèle mesure 1 m de large et 4.8 m de long avec 2 couches de sols et un mur de soutènement la forme L.

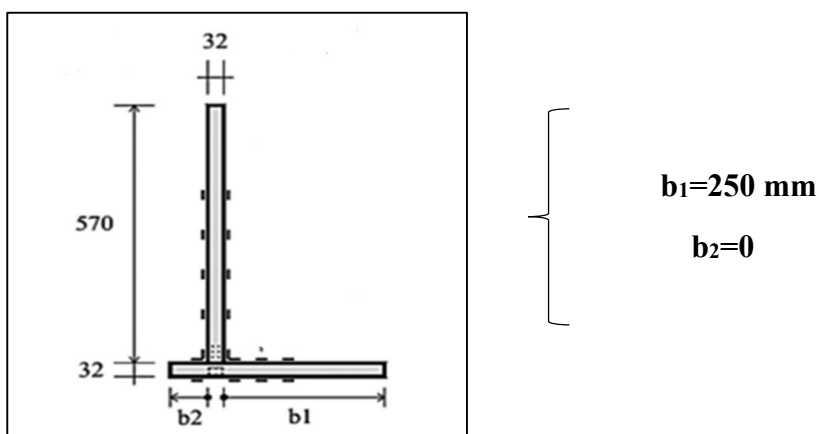


Figure III.1 Géométrie de mur de soutènement

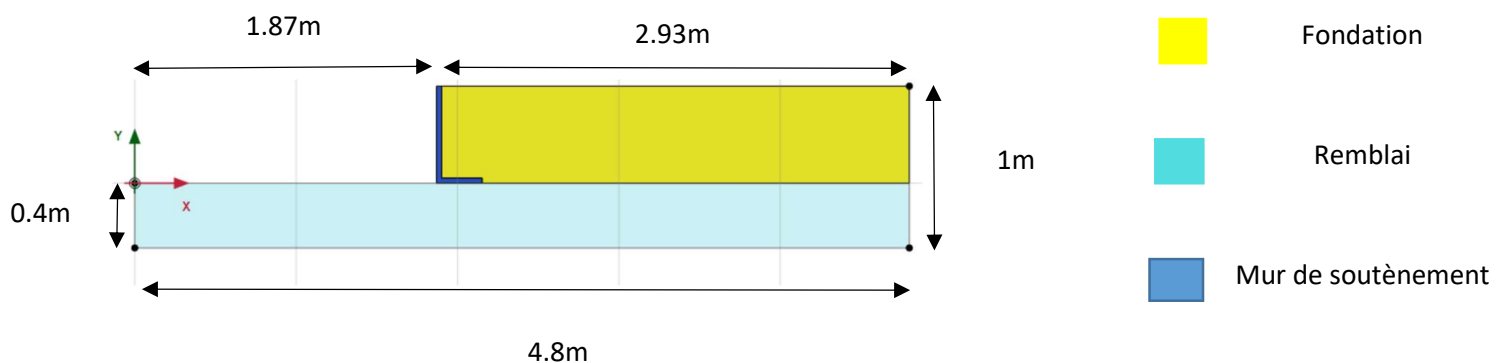
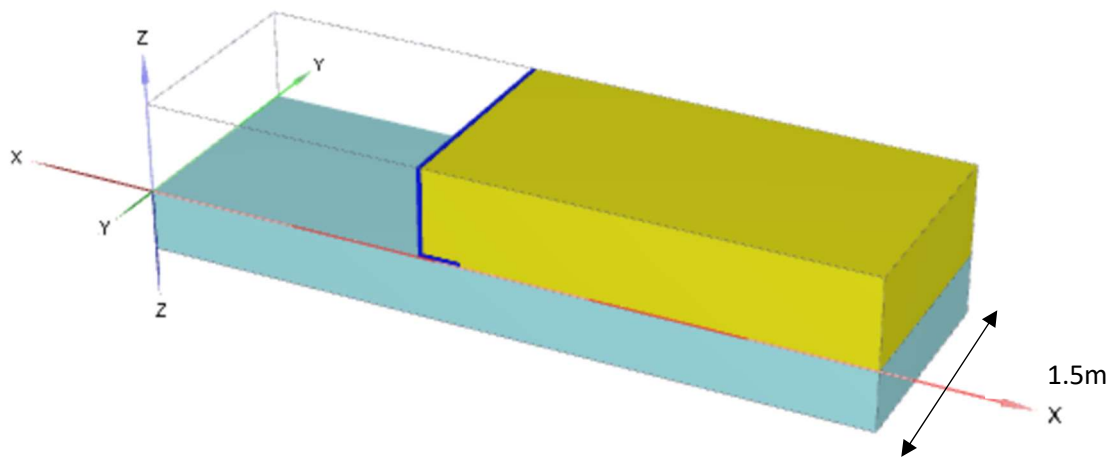


Figure III.2 Géométrie de projet en 2D



**Figure III.3** Géométrie de projet en 3D

## 2.1 Créer un nouveau projet

Pour créer le modèle géométrique, procédez comme suit :

1. Démarrez un nouveau projet.
2. Saisissez un titre approprié pour le projet.
3. Définissez les limites du contour du sol comme suit :


a.  $X_{\min} = 0.0$  et  $X_{\max} = 4.8$

b.  $Y_{\min} = 0.0$  et  $Y_{\max} = 1$

## 2.2 Stratigraphie du sol

Afin de définir les couches du sol, un forage doit être ajouté et des propriétés de matériau doivent être attribuées.

Comme toutes les couches de sol sont horizontales, un seul forage est nécessaire.

1. Cliquez sur le bouton  Créer un trou de forage et créez un trou de forage à (0 0 0).
2. Ajoutez une couche avec les niveaux inférieurs à -0.4.

## Analyse Numérique

3. Réglez la tête dans la colonne de forage à -1.

### 2.3. Matériaux


Un certain nombre de matériaux doivent être définis pour les différentes couches de sol. Les propriétés du matériau sont affichées dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau III .1** Caractéristiques des matériaux utilisés dans les simulations numériques

Caractéristiques	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\nu$	R <sub>inter</sub>
Fondation (sable dense)	16.14	53.3×10 <sup>3</sup>	1	42	0.3	0.6
Remblai (sable moyennement dense)	15.11	52×10 <sup>3</sup>	1	34	0.3	0.6

**Tableau III .2** Qualités matérielles du mur de soutènement

Paramètres	Symbole	valeur	Unité
Rigidité élastique	EA	2.24×10 <sup>6</sup>	(KN/m)
Rigidité en flexion	EI	191	(KN/m <sup>2</sup> /m)
Poids unitaire	$\gamma$	27	(KN/m)
Poids du mur	W	0.86	(KN/m <sup>3</sup> )
Coefficient de poisson	$\nu$	0.3	(KN/m/m)

1. Cliquez sur le bouton Matériaux dans la barre d'outils latérale. 
2. Créez un nouvel ensemble de données sous le type d'ensemble de sols et d'interfaces.
3. Entrez les paramètres spécifiés dans les tableaux pour chaque couche de sol.
4. Cliquez sur OK pour fermer la fenêtre.
5. Après avoir fermé la fenêtre des jeux de matériaux, cliquez sur le bouton OK pour fermer la fenêtre Modifier les couches de sol.
6. En mode sol, cliquez avec le bouton droit de la souris sur chaque couche de sol, sélectionnez définir le matériau et attribuez les matériaux appropriés.



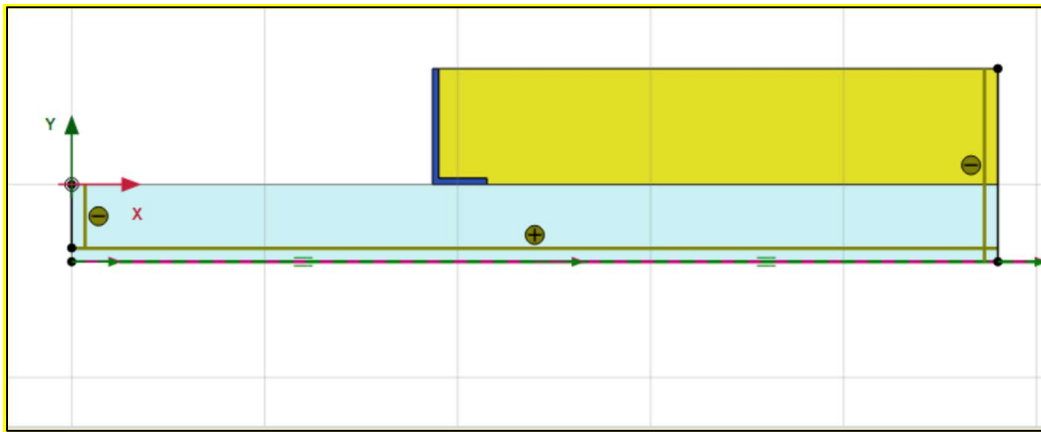



Figure III.4 Géométrie en 2D du projet avec interface

### 2.4. Générer le maillage

Pour générer le maillage :

1. Cliquez sur l'onglet Maillage pour passer en mode Maillage.
2. Cliquez sur le bouton  Générer un maillage et cliquez sur ok, les paramètres par défaut sont valides.

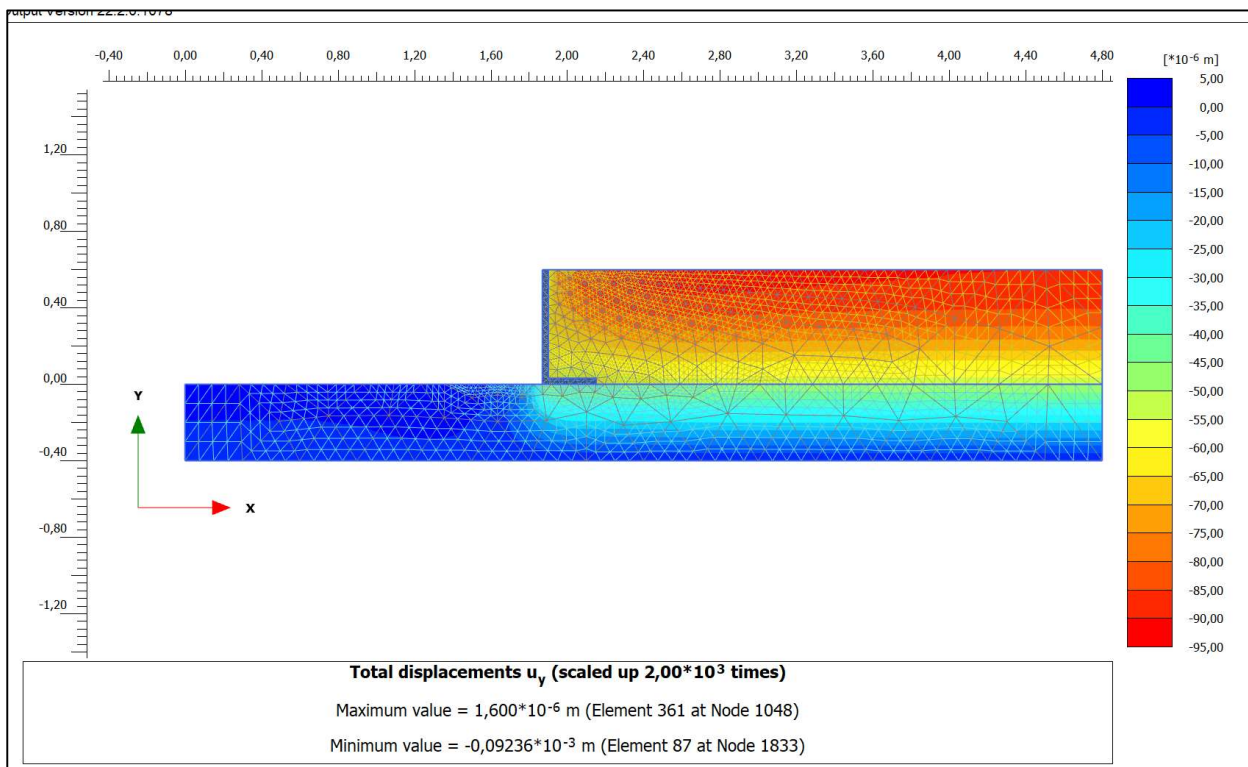


Figure III.5 Maillage généré (Déplacement total  $u_y$ ) 2D

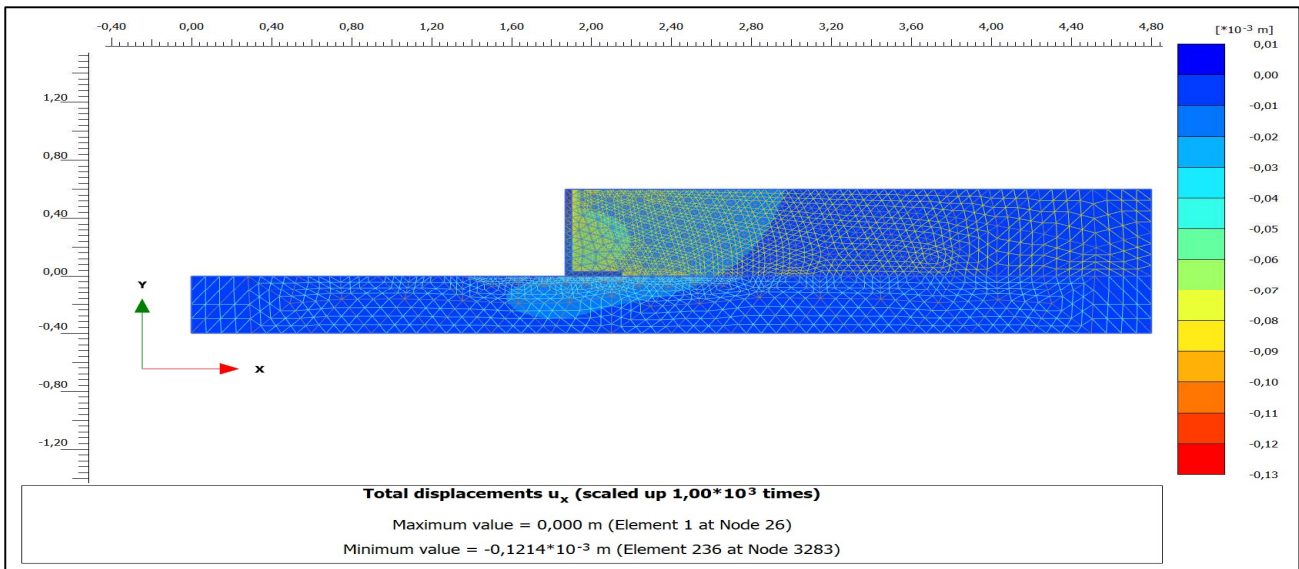



Figure III.6 maillage généré (Déplacement total  $u_x$ ) 2D

## 2.5. Définir les charges dynamiques :

Le tremblement de terre est modélisé en imposant un déplacement prescrit à la limite inférieure.


Pour définir le Déplacement prescrit :

a – Définissez un déplacement  de ligne en bas du modèle, de (0.00 -0.40) à (4.80 -0.40).

b– Définissez la composante x du déplacement de ligne sur Prescrit et attribuez une valeur de 1,0. La composante y de le déplacement de ligne est Fixe. La distribution par défaut (Uniforme) doit être conservée.

3. Pour définir les multiplicateurs dynamiques pour le déplacement de la ligne :

a- Développez le déplacement de ligne dynamique.

b- b. Cliquez sur le menu déroulant Multiplier et cliquez sur le bouton  plus qui apparaît. Les multiplicateurs apparaissent et un nouveau multiplicateur de déplacement est automatiquement ajouté.

c. Dans le menu déroulant Signal, sélectionnez l’option Tableau.

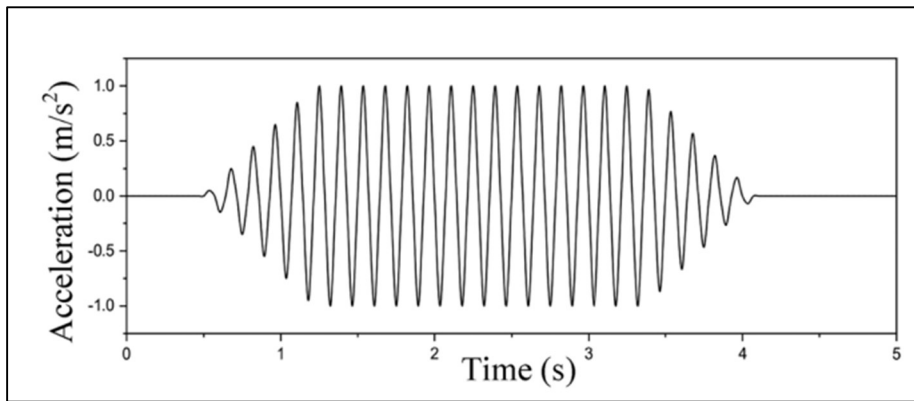


Figure III.7 Enregistrements de charge dynamique (15)

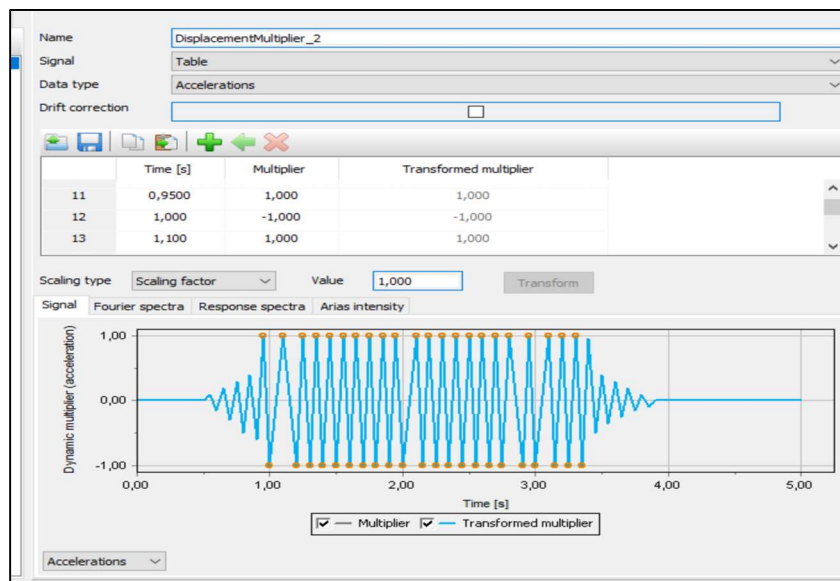


Figure III.8 Fenêtre des multiplicateurs dynamiques

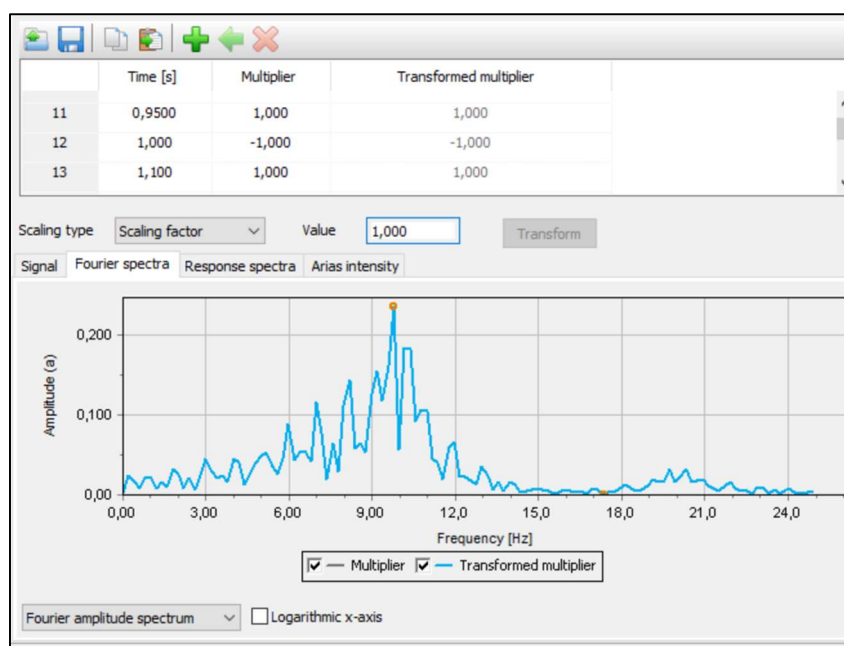


Figure III.9 Spectre de Fourier

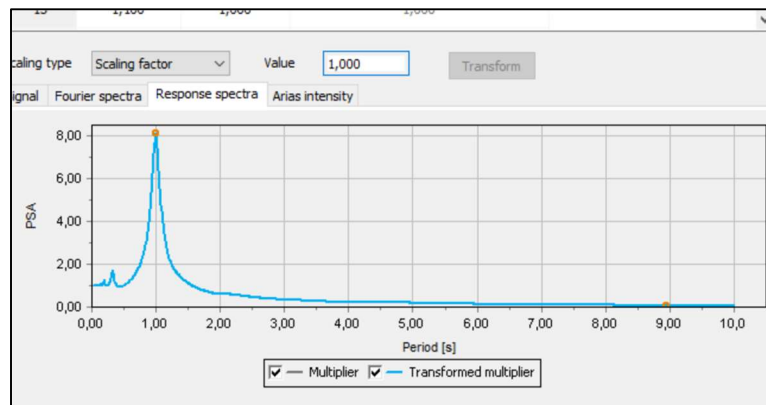



Figure III.10 Spectre réponse

## 2.6. Calcul

Le processus de calcul comprend la phase des conditions initiales, la simulation de la model, le chargement, l'analyse sismique.

### a)Phase initiale

1. Cliquez sur l'onglet  Construction étagée pour procéder à la définition des phases de calcul.
2. La phase initiale a déjà été introduite. Les paramètres par défaut de la phase initiale seront utilisés dans ce tutoriel.
3. Le modèle pour la phase initiale est illustré dans **Figure III-11**

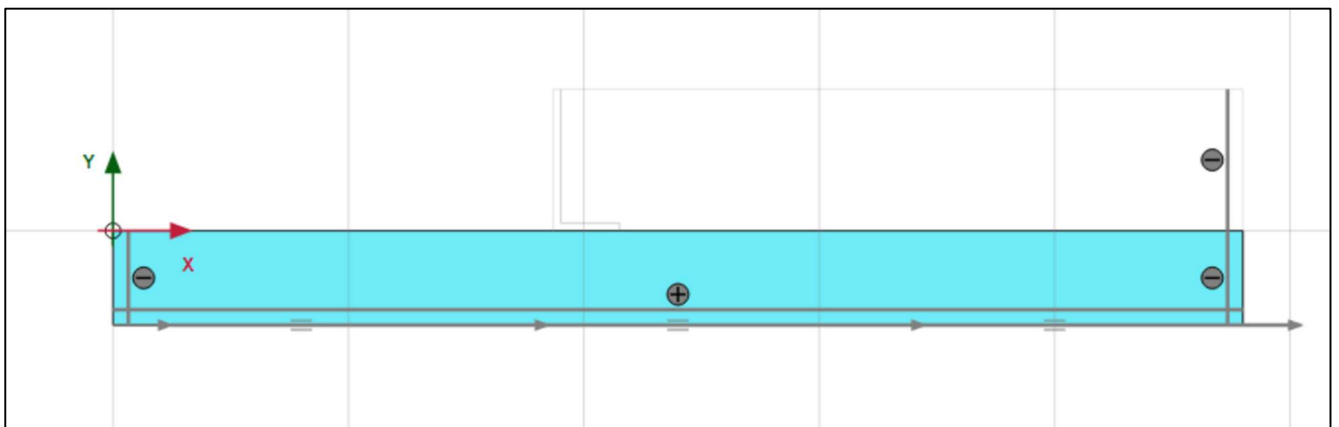


Figure III.11 Phase initiale 2D

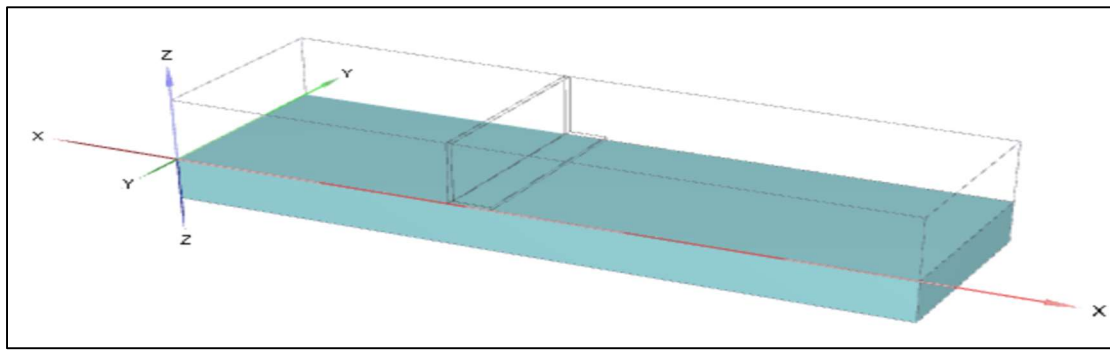



Figure III.12 Phase initiale 3D

**b) phase 01 (sol + remblai)**

1. Cliquez sur le bouton  Ajouter une phase pour créer une nouvelle phase. Les paramètres par défaut de la phase ajoutée seront utilisés pour cette phase de calcul.
2. Le modèle pour la phase 1 est illustré dans la Figure III.13

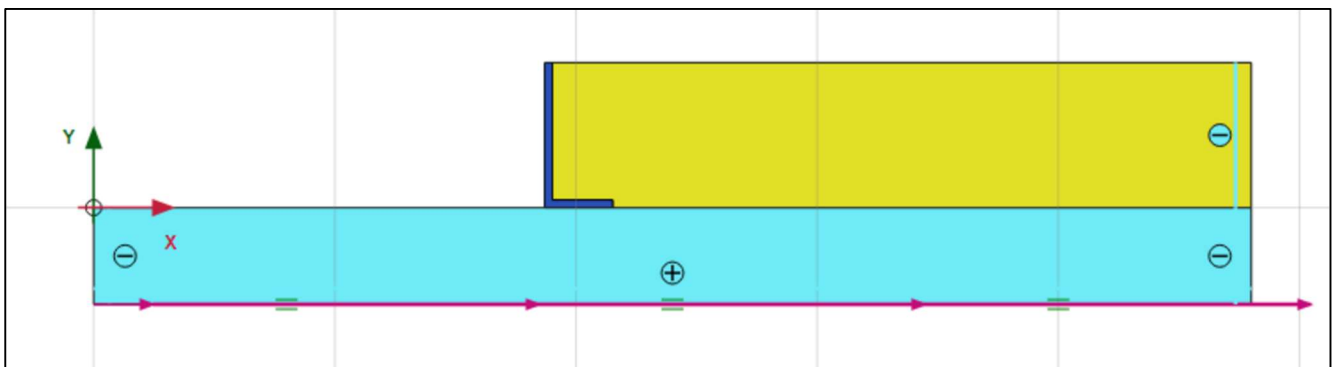


Figure III.13 Phase 1 en 2D

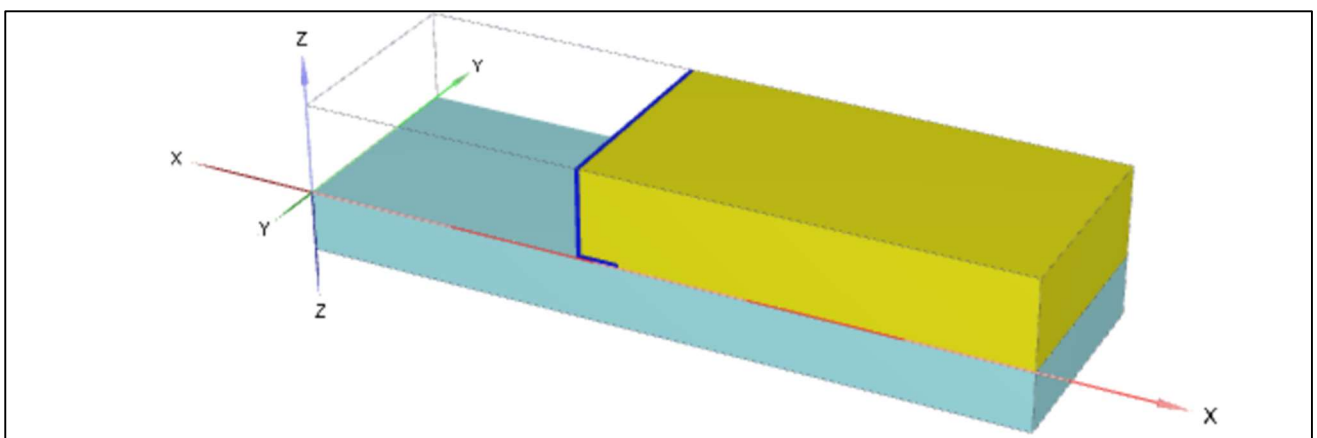

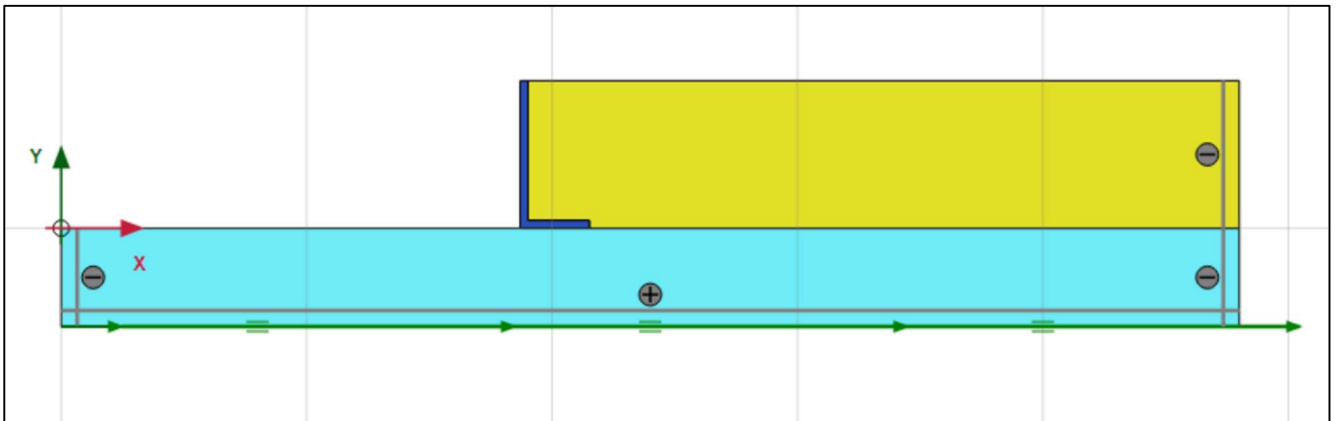





Figure III.14 Phase 1 en 3D

**c) Phase 03 (chargement dynamique)**

1. Cliquez sur le bouton  Ajouter une phase pour créer une nouvelle phase (Phase\_3).
2. Dans la fenêtre Phases, sélectionnez l'option Dynamique comme type de calcul.
3. Réglez le paramètre d'intervalle de temps dynamique sur 5 secondes.
4. En mode Construction étagée, désactivez (libérez) la charge ponctuelle.
5. Dans l'explorateur de modèles, développez le sous-arbre Conditions du modèle.
6. Développez le sous-arbre Dynamique. Vérifiez que les conditions aux limites BoundaryXMin, BoundaryXMax et BoundaryYMin sont visqueuses, comme illustré dans la Figure III-15

**Figure III.15** phase02

## 2.7 Calcul

1. Cliquez sur le bouton  Sélectionner des points pour les courbes dans la barre d'outils latérale et sélectionnez un point en haut du mur de soutènement.
2. Cliquez sur le bouton  Calculer pour lancer le calcul du projet.
3. Après la fin du calcul, enregistrez le projet en cliquant sur le bouton Enregistrer .

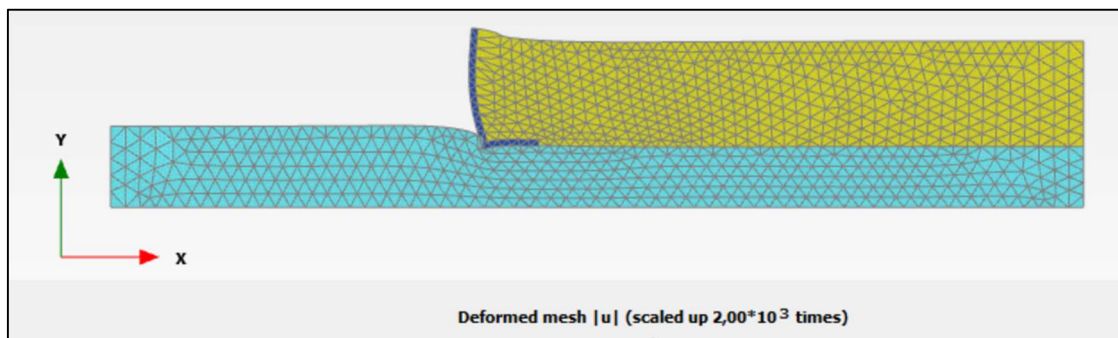


Figure III.16 Déformation de maillage la phase 01 2D

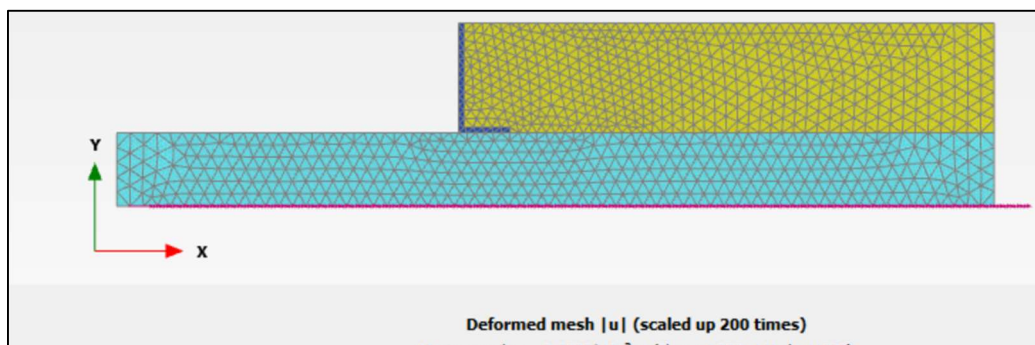


Figure III.17 Déformation de maillage la phase 02 2D

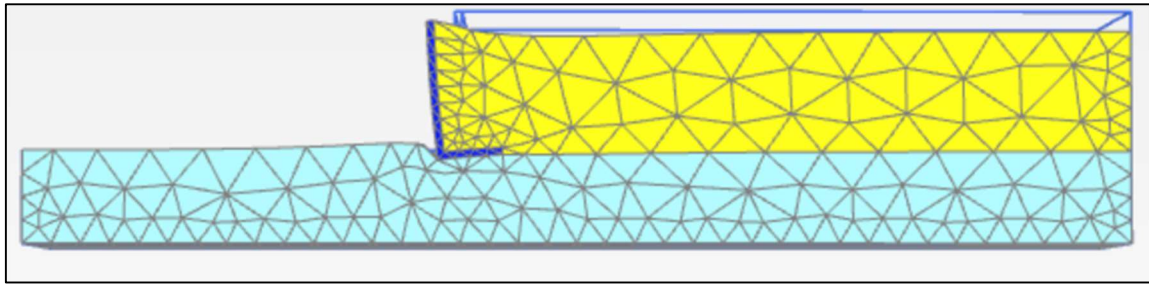


Figure III.18 Déformation de maillage la phase 01 3D

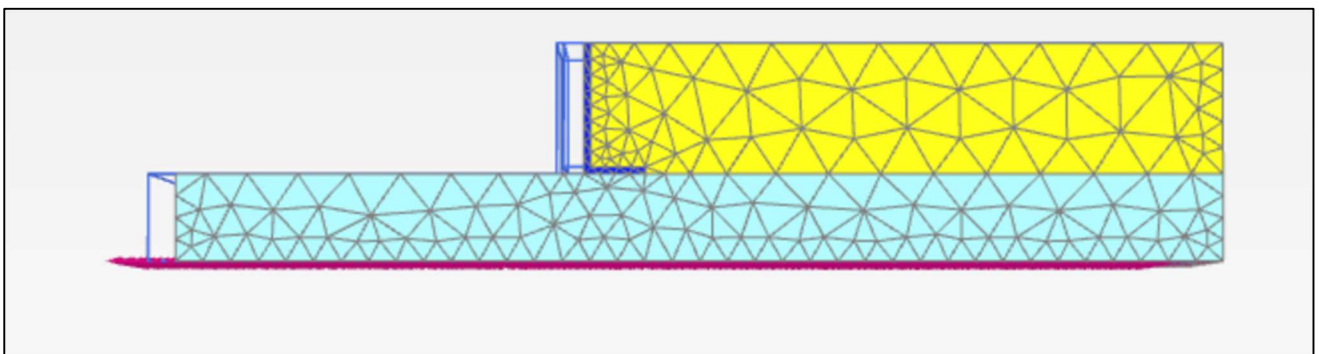


Figure III.19 Déformation de maillage la phase 01 3D

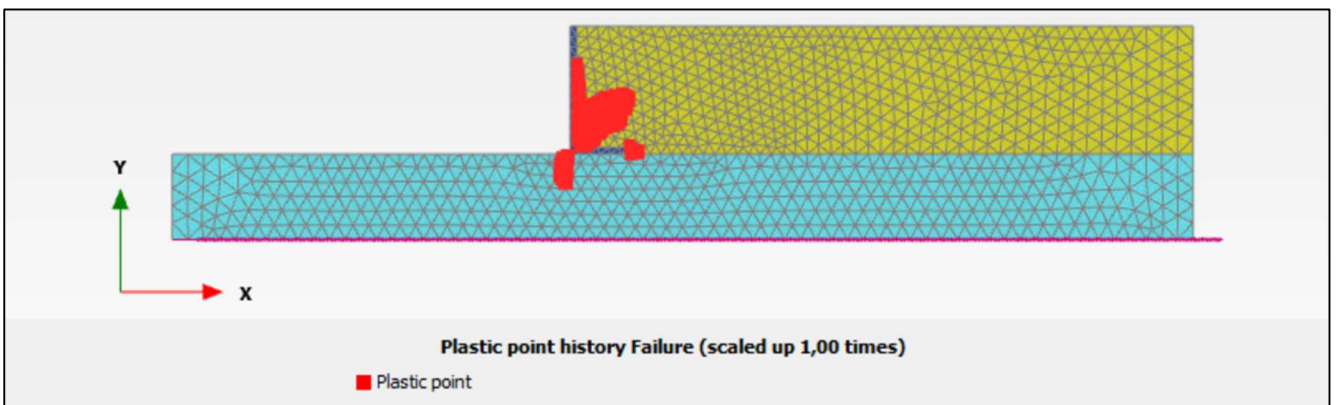


Figure III.20 Points plastic



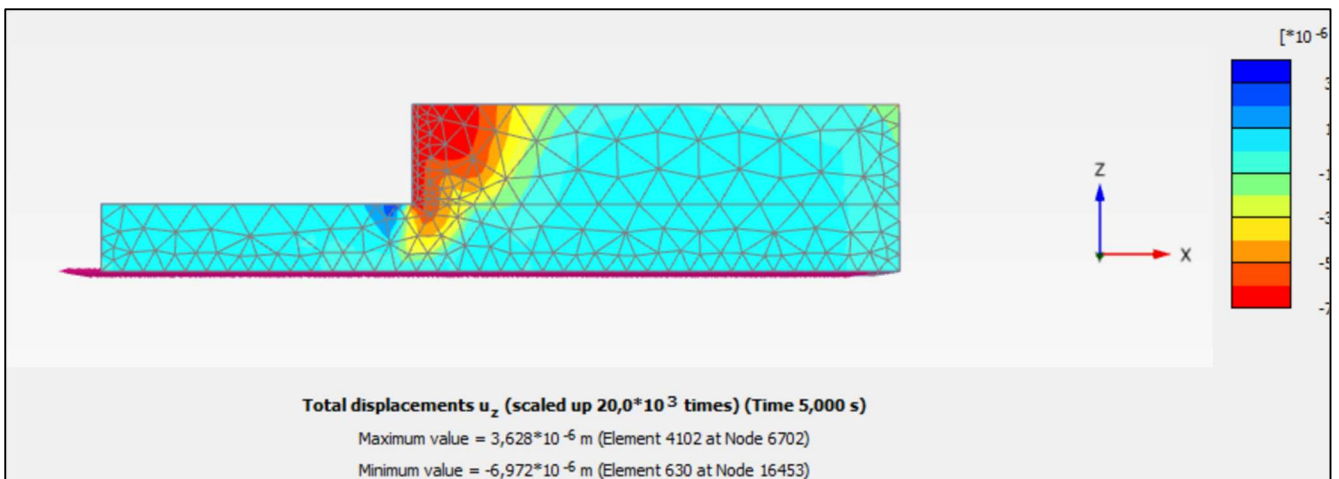




Figure III.21 déplacement totale

2.8. Validation :

A) en 2d

1. Cliquez sur le bouton  Voir les résultats de l'action .
2. Cliquez sur le bouton 
3. Nous choisissons les trois points les plus élevés du mur au centre, puis au bas du mur, et à chaque fois nous dessinons le graphique.

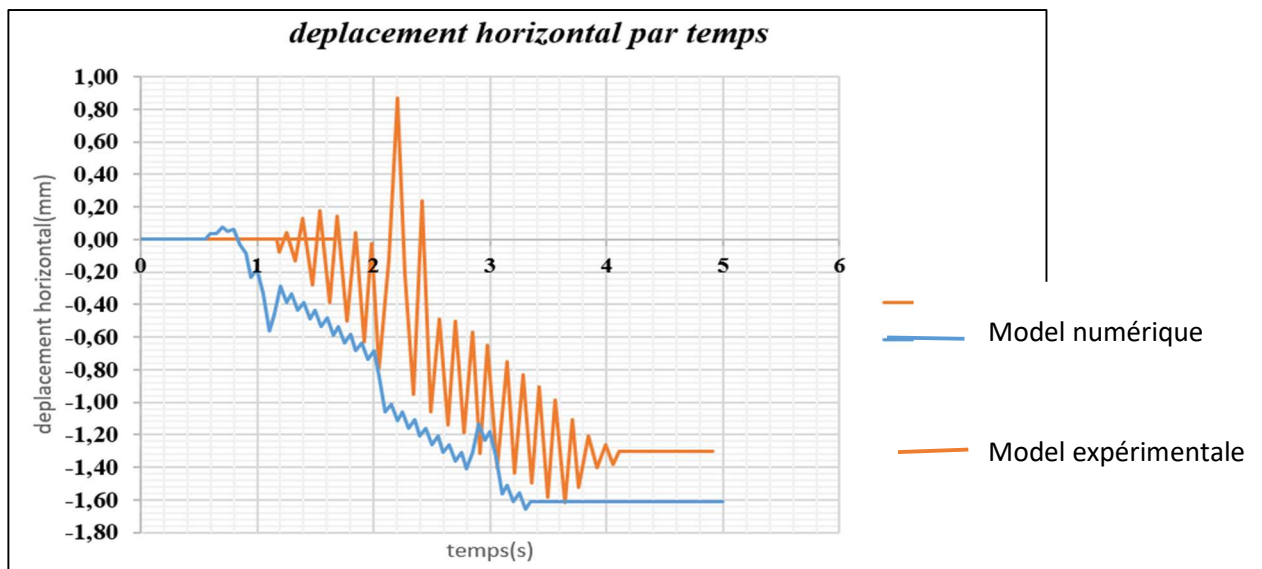


Figure III.26 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique

(Sommet du mur)

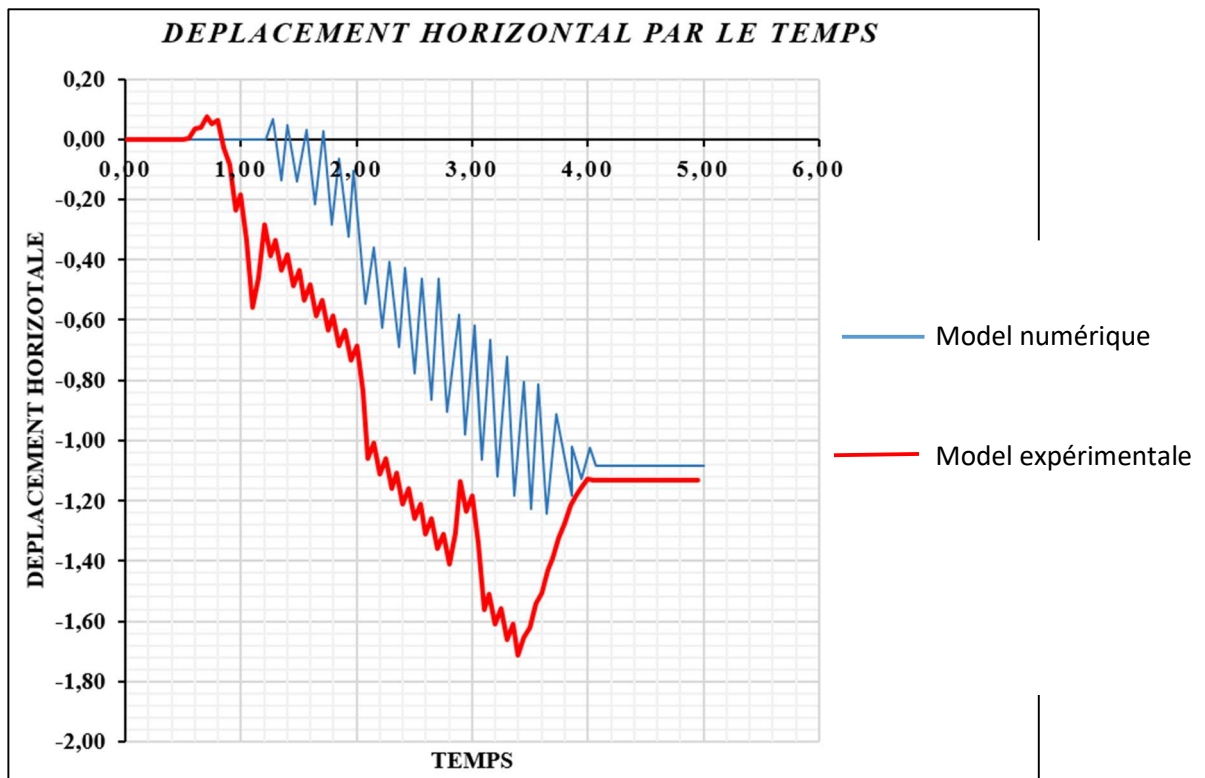


Figure III.27 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique  
(Point central de mur de soutènement)

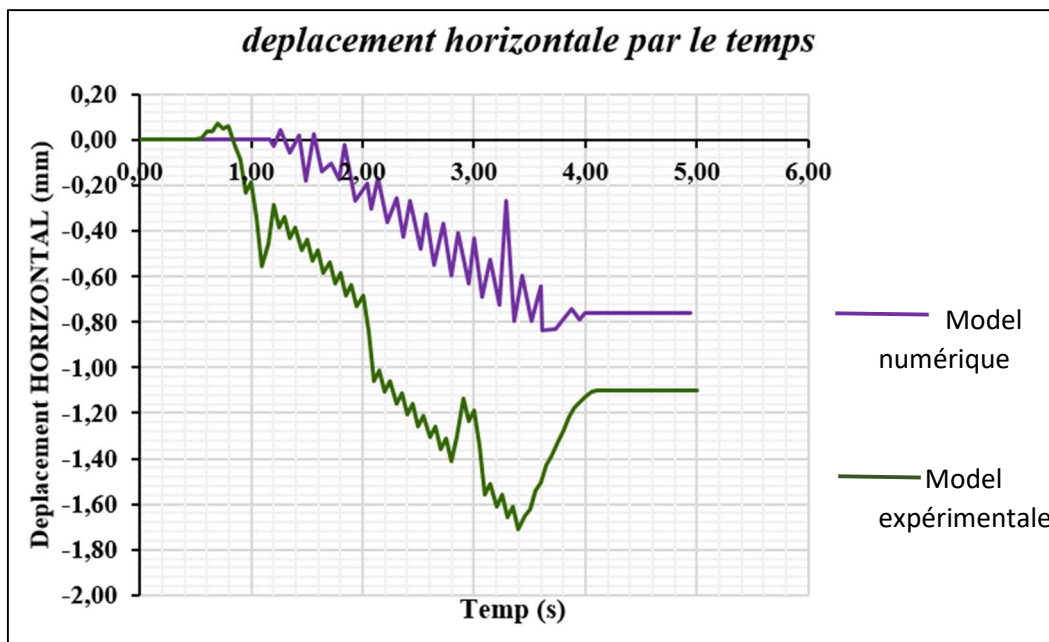


Figure III.28 Comparaison entre le modèle et le numérique (point bas).

## 2.9 .Comparaison General :

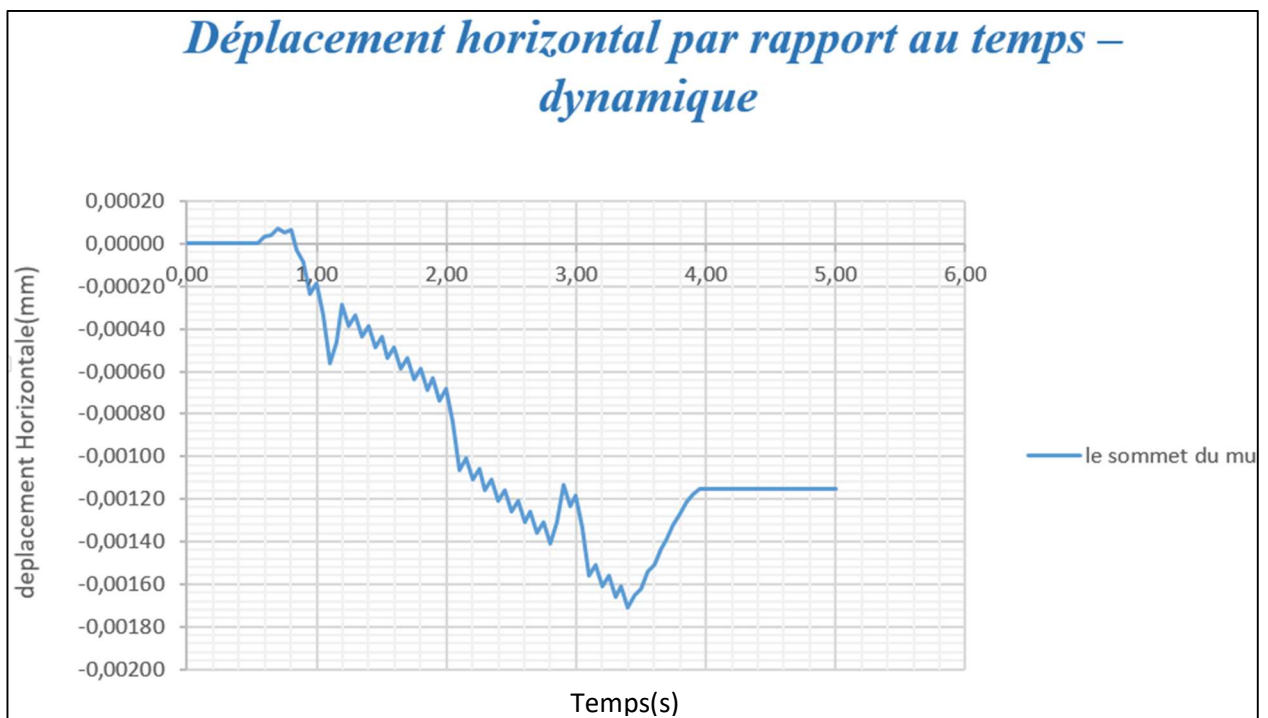
D'après l'analyse des données et la comparaison avec le modèle, il semble que le graphique soit valide.

### a) Observations :

- Trois points de données de **déplacement horizontal par le temps** ont été comparés à la courbe du modèle.
- La concordance entre les points de données et la courbe est notable.

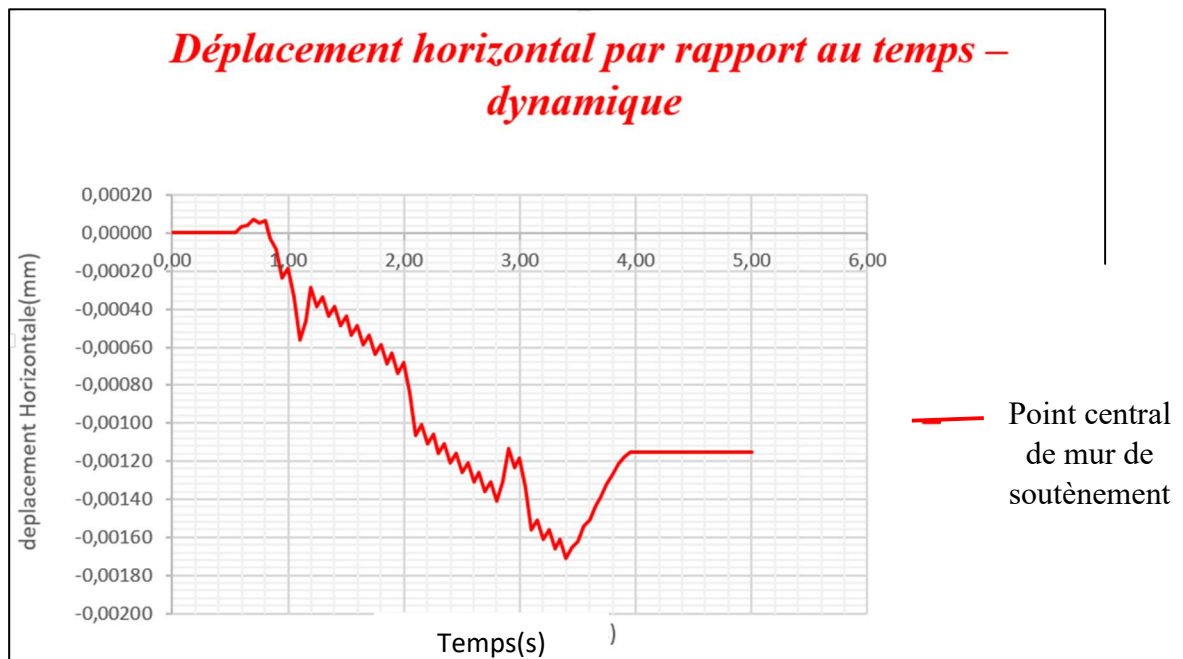
### b) Interprétation :

- Cette concordance suggère que le graphique représente de manière fiable la relation entre **déplacement horizontal par le temps** et le temps.
- La validation du graphique est renforcée par la cohérence des données observées avec le modèle prédit.

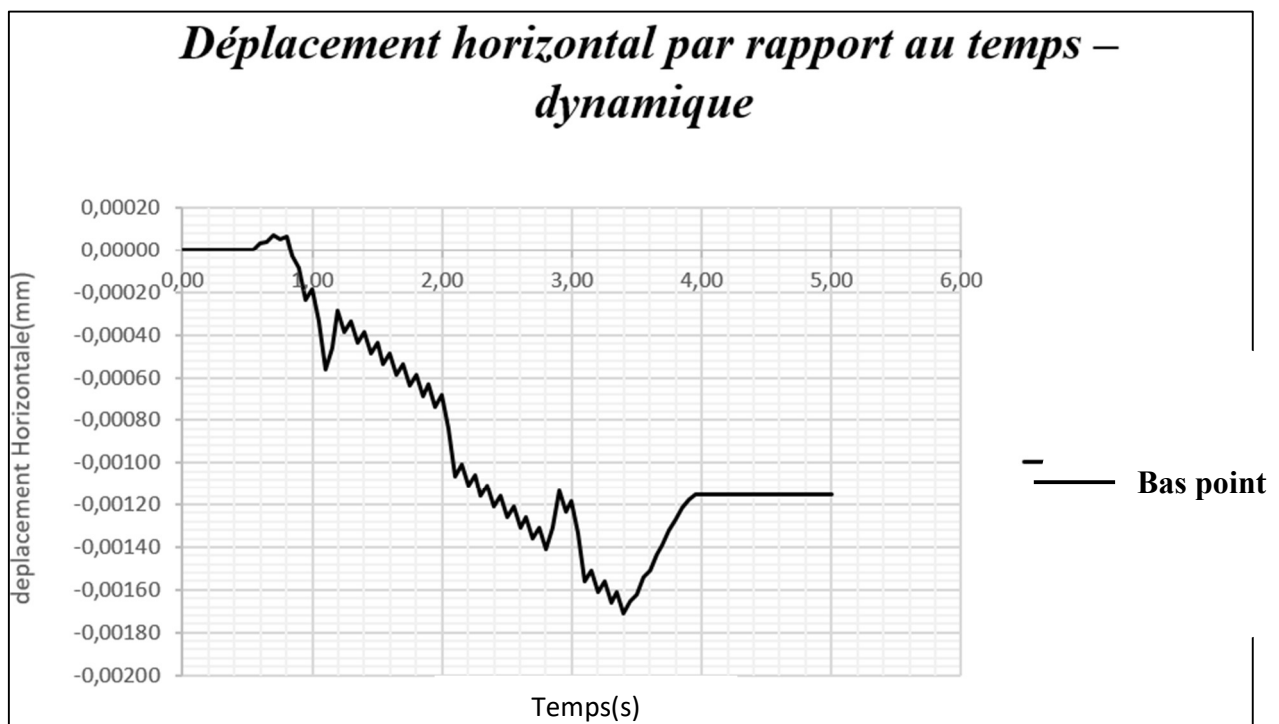


**Figure III.29** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique

(Le sommet du mur)



**Figure III.30** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique  
(Point central de mur de soutènement)



**Figure III.31** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique  
(point bas)

### 2.10 .Analyse des résultats de simulation :

L'observation des courbes de déplacement  $u_x$  (mm) en fonction du temps (s) révèle un schéma symétrique caractéristique d'un comportement stable du mur de soutènement.

Phase initiale (temps = 0 s):

- Le déplacement  $u_x$  est initialement nul, indiquant que le mur se trouve dans sa position d'équilibre statique avant l'application de la charge dynamique.

Phase d'application de la charge dynamique (phase 02):

- Le déplacement  $u_x$  commence à varier positivement, reflétant le phénomène de tassement induit par la sollicitation dynamique.
- Ce tassement initial est suivi d'une diminution progressive du déplacement  $u_x$ , indiquant que le mur absorbe et dissipe l'énergie de la charge dynamique.

Phase de stabilisation (temps > 5 s):

- Le déplacement  $u_x$  atteint une valeur minimale de  $-1.6 \text{ E-3}$ , suggérant une légère déformation du mur sous l'effet résiduel de la charge dynamique.
- Le retour du déplacement  $u_x$  vers une valeur stable de  $-1.2 \text{ E-2}$  confirme la capacité du mur à retrouver sa position d'équilibre et à résister aux sollicitations dynamiques appliquées.

En résumé, l'analyse des courbes de déplacement confirme que le mur de soutènement présente un comportement stable sous l'effet de la charge dynamique appliquée. Le tassement initial suivi d'une stabilisation à une déformation résiduelle minimale démontre la capacité du mur à absorber et à dissiper l'énergie de la charge sans compromettre son intégrité structurelle.

Ces résultats s'avèrent essentiels pour la validation de la conception du mur de soutènement et pour garantir sa performance dans des conditions d'exploitation réelles.

B) en 3D

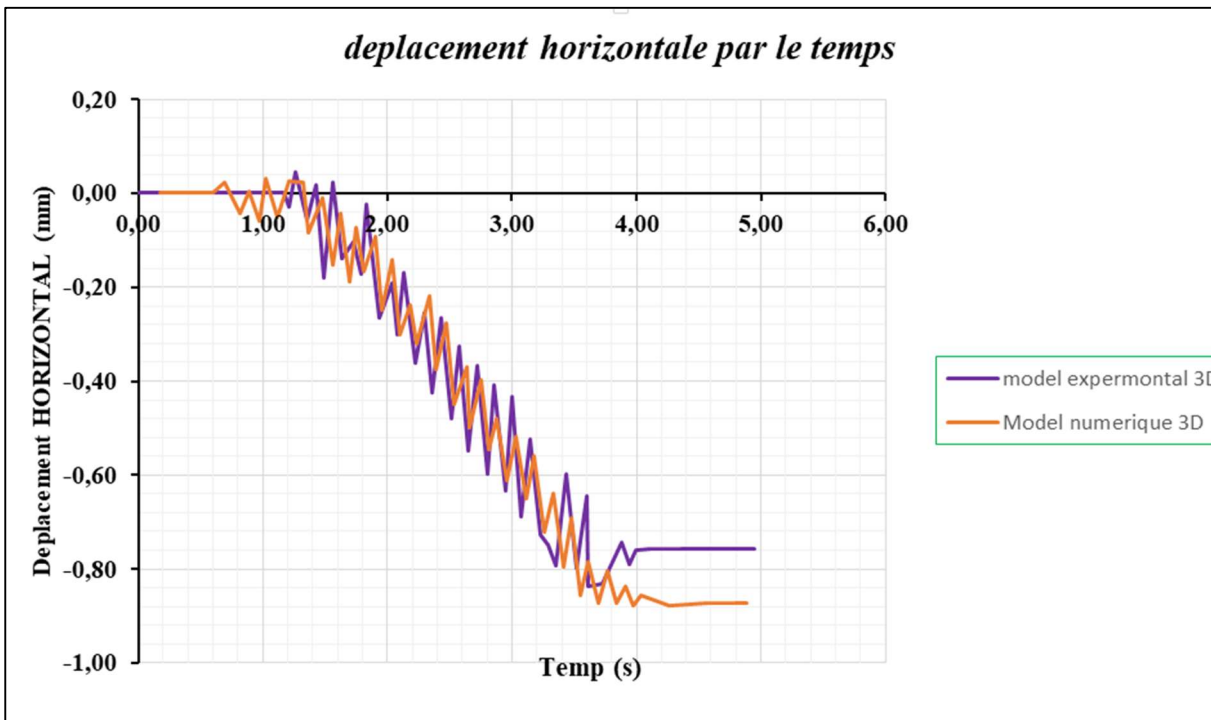


Figure III.32 Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique

(Le sommet du mur) en 3D

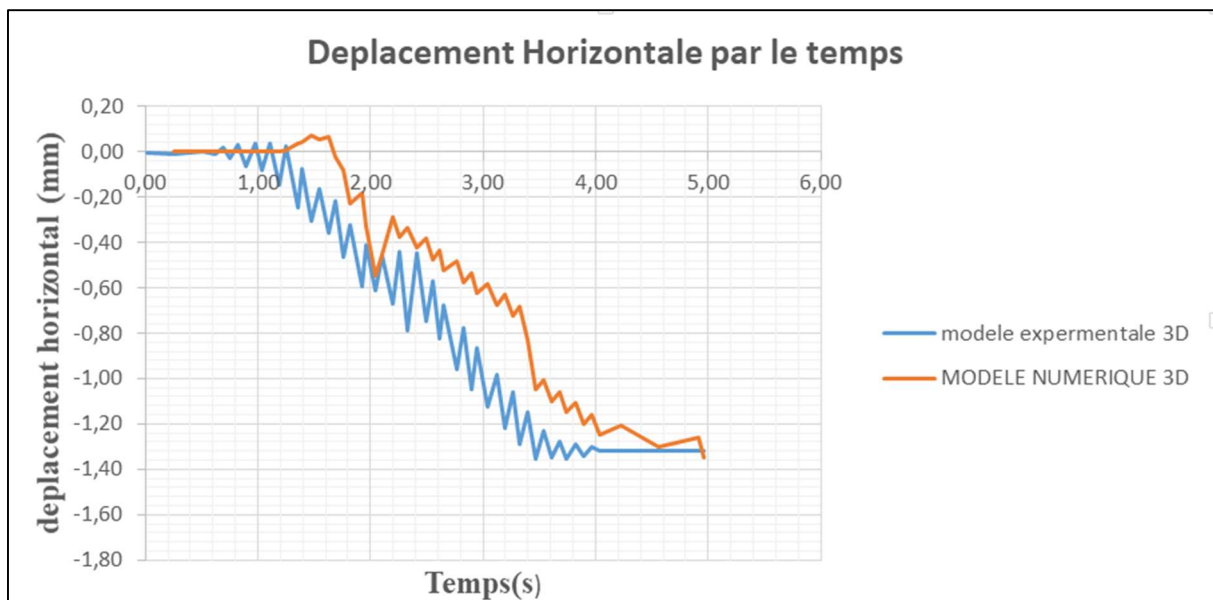
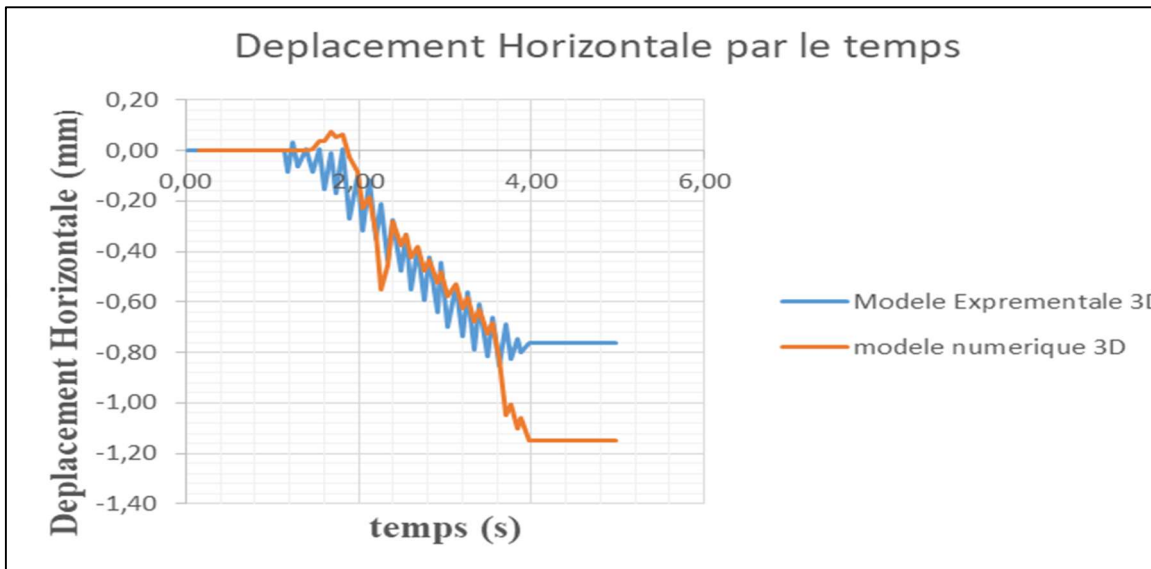
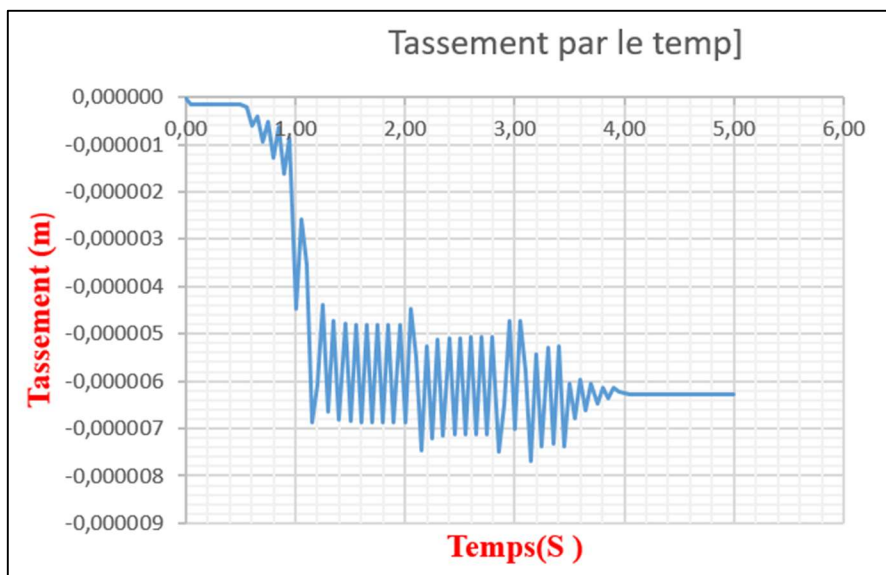


Figure III.33 Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique

(Point central de mur de soutènement) en 3D



**Figure III.34** Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique  
(point bas) en 3D



**Figure III.35** Tassement par rapport au temps – dynamique en 3D  
(Le sommet du mur)

### **3. Conclusion**

- PLAXIS 3D, le déplacement maximal au point supérieur s'est avéré être de 0.13 mm, tandis que le déplacement minimum était de -0.87 mm par s5. Cette variation indique une légère sous-estimation des déplacements par le logiciel par rapport aux conditions réelles. Cette différence peut être attribuée à divers facteurs tels que la simplification du modèle géotechnique ou des hypothèses sur le comportement des matériaux.

- Dans la partie inférieure (point bas), les résultats théoriques et analytiques obtenus avec le programme PLAXIS 3D ont présenté des divergences par rapport à ceux du programme PLAXIS 2D. Cependant, pour les points médian (Point central de mur de soutènement) et supérieur (Le sommet du mur), les écarts étaient négligeables.

Par conséquent, bien que PLAXIS 3D puisse fournir des estimations utiles, il est important de tenir compte de ces écarts lors de l'interprétation des résultats pour garantir des décisions et des conceptions appropriées dans les applications réelles de génie civil et géotechnique.





**CHAPTER IV :**  
**Etude paramétrique**

## Chapitre IV : Etude paramétrique

### 1. Introductions

Dans ce chapitre se concentre sur l'étude de l'effet de la forme sur la performance d'un mur de soutènement, avec un accent particulier sur l'analyse de l'impact de la charge dynamique. À travers cette exploration, nous visons à approfondir notre compréhension des facteurs qui influent sur la stabilité et la résilience des structures de soutènement, dans le but d'améliorer les pratiques de conception et de construction dans le domaine du génie civil.

### 2. Géométrie

La même géométrie et Caractéristiques des matériaux de fondations et remblai, seulement la forme du mur de soutènement change.

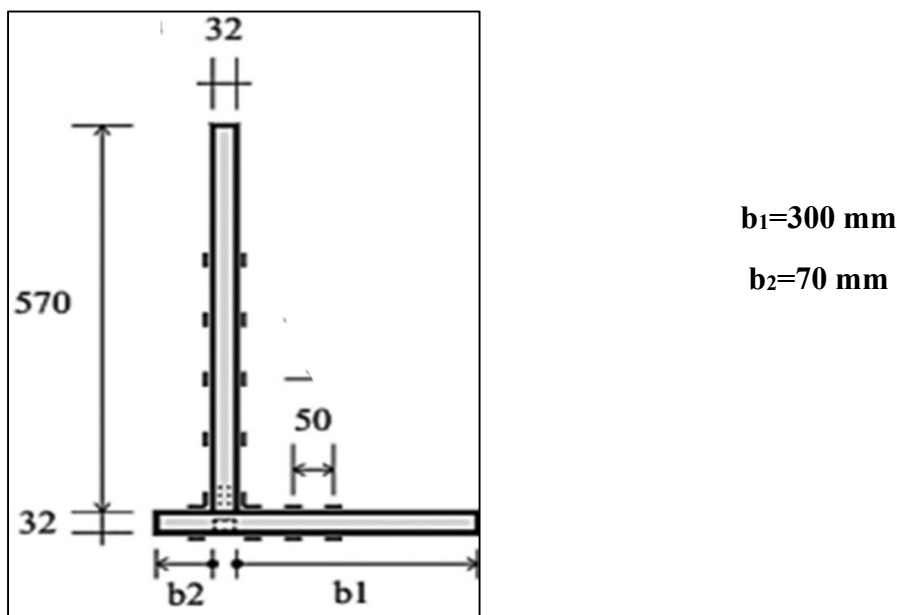


Figure IV.1 géométrie de mur de soutènement

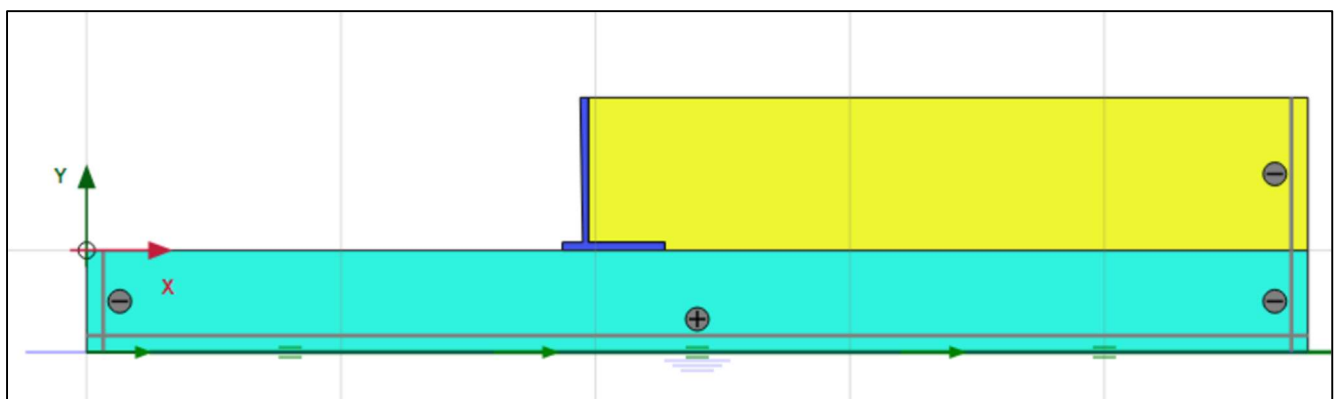


Figure IV.2 Géométrie du projet

### 3. Générer le maillage

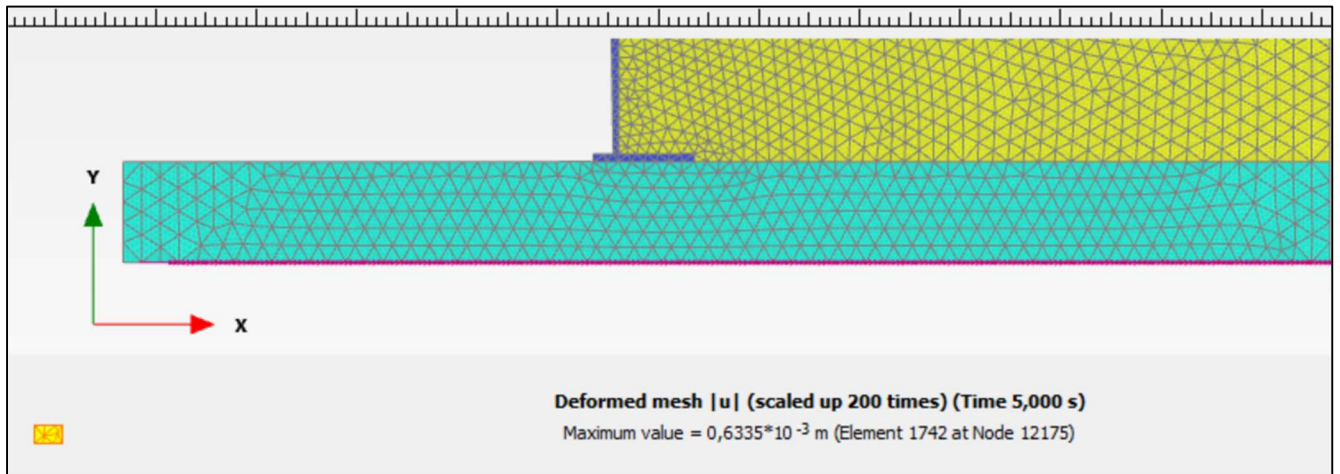


Figure IV.3 Maillage généré

### 4. Calcul

Nous suivons les mêmes étapes que la première forme 3 phases.

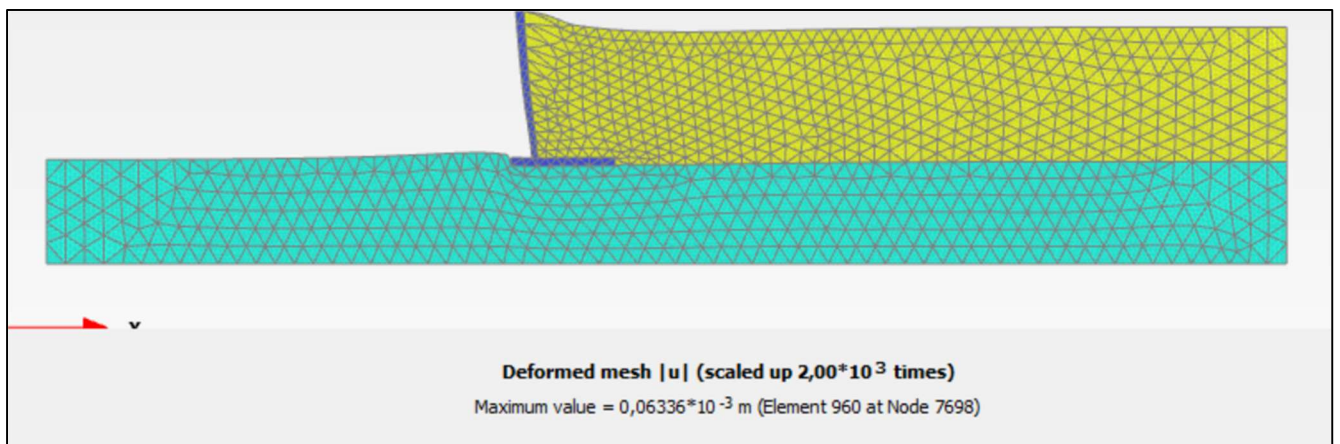


Figure IV.4 Déformations de maillage phase 01(sol + remblai)

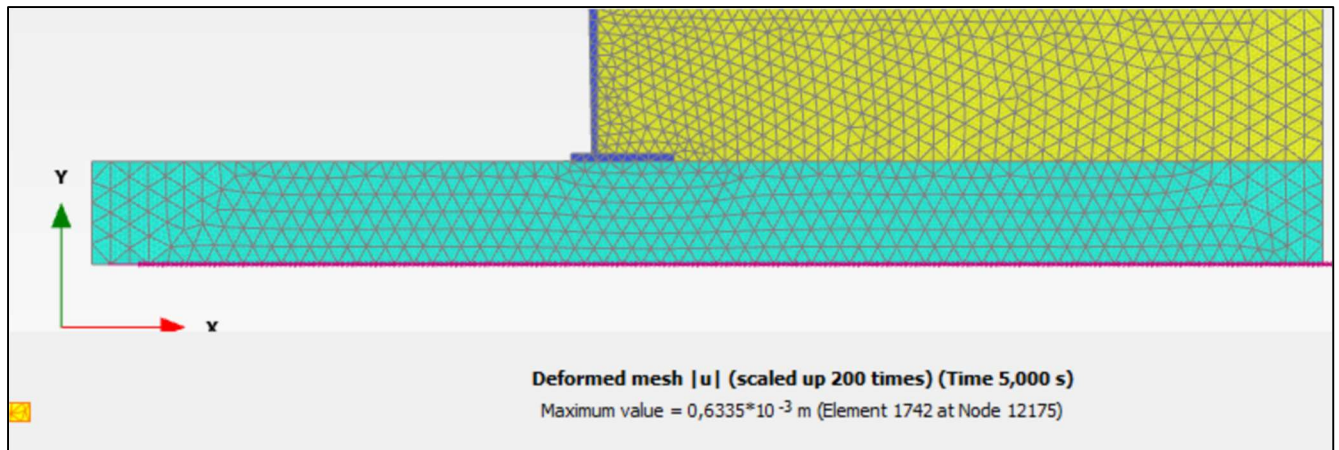


Figure IV.5 Déformation de maillage la phase 02(chargement dynamique)

## 5. Résultats :

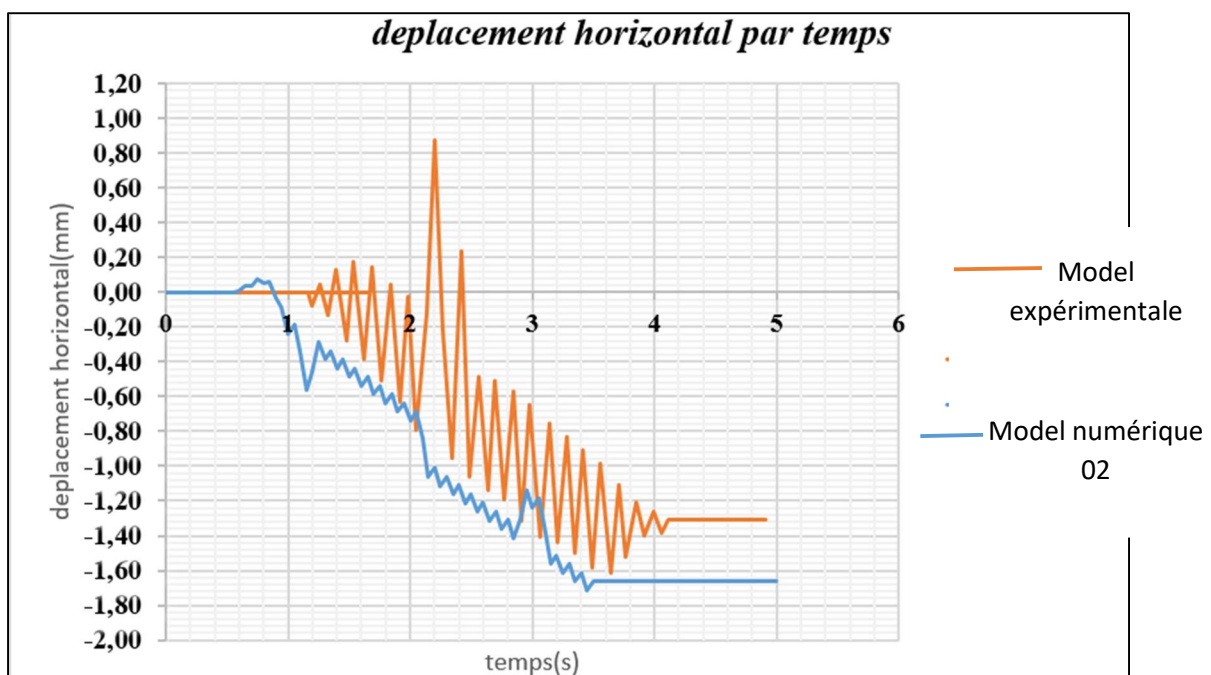


Figure IV.6 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique

(Le sommet du mur)

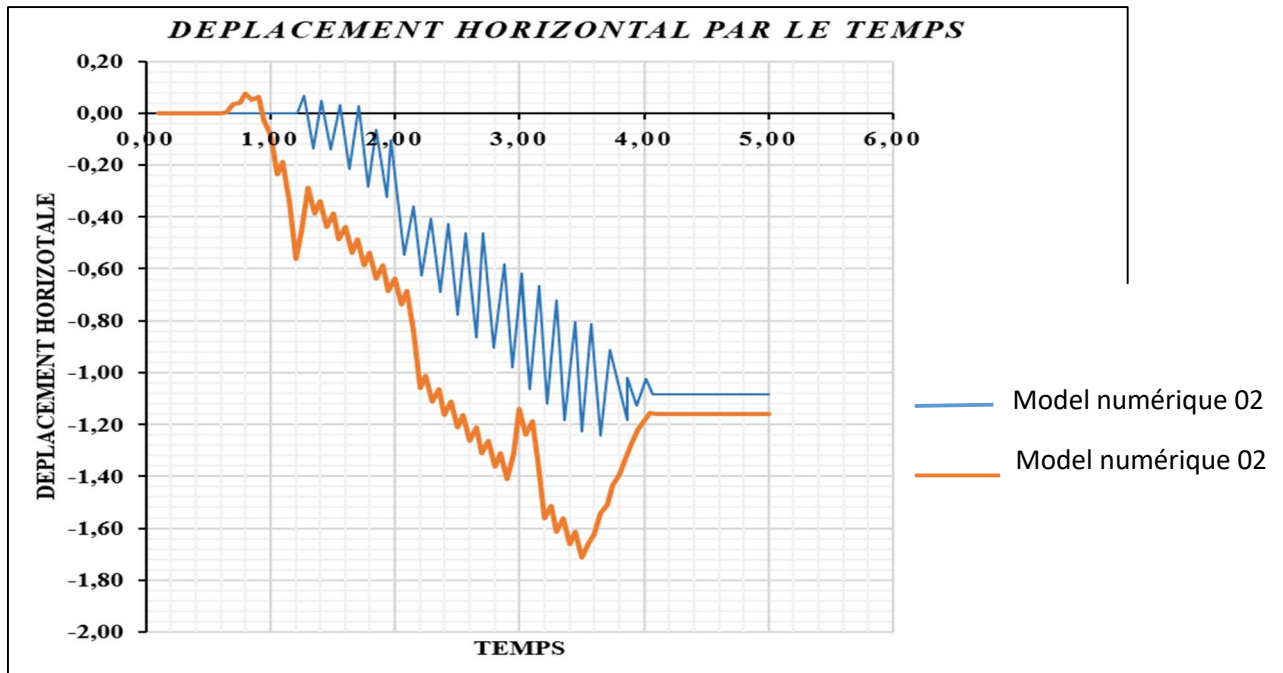


Figure IV.7 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique  
(Point central de mur de soutènement)

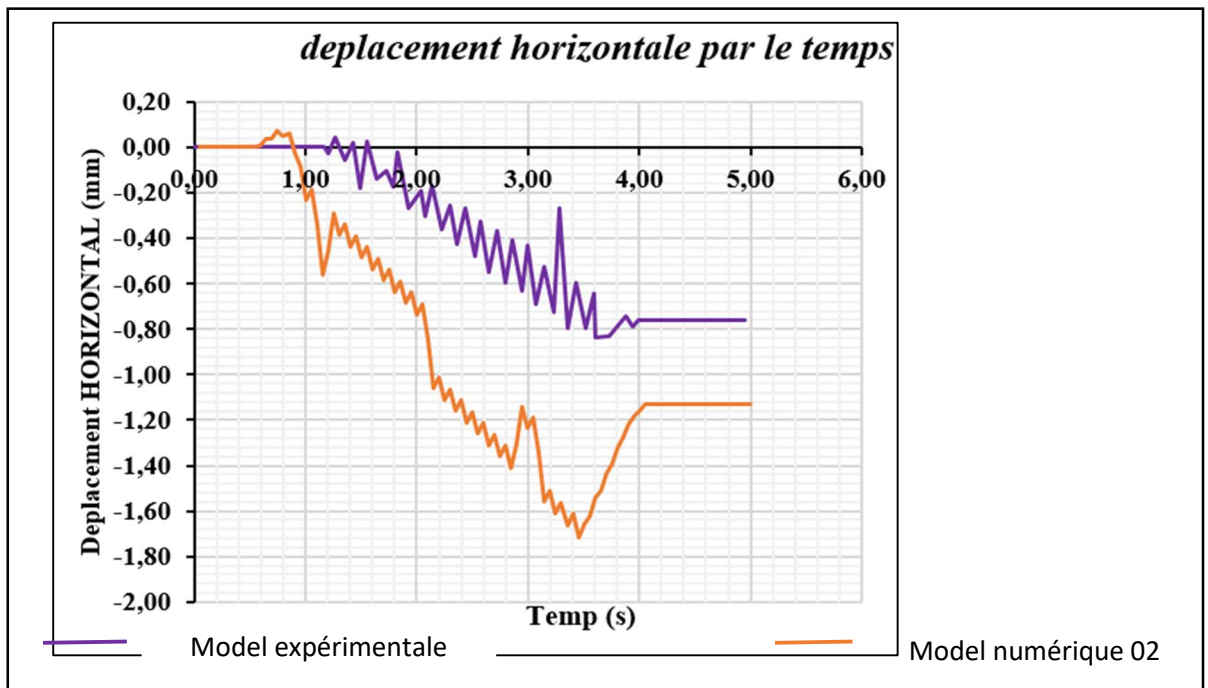


Figure IV.8 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique  
(Point bas)

## 6. Observations

En observant ces courbes représentant le déplacement horizontal en fonction du temps, on remarque les mêmes changements par rapport aux courbes précédentes avec le modèle expérimental et les courbes de la géométrie précédente.

## 7. résultat de model numérique 02

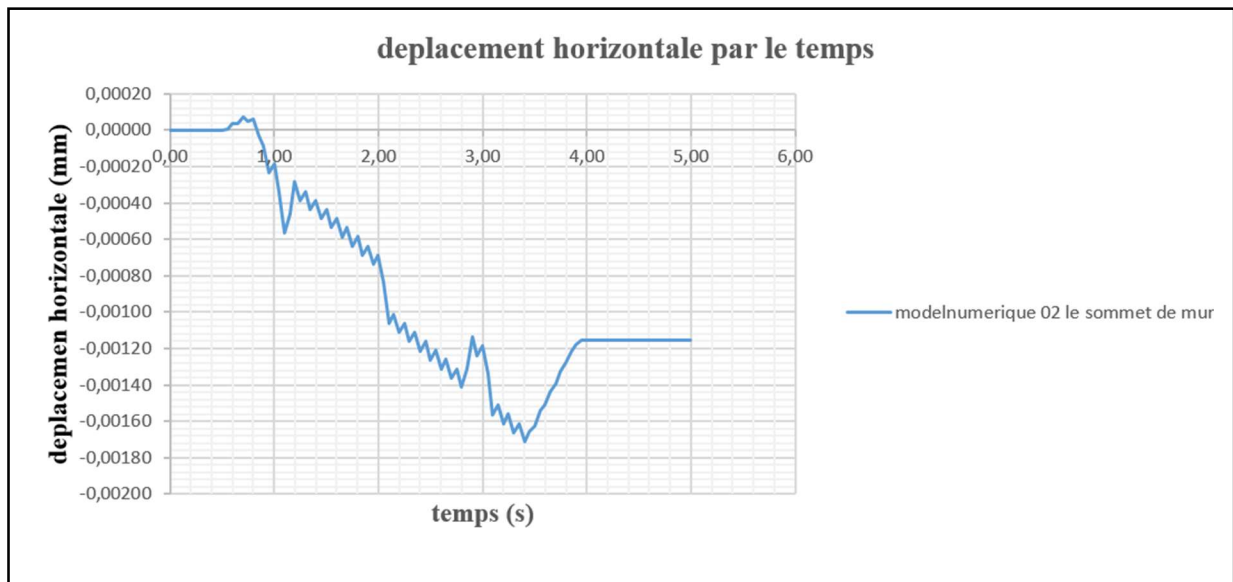


Figure IV.9 Déplacement horizontal par rapport au temps – dynamique

(Le sommet du mur)

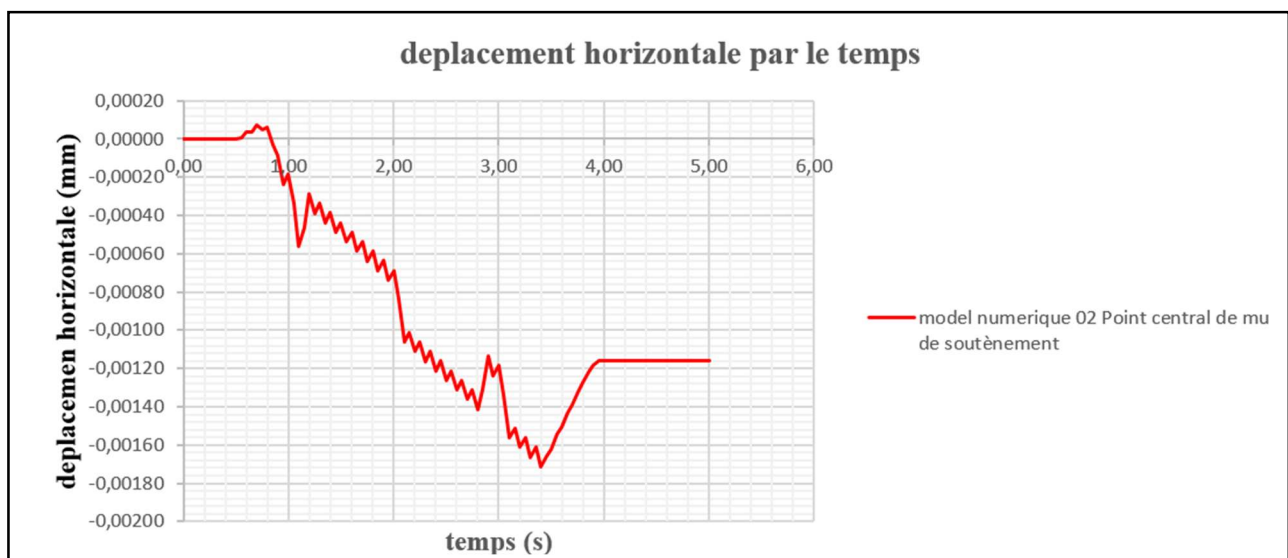
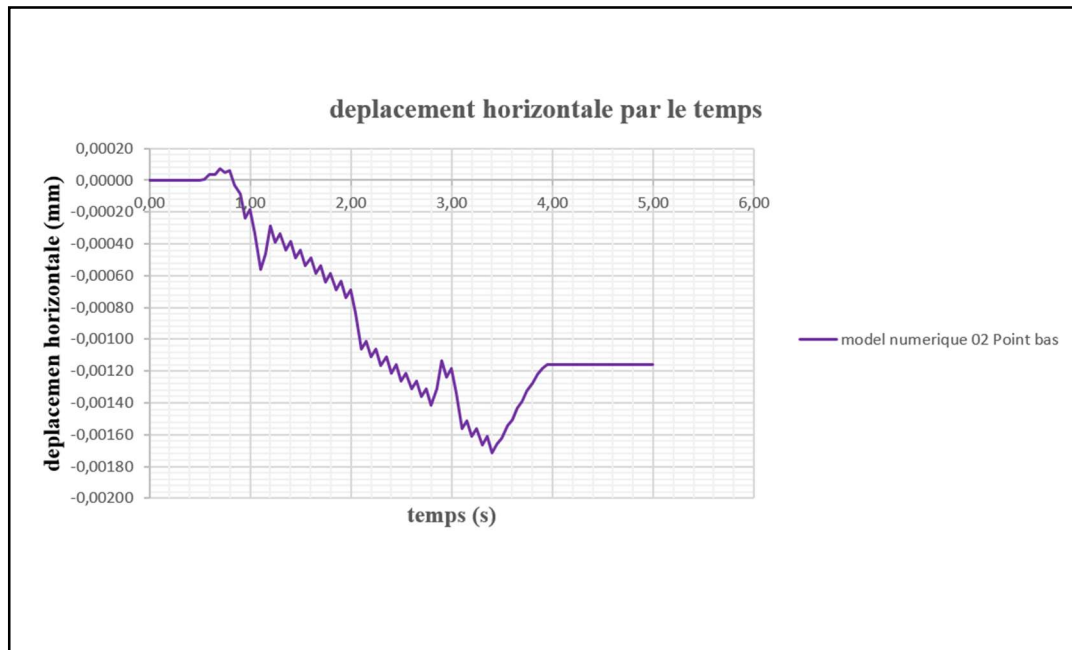


Figure IV.10 Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique

(Point central de mur de soutènement)



**Figure IV.11** Comparaison entre le modèle expérimentale et le numérique  
(Point bas)

## 8. Conclusion

En conclusion, l'analyse comparative des courbes entre la première forme en 2D et sa représentation en 3D révèle des similitudes frappantes avec des variations mineures. Cette observation souligne que la forme elle-même n'a pas d'incidence significative sur le déplacement horizontal. Cette constatation est cohérente avec les principes de base de la géométrie, où les propriétés telles que le déplacement horizontal peuvent être conservées malgré les transformations dimensionnelles.

Cette conclusion met en lumière l'importance de comprendre les relations fondamentales entre les formes dans différents espaces dimensionnels. Bien que les représentations en 2D et en 3D

## Etude paramétrique

puissent sembler différentes à première vue, une analyse plus approfondie révèle une continuité dans les propriétés géométriques fondamentales.

En définitive, cette étude enrichit notre compréhension de la géométrie en démontrant que, malgré les variations dimensionnelles, les principes de base restent constants. Elle souligne également l'importance de considérer les perspectives multiples pour appréhender pleinement les concepts géométriques dans leur ensemble.



## **Conclusion Générale**

- Il a été découvert que les résultats analytiques théoriques du programme PLAXIS 3D sont assez proches de la réalité en termes de déplacements horizontaux.
- Dans PLAXIS 2D, une analyse en contrainte plane peut prédire la performance de la structure de soutènement sous des charges sismiques, mais la quantité de déplacement doit être corrigée en raison de la différence entre la charge en contrainte plane et la charge axisymétrique réelle. Cependant, la différence entre la charge en contrainte plane et la vraie charge 3D doit être prise en compte lors du calcul du déplacement.
- La performance de ces différentes techniques de simulation a été validée et comparée. Le motif de maillage est très significatif dans les études d'éléments finis PLAXIS 3D car il permet d'obtenir des résultats précis sans utiliser beaucoup de mémoire informatique ou de temps. Malgré le fait que les analyses 2D et 3D étaient assez similaires, l'analyse 3D prend significativement plus de temps à exécuter que l'analyse 2D et crée plus d'erreurs de discrétisation en raison d'un maillage de motif plus grossier.

## Références

- [1] MAHRAM, M.A (2021). Comportement dynamique d'un mur de Soutènement en béton.
- [2] Ghardaoui, M. L. (2014). Recherche bibliographique sur les soutènements.
- [3] Schlosser, F. (2000). *Ouvrages de soutènement*. Ed. Techniques Ingénieur.
- [4] Coulomb, C. A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatif à l'architecture (essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture).
- [5] Rankine, W. J. M. (1857). II. Sur la stabilité de la terre meuble. *Transactions philosophiques de la Société royale de Londres*, (147), 9-27.
- [6] [Explication du calcul du second angle de rupture et de la pression de terre dans GEO5 - Q&R de Coulomb \(kulunsoft.com\)](http://www.kulunsoft.com)
- [7] DE SOUTÈNEMENT, C. D. U. M., & SISMIQUE, S. C. Faculté Des Sciences de l'Ingénieur Mémoire de Magister.
- [8] Assel, Y., Menaceur, N., & Encadre par Houam, A. (2023). *Etude paramétrique du comportement des murs de soutènement renforcés par des nappes horizontales de géogrid* (Doctoral dissertation).
- [9] Deng, Y., Yan, Z., He, N., Chang, J. et Xuan, Y. (2022). Etude de l'effet d'amplification sismique et de la pression active du sol du mur de soutènement basée sur une méthode pseudo-dynamique et une simulation numérique. *Journal de la Société géologique de l'Inde*, 98(3), 431-439
- [10] Prasad, B. B. (2009). *Fundamentals of soil dynamics and earthquake engineering*. PHI Learning Pvt. Ltd.
- [11] Sweta, K., Goswami, A., Nath, R. R., & Bahuguna, I. M. (2022). Performance assessment for three statistical models of landslide susceptibility zonation mapping: A case study for Dharamshala Region, Himachal Pradesh, India. *Journal of Earth System Science*, 131(3), 143.
- [12] Kavazanjian Jr, E., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., & Sabatini, P. J. (1997). Geotechnical engineering circular no. 3. design guidance: Geotechnical earthquake engineering for highways. volume ii-design examples.
- [13] Duggal, S. K. (2007). *Earthquake resistant design of structures* (Vol. 10). New Delhi: Oxford university press.
- [14] GUECHI, L. (2008). *APPROCHE PSEUDO DYNAMIQUE DE LA POUSSE SISMIQUE DES TERRES DERIERE UN MUR DE SOUTÈNEMENT* (Doctoral dissertation).

[15] Badr, M. M., & Mohammed Shafiqu, Q. S. (2023). Predicting the performance of retaining structure under seismic loads by PLAXIS software. *Journal of the Mechanical Behavior of Materials*, 32(1), 20220251.

[16] Daouadi, N., & Encadre par Boufarh, R. (2022). *Deep soil mixing for stabilizing deep excavations* (Doctoral dissertation).