

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE

N° :



DOMAINE : Science et technologie

FILIERE : Génie civil

OPTION: structure

**Mémoire présenté pour  
L'obtention du diplôme de  
Master académique**

**Présenté par:**

**MAHRAM Mohammed Abdulatef Mohammed & HASAN Hamzah Arafat Mohammed**

**Theme**

---

**Comportement dynamique d'un mur de  
Soutènement en béton**

---

**Soutenu devant le jury composé de :**

<b>Dr. HAMITOUCHE Amar</b>	Université Med Boudiaf - M'sila	Président
<b>Dr. OUZANDJA Djamel</b>	Université Med Boudiaf - M'sila	Encadreur
<b>Dr. GUERRAICHE Ammar</b>	Université Med Boudiaf - M'sila	Examineur

**Année universitaire : 2020/2021**

## Remerciements

Nous tenons, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout, notre DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour Effectuer le présent travail.

Nous tenons à exprimer notre gratitude et nos remerciements à notre Directeur de thèse, le **Dr : OUZANDJA DJAMEL** Nous le remercions pour nos

Conseils, conseils et assistance.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude aux Personnes qui nous ont aidés à effectuer ce travail ainsi qu'à tous les enseignants et personnel Administratif du département de génie civil d'université du **MOHAMEDBOUDIAF-M'SILA**

Nous remercions également notre famille pour les sacrifices Qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études  
Merci à toute personne m'ayant aidé de près ou de loin pour réaliser  
Ce travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce travail :*

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur **Dawla Ali** ; à mon père qui a tout donné, qui m'a encouragée

davantage pour ma réussite dans ma vie **Abdulatef Mohammed**

Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs côtés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

A mon frère : **Sadiq**

A mes très chères sœurs : **Mona, Fathia, Shoora**

A toutes personnes qui ma aider dans ce travail. A mes copinas toute ma famille sans exception.

A mon amie **Ahmed Hashed Taleb.**

**MOHAMMED ABDULATEF MAHRAM.**

# Dédicaces

*Je dédie ce travail :*

*A ma Chère Mère A mon Père*

*Dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines*

*M'ont permis de vivre ce jour.*

*A mes Frères et mes sœurs A tous les gens m'aiment*

**Hasan Hamza Arafat**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Résumé

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

Le présent travail consiste à présenter la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme et l'importance de la prise en compte du comportement du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

La réponse est exprimée en termes d'accélération, de vitesse, de déplacement et de contrainte. Dans le cadre de l'utilisation des modèles numériques pour étudier ce type de problèmes, on peut identifier deux entités différentes. La première correspond aux matériaux et à la prise en compte de leur comportement. La deuxième partie correspond au type de chargement imposé, c'est-à-dire, au signal d'entrée.

**Mots clé :** Mur de soutènement, Interaction sol-structure, Méthode des éléments finis, Réponse dynamique, ANSYS.

## ملخص

يعد التنبؤ بقوى الجدار الاستنادي الفعلي والتشوهات مشكلة تفاعل معقدة بين التربة والبنية. الاستجابة الديناميكية لأبسط أنواع الجدران الاستنادية معقدة للغاية. تعتمد حركة الجدار على استجابة التربة الأساسية ، واستجابة الردم ، والاستجابة بالقصور الذاتي والانشاء للجدار نفسه وطبيعة حركات الدخول.

يتمثل العمل الحالي في تقديم استجابة جدار احتياطي أثناء حدوث زلزال وأهمية مراعاة سلوك التربة المجاورة في الإزاحة الدائمة للجدار. يتم إجراء هذه الدراسات باستخدام نموذج العناصر المحدودة. في جميع التحليلات ، يُفترض أن تعمل التربة كوسيط متجانس ويتصرف الجدار بطريقة مرنة خطية. تم تطوير هذه النماذج باستخدام ANSYS ، وهو برنامج العناصر المحدودة.

يتم التعبير عن الإجابة من حيث التسارع والسرعة والإزاحة والضغط. عند استخدام النماذج العددية لدراسة هذا النوع من المشاكل ، يمكننا تحديد كيانين مختلفين. الأول يتوافق مع المواد ومراعاة سلوكهم. الجزء الثاني يتوافق مع نوع التحميل المفروض ، أي إشارة الإدخال.

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي ، تفاعل بنية التربة ، طريقة العناصر المحدودة ، الاستجابة الديناميكية ، ANSYS.

# Résumé

---

## Abstract

The prediction of actual retaining wall forces and deformations is a complicated soil-structure interaction problem. The dynamic response of the simplest type of retaining walls is quite complex. The movement of the wall depends on the response of the underlying soil, the response of the backfill, the inertial and flexural response of the wall itself and the nature of the entry movements.

The present work consists in presenting the response of a retaining wall during an earthquake and the importance of taking into account the behavior of the adjacent soil in the permanent displacement of the wall. These studies are performed using a finite element model. In all analyzes, the soil is assumed to act as a homogeneous medium and the wall behaves in a linear elastic manner. These models were developed using ANSYS, a finite element program.

The answer is expressed in terms of acceleration, speed, displacement and stress. When using numerical models to study this type of problem, we can identify two different entities. The first corresponds to materials and the consideration of their behavior. The second part corresponds to the type of imposed loading, that is, to the input signal.

**Keywords:** Retaining wall, Soil-structure interaction, Finite element method, Dynamic response, ANSYS.

<b>SOMMER.....</b>	<b>i</b>
<b>Liste des Figures.....</b>	<b>i</b>
<b>Liste du Tableau.....</b>	<b>i</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>2</b>
 <b>Chapitre I : Généralités sur les murs de soutènement</b> 	
<b>I.1. Introduction .....</b>	<b>5</b>
<b>I.2. Définition .....</b>	<b>5</b>
<b>I.3 Différents types d'ouvrages de soutènement .....</b>	<b>6</b>
I.3.1 murs gravitaires ou murs-poids.....	6
a) Mur à caissons .....	6
b) Mur gravitaire en maçonnerie.....	6
c) Mur gravitaire à redans .....	7
I.3.2 Murs-voiles.....	7
a) Mur en « T renversé » classique.....	7
b) Mur à contreforts.....	8
c) Diverses dispositions de bèches .....	9
d) Autres murs .....	10
<b>I.4 Précautions.....</b>	<b>10</b>
I.4.1 Précautions-Drainage et gel.....	10
I.4.2 Précautions-Compactage.....	11
a) Sols pulvérulents.....	12
b) Sols cohérents.....	12
<b>I.5 Pression latérale des terres.....</b>	<b>12</b>
I.5.1 Introduction.....	12
I.5.2 Pression des terres au repos et relation pression latérale-déformation latérale.....	13
I.5.3 Essais sur la poussée des terres.....	14
a) Etat actif.....	14
b) Etat passif.....	14
I.5.4 Calcul pratique de la poussée et de la butée.....	15
<b>I.5.4.1 Théorie de Rankine (1857).....</b>	<b>15</b>
I.5. 4.a Introduction.....	15
I.5.4.1 de Rankine (1857).....	15
a) Etat actif.....	16

## Sommaire

b) Etat passif.....	17
c) Poussée due à une surcharge uniforme.....	18
e) Cas de massif à surface libre inclinée avec un angle $\beta$ .....	19
I.5.4.2 Théorie de Coulomb (1776).....	20
a) Etat actif.....	21
b) Etat passif.....	23
I.5.4.3 Théorie de Boussinesq (Tables de Caquot et Kérisel).....	24
I.5.4.4 Construction de Culmann.....	25
<b>I.6 Vérification de la stabilité des murs de soutènement.....</b>	<b>27</b>
I.6.1 Prédimensionnement des murs de soutènement.....	27
I.6.2 Stabilité des murs-poids.....	29
a) Rotation ou renversement du mur.....	30
b) Glissement du mur.....	31
c) Glissement profond.....	33
d) Résistance du sol de fondation.....	34
e) Stabilité interne du mur.....	36
I.6.3 Stabilité des murs en béton armé.....	36
<b>I.7 Conclusion.....</b>	<b>39</b>
<b>Chapitre II : méthodes d'interaction sol-structure</b>	
<b>II.1 Introduction.....</b>	<b>41</b>
<b>II.2 Formulation d'un problème d'interaction sol-structure.....</b>	<b>42</b>
<b>II.3 Différents types d'interaction sol-structure.....</b>	<b>44</b>
<b>II.4 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....</b>	<b>45</b>
II.4.1 Méthode global.....	45
II.4.2 Méthode de sous-structures.....	47
II.4.2.1 Méthode frontière.....	47
II.4.2.2 Méthode de volume.....	49
II.4.3 Méthode hybride.....	51
<b>II.5 Conclusion.....</b>	<b>52</b>
<b>Chapitre III : Modélisation du système mur-sol par éléments finis</b>	
<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>54</b>
<b>III.2 Etat de contraintes-déformations.....</b>	<b>54</b>
III.2.1 Etat de contrainte-déformations dans le cas élastique.....	54
<b>III.3 Application de la méthode des éléments finis.....</b>	<b>57</b>

# Sommaire

---

III.3.1 Modélisation.....	57
III.3.1.1 Modélisation du système mur-fondation.....	57
III.3.1.1.1: Mur de soutènement.....	57
III.3.1.1.2 Fondation.....	57
III.3.1.2 Choix de type d'élément.....	57
III.3.1.3 Conditions aux frontières.....	57
III.3.2 Analyses dynamique.....	58
III.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement.....	58
III.3.2.1.1 Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) .....	58
III.3.2.1.2 Matrice de rigidité.....	59
III.3.2.1.3 Matrice masse.....	59
III.3.2.1.4 Vecteur chargement sismique.....	59
III.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système.....	59
III.3.2.2.1 Matrice de raideurs.....	59
III.3.2.2.2 Matrice masse.....	60
III.3.2.2.3 Matrice d'amortissement.....	60
<b>Chapitre IV : Application numérique</b>	
<b>IV.1 Introduction .....</b>	<b>64</b>
<b>IV.2 Présentation du code de calcul ANSYS .....</b>	<b>64</b>
<b>IV.3 Modélisation du système par éléments finis .....</b>	<b>65</b>
<b>IV.4 Analyse dynamique .....</b>	<b>66</b>
IV.4.1 Analyse modale .....	66
IV.4.2 Analyse transitoire .....	68
IV.4.2.1. Variation des déplacements .....	69
IV.4.2.2. Variation des contraintes.....	70
<b>IV.5 Conclusion .....</b>	<b>73</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>76</b>
<b>Référence bibliographique.....</b>	<b>78</b>

Chapitre I

<b>Figure I.1 :</b>	Nomenclature des termes usuels.....	<b>5</b>
<b>Figure I.2 :</b>	Mur à caissons.....	<b>6</b>
<b>Figure I.3 :</b>	Mur gravitaire en maçonnerie.....	<b>7</b>
<b>Figure I.4 :</b>	Mur à redans.....	<b>7</b>
<b>Figure I.5 :</b>	Mur en «T renversé» classique.....	<b>8</b>
<b>Figure I.6 :</b>	Mur à contreforts.....	<b>8</b>
<b>Figure I.7 :</b>	Diverses dispositions de bèches.....	<b>9</b>
<b>Figure I.8 :</b>	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	<b>10</b>
<b>Figure I.9 :</b>	Précaution-drainage.....	<b>11</b>
<b>Figure I.10 :</b>	precaution-gel.....	<b>11</b>
<b>Figure I.11 :</b>	Précaution-compactage.....	<b>12</b>
<b>Figure I.12 :</b>	Variation de K en fonction de la déformation.....	<b>13</b>
<b>Figure I.13 :</b>	Etat actif.....	<b>14</b>
<b>Figure I.14 :</b>	Etat passif.....	<b>15</b>
<b>Figure I.15 :</b>	Cercle de Mohr à l'équilibre limite.....	<b>15</b>
<b>Figure I.16 :</b>	Lignes de glissement.....	<b>16</b>
<b>Figure I.17 :</b>	actif de Rankine lignes de glissement.....	<b>16</b>
<b>Figure I.18 :</b>	Diagramme de la pression active.....	<b>17</b>
<b>Figure I.19 :</b>	Etat passif de Rankine lignes de glissement.....	<b>8</b>
<b>Figure I.20 :</b>	Diagramme de la pression passive.....	<b>18</b>
<b>Figure I.21 :</b>	Massif chargé uniformément.....	<b>19</b>
<b>Figure I.22 :</b>	Poussée du à une surcharge uniforme.....	<b>19</b>
<b>Figure I.23 :</b>	Massif à surface libre inclinée.....	<b>19</b>
<b>Figure I.24 :</b>	Etat de contrainte.....	<b>20</b>
<b>Figure I.25 :</b>	Coin de Coulomb.....	<b>21</b>
<b>Figure I.26 :</b>	Théorie de Coulomb. Etat actif.....	<b>21</b>
<b>Figure I.27 :</b>	Diagramme de l'équilibre des forces.....	<b>22</b>
<b>Figure I.28 :</b>	Théorie de Coulomb. Etat actif. Sol cohérent.....	<b>23</b>
<b>Figure I.29 :</b>	Théorie de Coulomb. Etat passif.....	<b>24</b>
<b>Figure I.30 :</b>	Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active.....	<b>26</b>
<b>Figure I.31 :</b>	Construction de Culmann pour le calcul de la poussée passive.....	<b>27</b>
<b>Figure I.32 :</b>	Dimensions usuelles d'un mur-poids.....	<b>28</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.33 :</b>	Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.....	<b>29</b>
<b>Figure I.34 :</b>	mur-poids.....	<b>30</b>
<b>Figure I.35 :</b>	Sécurité au glissement.....	<b>31</b>
<b>Figure I.36 :</b>	Rupture superficielle.....	<b>33</b>
<b>Figure I.37 :</b>	Rupture profonde.....	<b>34</b>
<b>Figure I.38 :</b>	Lignes de glissement.....	<b>34</b>
<b>Figure I.39 :</b>	Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.....	<b>35</b>
<b>Figure I.40 :</b>	Mur de soutènement en béton armé.....	<b>37</b>
<b>Figure I.41 :</b>	La ligne de glissement coupe le talus.....	<b>37</b>
<b>Figure I.42 :</b>	La ligne de glissement coupe la face interne du voile.....	<b>38</b>
<b>Figure I.43 :</b>	Ecran vertical fictif.....	<b>38</b>

## Chapitre II

<b>Figure II.1 :</b>	Modèle d'interaction sol -structure.....	<b>42</b>
<b>Figure II.2 :</b>	Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol (méthode globale).....	<b>46</b>
<b>Figure II.3 :</b>	Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....	<b>48</b>
<b>Figure II.4 :</b>	Méthode de sous-structures : méthode de volume.....	<b>49</b>
<b>Figure II.5 :</b>	Méthode Hybride.....	<b>51</b>

## Chapitre III

<b>Figure III.1 :</b>	Conditions de déformation plane (exemple d'un mur de soutènement.....	<b>55</b>
<b>Figure III.2 :</b>	Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformation planes.....	<b>56</b>

## Chapitre IV

<b>Figure IV.1:</b>	Présentation du mur de soutènement poids étudié.....	<b>65</b>
<b>Figure IV.2 :</b>	Dimensions du système mur-sol.....	<b>65</b>
<b>Figure IV.3:</b>	Discrétisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent.....	<b>66</b>
<b>Figure IV.4 :</b>	Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.....	<b>67</b>
<b>Figure IV.5:</b>	Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	<b>67</b>
<b>Figure IV.6 :</b>	Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	<b>67</b>
<b>Figure IV.7 :</b>	Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	<b>68</b>
<b>Figure IV.8 :</b>	Cinquième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	<b>68</b>
<b>Figure IV.9 :</b>	Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).....	<b>69</b>
<b>Figure IV.10 :</b>	Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au sommet du mur.....	<b>69</b>

## Liste des figures

---

<b>Figure IV.11 :</b> Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au pied du mur.....	<b>70</b>
<b>Figure.IV.12 :</b> Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système mur-sol.....	<b>70</b>
<b>Figure IV.13 :</b> Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au sommet du mur.....	<b>71</b>
<b>Figure IV.14 :</b> Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au pied du mur.....	<b>71</b>
<b>Figure IV.15 :</b> Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au sommet du mur.....	<b>72</b>
<b>Figure IV.16 :</b> Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au pied du mur.....	<b>72</b>
<b>Figure IV.17 :</b> Contours des contraintes principales de traction du système mur-sol.....	<b>73</b>
<b>Figure IV.18 :</b> Contours des contraintes principales de compression du système mur-sol.....	<b>73</b>

## Chapiter IV

<b>Tableau IV.1 :</b>	ropriétés mécaniques des matériaux du mur en béton.....	<b>66</b>
<b>Tableau IV.2 :</b>	Cinq premières fréquences naturelles du système.....	<b>66</b>

---

---

# **Introduction générale**

---

---

### INTRODUCTION GENERALE

La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques.

Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique.

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

En dépit de la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, la réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles physique pour la clarifier. Le problème est complexe, et le développement d'une compréhension de lui est ainsi complexe qu'il exigera le raffinement des modèles d'analyses par élément finis ou par différence finis. Comme un résultat pratique, il existe un manque d'informations concluantes et déterminantes qui peuvent être employées dans la conception.

Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de la paroi pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur et les pressions dépendent de la réponse du sol-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée. Puisque peu d'histoires bien documentées de cas des mesures sur le terrain de la réponse des murs sont disponibles, la plupart des connaissances actuelles sur la réponse dynamique des murs de soutènement est venue d'essais sur des modèles études analyses numériques.

## INTRODUCTION GENERALE

---

Le but de cette étude est d'étudier la réponse d'un mur de soutènement sous chargement sismique et l'importance de la prise en compte du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Tout cela est précédé par une synthèse bibliographique. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

---

---

# **Chapitre I**

## **Généralité sur murs de soutènement**

---

---

Chapitre I : Généralité sur murs de soutènement

I.1. Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

La pente que suppose la construction d'un talus occasionne généralement une perte d'espace, que le mur vertical permet de récupérer. Le mur peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables.

Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Après avoir donné une classification des divers ouvrages de soutènement, on indique pour chaque type les étapes principales de la méthode d'étude de dimensionnement.

I.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.

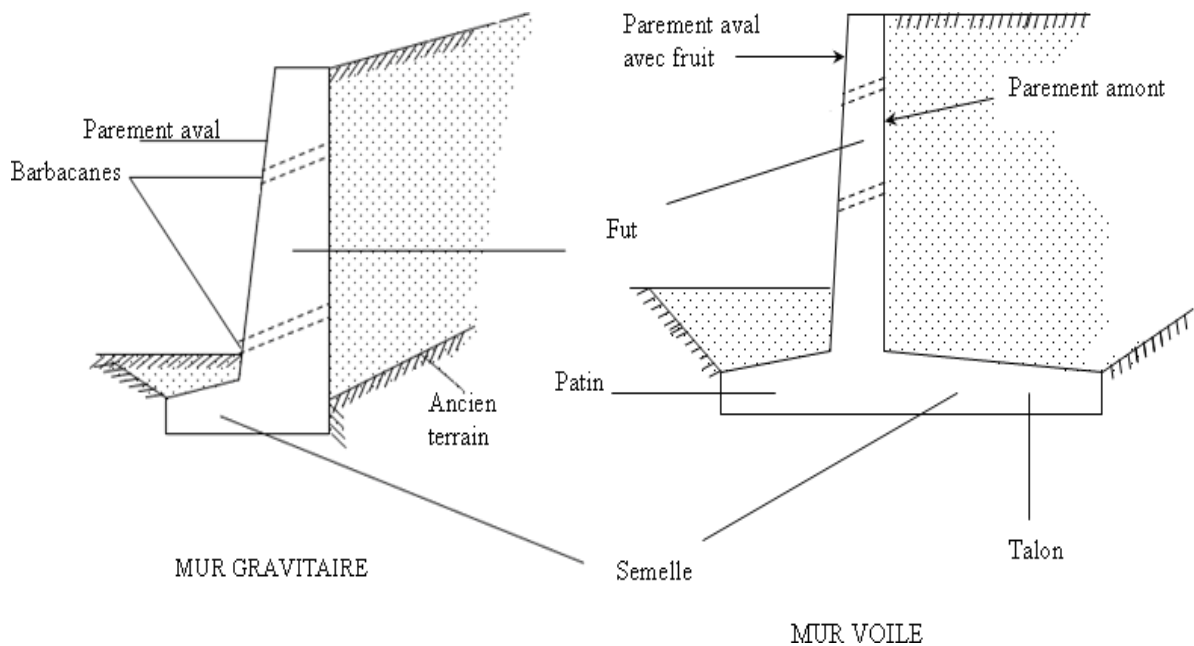


Figure I.1 : Nomenclature des termes usuels .

### I.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.

#### I.3.1. Murs gravities 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 boîtes alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. Chaque boîte 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.

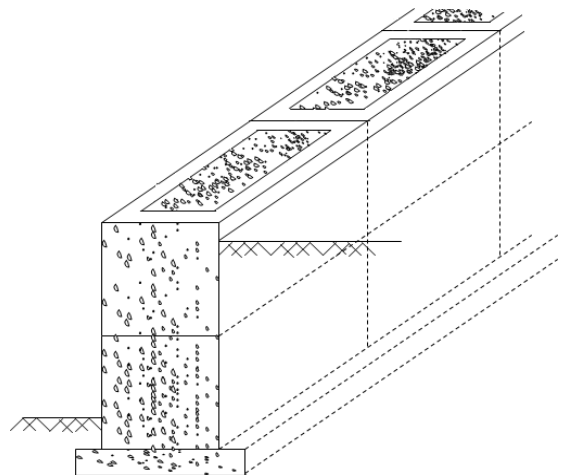


Figure I.2 : Mur à caissons.

##### b) Mur gravitaire en maçonnerie

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

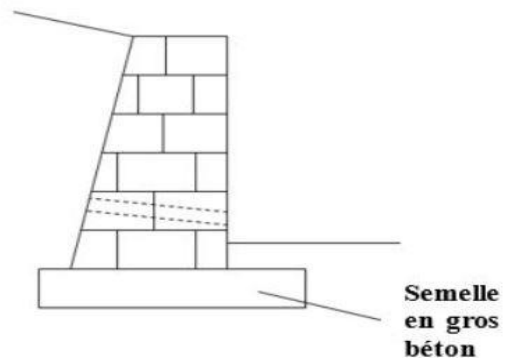


Figure I.3 : Mur gravitaire en maçonnerie

c) Mur gravitaire à redans

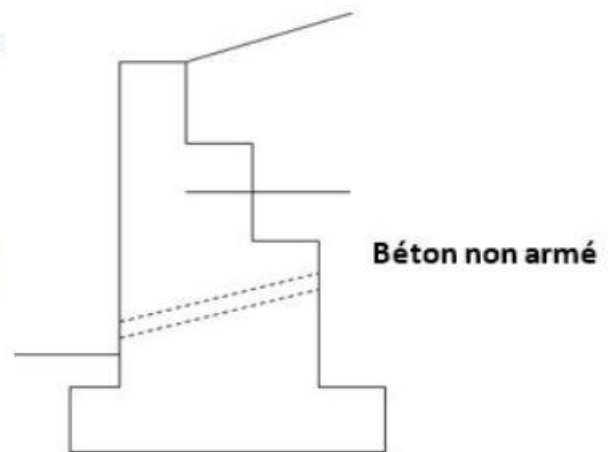
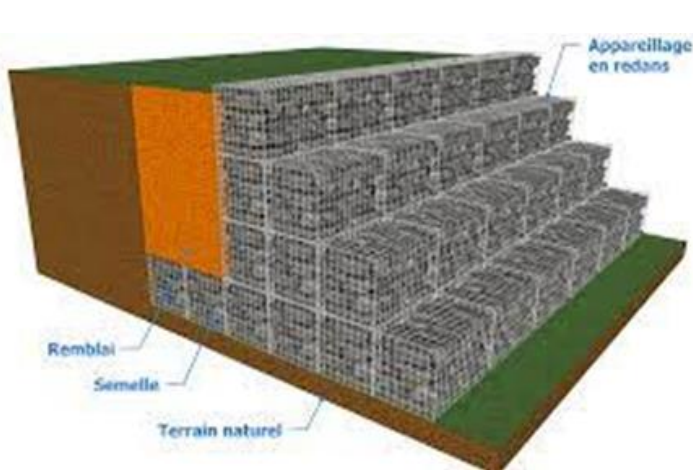


Figure I.4 : Mur à redans.

I.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.

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,

eut-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.

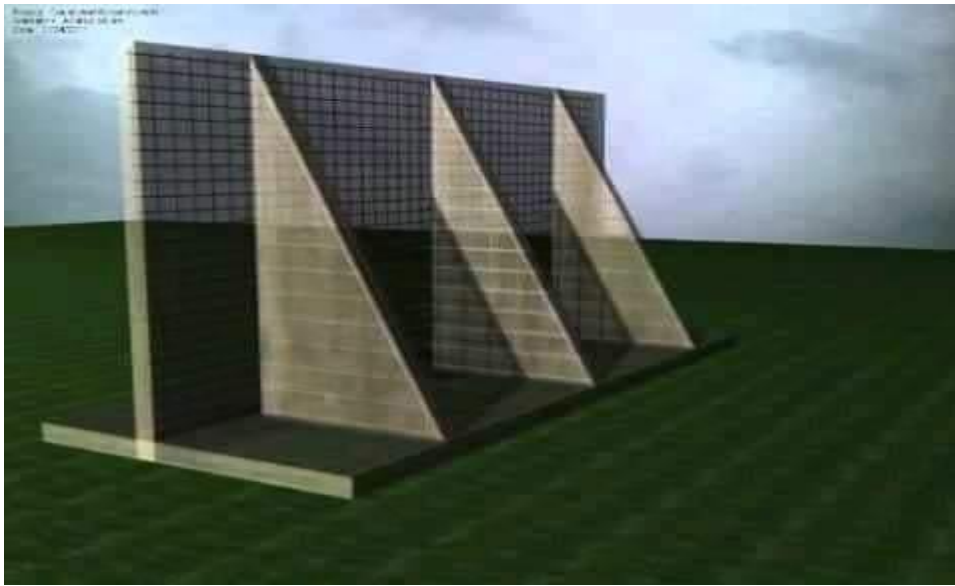
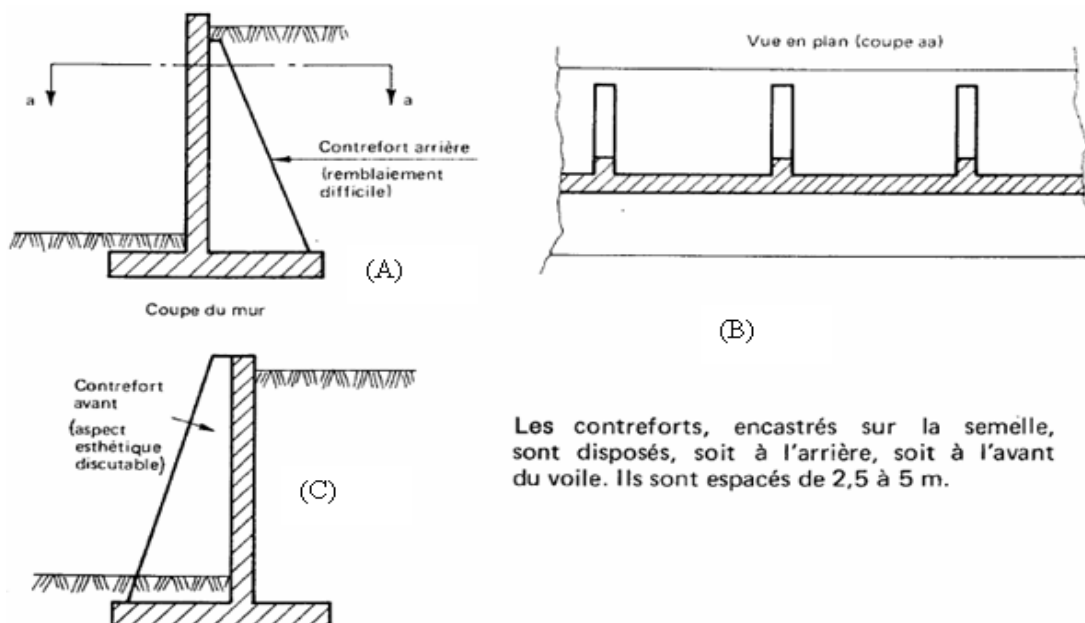


Figure I.5 : Mur en «T renversé» classique.

**b) Mur à counterforts.**

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 counterforts dont le but est de raidir le voile.



Les counterforts, encastrés sur la semelle, sont disposés, soit à l'arrière, soit à l'avant du voile. Ils sont espacés de 2,5 à 5 m.

Figure I.6 : Mur à counterforts.

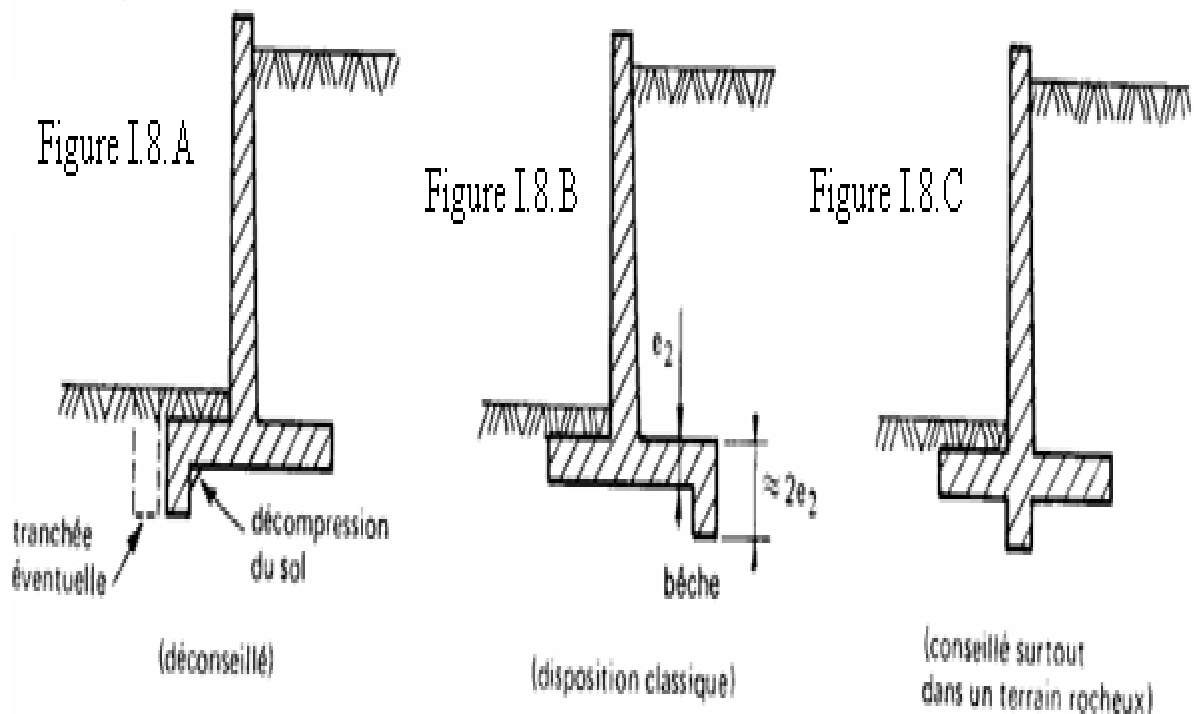
On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.

**c) Diverses dispositions de bèches**

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage. Le premier cas (figure I.8.A) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, 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 bêche 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 bêche les treillis soudés formant armatures en attente.



**Figure I.8 :** Diverses dispositions de bèches.

d) Autres murs

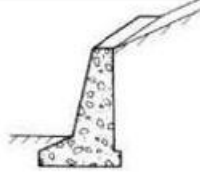
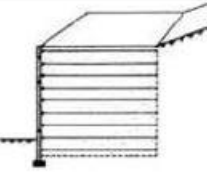
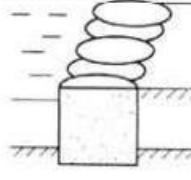
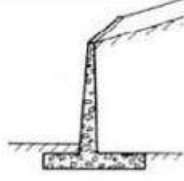
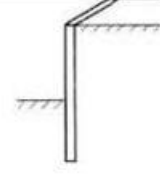
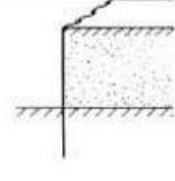
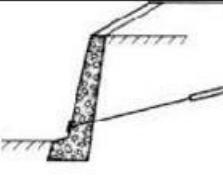
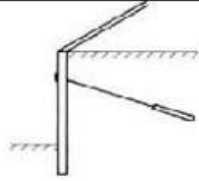
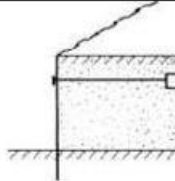
Mode de reprise de la <u>poussée</u>	OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT		
<i>Poids de l'ouvrage</i>	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
<i>Encastrement</i>	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
<i>Ancrage</i>	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Figure I.7 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

I.4. Précautions

I.4.1. Précautions-Drainage et gel

- Il est important qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau à l'arrière d'un mur de soutènement. Il faut donc aménager des drains le long du mur et à la base de celui-ci pour permettre l'évacuation de l'eau.

Les remblais constitués par des sables et graviers silteux et argileux (SC, SM, GC et GM) ou des silts et silts argileux (CL, MH, ML et OL) devraient être couverts d'une couche de sol imperméable en surface.

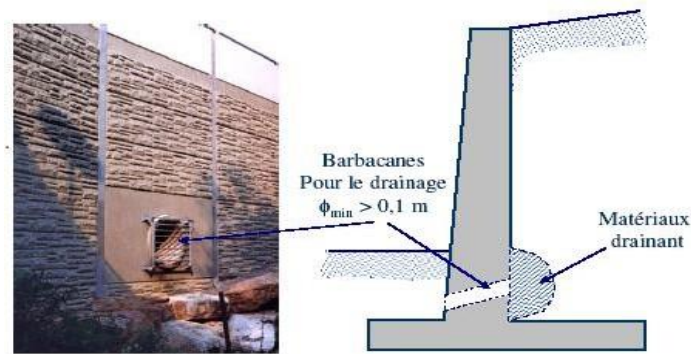


Figure I.9 : Précaution-drainage .

- Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires. De plus, la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement. Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel.
- Selon le système de classification unifié des sols, les sols classifiés GW, GP, SW et SP constituent d'excellents matériaux de remblai et on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.
- Les sols portant les symboles SC, SM, GC et GM constituent des matériaux de remblai convenables s'ils sont maintenus secs. Ils sont sensibles à l'action du gel s'ils sont humides. S'ils sont bien drainés, on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.
- Les sols dont les symboles sont CL, MH, ML et OL sont souvent très susceptibles au gel. Par conséquent, on ne peut utiliser les valeurs de poussée pour les calculs, même pour les murs qui peuvent se déplacer, car il en résulterait probablement un mouvement du mur excessif et continu. Il faut utiliser un coefficient de poussée de 1.

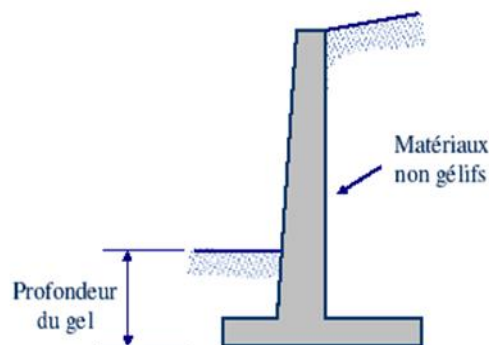


Figure I.10 : précaution-gel .

### I.4.2 Précautions-Compactage

- Dans le cas des remblais pulvérulents, la réduction des pressions aux valeurs de la poussée se produira pour une rotation du mur,  $Y/H$ , de seulement quelques dixièmes d'un pourcent. Dans le cas des remblais cohérents, les mouvements nécessaires pour produire les valeurs de poussée peuvent être plus importants.
- Lorsqu'un mur rigide ne pas peut se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet, le compactage du remblai à l'intérieur d'un prisme confiné derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).

#### a) Sols pulvérulent

- ✓ Le compactage d'un sol pulvérulent derrière un mur rigide ne pouvant pas se déplacer peut engendrer, selon le degré de compactage, des pressions horizontales du double ou plus de la valeur de pression des terres au repos ( $K_0$  varie entre 0,4 et 0,8).
- ✓ Pour un compactage faible à moyen derrière un mur rigide non encastré, le calcul peut se faire en se basant sur les valeurs de poussée ( $K_a$ ).

#### b) Sols cohérents

Les pressions résiduelles peuvent varier beaucoup. Lorsque le degré de compactage est faible à moyen, on peut supposer que les pressions correspondent aux pressions des terres au repos. Lorsque le degré de compactage est plus élevé (95% du proctor standard), le mur devrait être conçu pour des pressions au repos s'il est capable de se déplacer (mur). Sinon, le coefficient de poussée doit être évalué et il est de 1 ou plus .

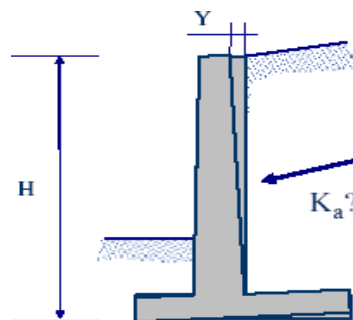


Figure I.11 : Précaution-compactage.

## I.5. Pression latérale des terres

### I.5.1. Introduction

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement

jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide- parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

### I.5.2. 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

$$\sigma_h' = K_0 \sigma_v' \quad (\text{I.2})$$

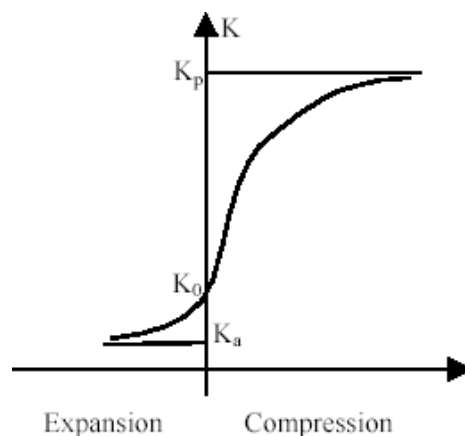


Figure I.12 : Variation de K en fonction de la déformation .

$K_0$  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.12). 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.

D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant  $K_0$  en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, Jacky propose, pour les sables, la relation :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{I.3})$$

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols sur consolidés en phase d'expansion seulement :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi')(rsc)^{\sin \varphi'} \quad (\text{I.4})$$

où rsc est le taux de sur consolidation. Dans la littérature on trouvera des études sur la corrélation entre  $K_0$  et divers autres paramètres tels qu'indice de plasticité, degré de sur consolidation ...etc.

### I.5.3. 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.13). 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  $\sigma_z$  sera la contrainte principale majeure  $\sigma_1$ . La contrainte  $\sigma_3$  est dite pression active.

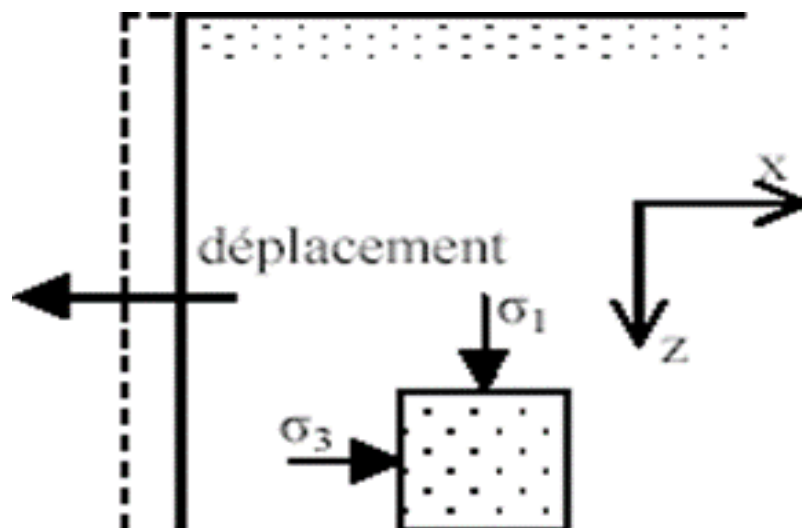


Figure I.13 : Etat actif

- **Etat passif**

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (figure I.14). 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 atteinte lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture. La contrainte horizontale est dite pression passive.

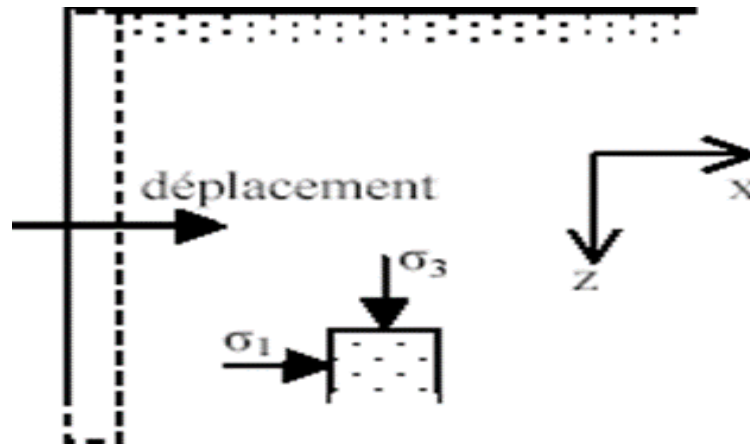


Figure I.14 : Etat passif.

**I.5.4. Calcul pratique de la poussée et de la butée**

**I.5.4.1. Théorie de Rankine (1857)**

**a) Introduction**

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 I.15). Les plans de rupture sont inclinés de

$$\theta = \pm(45^\circ + \varphi/2) \tag{I.5}$$

par rapport au plan principal majeure (figure I.16). 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.

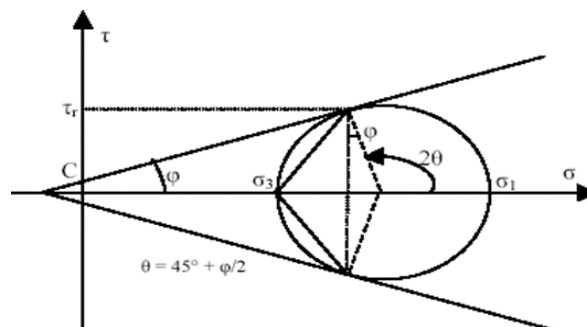


Figure I.15 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

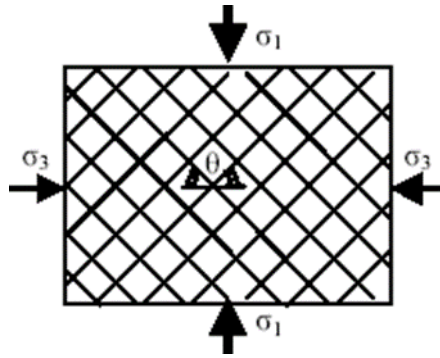


Figure I.16 : Lignes de glissement.

**b) Etat actif**

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

$$\sin \varphi = \frac{r}{cctg\varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2cctg\varphi)} \tag{I.6}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2cctg\varphi) \sin \varphi \tag{I.7}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \tag{I.8}$$

Posons :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{I.9}$$

Dit coefficient de la pression active.

Et puisque  $\sigma_1$  est due au poids des terres à la profondeur z

$$\sigma_1 = \gamma z \tag{I.10}$$

Il vient alors :

$$\sigma_3 = P_a = K_a \gamma z - 2c(K_a)^{\frac{1}{2}} \tag{I.11}$$

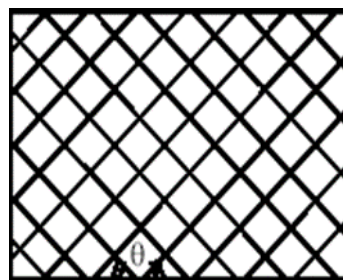


Figure I.17 : actif de Rankine lignes de glissement.

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 (figure I.17) font un angle

$$\Theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (I.12)$$

Avec l'horizontale. La distribution  $P_a$  de la long de la profondeur est comme schématisé ci-dessous (figure I.18). Le diagramme de la zone  $[0 - Z_0]$  est souvent négligé dans le calcul.

La résultante de la pression active par mètre linéaire de largeur est :

$$F_a = \int_{z_0}^H P_a(z) dz = \frac{1}{2} K_a \gamma (H - z_0)^2 \quad (I.13)$$

Elle agit aux deux tiers de  $(H - z_0)$  au-dessous de la profondeur  $z_0$

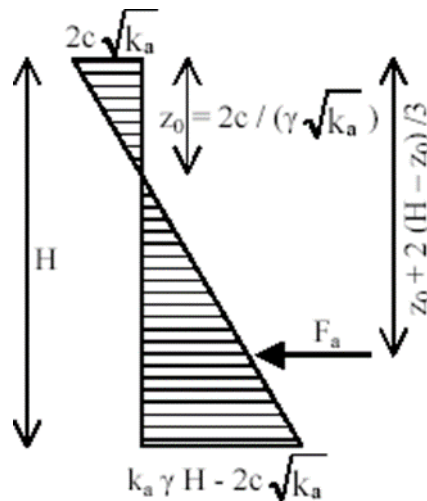


Figure II.18 : Diagramme de la pression active.

**C) Etat passif**

La contrainte horizontale dite pression passive sera calculée d'après l'expression I.7 par:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi}} \quad (I.14)$$

Posons :

$$K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.15)$$

Dit coefficient de la pression passive. Et on écrit (I.14) sous la forme

$$\sigma_1 = P_p = K_p \gamma z - 2c(K_p)^{\frac{1}{2}} \quad (I.16)$$

dans laquelle on utilise  $K(\varphi')$  et la cohésion effective  $c'$  pour le sol submergé. Les lignes de glissement (figure I.19) font un angle

$$\Theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \tag{I.17}$$

avec la verticale. La distribution de la pression passive le long de la profondeur est comme montrer ci-dessous (figure I.20). La résultante par mètre linéaire de largeur est

$$F_p = F'_p + F''_p$$

$$F'_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{I.18}$$

$$F''_p = 2c\sqrt{K_p H}$$

$F'$  agit à la profondeur  $2H/3$ ,  $F''$  agit à la profondeur  $H/2$ . dans laquelle on utilise  $K(\varphi)$  et la cohésion effective  $c'$  pour le sol submergé. Les lignes de glissement (figure I.19) font un angle

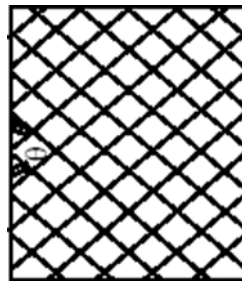


Figure I.19 : Etat passif de Rankine lignes de glissement.

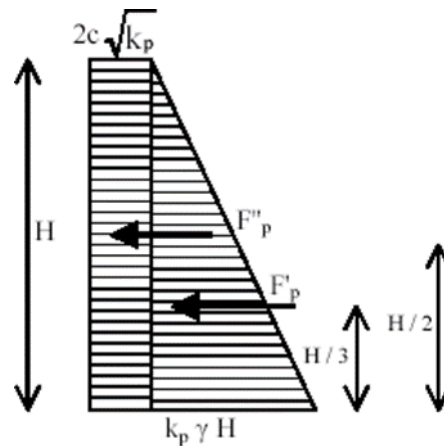


Figure I.20 : Diagramme de la pression passive.

**d) Poussée due à une surcharge uniforme**

On suppose que le massif est non pesant (figure I.21). La contrainte  $\sigma_z$  augmente de  $q$  quel que soit la profondeur  $z$ . Alors, la pression latérale augmente de :

$K_a q$  dans le cas actif

$K_p q$  dans le cas passif

quel que soit la profondeur. La distribution correspondante est comme montré ci-dessous (figure I.22).

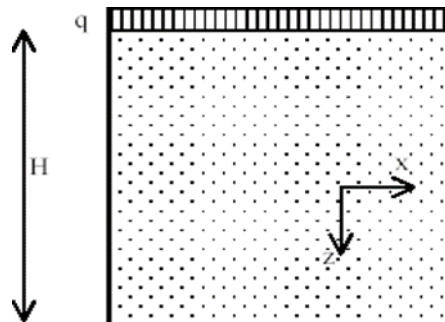


Figure I.21 : Massif chargé uniformément .

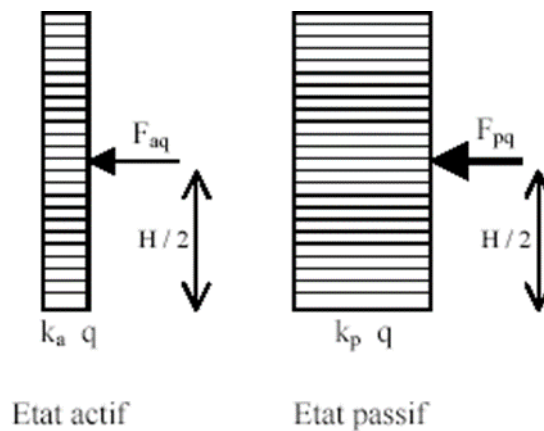


Figure I.22 : Poussée du à une surcharge uniforme.

**Remarque**

- La théorie de Rankine ne tient pas compte de la rugosité de l'écran qui est supposé lisse
- En présence d'eau, il faut tenir compte de la poussée hydrostatique de l'eau.

**e) Cas de massif à surface libre inclinée avec un angle  $\beta$**

On admet que les poussées active et passive agissent parallèlement à la surface libre (figure I.23). La contrainte normale à la facette latérale est

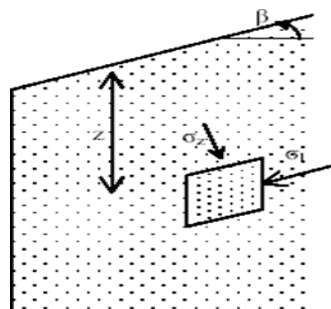


Figure I.23 : Massif à surface libre inclinée.

$$\sigma_z = \sigma_v \cos \beta = \gamma z \cos \beta \quad (\text{I.19})$$

Le coefficient de poussée active est donné par :

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{I.20})$$

Pour un sol purement cohérent ( $c=0$ ), la pression active sera

$$P_a = K_a \sigma_z \gamma z \cos \beta \quad (\text{I.21})$$

et agit parallèlement à la surface libre inclinée. De même, le coefficient de poussée passive est

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (\text{I.22})$$

et la poussée passive s'écrit :

$$P_p = K_p \gamma z \cos \beta \quad (\text{I.23})$$

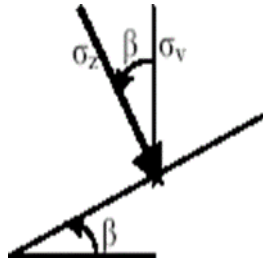


Figure I.24 : Etat de contrainte .

Elle agit parallèlement à la surface libre du massif incliné. Lorsque la cohésion est non nulle, on peut faire recours au procédé graphique basé sur le cercle de Mohr pour calculer les poussées active et passive.

### Remarque

Lorsque  $\beta = \varphi$  le raisonnement précédent abouti à des résultats incompatibles avec la réalité.

### I.5.4.2. Théorie de Coulomb (1776)

#### a) Introduction

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (figure I.25). Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté  $\delta$ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhésion écran-sol  $c_w$  peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des droites de glissement. Dans le cas de la poussée active, la courbure est faible ce qui fait que l'erreur de l'approximation est minimale.

Ceci est aussi vrai dans le cas de la poussée passive lorsque  $\delta < \varphi/3$ . Lorsque  $\delta > \varphi/3$

l'erreur devient plus grande. Lorsque, le sol est horizontal et l'écran est vertical les théories de Rankine et de Coulomb coïncident.

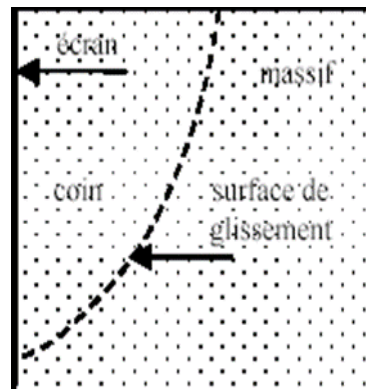


Figure I.25 : Coin de Coulomb .

**b) Etat actif**

**b1) Sol pulvérulent ( c = 0 )**

Soit le coin de sol caractérisé par (figure I.26) :

- 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.

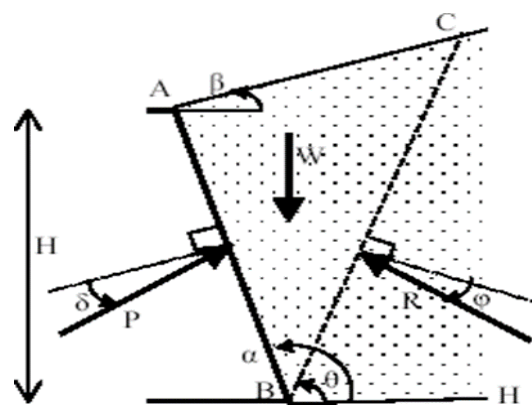


Figure I.26 : Théorie de Coulomb. Etat actif .

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure I.27), d'où on montre que :

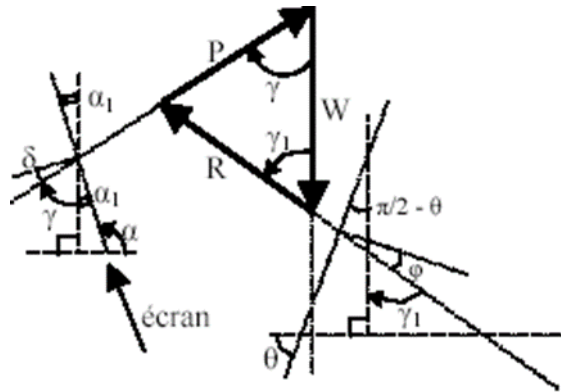
L'angle (W, P) =  $\pi - \alpha - \delta$

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

ce qui permet de calculer la poussée P. La poussée active  $P_a$  est la valeur maximum de  $P(W, \theta)$

Elle correspond donc à (car  $W=W(\theta)$ )

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \tag{I.24}$$



$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \pi - [(\pi/2 - \theta) + (\pi/2 + \varphi)] = \theta - \varphi \\ \alpha_1 &= \pi/2 - [\pi - \alpha] = \alpha - \pi/2 \\ \gamma &= \pi/2 - (\delta + \alpha_1) = \pi - \alpha - \delta \end{aligned}$$

Figure I.27 : Diagramme de l'équilibre des forces.

Ceci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour  $P_a$  que la valeur maximale. Tout calcul fait on aboutit à

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{I.25}$$

Avec

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right]^2 \tag{I.26}$$

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  $\beta$ .

**b2) Sol cohérent**

**b2.1) Cas général**

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée  $c_w$  (Figure I.28). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur  $z_0$ . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et  $c_w$ .

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 :  $C_w = c_w \cdot EB$

R : la réaction sur le plan de glissement.

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement :  $C = c \cdot BC$

Les directions d'action de ces forces sont tous connues, on construit comme précédemment le diagramme des forces. La poussée active correspond à la satisfaction de (I.24).

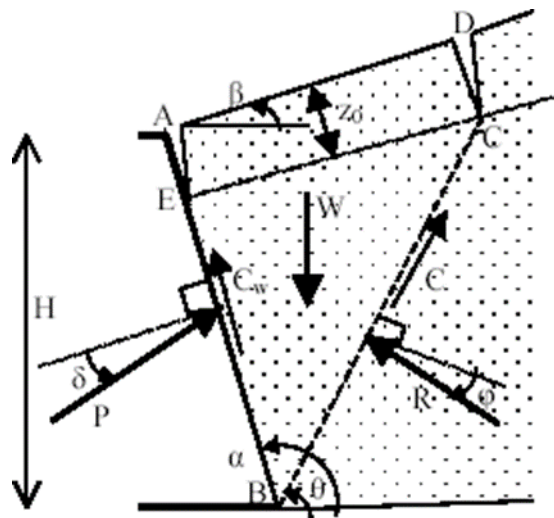


Figure I.28 : Théorie de Coulomb. Etat actif. Sol cohérent .

**b2.2) Cas d'un mur vertical et un sol horizontal**

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

$$P_a = K_a \gamma z - K_{ac} c \tag{I.27}$$

Avec  $K_a$  donne par (1.18) et

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left( 1 + \frac{c_w}{c} \right)} \tag{I.28}$$

la cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et  $c_u$  dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures  $z_0$  correspond à  $P_a = 0$ , d'où

$$z_0 = \frac{2c\sqrt{1+c_w/c}}{\gamma\sqrt{K_a}} \leq H/2 \tag{I.29}$$

**c) Etat passif**

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte des remarques suivantes (figure I.29):

- . 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.

. On montre que

L'angle entre W et P est :  $\pi - \alpha + \delta$

L'angle entre W et R est :  $\theta + \varphi$

La résultante des pressions passives est le minimum de  $P(\theta)$ (eq. I.24). Elle est donnée par :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{I.30}$$

Où

$$K_p = \left[ \frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right]^2 \tag{I.31}$$

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 :

$$P_p = K_p \gamma z - K_{pc} c \tag{I.32}$$

Avec  $K_a$  donne par (1.23) et

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p \left( 1 + \frac{c_w}{c} \right)} \tag{I.33}$$

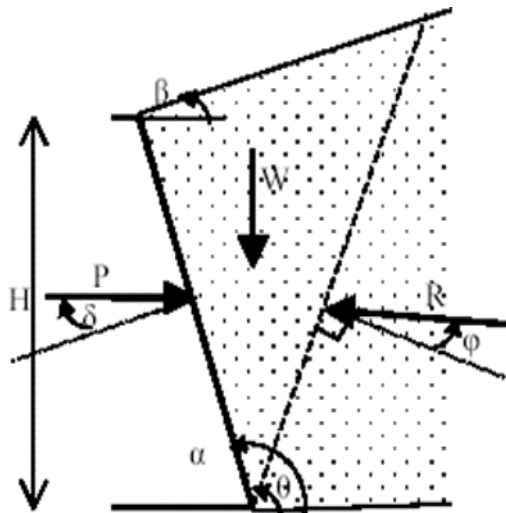


Figure I.29 : Théorie de Coulomb. Etat passif.

### I.5.4.3. Théorie de Boussinesq (Tables de Caquot et Kérisel)

Rappelons que les théories précédentes introduisent une approximation sur la forme de la surface de glissement qui est prise plane. Dans l'état passif, cette simplification surestime la résistance du sol notamment pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne. Dans ce cas on recommande l'utilisation des tables de Caquot et Kérisel basées sur la théorie de Boussinesq. Les auteurs admettent des surfaces de glissement en forme de spirale logarithmique et dérivent la pression latérale active ou passive par intégration des équations différentielles de l'équilibre. Les résultats sont présentés sous forme de tables numériques.

### I.5.4.4. Construction de Culmann

#### a) Introduction

Elle a été développée par Karl Culmann (1875). Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'intensité de la poussée active ou passive. Le massif peut être stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif. Nous présentons la construction pour le cas d'un sol pulvérulent, la méthode peut être étendue au cas général d'un sol cohérent chargé....

#### b) Sol pulvérulent non chargé

##### b1) Poussée active

1. On choisira une échelle appropriée pour schématiser le massif de sol et l'écran AB (figure I.30).
2. A partir du point A, tracer la droite AC faisant l'angle  $\varphi$  au dessus de l'horizontale.
3. Tracer la droite de référence AD faisant l'angle  $\Psi$  avec la droite AC.  $\Psi$  est l'angle que fait la poussée active  $P_a$  avec la verticale.
4. Tracer plusieurs plans hypothétiques de glissement :  $AB_1, AB_2, \dots$
5. Déterminer le poids  $W_i$  de chaque tranche tenant compte des différents sols si le massif n'est pas homogène.
6. Choisir une échelle de forces, et reporter les poids sur la droite AC :  $W_1$  correspond à  $AW_1$ ,  $W_2$  correspond à  $W_1W_2$  et ainsi de suite.
7. A partir des points  $W_i$  sur AC, tracer les droites  $W_iE_i$  parallèles à la droite de référence AD. La droite  $W_iE_i$  coupe la ligne de glissement  $Ab_i$  au point  $E_i$ .
8. Joindre les points  $E_i$  par une courbe lisse dite courbe de Culmann.

9. Tracer la droite parallèle à la ligne AC et tangente à la courbe de Culmann. Le point de tangence sera noté E. (si la courbe de Culmann n'est pas régulière, il peut exister plusieurs droites tangentes à la courbe et parallèles à AC).
10. Tracer la droite EF parallèle à AD. Le plan de rupture sera AE, et coupe la surface libre en R. La longueur de EF donne l'intensité de la poussée active  $P_a$  selon l'échelle de forces choisie. (si plusieurs points  $E_i$  existent, celui qui sera retenu correspond au maximum de  $E_i F_i$ ).

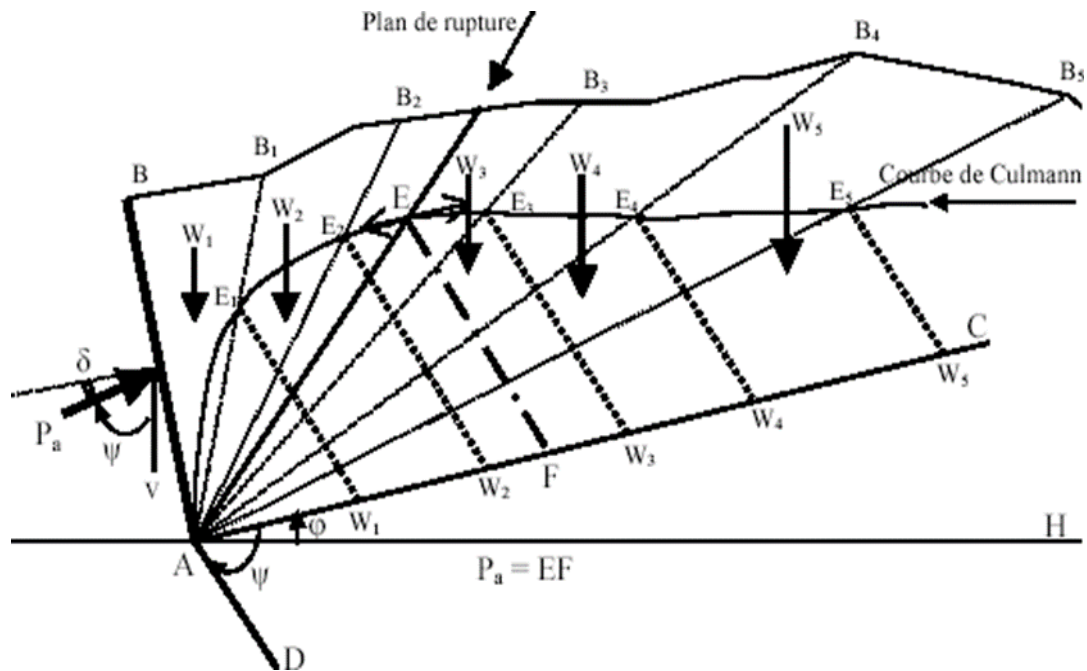


Figure I.30 : Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active.

**b2) Poussée passive**

Le procédé reste le même, toutefois il faut que (figure I.31

- La droite AC fait l'angle  $\varphi$  au dessous de l'horizontale
- L'angle  $\Psi$  est mesuré comme indiquer sur la figure.

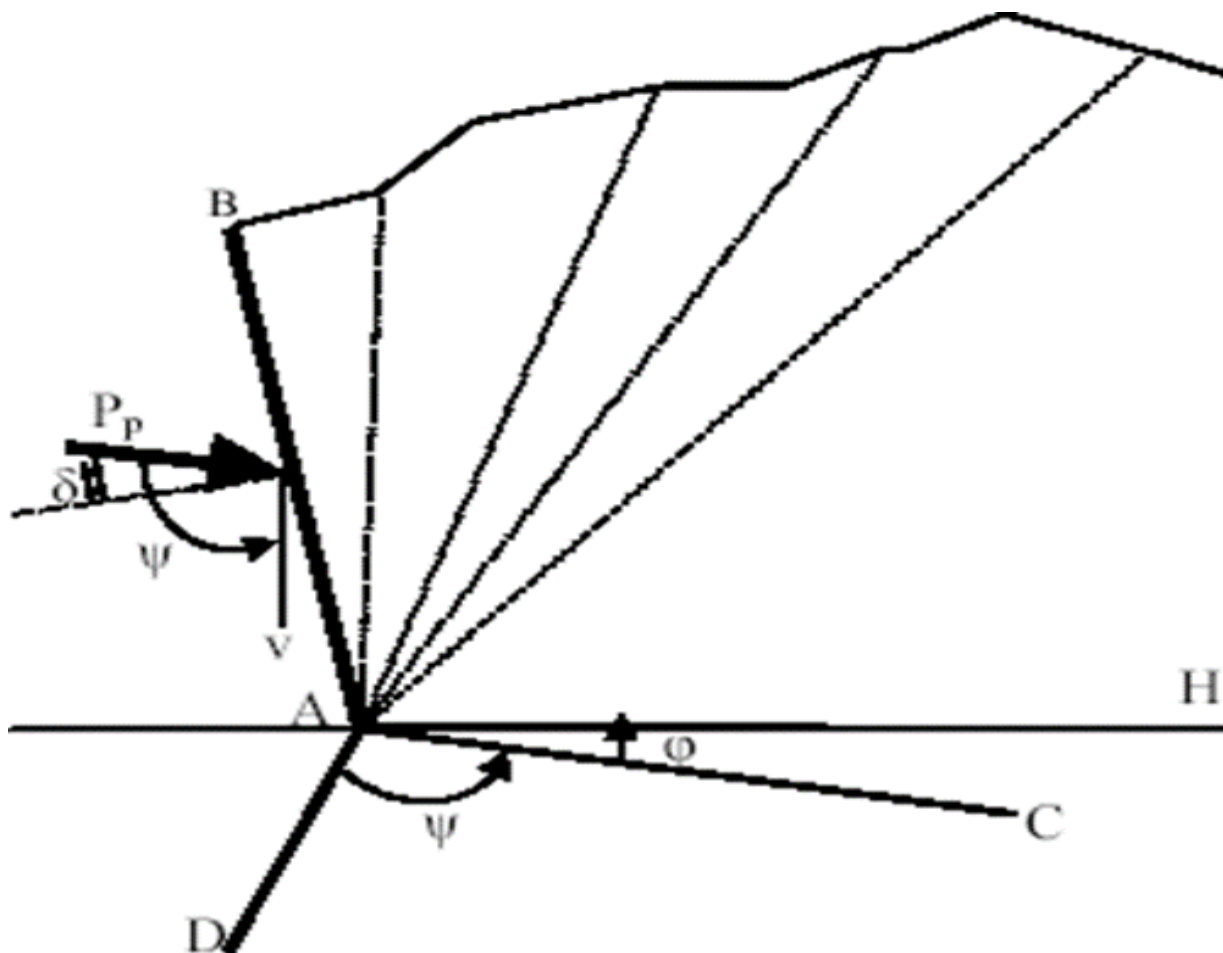


Figure I.31 : Construction de Culmann pour le calcul de la poussée passive .

## I.6. Verification de la stabilité des murs de soutènement

### I.6.1 Prédimensionnement des murs de soutènement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

On donnera sur figure I.32 et figure I.33 les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire et en béton armé. Ces indications peuvent servir pour dégrossir un avant-projet.

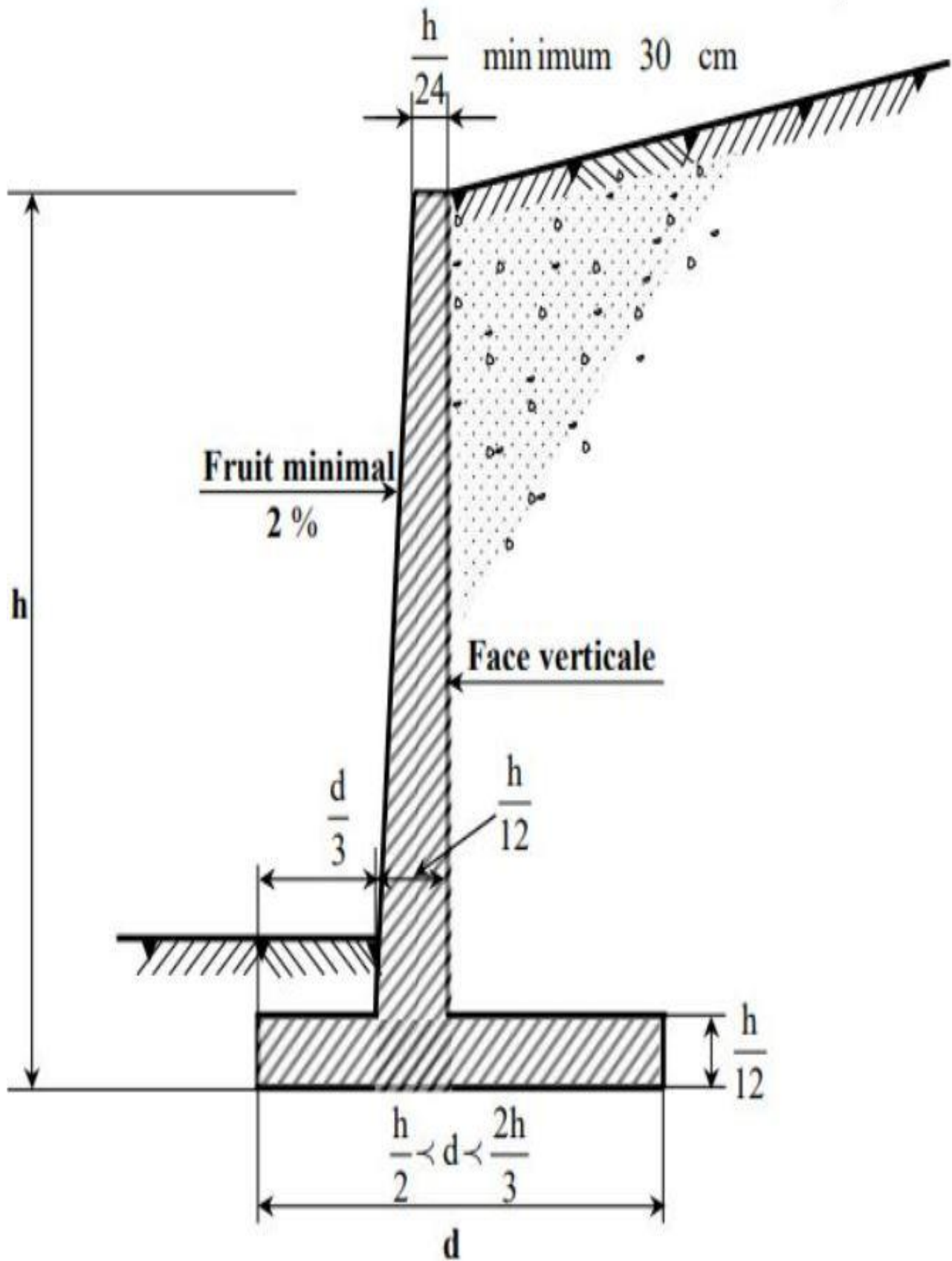


Figure I.32 : Dimensions usuelles d'un mur-poids.

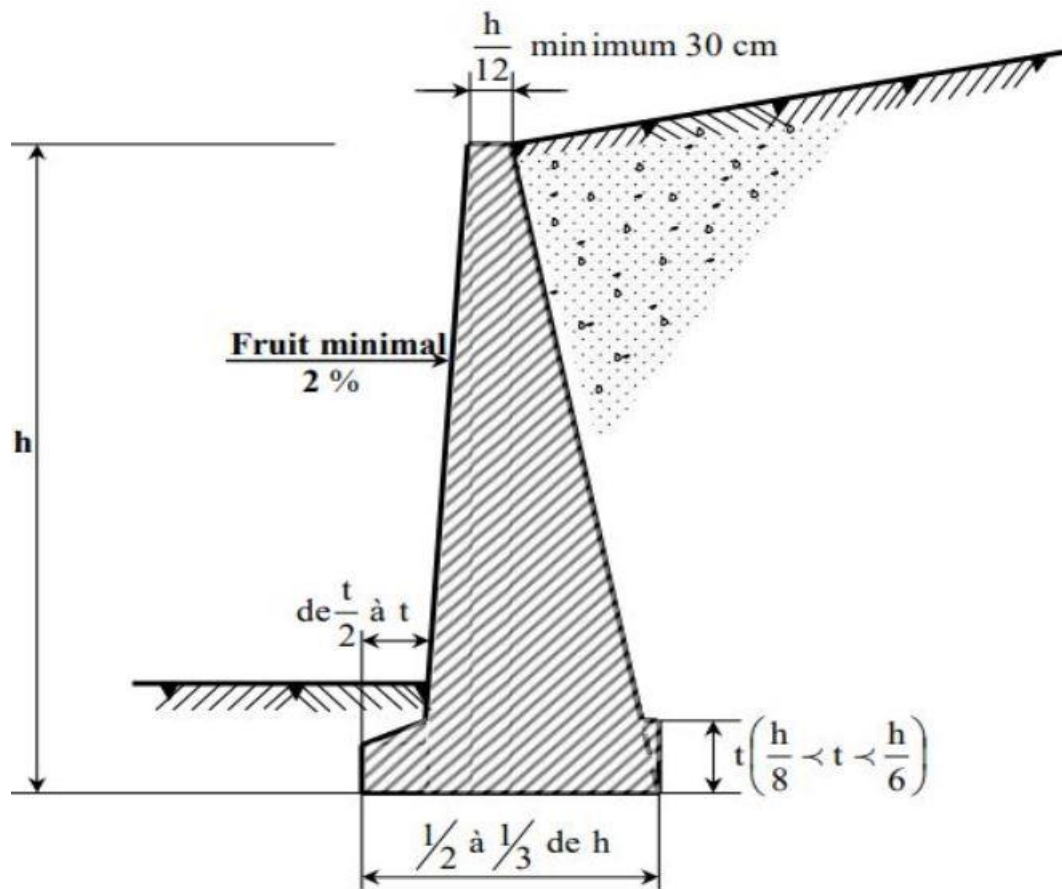


Figure I.33 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.

### Remarque

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

### I.6.2. Stabilité des murs-poids

Comme on l'a indiqué plus haut, cinq forces agissent sur le mur :

- Le poids du mur  $W$ ,
- La sous-pression  $S$  dont le calcul ne présente pas de particularité (tout au moins si l'eau est en équilibre),
- La butée  $P_p$  que l'on néglige en générale,
- La poussée des terres  $P_a$  dont on vient d'exposer les principes du calcul,
- Enfin la réaction  $R$  du sol de fondation (figure I.34)

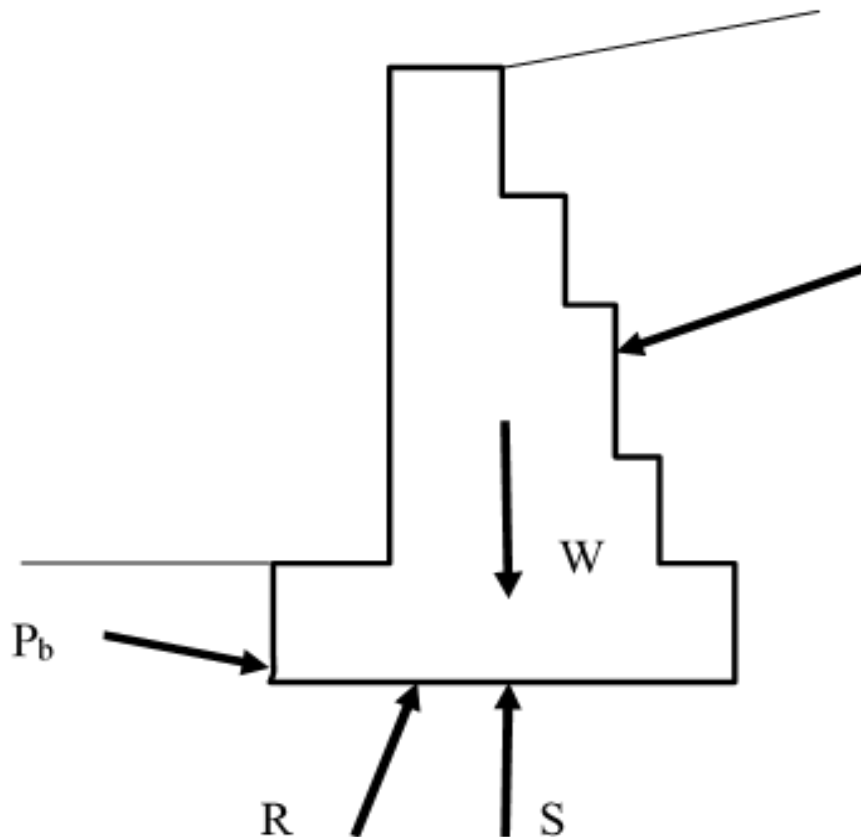


Figure I.34 : mur-poids.

Si le mur est en équilibre, l'ensemble de ces forces forme un système équivalent à zéro, cette condition permet de calculer la réaction **R**. bien entendu, cette réaction doit être dirigée de bas en haut et son point de passage dans le plan de fondation doit tomber à l'intérieur de la maçonnerie, dans le cas contraire on ne saurait en effet trouver une distribution des contraintes dans le massif sous la fondation qui soit compatible avec cette réaction calculée R.

Il faut alors vérifier la stabilité du mur à l'égard du renversement, à l'égard du glissement et s'assurer de la résistance du terrain de fondation. Il faut vérifier enfin que les efforts dans le fut du mur ne dépassent pas les valeurs permises.

#### a) Rotation ou renversement du mur

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement, on localise arbitrairement l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe ;

- D'une part des « forces stabilisantes » (verticales) ;
- D'autre part des « forces renversantes » (horizontales).

$$F_r = \frac{\sum M_{/0}^s}{\sum M_{/0}^R} \quad \text{ou } F_r \text{ admissible } \geq 1,5.$$

Le rapport de ces moments est le coefficient de stabilité au renversement qui ne doit pas descendre en dessous de 1,5. cette méthode simple, parfaitement logique en apparence, soulève toutefois des critiques justifiées concernant la localisation de l'axe de rotation et la discrimination entre les forces stabilisantes et les forces renversantes, critiques qui laissent planer un doute sur la signification du résultat obtenu.

La pratique montre d'ailleurs qu'il est inutile de vérifier cette stabilité au renversement si la résultante  $R$  du poids du mur et de la poussée des terres se trouve dans le tiers central de la base de la fondation. On précisera plus loin cette nouvelle condition.

**b) Glissement du mur**

Le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation est la deuxième éventualité à envisager (figure I.35).

Il faut comparer :

- La composante  $T$  de la résultante  $R$  dans le plan de fondation (en général la composante horizontale),
- La résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement, à savoir

**$aB+N\tan \delta$  ;**

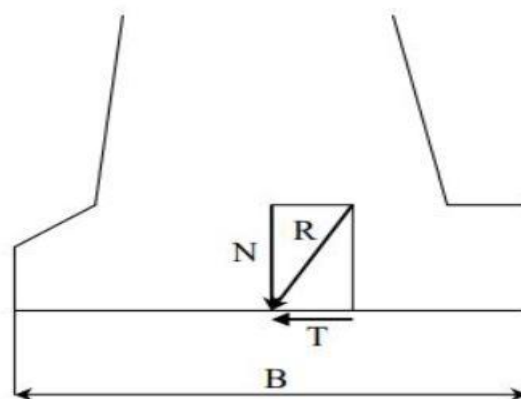
$B$  est la largeur de la fondation,

$N$  la composante de  $R$  normale au plan de cette fondation,

$a$  et  $\delta$  les caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de Fondation et du mur.

Le coefficient de sécurité au glissement est alors égal à :

$$F_g = \frac{aB+N \tan \delta}{T}$$



**Figure I.35 : Sécurité au glissement.**

Ce coefficient doit être au moins égal à 1,5 si l'on néglige, comme on l'a indiqué plus haut, l'action des terres à la gauche du mur. Si l'on tient compte de la butée, il faut être plus sévère et exiger un coefficient au moins égal à 2.

Certains auteurs admettent que les caractéristiques d'adhérence et de frottement à prendre en compte sont simplement la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain de fondation. Ils justifient cette attitude en faisant remarquer que lors de la rupture d'un mur par glissement, on constate fréquemment que la partie inférieure de la fondation entraîne avec elle une couche de terre et que par conséquent la rupture se produit au sein du massif et non dans le plan même de la base de la fondation.

Terzaghi et Peck sont plus circonspects ; ils conseillent d'abord de négliger l'adhérence. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité est égal au rapport des tangentes de l'obliquité admissible et de l'obliquité de la résultante  $R$ . c'est donc l'obliquité de  $R$  qui permet de juger de la sécurité au glissement. Terzaghi et Peck suggèrent ensuite d'adopter les valeurs empiriques suivantes :

$\delta = 30^\circ$  pour un terrain de fondation à gros éléments sans limon ni argile,

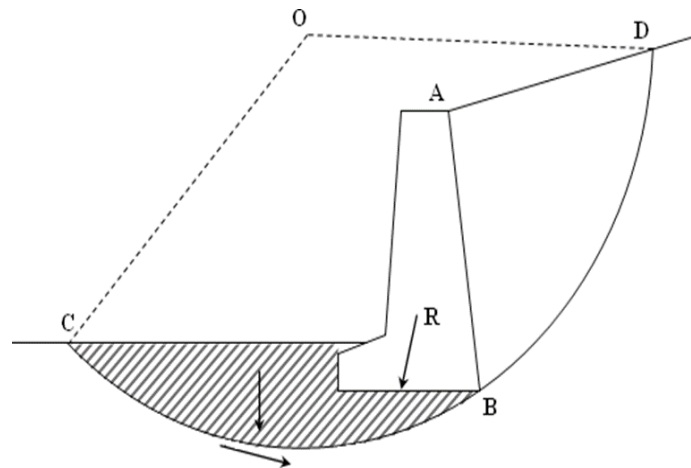
$\delta = 25^\circ$  pour un terrain à gros éléments qui comprendrait du limon ou de l'argile,

$\delta = 20^\circ$  dans les autres cas.

Il arrive quelquefois que pour satisfaire à cette règle de sécurité, on soit amené à alourdir notablement l'ouvrage initialement prévu ; on peut essayer alors de conserver les dimensions primitives tout en orientant différemment la base de la fondation pour diminuer l'obliquité de  $R$ . On est toutefois limité dans cette voie, car il faut également vérifier la stabilité de terrain de fondation à l'égard d'une rupture superficielle (figure I.36), rupture tout à fait analogue à la rupture par glissement proprement dite.

D'ailleurs, pour un mur de soutènement de proportions normales reposant sur un bon terrain de fondation, c'est la rupture par glissement qui est déterminante. Il peut ne plus en être ainsi pour un mur de forme inhabituelle (avec par exemple, une fondation non horizontale) ou bien si le terrain de fondation gagne peu de résistance au cisaillement avec la profondeur. Pour vérifier la sécurité à l'égard d'une rupture superficielle, on utilise la même méthode que pour l'étude de la stabilité des talus

On admet que la rupture se produit le long d'une ligne de glissement circulaire de centre O et de rayon OB (figure I.36) passant par l'arête inférieure B du mur. On étudie l'équilibre de la masse de terre comprise entre la fondation du mur, la surface libre à gauche du mur et la ligne de glissement présumée BC.



**Figure I.36** : Rupture superficielle.

On indiquera ici simplement que l'étude de cet équilibre permet de calculer moyennant certaines hypothèses, le coefficient de sécurité  $F$  correspondant à l'arc de cercle choisi.

Un arc  $BC$  donne donc une valeur de coefficient de sécurité. Il faut en principe chercher l'arc qui conduit à la plus petite valeur de ce coefficient. En pratique, il n'est pas nécessaire de faire cette recherche et un seul essai suffit, car on a pu constater que si le centre  $O$  se déplace dans une assez large zone autour de la position critique, le coefficient de sécurité correspondant ne varie pas de façon appréciable. On exige en général un coefficient de sécurité minimal de 2 à l'égard des ruptures superficielles.

On a prétendu que ce procédé manquait de logique, car la rupture se développe sur tout l'arc  $CBD$  (figure I.36). Si le coefficient de sécurité est bien voisin de 2 le long de l'arc  $BC$ , il n'en va pas de même le long de l'arc  $BD$  où il doit être voisin de 1 puisque l'on admet que l'action du massif sur le parement  $AB$  est égale à la poussée des terres sans qu'il soit question de coefficient de sécurité. On a proposé par la suite d'apprécier la sécurité en utilisant tout l'arc  $CBD$ . La question peut être discutée, mais la méthode développée plus haut correspond actuellement à un usage très général.

### c) Glissement profond

Si le terrain de fondation comporte en profondeur une couche importante de faible résistance, il peut arriver qu'une rupture profonde se produise (figure I.37) puisque l'augmentation du poids de la masse de terres intéressée par le glissement n'est pas équilibrée par une augmentation corrective de la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement

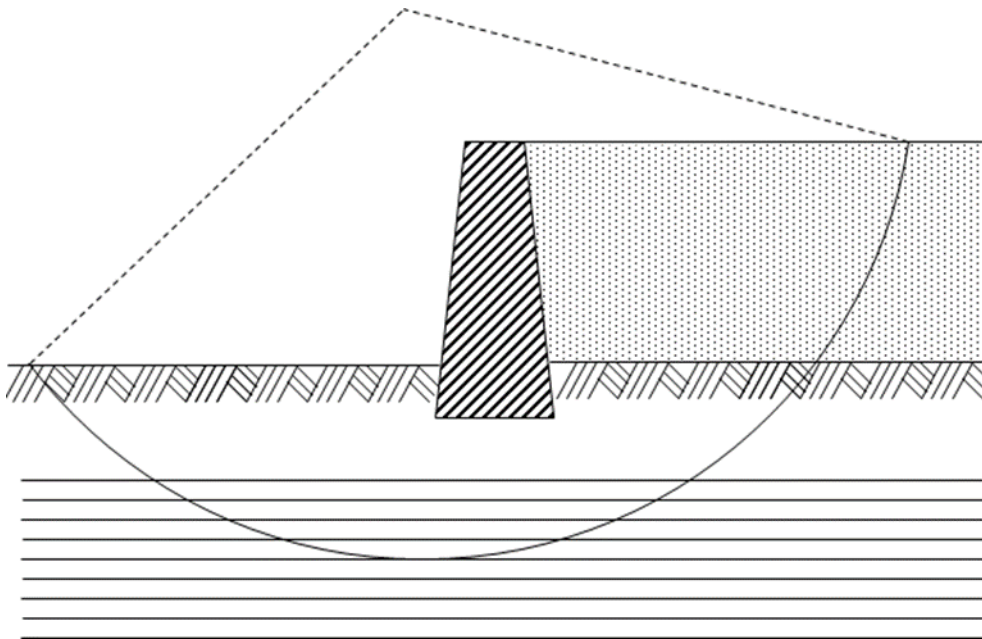


Figure I.37 : Rupture profonde.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite (figure I.38)

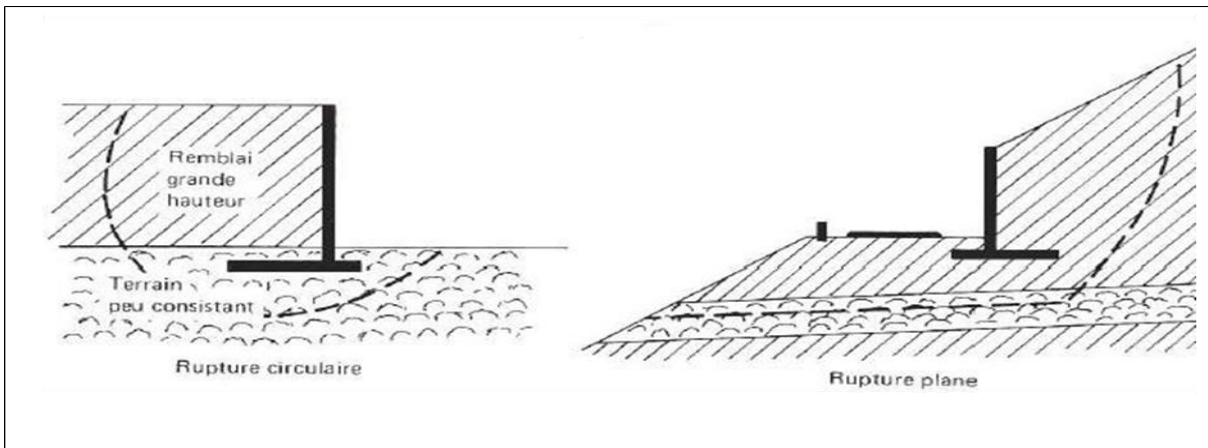


Figure I.38 : Lignes de glissement .

Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.

**a) Résistance du sol de fondation**

Après le renversement et le glissement, on étudiera maintenant la résistance du sol de fondation sous les efforts verticaux.

On utilise souvent une méthode de calcul qui fait appel à la notion de la pression admissible. Le calcul est le suivant : on admet la distribution des contraintes normales sous la fondation d'un mur de soutènement est linéaire, et l'on détermine cette distribution pour que sa résultante soit égale à la composante normale  $N$  de la réaction  $R$ . la figure I.39 indique les deux cas de figure possible, suivant que  $N$  tombe dans le tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation, de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

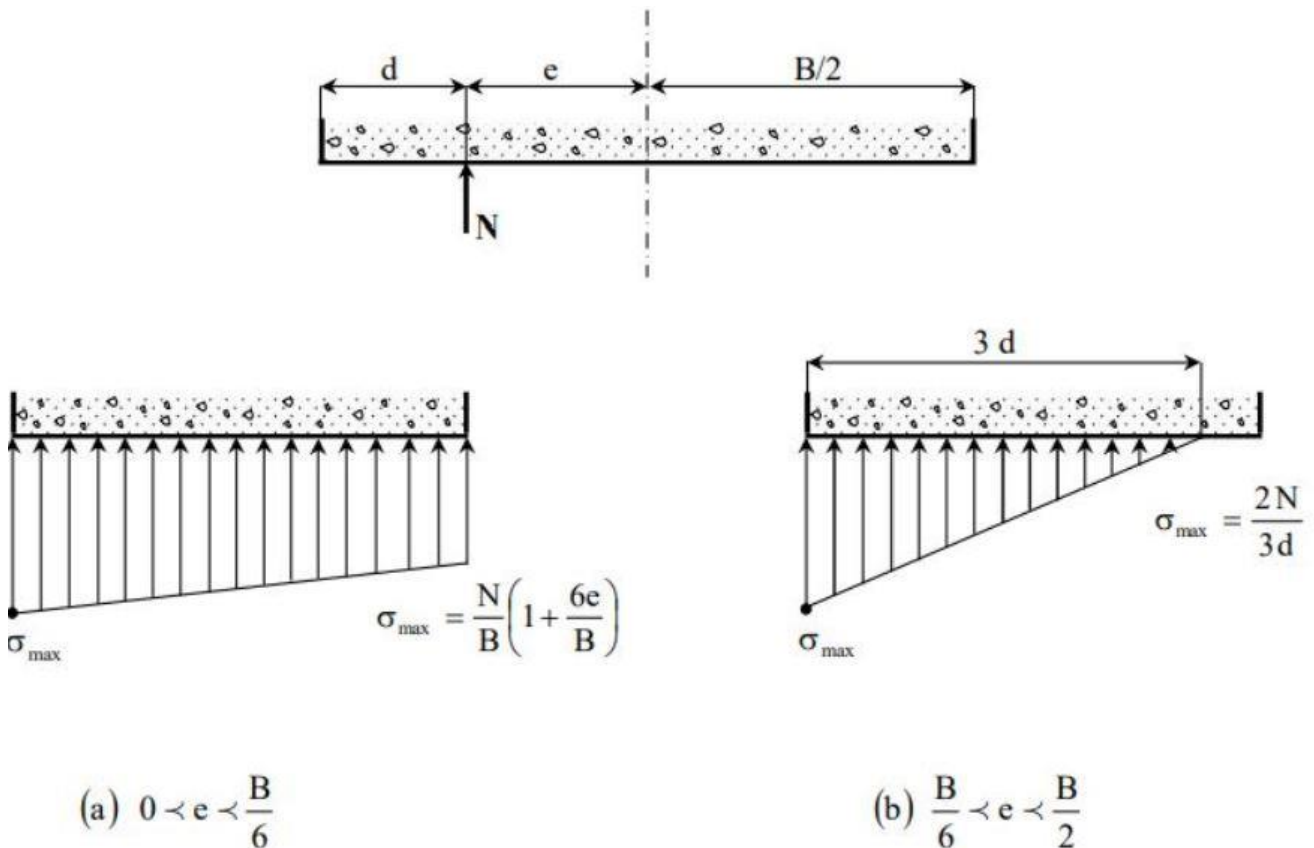


Figure I.39 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

On peut craindre des mouvements du mur si le tassement de l'arête intérieure est très différent du tassement de l'arête extérieure. Pour éviter ces tassements différentiels, il est de bonne pratique de fixer une limite à l'excentrement de  $N$ .

Si le mur repose sur un terrain de fondation normal, on demande que  $N$  soit situé dans le tiers central.

Si le mur est fondé sur du rocher, on est peu moins sévère :  $e \leq \frac{B}{4}$

Par contre, si le terrain de fondation est très compressible, il faut que la composante  $N$  tombe au voisinage immédiat du milieu de la base, c'est-à-dire que son excentrement soit négligeable. En effet, la pression augmente rapidement avec l'excentrement, or si la charge est excentrée, par suite de la forte compressibilité du terrain, l'arête extérieure la plus chargée tasse plus que l'arête intérieure et le mur bascule, ce qui augmente l'excentrement ; le phénomène se poursuit de lui-même, éventuellement jusqu'à la rupture complète.

### e) Stabilité interne du mur

On vient de vérifier la stabilité d'ensemble du mur, il reste à s'assurer que les contraintes dans la maçonnerie restent inférieures aux contraintes admissibles. C'est un problème simple de résistance des matériaux.

### I.6.3. Stabilité des murs en béton armé

- Principe du calcul des murs en béton armé

La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires. Les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai (figure I.40). Cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle stabilisateur est évident. La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissants notables. La forme du parement intérieur de ces murs diffère par trop de la ligne droite pour que l'on puisse utiliser telles quelles les méthodes développées précédemment pour le calcul de la poussée des terres. Il faut d'ailleurs bien voir que la partie du massif comprise entre le voile et la semelle ne peut pas passer à l'état plastique et reste à l'état élastique.

Considérons un mur en T en béton armé défini par le schéma ci-dessous (figure I.40) retenant un sol d'angle de frottement interne  $\varphi$  limité par un talus infini, incliné de  $\beta$  sur l'horizontale.

Un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête du talon.

Pour simplifier, on peut admettre que ces surfaces de glissement sont des plans dont les traces sur le plan de la figure sont les deux droites  $\Delta$  et  $\Delta'$ .

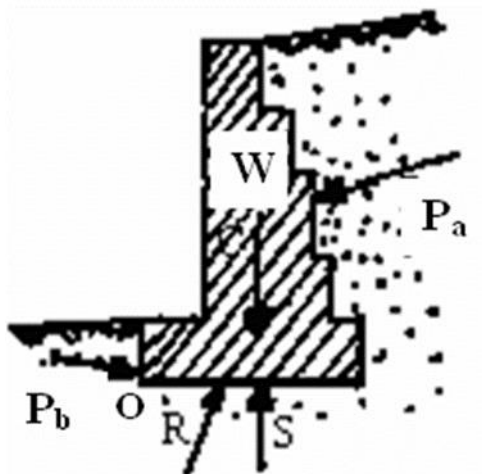


Figure I.40 : Mur de soutènement en béton armé .

La théorie du cercle de Mohr montre que la droite Δ est inclinée sur l’horizontale d’un angle

θ Égal à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \left(\frac{i-\beta}{2}\right) \text{ Avec } \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

Deux cas sont possibles :

- 1) La droite Δ coupe le talus au point C (figure I.41). Dans ce cas, on considère que le massif AO’BC est solidaire du mur

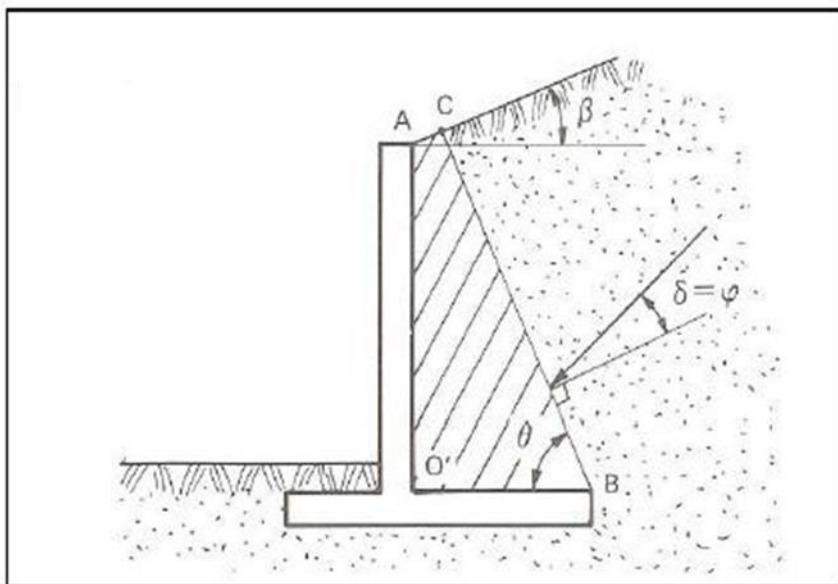


Figure I.41 : La ligne de glissement coupe le talus.

La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur l’écran fictif BC en prenant le coefficient de poussée donné par les tables de Caquot-Kérisel.

L’angle d’inclinaison δ de la poussée par rapport à la normale à BC est égal à φ: δ = φ.

2) La droite  $\Delta$  coupe la face interne du voile (figure I.42). Dans ce cas, la méthode consiste à calculer, à partir des tables de Caquot-Kérisel, la poussée :

- d'une part, sur le segment AC avec une inclinaison sur la normale au voile

$$\delta = 2/3\varphi \text{ ou } \varphi \text{ selon l'état de rugosité du parement,}$$

d'autre part, sur le segment CB avec un angle d'inclinaison sur la normale à ce plan égal à  $\varphi$

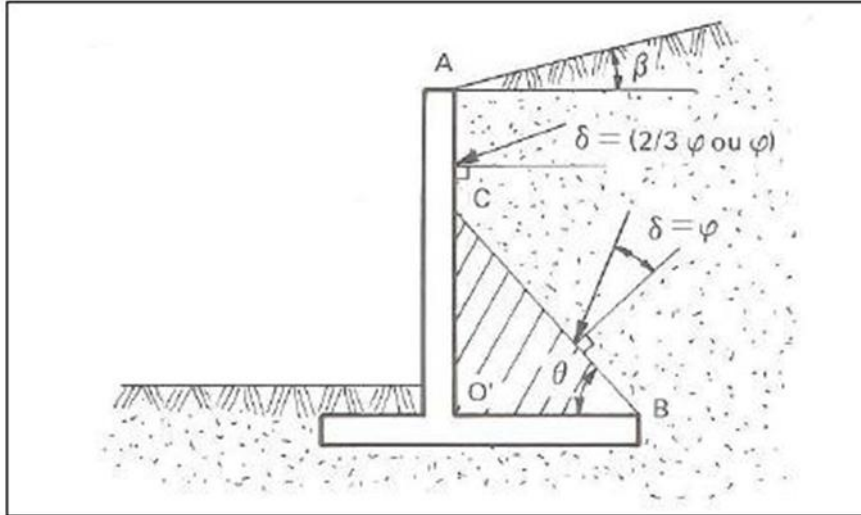


Figure I.42 : La ligne de glissement coupe la face interne du voile.

Dans les deux cas mentionnés ci-dessus, le calcul par les méthodes exposées est fastidieux. Aussi, est-il d'usage de simplifier ces schémas en considérant l'écran fictif vertical passant par l'arête du talon (figure I.43). La masse de terre AO'BC comprise entre le parement du voile et ce plan agit uniquement par son poids.

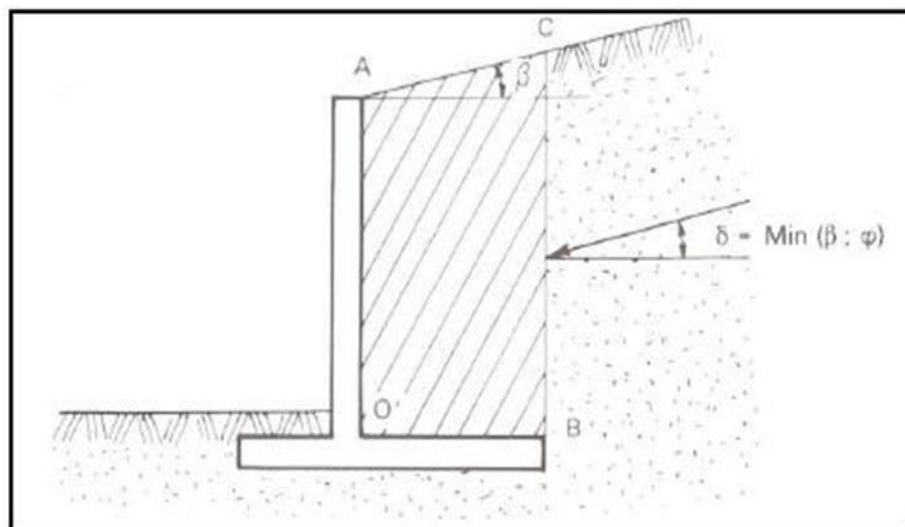


Figure I.43 : Ecran vertical fictif .

**Remarque**

On est donc fondé à admettre que sur le plan vertical BC règne la distribution de contraintes de l'équilibre de Rankine. Il est donc possible de calculer l'équilibre d'ensemble du mur, en utilisant les méthodes de l'article (I.6.2.)

**I.7. CONCLUSION**

A l'issue de l'étude généralité, les murs de soutènement en béton armé représentent un choix pratique et idéal, vue aux différentes formes et manière qu'on peut les construire, et leur facilité d'adaptation avec les différents sites de réalisation.

---

---

# **Chapitre II**

## **Méthodes d'interaction sol -structure**

---

---

**Chapitre II :Méthodes d'interaction sol -structure.****II.1. Introduction**

On entend généralement, improprement par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs. La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

## II.2. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur
- Le comportement non linéaire du sol
- Le caractère tridimensionnel du problème
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement
- L'interaction avec les structures voisines

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure II.1

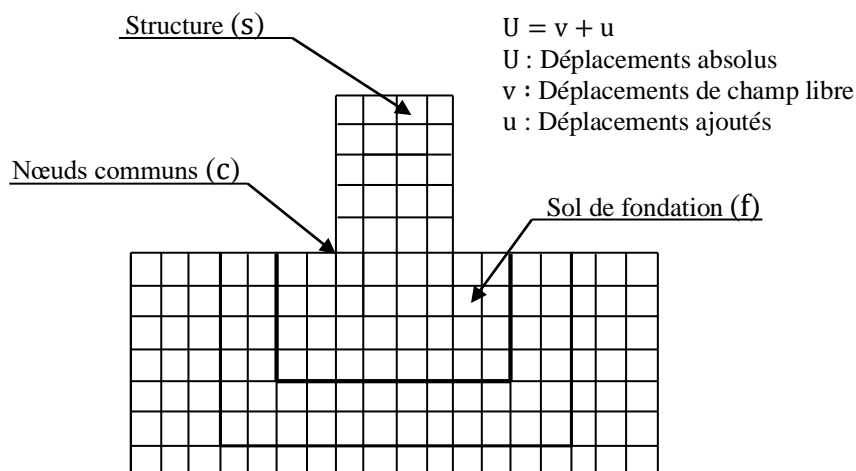


Figure II.1 : Modèle d'interaction sol -structure.

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c" les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s" et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.1)$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (II.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'y a pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v. Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u, relatifs aux déplacements en champ libre v.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (II.3)$$

L'équation (II.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} =$$

$$- \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad (II.4)$$

Si le déplacement en champ libre  $v_c$  est constant sur la base de la structure, le terme  $v_s$  est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (II.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.5)$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (II.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (II.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (II.8)$$

où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés,  $\{u\}$ , existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes  $\ddot{v}_x(t)$ ,  $\ddot{v}_y(t)$  et  $\ddot{v}_z(t)$  sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes,  $[m_i]$ , sont des masses de direction pour la structure seulement.

### II.3. Différents types d'interaction sol-structure

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la

fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

## II.4. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

### II.4.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

$$[M]\{\dot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (\text{II.9})$$

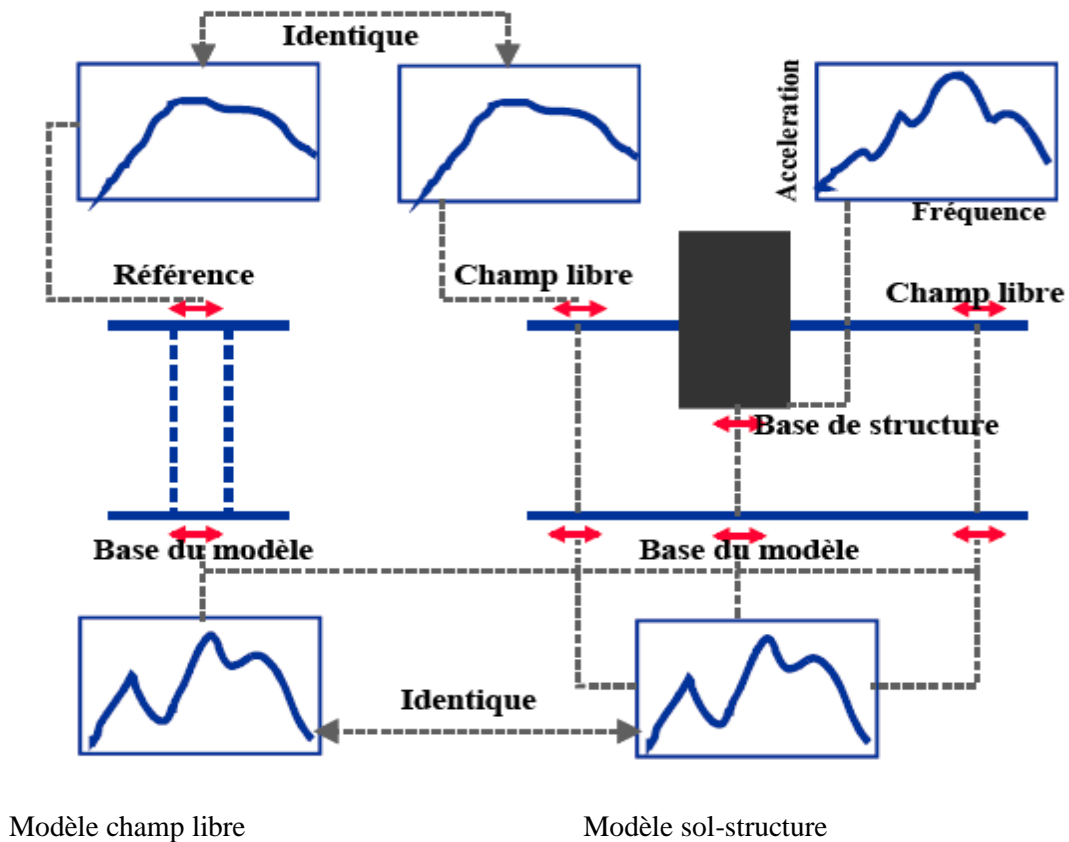
où les matrices  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur  $\{Q\}$  comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur  $\{U\}$  contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles  $\{\dot{U}\}$  et  $\{\ddot{U}\}$  sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques  $\ddot{u}_g(t)$  sont connues en profondeur alors le vecteur  $\{Q\}$  est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle,

$I$  est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{Q\} = -[M] I \ddot{u}_g(t) \tag{II.10}$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure II.2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.



**Figure II.2 :** Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure (méthode globale).

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d'appréhender les comportements non linéaires dû à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes tridimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable.

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis

### II.4.2. Méthode de sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

#### II.4.2.1. Méthode de frontière

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez Kausel et al. Le modèle global sol-structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure II.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure II.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- Structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (II.11)$$

- Sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.12)$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

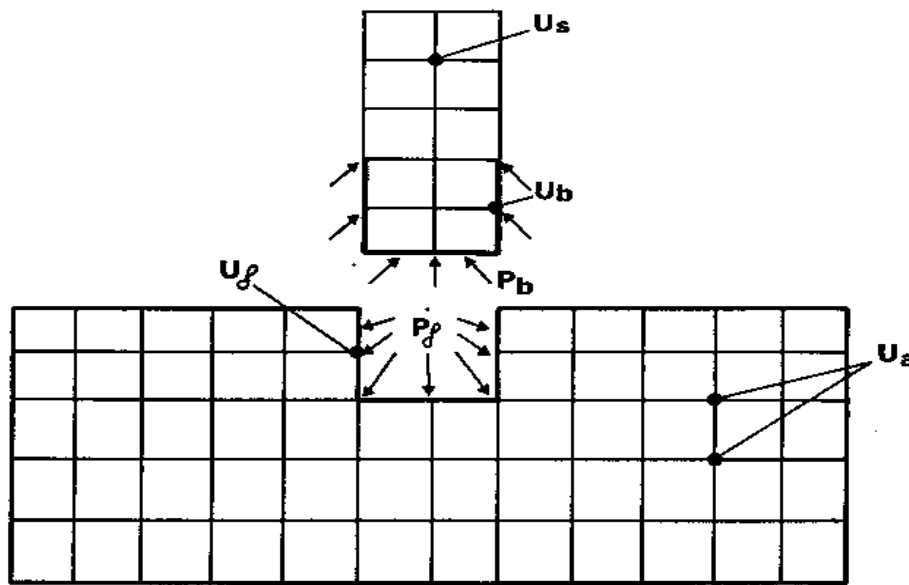


Figure II.3 : Méthode de sous-structures : méthode de frontière.

L'analogie de l'équation (II.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (II.12) et (II.13), et en désignant par {U<sup>i</sup>} = {U} - {U\*} les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (II.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole  $\sim$  les transformées de Fourier  $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$  :

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (\text{II.15})$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux  $f$  degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (\text{II.16})$$

La matrice  $[S_f]$  est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (\text{II.17})$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (\text{II.18})$$

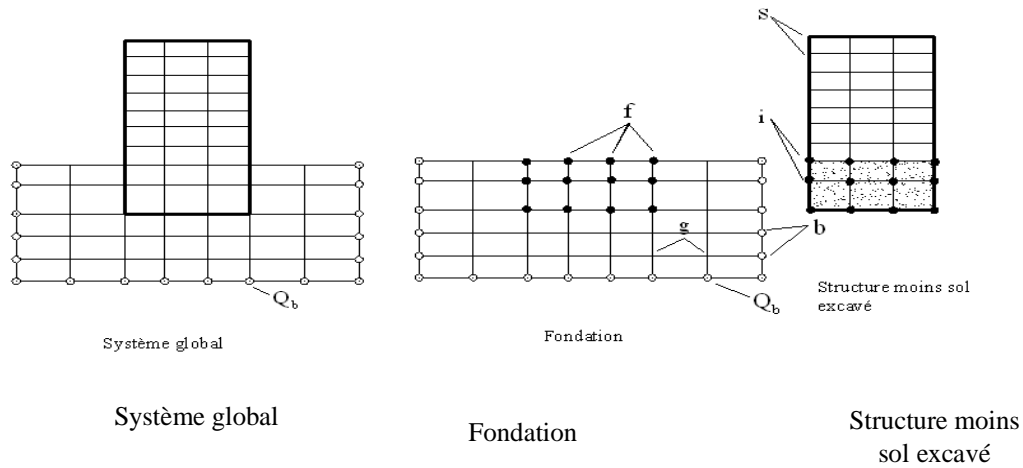
La substitution de l'équation (II.16) dans l'équation (II.11) conduit à :

$$\left[ -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.19})$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

#### II.4.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure II.4.



**Figure II.4 :** Méthode de sous-structures : méthode de volume.

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par  $[A]$  la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \tag{II.20}$$

La matrice de raideur  $[K]$  est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure II.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- Sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \tag{II.21}$$

$\{Q_f\}$  Représente le vecteur des forces d'interaction.

- Structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \tag{II.22}$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \tag{II.23}$$

Par soustraction des équations (II.23) et (II.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (II.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{\{U_f\} - \{U_f^*\}\} \quad (II.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (II.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (II.25)$$

$[X_f]$  Représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- Détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- Détermination de la matrice d'impédance  $[X_f]$ . Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes.
- Détermination de la réponse dynamique de la structure. IL s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI. Qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

### II.4.3. Méthode hybride

Exception faite du cas ou il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (II.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure II.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

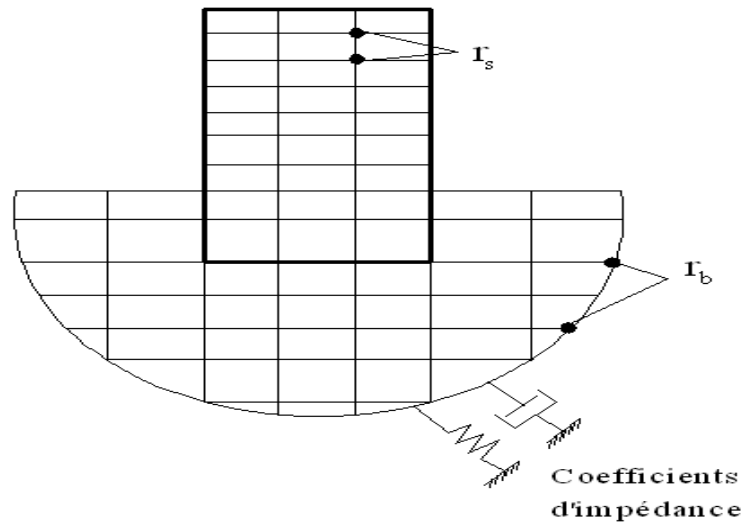


Figure II.5 : Méthode Hybride.

## II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, un aperçu sur les éléments de l'effet de l'interaction sol-structure et les différentes méthodes utilisées pour tenir compte de ce phénomène ont été présentés, ainsi que quelques travaux effectués dans le passé ont été discutés.

---

# **Chapitre III**

## **Modélisation du système mur-sol par éléments finis**

---

### Chapitre III : Modélisation du système mur-sol par éléments finis.

#### III.1. Introduction

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes.

Physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de

Base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

#### III.2. État de contraintes-déformations

##### III.2.1. État de contraintes-déformations dans le cas élastique

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte- déformation s'écrit :

$$\delta_{ij} = E.\varepsilon_{ij} \quad (\text{III.1})$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des murs en terre figure (III.1)).

• Relation contrainte-déformation

$$\delta_{ij} = D \epsilon_{ij} \tag{III.2}$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$D = \begin{bmatrix} 1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad d_2 = \nu \cdot d_1, \quad d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et 
$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{pmatrix} \tag{III.3}$$

Avec :  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

La figure III.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

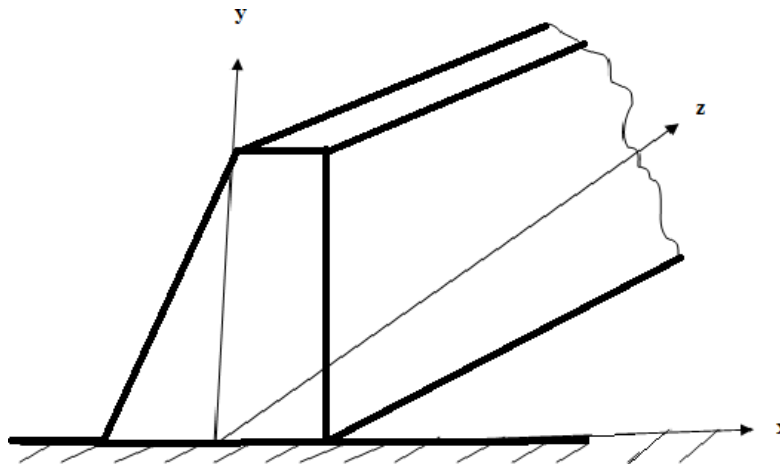


Figure III.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un mur de soutènement).

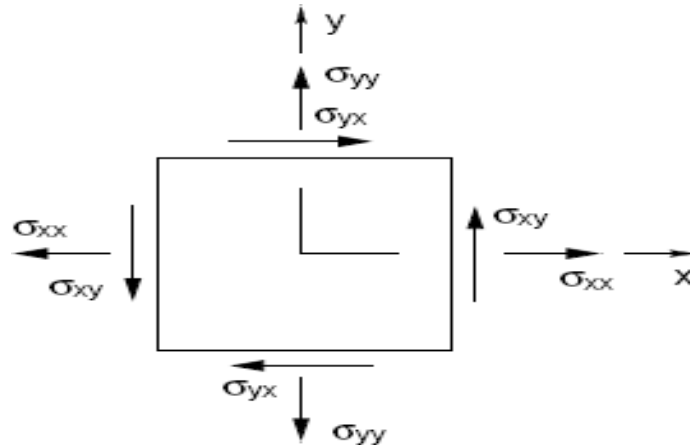


Figure III.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimées par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (III.4)$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (III.5)$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ji} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (III.6)$$

Avec :  $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

La relation déformations- déplacements :

$$\varepsilon_{ij} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{U}_{ij} \quad (III.7)$$

Avec :

$$\mathbf{U}_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } \mathbf{s} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

### **III.3 Application de la méthode des éléments finis**

#### **III.3.1. Modélisation**

##### **III.3.1.1. Modélisation du système mur -fondation**

Le système à étudier est constitué par un mur de soutènement en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le mur de soutènement peut être subdivisé en deux sous structure : mur de soutènement et fondation.

##### **III.3.1.1.1. Mur de soutènement**

Dans notre cas le mur est représenté par un maillage d'élément finis, le matériau constituant le mur est considéré homogène, élastique et isotrope dans notre cas de l'analyse linéaire.

##### **III.3.1.1.2 . Fondation**

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le mur et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire

##### **III.3.1.2. Choix de type d'élément**

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système fondation-mur :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de mur sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de mur, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de mur de soutènement en vibration libre.

##### **III.3.1.3. Conditions aux frontières**

Généralement, les murs de soutènement sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le mur et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté ( $U_x, U_y$ ).

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

**III.3.2. Analyse dynamique :**

**III.3.2.1. Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis**

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieures est inférieur au travail virtuel des forces intérieures, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids  $\Psi = \delta U$ .

$$W = \int \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_j) d\Omega \quad (III.15)$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int \Omega \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int \Gamma \delta U \cdot \sigma \cdot n^r \cdot d\Gamma + \int \Omega \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int \Omega \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U}_g \cdot d\Omega \quad (III.16)$$

Où :

- $W_{int} = - \int \Omega \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega$  : Travail virtuel intérieur.
- $W_s = \int \Gamma \delta U \cdot \sigma \cdot n^r \cdot d\Gamma$  : Travail virtuel des forces de surface.
- $W_v = \int \Omega \delta U \cdot f \cdot d\Omega$  : Travail virtuel des forces de volume.
- $W_\omega = \int \Omega \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U}_g \cdot d\Omega$  : Travail virtuel des forces d'inertie.

Dans le cas du mur l'expression devient :

$$W = - \int \Omega_s \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int \Gamma_{am} \delta U \cdot (-\rho) \cdot n^r \cdot d\Gamma + \int \Omega_s \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U}_g \cdot d\Omega - \int \Omega_s \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (III.17)$$

Tel que

$\ddot{U}_g$ : Accélération sismique.

**r**: Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

### III.3.2.1.1. Caractéristiques des éléments (matrice élémentaires)

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine  $\Omega_e$  et en remplaçant les termes contraintes par les produits  $D^* \varepsilon$ , on a :

#### III.3.2.1.1.1. Matrice de rigidité

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^t \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (\text{III.18})$$

#### III.3.2.1.1.2. matrice de masse

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho \cdot N \cdot d\Omega_e \quad (\text{III.19})$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est :

$$M_{jj} = I \int_{\Omega_e} \rho \cdot N_j \cdot d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse épacentre.}) \quad (\text{III.20})$$

I: matrice identité.

#### III.3.2.1.2. vecteur Chargement sismique

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{U}_g \quad (\text{III.21})$$

### III.3.2.2. Caractéristiques dynamique du système

#### III.3.2.2.1. Matrice de raideurs

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dits nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{ib} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.22})$$

$$\text{Et } K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.23})$$

i : Indice des nœuds de l'interface mur-fondation.

b : Indice des nœuds de mur.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et comptetenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.24})$$

### III.3.2.2.2. Matrice de masse

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du mur, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau,

Ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III. 25}) \quad , \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III. 26})$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.27})$$

### III.3.2.2.3. matrice d'amortissement

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.
- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité  $\mu$  nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement  $C$ .

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse  $M$  et de la matrice de rigidité  $K$  est communément utilisé :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (\text{III.28})$$

$\alpha_R = \beta_R$  : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de  $C$  dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2 \cdot \varepsilon}{w_1 + w_n} \begin{Bmatrix} w_1 \cdot w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{III. 29})$$

Avec :

$w_1$  : Pulsation propre du premier mode.

$w_n$  : Pulsation propre d'un mode supérieur.

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation :

• **Mur :**

$$C_b = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (\text{III.30})$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.31})$$

• **Fondation :**

$$[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f] \quad (\text{III.32})$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.33})$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III.34})$$

---

---

# **Chapitre IV**

## **Application numérique**

---

---

**Chapitre IV : Application numérique.****IV.1. Introduction**

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait la présence de l'autre composant (structure ou sol). L'interaction entre la structure et le sol de fondation est un phénomène important en chargement sismique. La charge sismique sur une structure est appliquée à travers son sol de fondation sous formes d'ondes. Pour déterminer cette charge pour laquelle la structure doit être conçue, la modélisation du système sol-structure nécessite la prise en compte des caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure, du sol de fondation et de l'interface entre ses deux dernières.

Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS). L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base.

La nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuse pour une part grandissante d'ouvrages importantes : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié, murs poids...

Dans ce chapitre, on étudie la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure.

**IV.2. Présentation du code de calcul ANSYS**

ANSYS est un code d'éléments finis d'usage général dédié à la résolution numérique d'une large variété de problèmes physique en général et de mécanique en particulier. Ces problèmes portent notamment sur : l'analyse structurale en statique et en dynamique (linéaire et non linéaire). ANSYS a été développé à Canonsburg en Pennsylvanie il est l'un des plus grands développeurs et fournisseur de logiciels de simulation numérique.

De façon générale, une résolution par éléments finis comporte trois étapes :

- Première étape : Préparation des données ou Pré-procession pour définir le problème.
- Deuxième étape : Traitement ou proccession : assigner les charges, contraintes et résolution, on spécifie notamment la nature des charges.
- Troisième étape : Post-proccession : analyse et visualisation des résultats.

### IV.3. Modélisation du système par éléments finis

Le mur étudié est un mur-poids en béton de hauteur de 6 m, retenu un remblai constitué de sol sableux comme il est montré dans la figure IV.1

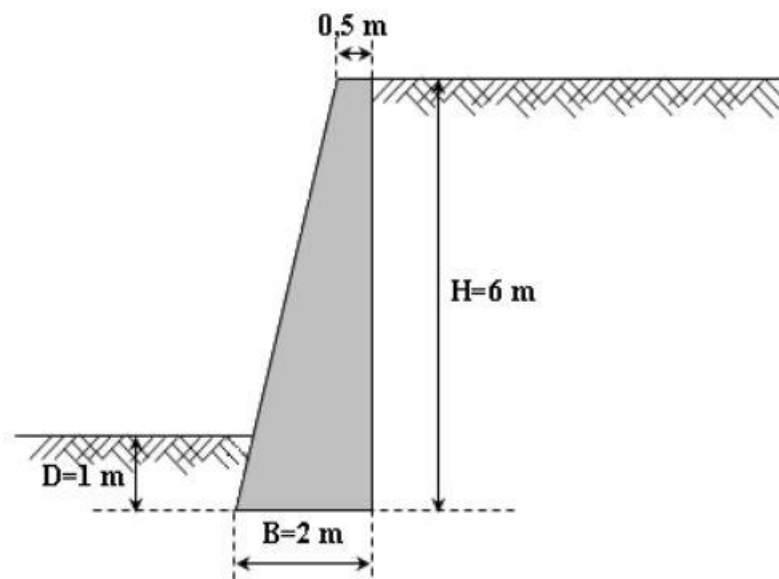


Figure IV.1 : Présentation du mur de soutènement poids étudié.

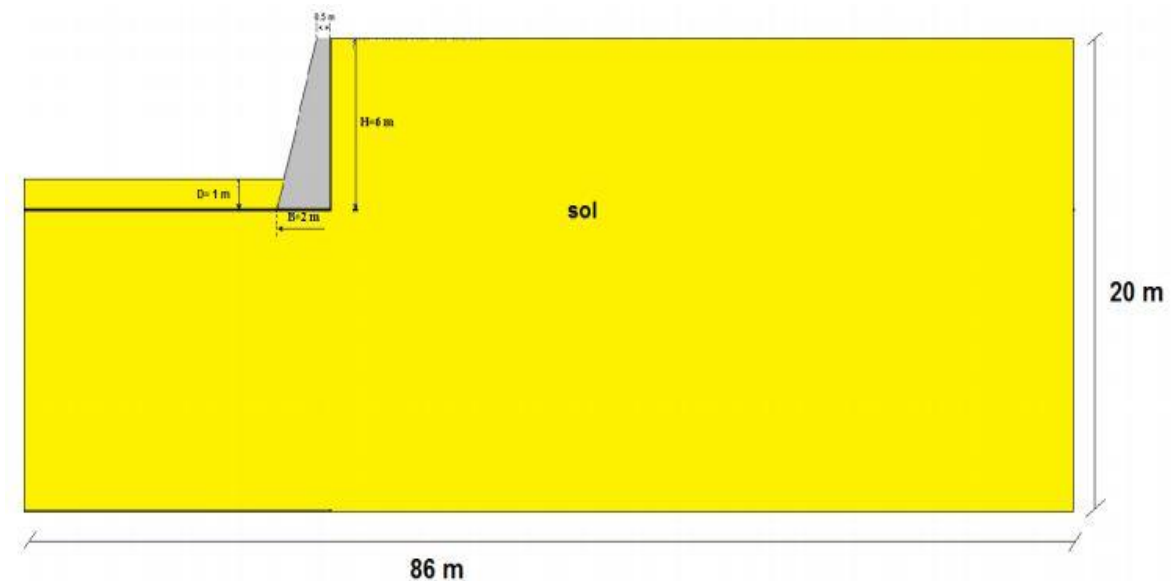
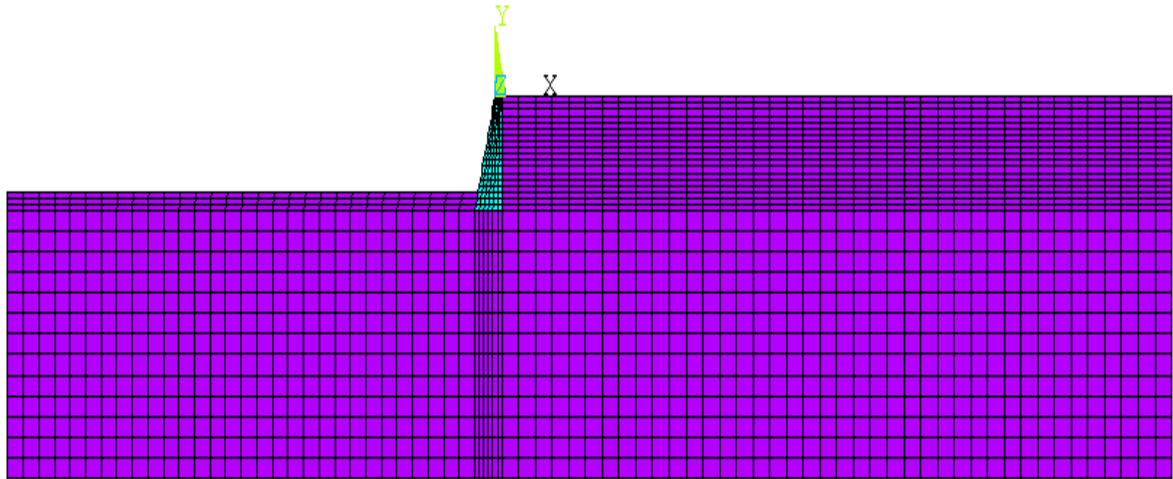


Figure IV.2 : Dimensions du système mur-sol.

Une discrétisation à deux dimensions (2D) par éléments finis est utilisée pour modéliser le mur et le sol adjacent (figure IV.2). Ce modèle d'éléments finis est créé en utilisant software ANSYS qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie



**Figure IV.3 :** Discretisation par éléments finis du mur avec le sol adjacent.

Les propriétés mécaniques des matériaux du mur et du sol adjacent sont récapitulées dans le tableau IV.1.

Matériau	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson	Densité (Kg/m <sup>3</sup> )
Mur en béton	20000	0.2	2400
Sol	90	0.3	2000

**Tableau IV.1:** Propriétés mécaniques des matériaux du mur en béton.

## IV.4. Analyse dynamique

### IV.4.1. Analyse modale

Les plus basses cinq fréquences naturelles du système mur-sol sont présentés dans le tableau IV.2.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	2.1527	0.4645
2	3.0317	0.3298
3	3.2127	0.3113
4	3.4267	0.2918
5	3.6862	0.2713

**Tableau IV.2 :** Cinq premières fréquences naturelles du système.

Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :

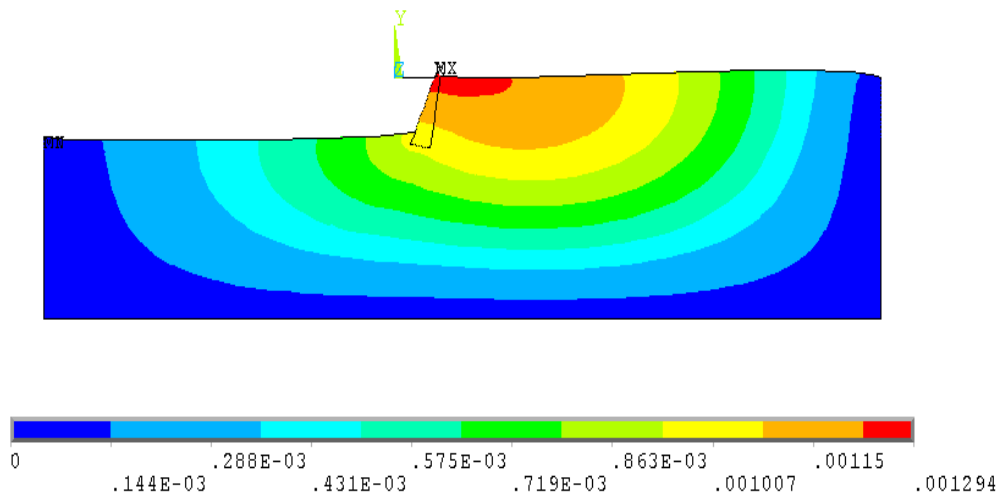


Figure IV.4 : Premier mode de vibration et la répartition des déplacements.

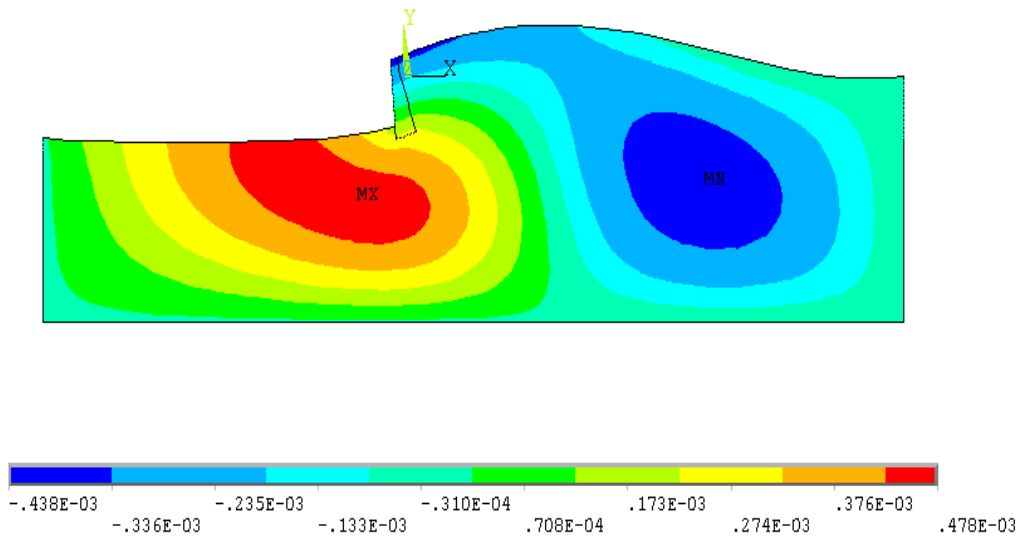


Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements.

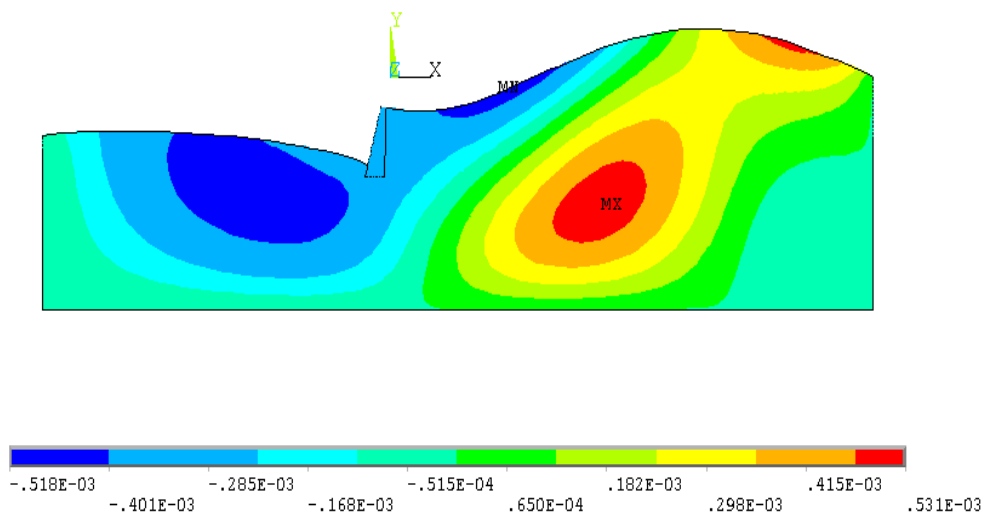
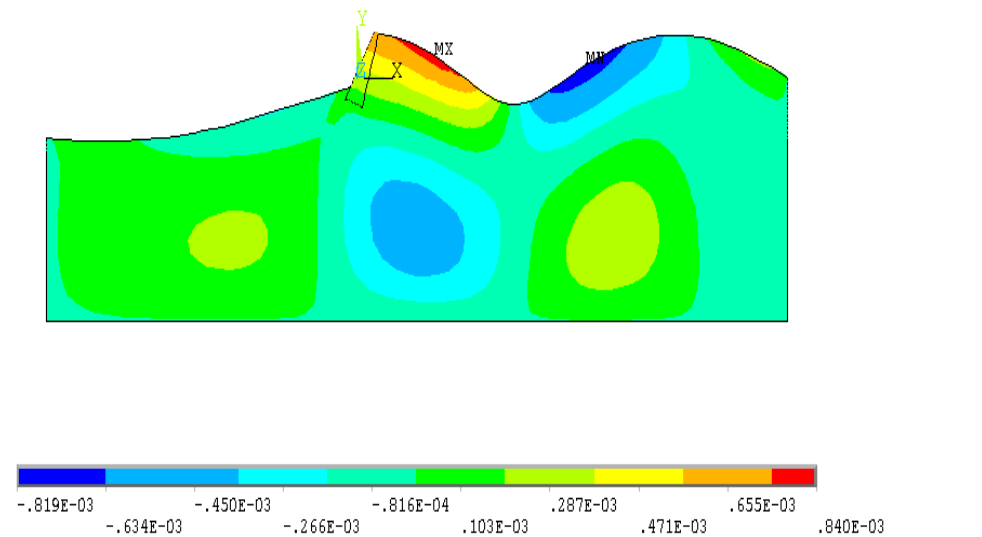
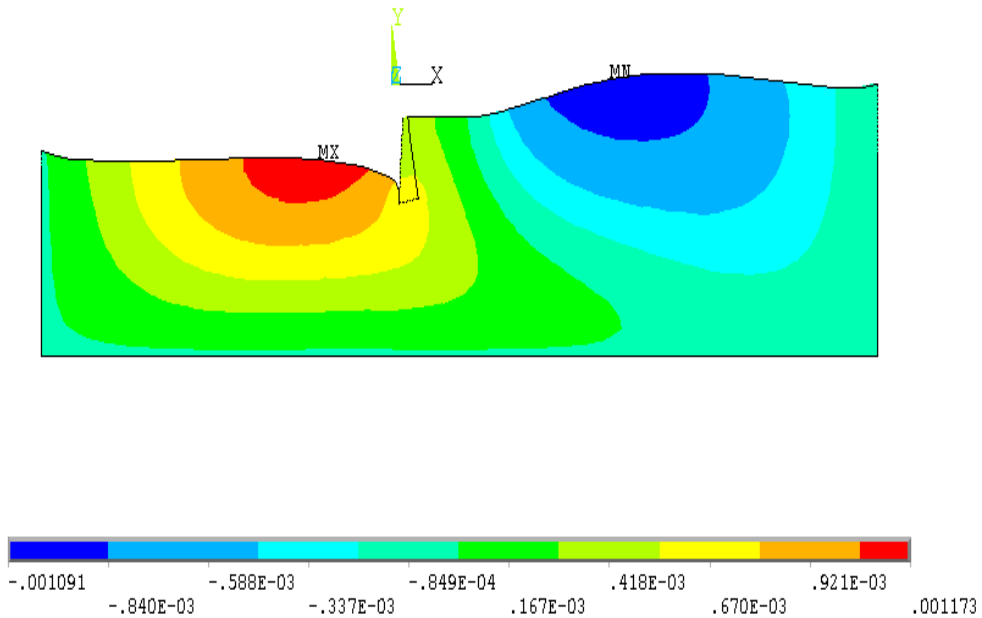


Figure IV.6 : Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.



**IV.4.2. Analyse transitoire**

La réponse sismique du mur est évaluée par l'utilisation de la composante horizontale du séisme de Boumerdes (2003) (figure IV.9). Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel Ansys. Une analyse transitoire en utilisant la méthode de Newmark est effectuée.

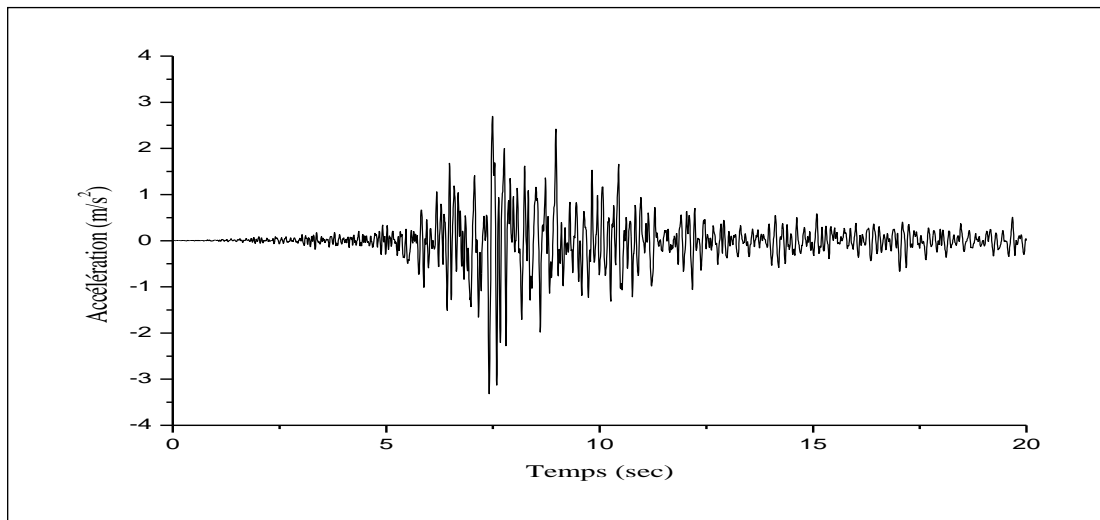


Figure IV.9 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).

#### IV.4.2.1. Variation des déplacements

Les figures IV10 et IV11 montrent la variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que le déplacement horizontal maximal au sommet atteint de 2.55 cm, tandis que, elle atteint de 1.58 cm au pied du mur. Ainsi, les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant de la base du mur, la valeur maximale est atteinte au sommet du mur.

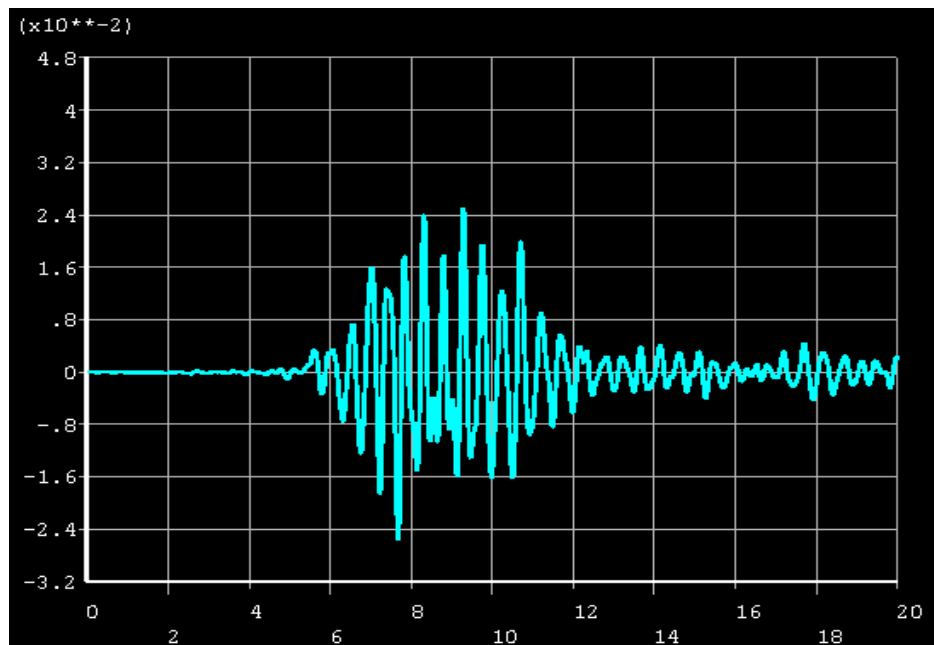
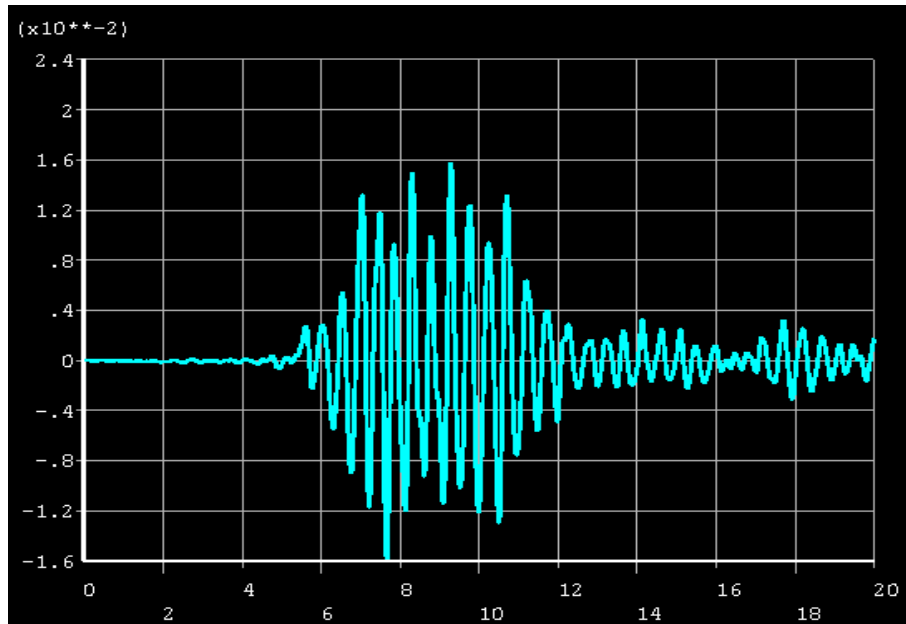
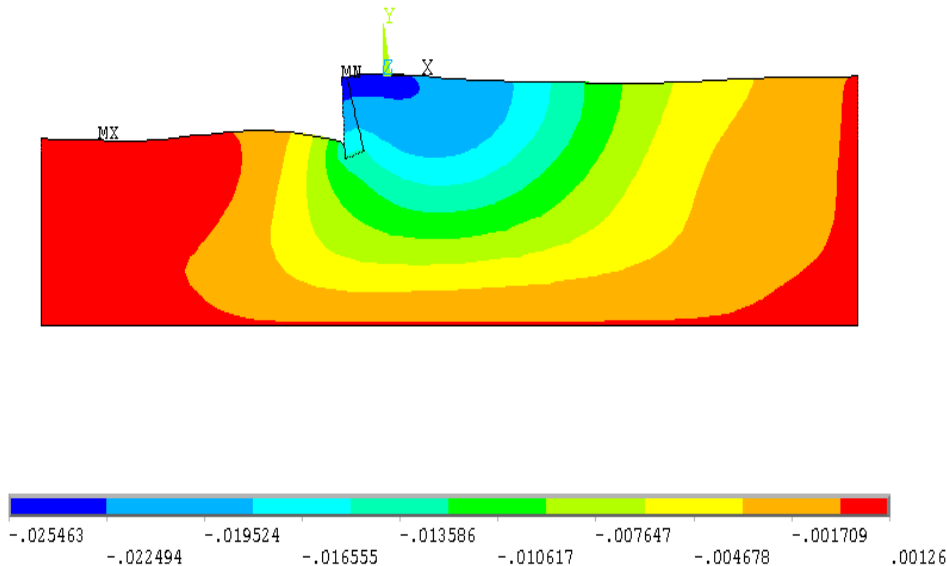


Figure IV.10 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au sommet du mur.



**Figure IV.11 :** Variation des déplacements horizontaux en fonction de temps au pied du mur.

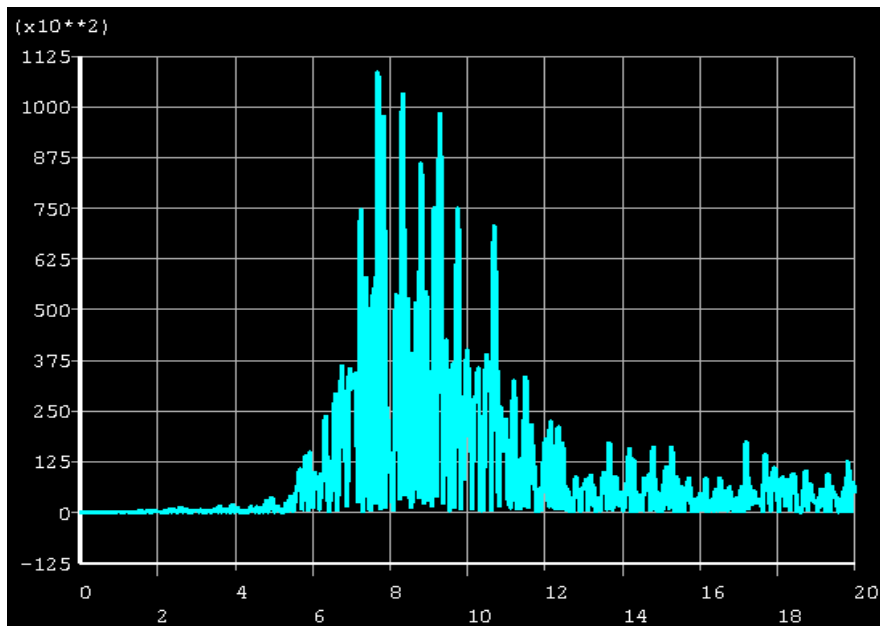
La figure IV.12 représente les contours des déplacements dans la direction horizontale du système mur-sol. On remarque une déformation latérale importante dans le mur en s'éloignant de la base du mur, tel que le déplacement maximal est observé au sommet du mur et atteint une valeur de  $u_{max} = 2.55 \text{ cm}$



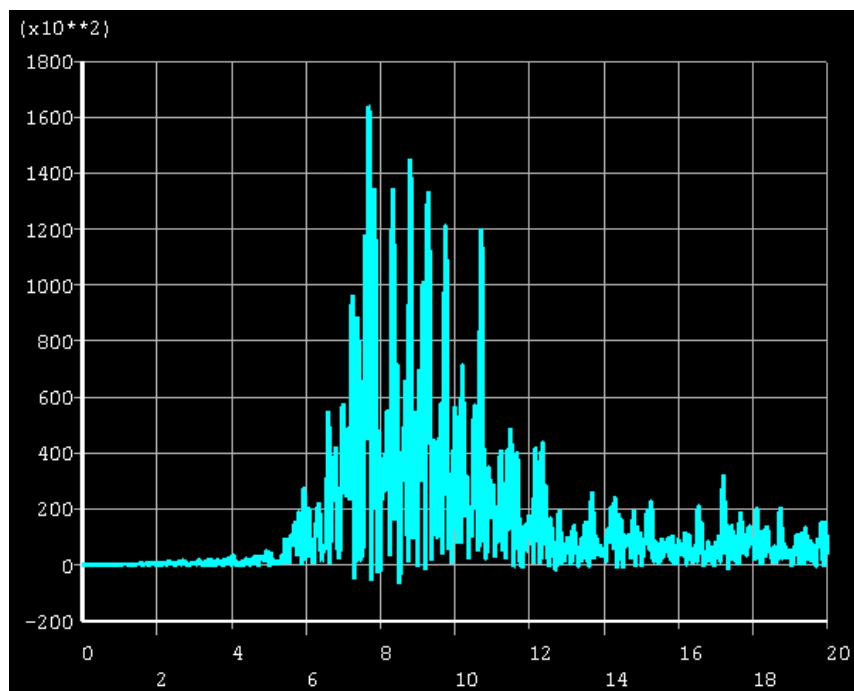
**Figure.IV.12 :** Contours des déplacements (m) dans la direction horizontale du système mur-sol.

**IV.4.2.2. Variation des contraintes**

Les figures IV.13 et IV.14 montrent la variation des contraintes principales de traction en fonction du temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de traction au sommet atteint de  $108663 \text{ N/m}^2$ , tandis que, elle atteint de  $163975 \text{ N/m}^2$  au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du mur.

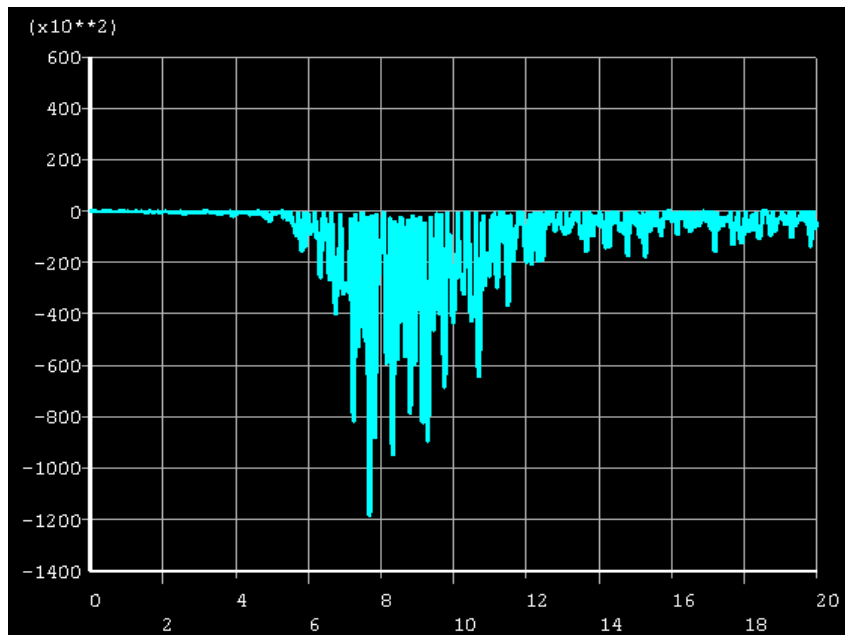


**Figure IV.13 :** Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au sommet du mur.

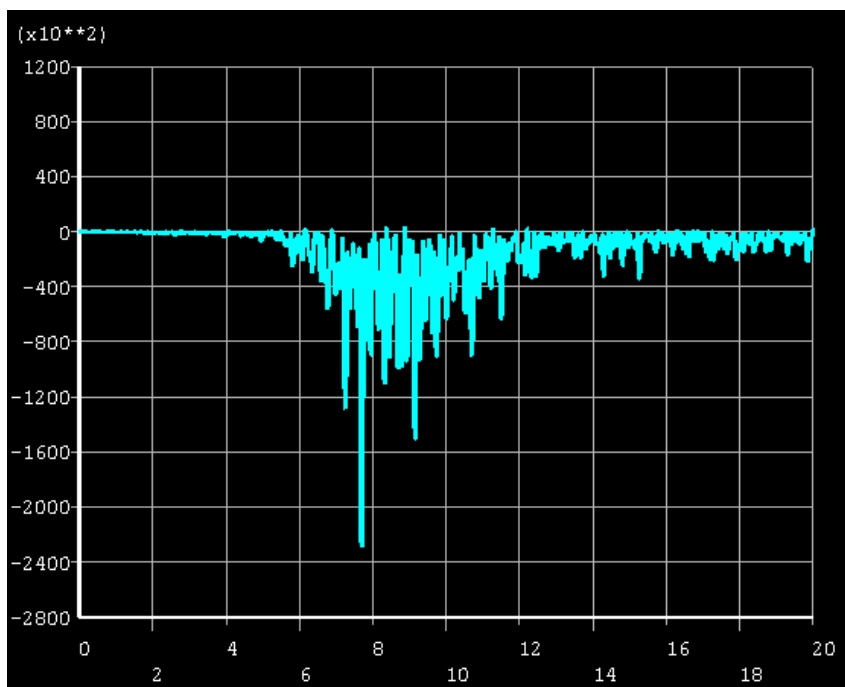


**Figure IV.14 :** Variation des contraintes principales de traction en fonction de temps au pied du mur.

Les figures IV.15 et IV.16 montrent la variation des contraintes principales de compression en fonction du temps au sommet et au pied du mur, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de compression au sommet atteint de  $-118489 \text{ N/m}^2$ , tandis que, elle atteint de  $-228483 \text{ N/m}^2$  au pied du mur. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du mur.

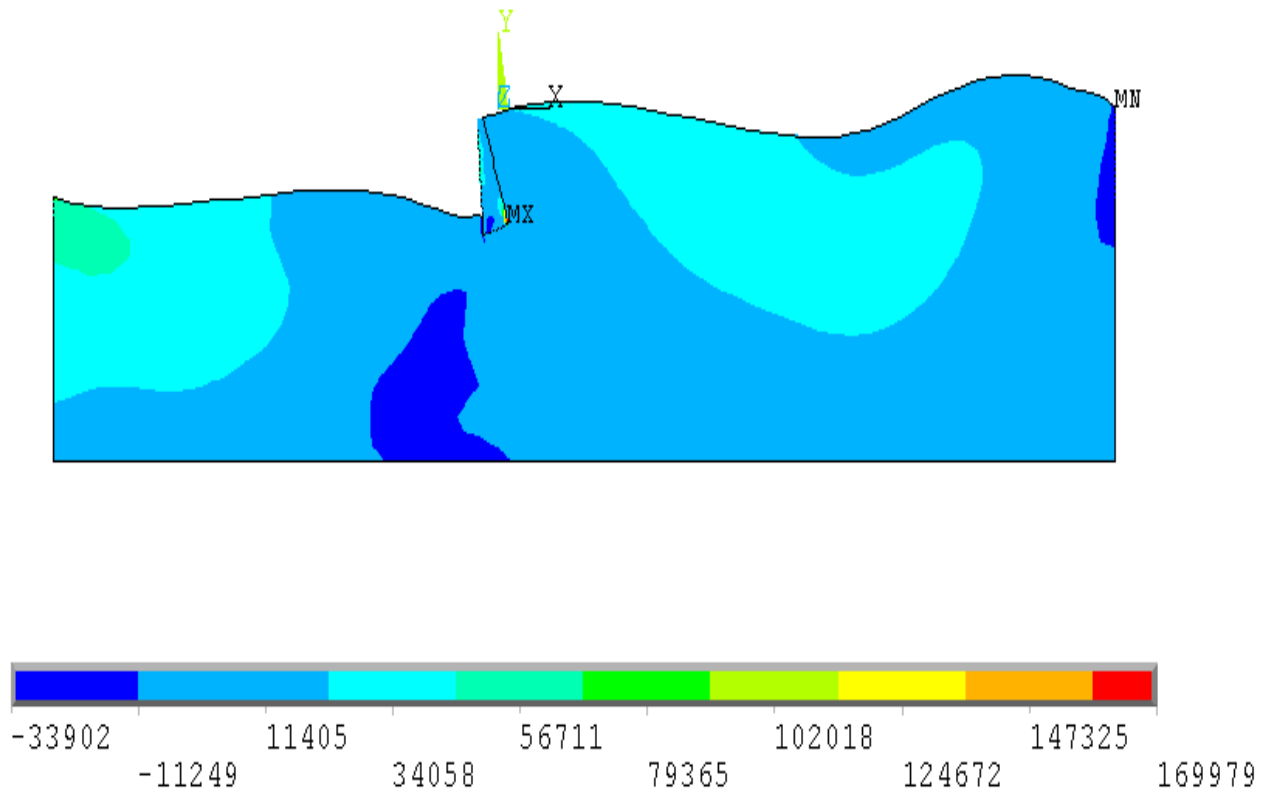


**Figure IV.15:** Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au sommet du mur.

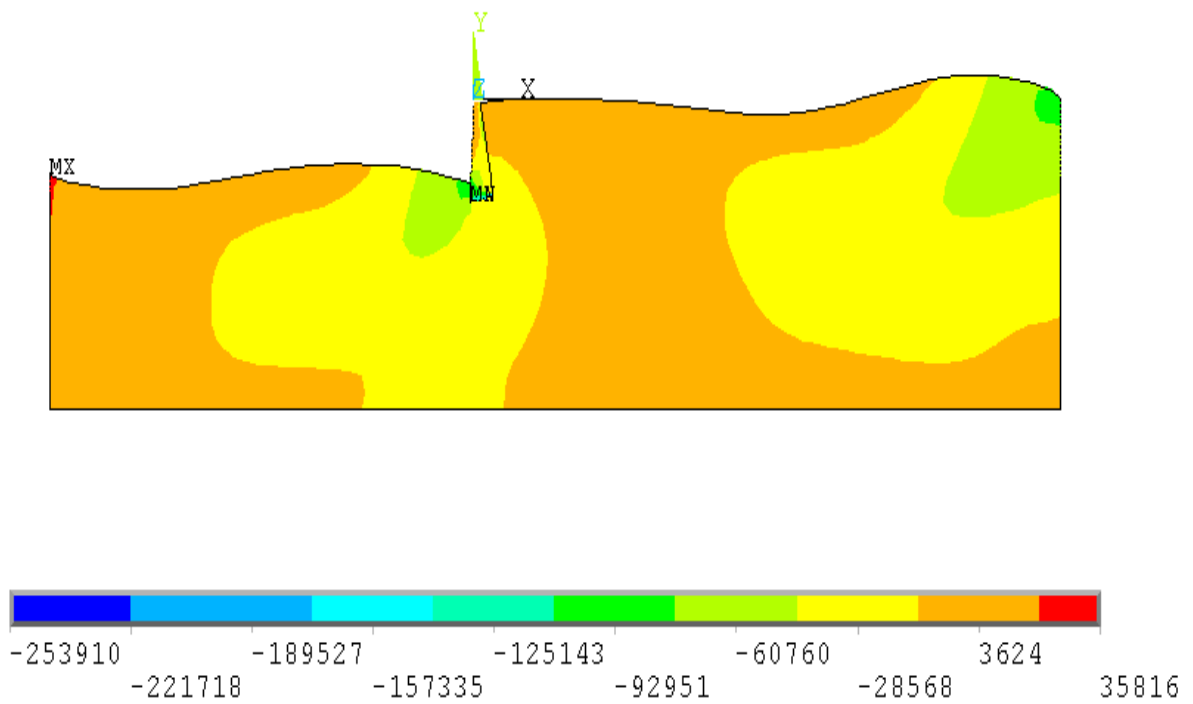


**Figure IV.16 :** Variation des contraintes principales de compression en fonction de temps au pied du mur.

Les figures IV.17et IV.18 montrent les contours des contraintes principales de traction et de compression du système mur-sol, respectivement.



**Figure IV.17 :** Contours des contraintes principales de traction du système mur-sol.



**Figure IV.18 :** Contours des contraintes principales de compression du système mur-sol.

### IV.5. Conclusion

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

D'après les résultats numériques obtenus, on remarque que :

- Les déplacements horizontaux du mur soient importants. Ceci est bien sur dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai.
- Les contraintes principales de traction et de compression soient importantes au pied du mur, donc on peut s'attendre à apparaître des fissures autour de ces parties qui peuvent provoquer des endommagements au mur.

---

---

## **Conclusion general**

---

---

Malgré la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, La réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles physiques pour la clarifier.

La prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. La réponse dynamique du plus simple type des murs de soutènement est tout à fait complexe. Le mouvement du mur dépend de la réponse du sol sous-jacent, la réponse du remblai, la réponse inertielle et flexionnelle du mur lui-même et la nature des mouvements d'entrée.

D'après les expériences sur des cas réels ou sur des modèles réduits, ce type de structures présente des mouvements significatifs lors du chargement sismique. Ces expériences ont aussi montré que le comportement de ces structures est dominé par les déplacements induits plutôt que par des efforts induits. Ceci confirme l'utilisation des méthodes basées sur le déplacement de la structure pour estimer la résistance ultime des murs de soutènement.

Dans ce travail, on a étudié la réponse d'un mur de soutènement lors un séisme. On a présenté aussi l'importance de la prise en compte du comportement du sol adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide d'un modèle en éléments finis. Dans toutes les analyses, le sol est supposé agir comme un milieu homogène et le mur se comporte d'une manière élastique linéaire. Ces modèles ont été développés en utilisant ANSYS, un programme d'élément finis.

La réponse est exprimée en termes de déplacement et de contrainte. Dans le cadre de l'utilisation des modèles numériques pour étudier ce type de problèmes, on peut identifier deux entités différentes. La première correspond aux matériaux et à la prise en compte de leur comportement. La deuxième partie correspond au type de chargement imposé, c'est-à-dire, au signal d'entrée.

D'après les résultats obtenus dans la présente étude, on remarque que :

- Les déplacements horizontaux du mur sont importants. Ceci est bien sur dû à l'amplification de l'accélération au niveau de la base du remblai, produite pour la présence du sol de fondation. Ce résultat met en évidence l'importance de la prise en compte du sol de fondation sur le niveau d'accélération qui arrive à la base du mur.
- Les contraintes principales de traction et de compression soient importantes au pied du mur, donc on peut s'attendre à apparaître des fissures autour de ces parties qui peuvent provoquer des endommagements au mur.

---

---

## **Référence bibliographique**

---

---

- 1) **ANSYS**. Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).
- 2) **Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A.** Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Research Center report 73-13, University of California, Berkeley, 1973.
- 3) **Coulomb C.A. (1776)**. "Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatif a l'architecture", Mémoires de l'Académie Royale près Divers Savants, Vol. 7
- 4) **Evgeny Barkanov**. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- 5) **Gutierrez, J.A.** A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. Earthquake Engineering Research Center report 76-9, University of California, Berkeley, 1976.
- 6) **Idriss, J.M. and Kennedy, R.P** (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.
- 7) **John, P.W. and Chongmin, S.** Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. Eng. Struct. 2002 ; 24 :13-28.
- 8) **Kramer.S. L (1996)**," Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- 9) **Lysmer, J. (1978)**. Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCEConference on soil dynamics and earthquake engineering.
- 10) **Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B.** FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems. Earthquake Engineering Research Center report 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 11) **Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H.** full-scale experimental studies of soil structure interaction. in: proceedings of the 2nd us-japan workshop on soil structure interaction, tsukuba city, japan, march 6-8, 2001.
- 12) **Ouzandja, D., & Tiliouine, B.** (2015). effects of dam-foundation contact conditions on seismic performance of concrete gravity dams. Arabian journal for science and engineering, 40(11), 3047-3056.
- 13) **Ouzandja, D. (2017)**. three-dimensional nonlinear seismic response of OUED FODDA concrete gravity damconsidering contact elements at dam-reservoir interaction interface.
- 14) **Ouzandja, D., Benkechida, F., Ouzandja, T., & BELHADED, H.** Study of dynamic soil-structure interaction of concrete gravity dams. In Proceeding of the Second European Conference on **Earthquake** Engineering and Seismology.

- 15) **Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja.** "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams."International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology". Springer, Cham, 2017.
- 16) **Ouzandja, D. (2016).** Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation).
- 17) **OUZANDJA, D., & MESSAAD, M.** effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: OUED FODDA dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- 18) **OUZANDJA, D., & TILIOUINE, B.** formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure: validation et étude paramétrique empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametric study
- 19) **Ouzandja, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T.** dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.
- 20) **OUZANDJA, D., & MESSAAD, M.** effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study : OUED FODDA dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- 21) **Pecker, A.** Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- 22) **Rankine W. (1857).** "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147
- 23) **Schlosser.F (1991),** "Murs de soutènement", Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244, Paris.
- 24) **Schlosser.F (1997),** "Ouvrages de soutènement - Poussée et butée", Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 242, Paris.
- 25) **Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I.** Structural control considering soil-structure interaction effects. **Earthq. Eng. Struct. Dyn.** 1994; 23:609-626.