



**Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique**

**Université Mohamed Boudiaf - M'sila**

**Faculté de Technologie**

**Département de GENIE CIVIL**

**FILIERE : Génie Civil**

**SPECIALITE : Géotechnique**

## **MÉMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER**

**Par : DOUFFI AHMED AYMEN**

## **THEME**

**Analyse numérique de la poussée active sur murs  
de soutènement avec consoles basée sur la  
méthode de l'analyse limite sous chargements  
statiques.**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. KHEMISSA Mohamed	Prof, Université de M'sila	Président
Dr. BAKIR Nassima	MCA, Université de M'sila	Examineur
Dr. TALLAH Naoui	MCA, Université de M'sila	Encadreur
Dr. BERRABAH Fouad	MCA, Université de M'sila	Co-Encadreur

**Promotion : 2024 / 2025**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

Je remercie en premier mon Dieu pour tout ce qu'il ma  
donner.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie  
pour notre bien.

Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.

Je remercie monsieur naoui tallah et berrabah fouad pour  
avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire. Ses  
précieuses orientations et conseils m'ont permis de mener à  
bien ce travail. En fin, mes sincères remerciements et  
gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études  
supérieures. Je remercie également le président et les membres  
de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

## ملخص

تدرس هذه المذكرة تأثير الحمولة الجزئية رقميا على الضغط النشط الممارس على جدار سند عمودي المزود بأرفف. وذلك باستخدام النمذجة الرقمية بهدف تحديد كفاءة تأثير وجود أبعاد الكونسول وكذلك خصائص الحمل الزائد ( الشدة؛ الموقع ) و ميل سطح الردم على الإجهادات الجانبية. تعتمد المنهجية على النمذجة باستخدام العناصر المحدودة (برنامج Optum G2) من خلال دمج التحليل العلوي و قوانين سلوك التربة ( معيار الانهيار موهر-كولومب).

يتكون النموذج من جدار سند عمودي بإرتفاع 10 امتار؛ مزود بكونسولين (اطوال 1متر الى 3 امتار؛ مواقع ثابتة عند ارتفاع 3 امتار و 7 امتار) و حمولة موزعة قدرها  $q=200\text{kN/m}^2$  مطبقة على الردم الخلفي ( عرض  $b=0.2H$ ).

تُظهر النتائج أن إضافة الكنسولات تقلل بشكل ملحوظ من الدفع النشط عند قاعدة الجدار من خلال نقل جزء من الجهود إلى قاعدة الكونسول. كما ان زيادة طول الكونسول (من 1 إلى 3 م) تسهم في خفض كبير للضغط الجانبي، خاصة في الحالات التي يكون فيها النسبة  $a/h$ . صغيرة (على سبيل المثال ؛ ينخفض Pa من حوالي 670 كيلو نيون الى 301 كيلو نيون باستخدام كونسول واحد فقط). كانت نتائج المحاطة متوافقة الى حد كبير مع الطرق التحليلية الكلاسيكية مثل كولومب ؛ ستينفلت وهانسن؛ و غانبري و طاهري ؛ مع ابراز دقة و مرونة النمذجة الرقمية .

.الكلمات المفتاحية: الحمل الجزئي، الضغط النشط، حاجز الدعم، التحليل الحدي، العناصر المنتهية.

## Abstract :

This thesis numerically investigates the influence of a partial surcharge on the active pressure exerted on a vertical retaining wall with relief shelves. The objective is to quantify how the presence and dimensions of the shelves, as well as the characteristics of the surcharge (intensity, position) and the inclination of the backfill surface, affect lateral stresses. The methodology is based on finite element modeling using **Optum G2**, combining upper bound limit analysis and soil behavior laws (Mohr-Coulomb failure criterion).

The model consists of a 10-meter-high vertical wall, two shelves (lengths  $L = 1$  to  $3$  m, fixed at heights of 3 m and 7 m), and a uniform surcharge  $q = 200$  kN/m<sup>2</sup> applied to the backfill (width  $b = 0.2H$ ).

The results show that adding shelves significantly reduces the active thrust at the base of the wall by transferring part of the forces to the bracket bases. Increasing the bracket length from 1 to 3 meters significantly reduces lateral pressure, especially for low  $a/H$  ratios (for example,  $P_a$  decreases from about **670 kN** to **301 kN** with a single bracket). The simulations are in good agreement with classical analytical methods (Coulomb, Steinfeldt & Hansen, Motta, and Ghanbari & Taheri), while highlighting the precision and flexibility of numerical modeling.

**Keywords:** partial surcharge, active pressure, retaining wall, limit analysis, finite elements.

## *Résumé*

Ce mémoire étudie numériquement l'influence d'une surcharge partielle sur la pression active exercée sur un écran de soutènement vertical à consoles. L'objectif est de quantifier comment la présence et les dimensions des consoles ainsi que les caractéristiques de la surcharge (intensité, position) et l'inclinaison de la surface du remblai modifient les contraintes latérales. La méthodologie repose sur la modélisation en éléments finis (logiciel Optum G2) en combinant l'analyse limite supérieure et des lois de comportement sol (critère de rupture de Mohr-Coulomb). Le modèle comporte un écran vertical de 10 m de hauteur, deux consoles (longueurs  $L = 1$  à 3 m, positions fixes à 3 m et 7 m de hauteur) et une surcharge uniforme  $q = 200 \text{ kN/m}^2$  appliquée sur le remblai arrière (largeur  $b = 0,2H$ ).

Les résultats montrent que l'ajout de consoles réduit notablement la poussée active au pied de l'écran en transférant une partie des efforts vers la base des consoles. L'augmentation de la longueur des consoles (de 1 à 3 m) diminue significativement la pression latérale, notamment pour les faibles rapports  $a/H$  (par exemple,  $P_a$  passe d'environ 670 kN à 301 kN avec une console unique). Les simulations sont en bon accord avec les méthodes analytiques classiques de Coulomb, Steinfeldt & Hansen, Motta et Ghanbari & Taheri, tout en soulignant la précision et la souplesse de la modélisation numérique.

**Mots-clés :** surcharge partielle, pression active, écran de soutènement, analyse limite, éléments finis.

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I** : Synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement

\_Toc201482615

I.1	Introduction : .....	3
I.2	Définition des ouvrages de soutènement : .....	3
I.3	Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories : .....	4
I.3.1	Les murs de soutènement : .....	4
I.3.2	Les écrans de soutènement : .....	4
I.3.3	Les systèmes de soutènement composites : .....	4
I.4	Différents types d'ouvrages de soutènement : .....	5
I.4.1	Les murs de soutènement : .....	5
I.4.2	Murs poids : .....	5
I.4.3	Ecran de soutènement : .....	5
I.4.4	Mur cantilever ou en béton armé : .....	6
I.4.5	Massifs en sol renforcé : .....	8
I.5	Classification selon la manière de reprises des efforts : .....	8
I.5.1	Fonctionnement par le poids : .....	8
I.5.2	Fonctionnement par encastrement : .....	9
I.5.3	Fonctionnement par ancrage : .....	10
I.6	Fonctionnement des ouvrages de soutènement : .....	12
I.6.1	Stabilité d'un ouvrage de soutènement : .....	12
I.7	Mur avec consoles : .....	15
I.8	Analyse des ouvrages de soutènement par les approches statique et cinématique .....	18
I.8.1	L'approche statique par l'intérieur (« lower bound method ») : .....	18
I.8.2	L'approche cinématique par l'extérieur (« upper bound method ») : .....	18
I.9	Conclusion : .....	21
<b>Chapitre II</b>	<b>Présentation du logiciel OPTUM G2.....</b>	<b>1</b>
II.1	Introduction : .....	22
II.2	L'équipe - et l'histoire : .....	22
II.3	Informations générales : .....	22
II.3.1	Géométrie : .....	23
II.3.2	Matériaux : .....	24
II.3.3	Caractéristiques .....	25

II.3.4	Analyse :.....	31
II.3.5	Résultats : .....	33
II.4	Conclusion :.....	35
<b>Chapitre III : Modélisation numérique des pressions actives des terres pour un écran rigide vertical : étude et analyse des résultats</b> .....		
III.1	Présentation de la simulation numérique :.....	36
III.1.2	Matériaux : .....	37
III.1.3	Charges :.....	37
III.1.4	Analyse.....	38
III.2	Description du problème : .....	39
III.3	Validation du modèle : .....	40
III.4	Résultats de Simulation :.....	42
III.4.1	Effet de la longueur L des consoles :.....	44
III.4.2	Effet de l'angle frottement d'interface $\delta$ .....	45
III.4.3	Effet de l'inclinaison de la surface du remblai $\beta$ :.....	48
III.5	Conclusion :.....	51
<b>Conclusion generale</b> .....		52
<b>References</b> .....		53

# LISTE DE FIGURE

TITRE

page

## Chapitre I

<b>Figure I.1:</b> exemple des ouvrages de soutènement.....	4
<b>Figure I.2:</b> Exemple un mur poids en béton.....	5
<b>Figure I.3:</b> Murs en béton armé.....	6
<b>Figure I.4:</b> Mur " en T renversé " classique .....	7
<b>Figure I.5:</b> Murs à contreforts .....	7
<b>Figure I.6:</b> Mur en déblai .....	8
<b>Figure I.7:</b> Exemple mur renforcé par géosynthétique.....	8
<b>Figure I.8:</b> Modes de rupture des ouvrages de soutènement .....	12
<b>Figure I.9:</b> Stabilité d'ensemble .....	13
<b>Figure I.10:</b> Trois type de stabilité externe .....	13
<b>Figure I.11:</b> Influence de glissement sur le mur.....	14
<b>Figure I.12:</b> Influence de renversement sur le mur .....	14
<b>Figure I.13:</b> Influence de poinçonnement sur le mur .....	15
<b>Figure I.14:</b> Mur de soutènement en porte-à-faux avec consoles de soulagement (Bowles, 1997).....	16
<b>Figure I.15:</b> Mur de soutènement cantilever avec des étagères de soulagement à Hyderabad, en Inde. .....	17
<b>Figure I.16 :</b> Approches cinématique et statique (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	18
<b>Figure I.17:</b> Encadrement du domaine K dans l'espace des chargements Q (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	19
<b>Figure I.18:</b> Déformation planes (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	19
<b>Figure I.19:</b> Rupture par poussée (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	20
<b>Figure I.20:</b> Rupture par butée (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	20
<b>Figure I.21:</b> Domaine des chargements potentiellement supportables (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila) .....	20

## Chapitre II

<b>Figure II.1:</b> Une vue plein écran de l'interface graphique OptumG2 .....	23
<b>Figure II.2:</b> Ruban de géométrie dans Optum G2.....	24
<b>Figure II.3:</b> Ruban de matériaux dans Optum G2.....	24
<b>Figure II.4:</b> Icône flux BC.....	25
<b>Figure II.5:</b> Caractéristique de la nappe phréatique utilisée pour définir une hauteur constante le long d'une limite externe (A), a ligne de pression zéro sur un segment (B), une nappe phréatique horizontale standard (C) et un nouveau solide avec Maté.....	26
<b>Figure II.6:</b> Icône de consolidation BC.....	27
<b>Figure II.7 :</b> Icône de prise en charge .....	27

<b>Figure II.8</b> : Icône de charges.....	27
<b>Figure II.9</b> : Type de charge (A) Charge corporelle (B) Charge concentrée.....	28
<b>Figure II.10</b> : Icône de maillage.....	29
<b>Figure II.12</b> : Icône de Autre.....	30
<b>Figure II.13</b> : D'analyse.....	31
<b>Figure II.14</b> : Type d'élément et nombre d'élément.....	32
<b>Figure II.15</b> : Les contrôles du gestionnaire d'étapes.....	33
<b>Figure II.16</b> : Ruban de résultats.....	33
<b>Figure II.17</b> : Après analyse (nombre d'élément 100 type d'élément Upper).....	34
<b>Figure II.18</b> : Après analyse (nombre d'élément 1000 type d'élément Upper).....	34
<b>Figure II.20</b> : Tableau de l'analyse exécutée.....	35

### *Chapitre III*

<b>Figure III.1</b> Généation du modèle geométrique.....	36
<b>Figure III.2</b> :Après l'attribution des matériaux.....	37
<b>Figure III.3</b> Après l'attribution des charges.....	38
<b>Figure III.4</b> :Maillage utilisé dans l'analyse numérique.....	38
<b>Figure III.6</b> : Le maillage par éléments finis pour un mur de soutènement.....	39
<b>Figure III.5</b> : Géométrie du système mur de soutènement.....	39
<b>Figure III.7</b> : Méthode d'équilibre limite.....	40
<b>Figure III.8</b> : comparaison entre les méthodes.....	40
<b>Figure III.9</b> : Effet du nombre de console.....	43
<b>Figure III.10</b> : Effet de la longueur L des consoles.....	44
<b>Figure III.11</b> : Effet de l'angle frottement d'interface $\delta$ .....	46
<b>Figure III.12</b> : Effet de l'inclinaison de la surface du remblai $\beta=0$ .....	48
<b>Figure III.13</b> : Effet de l'inclinaison de la surface du remblai $\beta=+10$ .....	48
<b>Figure III.14</b> : Effet de l'inclinaison de la surface du remblai $\beta -10$ .....	49

## ***LISTE DE TABLEOU***

<b><i>TITRE</i></b>	<b><i>page</i></b>
<b>Tableau I.1 :</b> Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids. ....	9
<b>Tableau I.2 :</b> Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement. ....	10
<b>Tableau I.3:</b> Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par ancrage.....	11

### ***Chapitre II***

<b>Tableau II.1:</b> Parameter de model moh-coulomb .....	25
---	----

### ***Chapitre III***

<b>Tableau III.1:</b> Comparaison des forces actives du sol entre la méthode actuelle, Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012] : $\varphi = 30^\circ$ , $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , $\delta = 10$ , $H = 10 \text{ m}$ , $c = 0 \text{ kPa}$ .....	41
<b>Tableau III.2 :</b> Paramètre du sol et différents types de configuration .....	42
<b>Tableau III.3 :</b> Les cas qui sans utilisé dans les études.....	45

### Introduction général

Les murs de soutènement sont des structures essentielles en génie géotechnique, conçues pour résister à la pression latérale des terres. Différents types de murs de soutènement, tels que les murs de soutènement en console, les palplanches, les quais et les murs de sous-sol. L'un des enjeux majeurs dans ce domaine est l'évaluation de la **pression active du sol**, qui influence la stabilité des structures, deux théories classiques sont couramment utilisées **La théorie de Rankine (1857) et de Coulomb (1773)**. L'étude des limites supérieures et inférieures, ainsi que la technique des caractéristiques de contrainte. L'analyse de la pression active du sol, qui est la technique optimale pour examiner les enjeux liés au support, a aussi été effectuée en recourant à la méthode des éléments finis. Cependant, de nombreux développements sont encore nécessaires pour améliorer la mise en œuvre et la modélisation du comportement du sol.

Dans les ouvrages de soutènement, notamment en contexte urbain ou côtier, la prise en compte des surcharges uniformément réparties appliquées en surface arrière du mur constitue un enjeu fondamental. Ces surcharges, induites par des constructions ou des circulations à proximité, peuvent altérer significativement la distribution des pressions latérales exercées sur la structure, compromettant ainsi sa stabilité (Das, 2010).

Historiquement, Coulomb fut le premier à introduire l'effet des surcharges dans l'analyse de la stabilité des murs de soutènement, en considérant l'équilibre limite du système mur-sol-surcharge (Coulomb, 1776 ; Terzaghi & Peck, 1948). Depuis, deux grandes familles de méthodes ont émergé pour traiter cette problématique : les méthodes élastiques, fondées sur une modélisation continue et linéaire du comportement du sol, et les méthodes à l'équilibre limite, basées sur des états de rupture définis par des critères tels que celui de Mohr-Coulomb (Craig, 2004 ; Budhu, 2011). Néanmoins, aucune de ces approches ne permet, à elle seule, de décrire l'ensemble du comportement du système depuis l'application initiale des charges jusqu'à la rupture potentielle (Powrie, 2004).

En particulier, les tentatives de modélisation de l'interaction mur-fondation à partir du seul critère de Mohr-Coulomb se sont révélées limitées, ne restituant pas de manière satisfaisante les mécanismes complexes d'interaction non linéaire et d'évolution progressive des déformations. Le développement de modèles numériques fiables pour l'étude des structures de soutènement repose donc sur deux leviers essentiels : l'implémentation de lois constitutives avancées, capables de représenter les non-linéarités et les couplages mécaniques (Zienkiewicz

et al., 2005), et l'amélioration des méthodes d'identification expérimentale ou numérique des paramètres associés.

Par ailleurs, plusieurs approches approximatives ont été proposées pour estimer la force latérale induite par une surcharge de type bande, notamment celles de Boussinesq et de Terzaghi. Toutefois, les distributions de pression résultantes issues de ces méthodes présentent des écarts significatifs, pouvant entraîner soit des conceptions excessivement prudentes, soit des sous-estimations dangereuses des sollicitations effectives (Nash, 2006 ; Choudhury & Nimbalkar, 2005).

Plusieurs travaux ont été réalisés pour analyser l'effet de la surcharge sur les murs de soutènement. Blum [1951] and Ceria [1995] ont proposé deux méthodes approximatives pour calculer la force latérale générée par la charge de bande. Jarquio [1981] et Misra [1995] ont fourni des solutions pour les contraintes latérales sur le mur dues à la charge de bande basées sur la solution de demi-espace élastique de Boussinesq. Steenfelt et Hansen [1983], Motta [1994] et Greco [2006] ont étendu l'approche de Coulomb, dans laquelle l'évaluation de la force active du sol lorsqu'une charge de bande agit est obtenue par la méthode d'équilibre limite.

Dans la présente étude, nous avons effectué une série de calculs numériques en utilisant le logiciel d'analyse des limites bidimensionnelles OptumG2 (Krabbenhoft, 2017) afin d'étudier l'impact d'une surcharge partielle sur la force de pression active et la distribution des contraintes horizontales sur le mur avec consoles. Cette surcharge se trouve à différentes positions sur un remblai horizontal qui se situe derrière un mur de soutènement vertical. L'article présente une méthode basée sur le théorème de la limite supérieure de l'analyse de limite, qui peut être utilisée pour calculer la force latérale active due à l'effet simultané du poids du sol et de la surcharge d'une charge en bande.

Le mémoire, est composée de trois chapitres :

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique portant sur les connaissances acquises sur les différentes catégories d'ouvrages de soutènement, leur fonctionnement, leur classification, et les principes de stabilité associés à leur conception et leur construction.

- Le deuxième chapitre de cette étude expose les diverses fonctionnalités du logiciel Optum G2. Il détaille également leur utilisation pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques. De plus, il décrit le modèle géométrique utilisé pour représenter le mur de soutènement à console avec surcharge partielle uniformément répartie étudié dans notre cas.

- Le troisième chapitre présente les résultats de simulation obtenus pour différentes configurations dans le cadre de l'étude. Les simulations sont effectuées en utilisant le logiciel Optum G2 et portent sur la modélisation de la poussée exercée sur un mur de soutènement à consoles avec une surcharge partielle uniformément répartie

Une conclusion générale retraçant le bilan des résultats numériques est ensuite donnée.

# **Chapitre I :**

Synthèse bibliographique sur les  
ouvrage de soutènement.

**I.1 Introduction :**

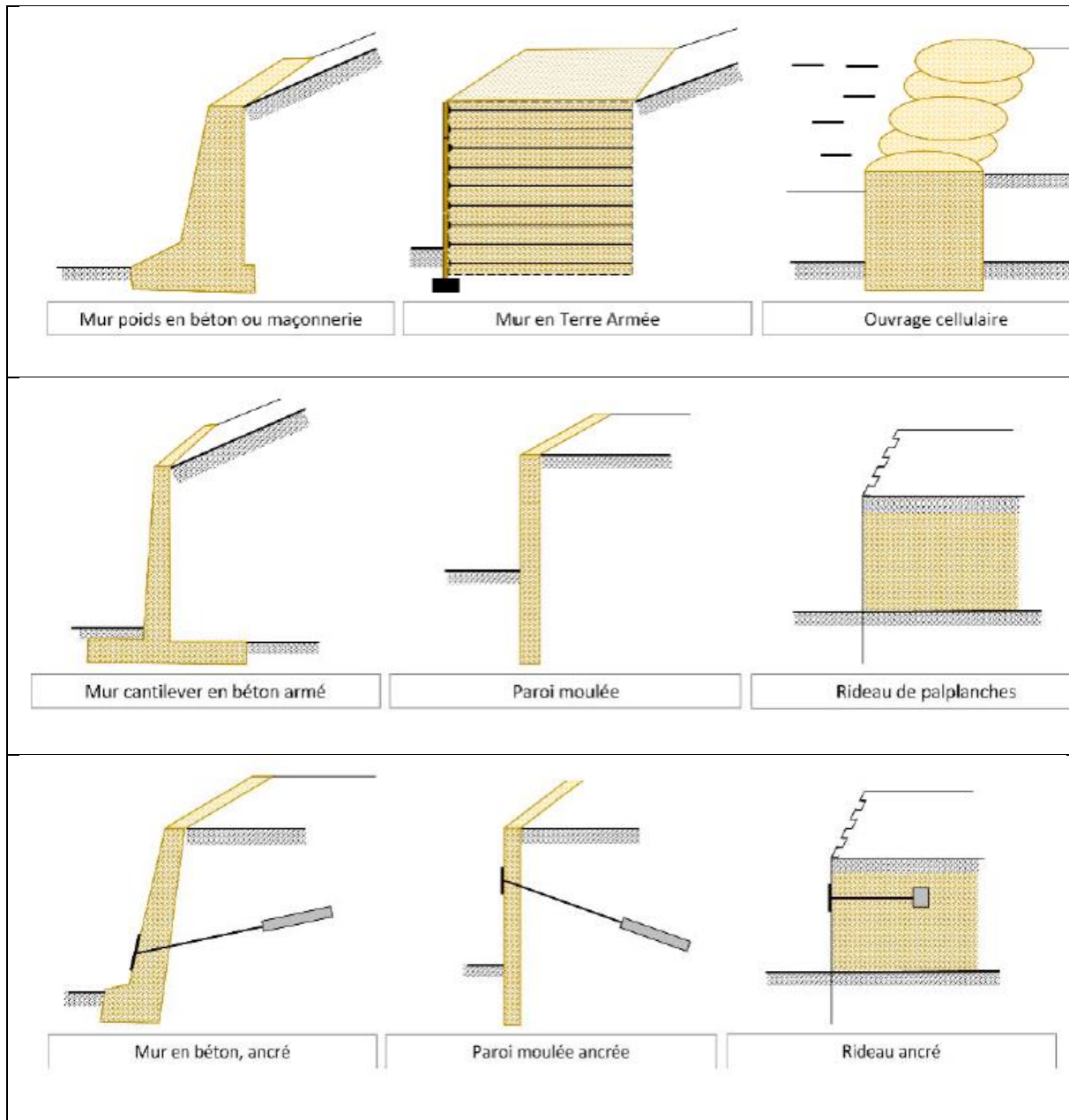
Les ouvrages de soutènement sont conçus pour assurer la stabilité des remblais, notamment au niveau des infrastructures routières, tout en permettant l'aménagement d'espaces utilisables tels que des aires de stationnement ou des zones commerciales. Selon les contraintes du site et les caractéristiques du sol, divers types de structures peuvent être mis en œuvre afin de répondre aux besoins spécifiques du projet. Parmi les solutions les plus classiques et les plus anciennes figurent les murs poids, réalisés en béton ou en maçonnerie, qui tirent leur stabilité de leur propre masse.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement doit garantir sa capacité à résister aux efforts induits, tant pendant la phase de construction qu'au cours de l'exploitation de l'ouvrage. La rupture d'un tel système peut résulter soit de l'instabilité globale de la structure, soit de l'incapacité du sol de fondation ou du sol soutenu à assurer un bon comportement mécanique.

Ce chapitre présente les notions fondamentales relatives aux structures de soutènement. Il offre un aperçu des principaux types d'ouvrages existants ainsi qu'une synthèse des théories classiques de calcul de la poussée des terres, notamment dans les états actif et passif. Une attention particulière est également portée aux méthodes d'évaluation de la pression latérale exercée sur les écrans de soutènement, en tenant compte de l'effet des surcharges variées.

**I.2 Définition des ouvrages de soutènement :**

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènements sont essentiellement employés soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'avalanche, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel en vue de la construction d'une route d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. On distingue deux grandes catégories : les ouvrages rigides, composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, et les ouvrages flexibles, tels que les parois en palplanches.



**Figure I.1:** exemple des ouvrages de soutènement

### I.3 Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

**I.3.1 Les murs de soutènement :** (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.).

**I.3.2 Les écrans de soutènement :** (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.).

**I.3.3 Les systèmes de soutènement composites :** (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.).

#### I.4 Différent types d'ouvrages de soutènement :

Le descriptif proposé ici ne concerne pas les ouvrages souples (rideaux de palplanches, parois moulées, murs ancrés)

##### I.4.1 Les murs de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. On utilise principalement les ouvrages de soutènement, soit en milieu montagneux pour prévenir l'érosion des routes face aux dangers d'éboulements ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

##### I.4.2 Murs poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être effectués en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être composés d'une combinaison de murs en pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, qu'ils soient en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplies de terre). Ces murs, généralement étanches, sont souvent équipés d'un système de drainage.

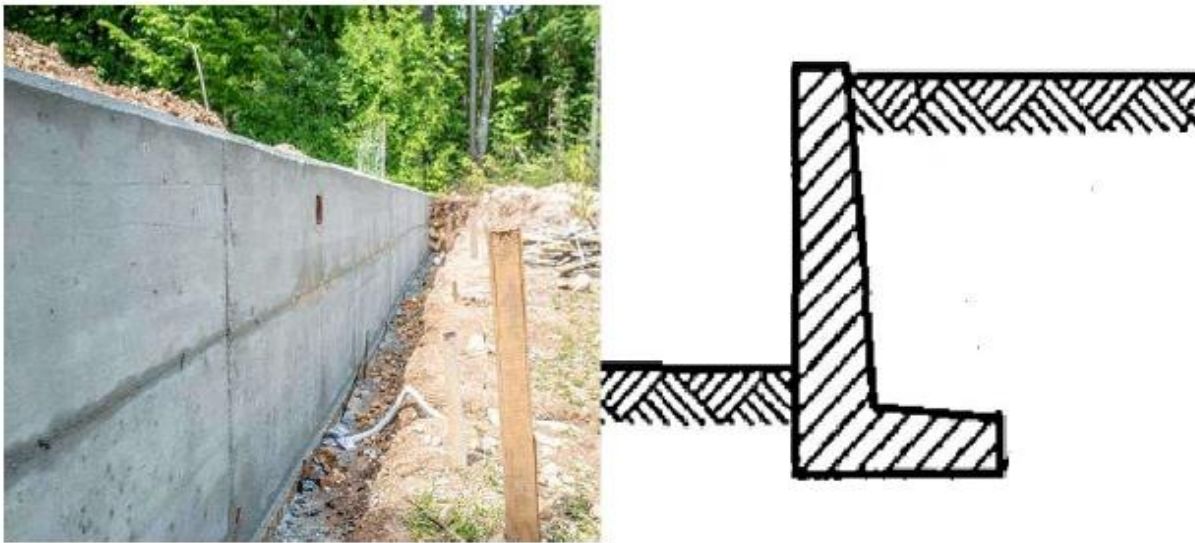
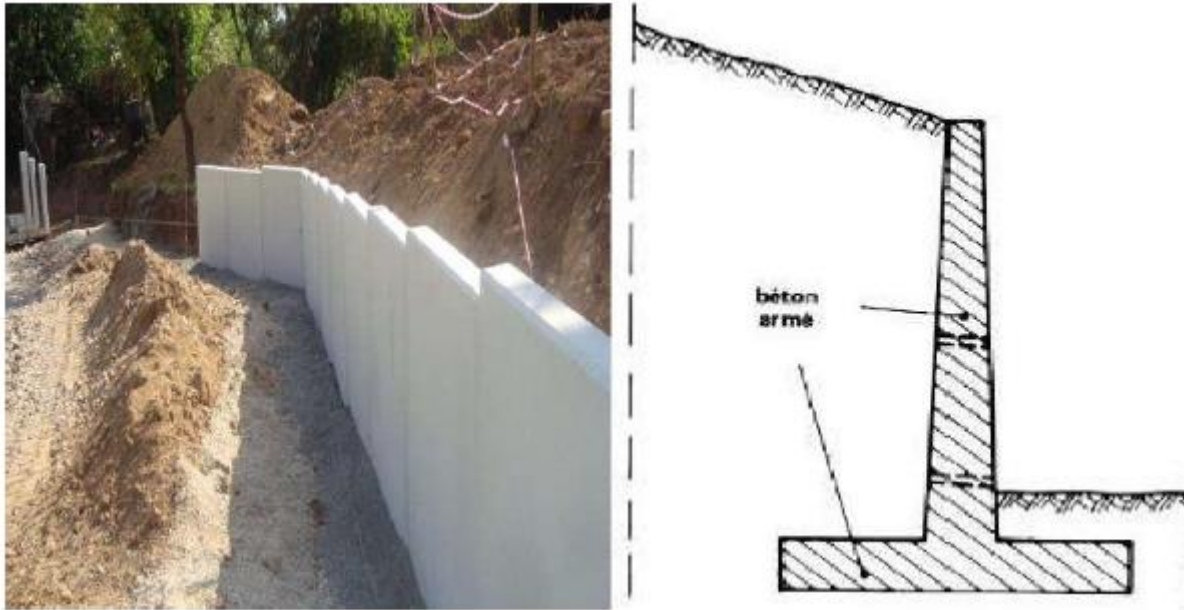


Figure I.2: Exemple un mur poids en béton

##### I.4.3 Ecran de soutènement :

Il s'agit de structures fines (en acier, béton armé ou en bois), retenus ou soutenues par des ancrages, des contreforts ou la butée des terres. Leur capacité à résistance à la flexion est primordiale, tandis que leur poids n'a aucune importance. Qui se composent uniquement d'une paroi résistante, telle que les rideaux de palplanches ou les parois moulées en béton armé.

#### I.4.4 Mur cantilever ou en béton armé :



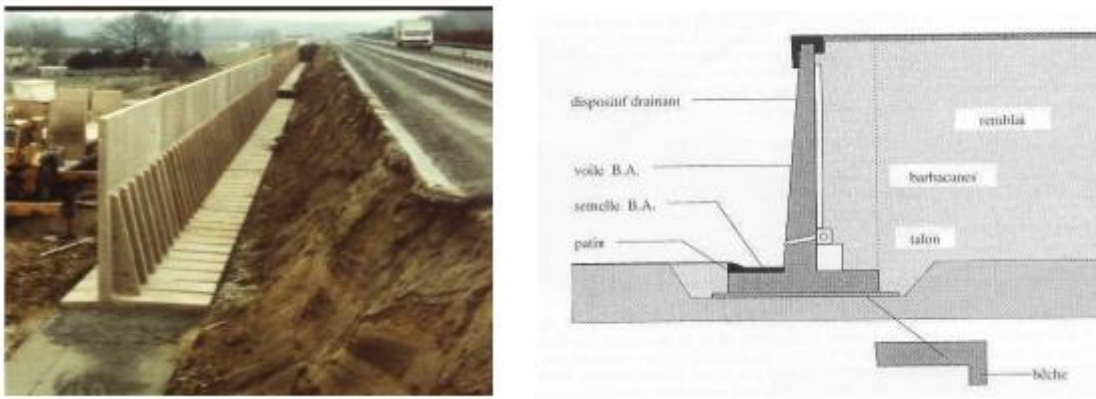
**Figure I.3:** Murs en béton armé

Est appuyé sur une large semelle filante. Ce mur en porte-à-faux est relativement mince et nécessite une armature en acier. Sa stabilité est assurée par la semelle chargée de sol du côté amont ainsi que par son propre poids. Le sol s'appuyant sur le mur du côté aval de même que la butée optionnelle placée sous la semelle s'opposent aux forces de glissement.

Les murs en béton armé peuvent avoir différentes formes et peuvent être réalisés de plusieurs façons, parmi eux :

##### I.4.4.1 Mur " en T renversé " classique :

Mur en « T inversé » est le modèle traditionnel pour un mur en béton renforcé avec du treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur ne dépasse pas 5 à 6 mètres, et peut être mis en œuvre sur un sol de qualité mécanique peu élevées. En effet, par rapport à un

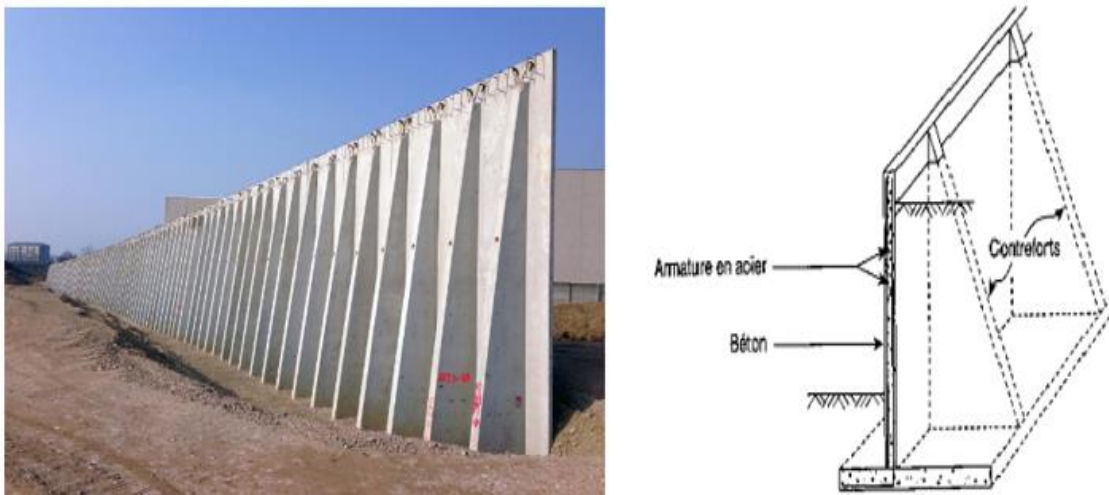


**Figure I.4:** Mur " en T renversé " classique

mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

#### I.4.4.2 Murs en contreforts :

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



**Figure I.5:** Murs à contreforts

#### I.4.4.3 Mur en déblai :

Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus, les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin.

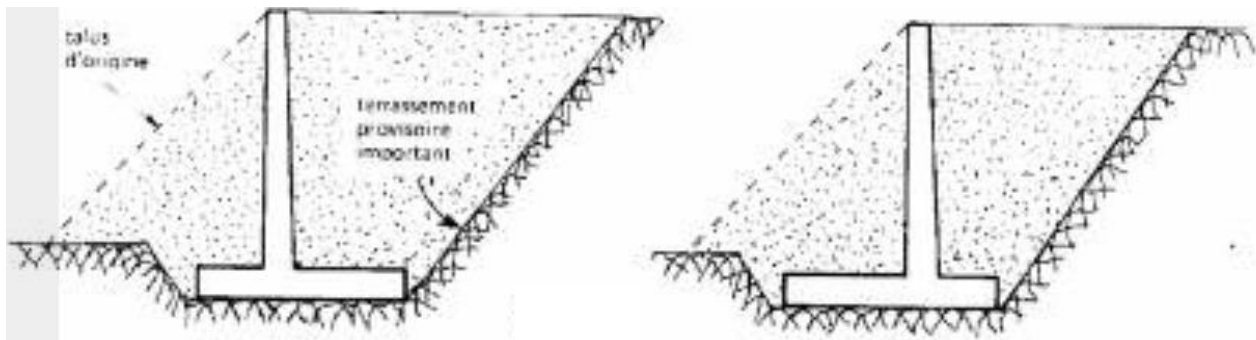


Figure I.6: Mur en déblai

#### I.4.5 Massifs en sol renforcé :

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.

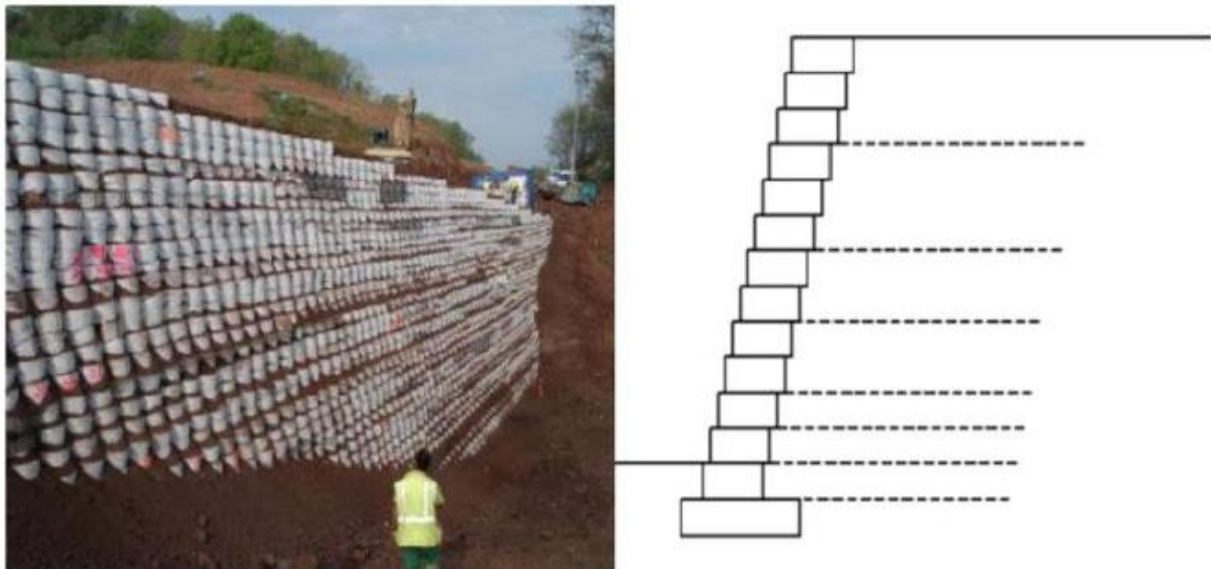



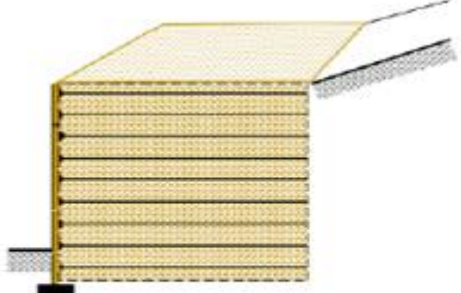
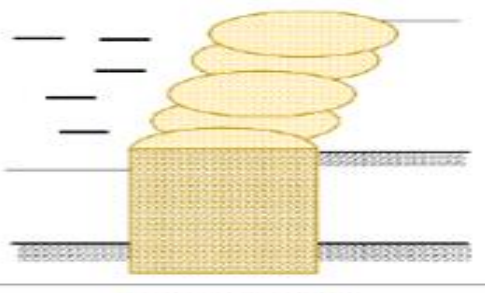
Figure I.7: Exemple mur renforcé par géosynthétique.

### I.5 Classification selon la manière de reprises des efforts :

#### I.5.1 Fonctionnement par le poids :

Dans cette situation, c'est le poids propre du mur de soutènement qui assure l'équilibre de la structure face aux différentes sollicitations attribuées. On peut citer : les murs en poids, les murs en gabions, les murs en terre renforcée ainsi que les structures cellulaires ou en caissons.

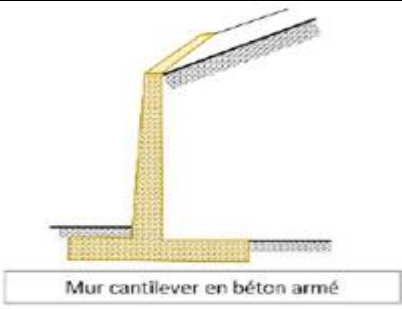
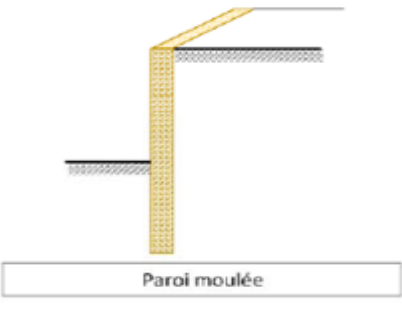
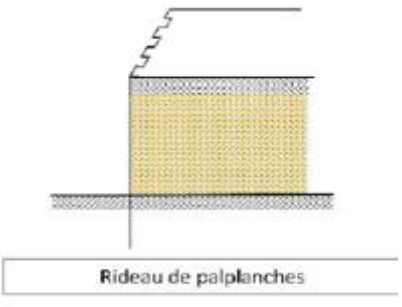
**Tableau I.1** : Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids.

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

### I.5.2 Fonctionnement par encastrement :

Dans cette situation, la semelle du mur doit être suffisamment large pour résister aux différentes formes d'instabilité. Ceci est vrai pour le mur cantilever, qui peut être considéré comme une structure de poids, les murs moulés qui fonctionnent par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation, et les rideaux de palplanches, qui sont des ouvrages de soutènement flexibles. Dans ce dernier cas, l'interaction entre la structure et le remblai a un impact significatif sur le comportement de l'ouvrage, car elle fonctionne grâce à l'encastrement qui fait intervenir la partie enfoncée dans le sol.

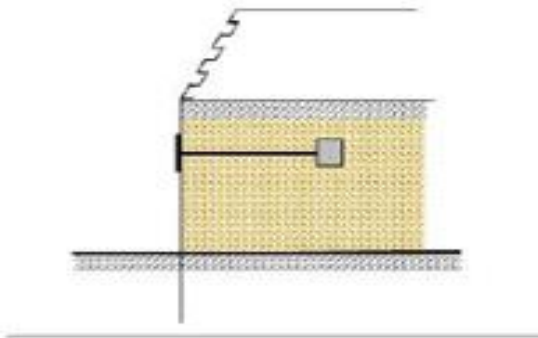
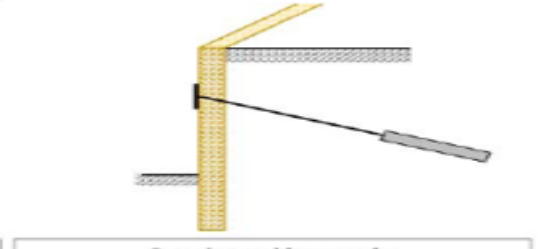
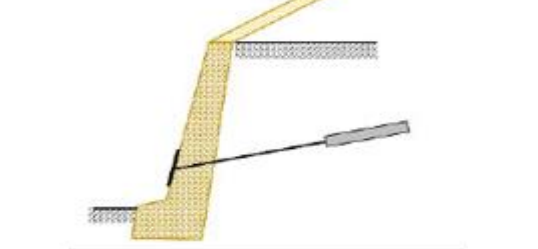
**Tableau I.2 :** Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement.

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

### I.5.3 Fonctionnement par ancrage :

Dans certains cas, l'effort de poussée est partiellement ou entièrement compensé par des tirants d'ancrage, comme c'est le cas pour les rideaux de parois moulées. Il y a également des méthodes de travaux en déblai où la pression du sol est entièrement supportée par des ancres précontraints. Il s'agit de murs épinglés construits par des excavations successives d'environ 2 mètres, avec le coulage d'éléments verticaux en béton armé et l'installation d'ancres précontraints.

**Tableau I.3:** Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par ancrage.

Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
 <p data-bbox="443 757 612 788">Rideau ancré</p>	<p data-bbox="820 398 1394 815">Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'excavation, des composants préfabriqués tels que les poutres et les plaques, ou moulés sur place, sont installés entre les colonnes. L'effort de poussée des terres est repris par des ancrages fixés aux poteaux.</p>
 <p data-bbox="395 1146 644 1178">Paroi moulée ancrée</p>	<p data-bbox="820 891 1394 1034">dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection</p>
 <p data-bbox="421 1541 612 1572">Mur en béton, ancré</p>	<p data-bbox="820 1272 1394 1576">Ouvrage flexible renforcé par un série d'ancrage dans les sols. Les ancrages sont des armatures métallique (câbles ou barre) qui sont attachées d'un part à la paroi et d'autre part dans le massif du sol par un corps d'ancrage.</p>

## I.6 Fonctionnement des ouvrages de soutènement :

Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent.

### I.6.1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement :

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux. Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

#### I.6.1.1 Stabilité interne :

L'analyse de la stabilité interne est spécifique à chaque catégorie d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la vérification de la stabilité interne s'effectue par un calcul de béton armé.

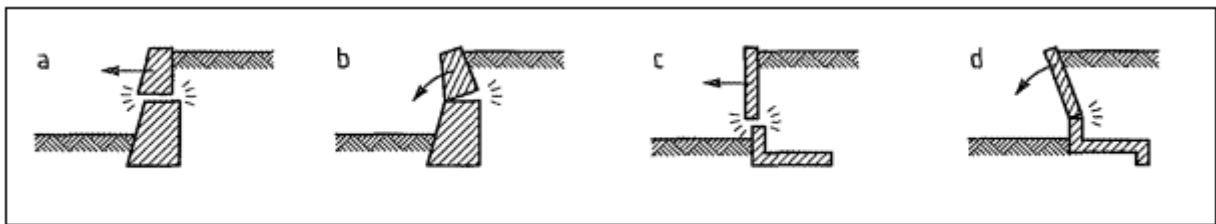
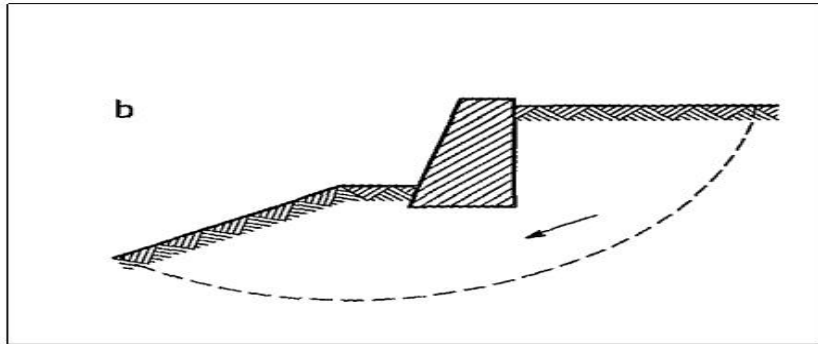


Figure I.8: Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

#### I.6.1.2 Stabilité externe :

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble,



**Figure I.9:** Stabilité d'ensemble

en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes.

Il existe trois type de stabilité externe :

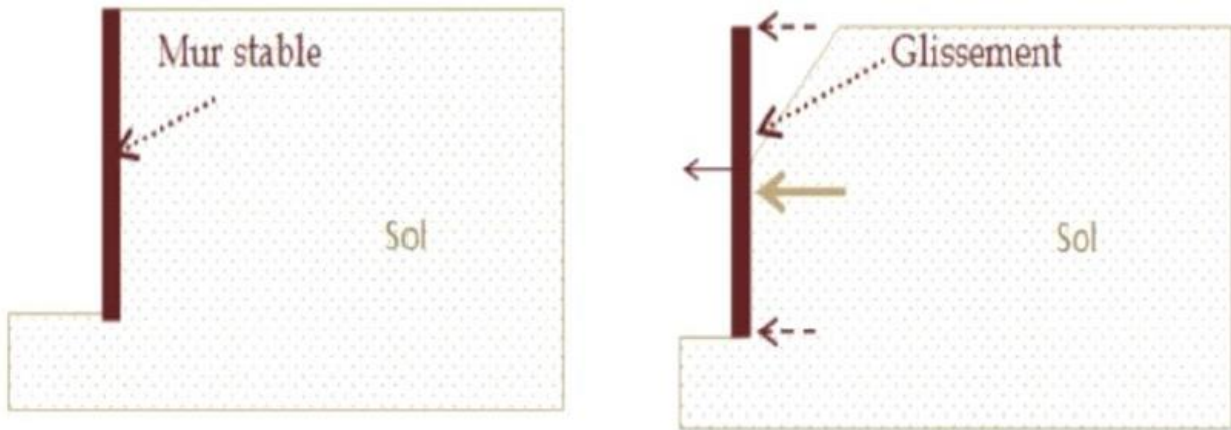
- Stabilité au glissement.
- Stabilité au renversement.
- Stabilité au poinçonnement.



**Figure I.10:** Trois type de stabilité externe

### I.6.1.3 Stabilité au glissement :

Cette explication vise à assurer que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On s'assure que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices dépasse un coefficient de sécurité généralement défini à 1,5. Le glissement sera affecté par la nature du matériau en contact avec le sol à travers l'angle de frottement entre le sol et le mur.



**Figure I.11:** Influence de glissement sur le mur

#### I.6.1.4 Stabilité au renversement :

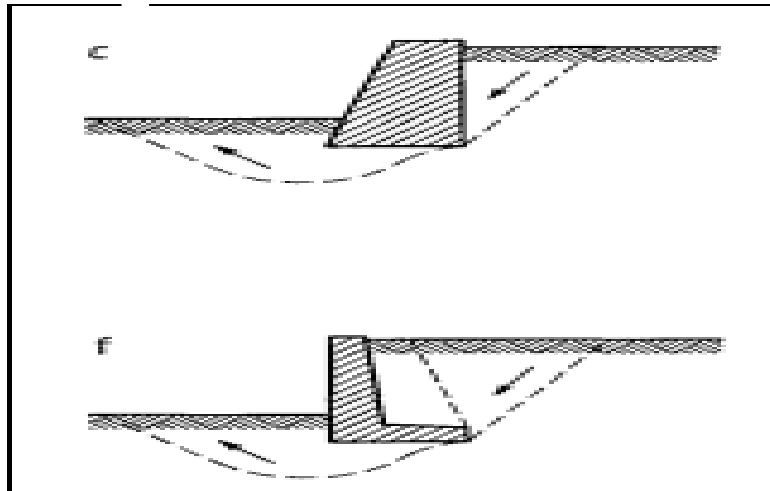
Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir en compte de la valeur du moment moteur généré par les poussées de la terre et des surcharges pour le l'équilibrer à l'aide à un moment résistant apporté par le poids du soutènement et de celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.



**Figure I.12:** Influence de renversement sur le mur

### I.6.1.5 Stabilité au poinçonnement :

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

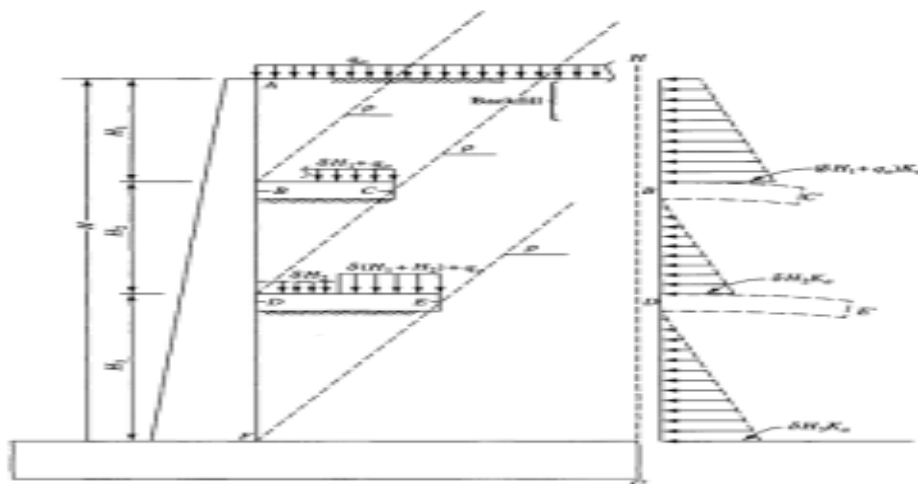


**Figure I.13:** Influence de poinçonnement sur le mur

### I.7 Mur avec consoles :

Cette section de la revue de littérature présente les travaux de Jumikis (1964) et Chaudhuri et al. (1973) sur l'effet des consoles sur la pression latérale du sol et la stabilité des murs de soutènement. Jumikis a observé que le fait de prolonger les consoles au-delà de la surface de rupture dans le remblai peut considérablement réduire la pression latérale du sol et augmenter la stabilité du mur de soutènement. Chaudhuri et al. ont analysé l'effet d'une seule console de soulagement sur la poussée totale sur un mur de soutènement en porte-à-faux. Ils ont calculé la poussée totale résultant de la présence d'une console en analysant la stabilité des coins. La théorie de Coulomb a été utilisée pour calculer la poussée. Ces études montrent l'importance des consoles de soulagement dans la conception et la construction de murs de soutènement stables.

Le mur, ainsi que le poids du sol au-dessus de la console de soulagement, ont été exclus lors de la prise en compte du poids du coin de rupture. À l'aide de modèles de murs de soutènement construits en laboratoire, il a été démontré que la hauteur maximale de sable pouvant être retenue par un mur juste avant le renversement primaire est plus élevée dans le cas des murs avec une console de soulagement que dans le cas des murs sans console de soulagement. Bowles (1997) a suggéré que de tels murs pourraient être une solution possible pour les murs de soutènement élevés, tout en mettant en garde contre la nécessité de compacter correctement le sol jusqu'à la console. La consolidation du remblai sous les étagères peut faire fonctionner celles-ci comme des poutres en porte-à-faux et causer la flexion des consoles (**Figure I.14**)



**Figure I.14:** Mur de soutènement en porte-à-faux avec consoles de soulagement (Bowles, 1997)

Lorsque cela se produit, soit la console se détache, soit le mur au-dessus a tendance à se déplacer dans le remblai et est soumis à des pressions passives plus élevées. Le mur doit avoir une épaisseur suffisante et être bien renforcé sur les faces de compression et de tension pour supporter cette contrainte de cisaillement et ce moment de flexion anticipés. À l'aide des diagrammes de moment de flexion et de force de cisaillement de la tige et du diagramme modifié de pression terrestre, Kurian (2007) a montré la contribution de la console de soulagement à la stabilité globale du mur de soutènement. Il a été recommandé que le sol sous la console de soulagement ne devrait pas fournir de soutien à cette dernière. Liu et al. (2011) ont effectué des tests sur modèle de mur de palplanches avec une seule console de soulagement pour obtenir la répartition des pressions latérales du sol sur le mur supérieur en faisant varier le rapport entre la hauteur de la tige et la largeur de la console de soulagement sous le remblai et la charge externe. À partir des tests sur modèle, il a été conclu que lorsque la profondeur de la console de soulagement dépasse une certaine valeur, la pression terrestre active sur le mur

supérieur n'est pas réduite de manière significative. La largeur de la console de soulagement a une forte influence sur la pression terrestre près de la surface de la console de soulagement, mais peu d'effet a été constaté sur la distribution globale de la pression des terres sur le mur supérieur. Liuet al. (2013) ont mené une étude sur modèle de mur de soutènement cantilever à pieux avec une seule console de soulagement et ont démontré que la pression des terres est nulle sous la console de soulagement.



**Figure I.15:** Mur de soutènement cantilever avec des étagères de soulagement à Hyderabad, en Inde.

Un cas de défaillance bien documenté d'un mur de soutènement avec des étagères de soulagement a été signalé à Hyderabad, en Inde, où des murs de soutènement d'une hauteur variant de 10 à 13,9 m avec plusieurs étagères de soulagement ont été construits pour retenir le sol. Cette structure a échoué quelques années après sa construction. Des fissures sur la tige du mur de soutènement juste en dessous d'une des consoles de soulagement ont été observées, comme la montre la Figure I.15. Les raisons de la défaillance de la structure ne sont pas encore connues. Il est probable que la pression terrestre latérale n'ait pas été correctement estimée. Les murs de soutènement avec des consoles de soulagement sont de plus en plus utilisés à plusieurs endroits dans le sud de l'Inde, mais malheureusement, les lignes directrices de conception en termes de nombre, de position et de largeur des étagères de soulagement ne sont pas encore développées. La défaillance de telles structures à quelques endroits a incité les auteurs à enquêter sur les raisons de la défaillance des murs de soutènement avec des consoles de soulagement à Hyderabad, en Inde, ainsi qu'à comprendre le mécanisme et l'efficacité des murs de soutènement avec des consoles de soulagement.

### I.8 Analyse des ouvrages de soutènement par les approches statique et cinématique

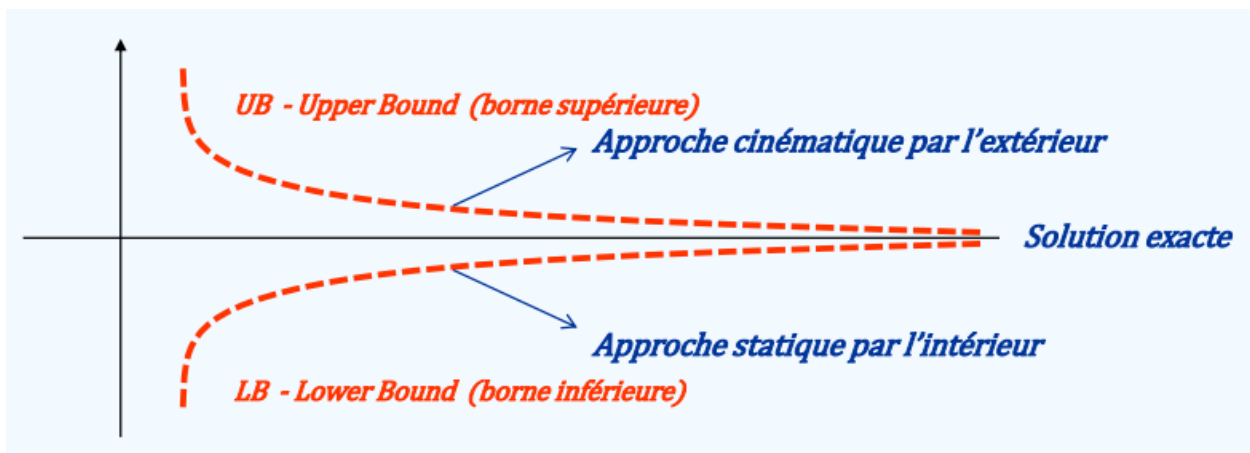
La figure I.6 illustre le principe fondamental du calcul à la rupture, ainsi que ses deux approches méthodologiques

#### I.8.1 L'approche statique par l'intérieur (« lower bound method ») :

Consiste à mettre en évidence, par voie analytique ou numérique (éléments finis), des champs de contrainte obéissant à la double exigence d'être en équilibre (statiquement admissibles) et de respecter le critère de résistance en tout point. Elle aboutit à la détermination de minorants des chargements extrêmes, et donc mathématiquement à la formulation d'un problème de maximisation sous contraintes linéaires convexes. La minoration est d'autant meilleure que l'ensemble des champs de contrainte est de dimension importante.

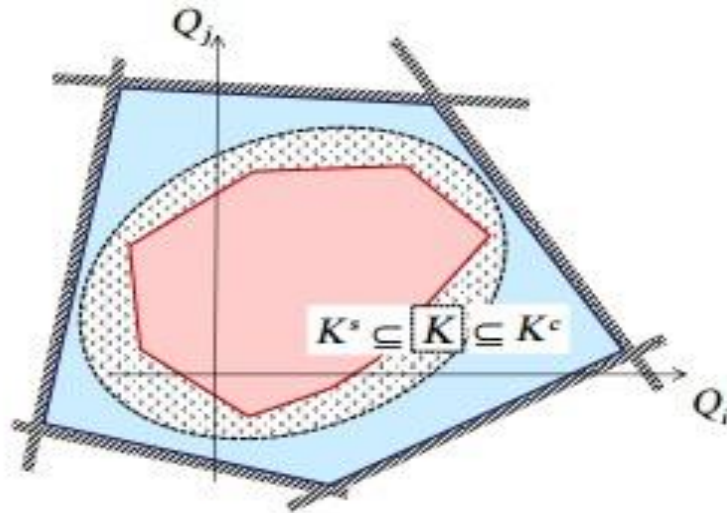
#### I.8.2 L'approche cinématique par l'extérieur (« upper bound method ») :

Consiste à explorer des champs de vitesse virtuels (mécanismes) qui soient simultanément cinématiquement admissibles et pertinents, à calculer la puissance résistante maximale correspondante et à en déduire des majorants des chargements extrêmes. La recherche des meilleurs majorants aboutit à la formulation d'un problème de minimisation sous contraintes linéaires convexes.



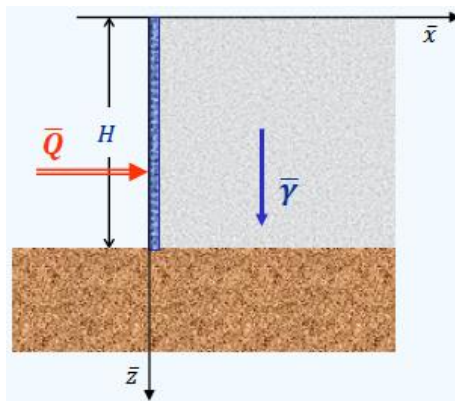
**Figure I.16 :** Approches cinématique et statique (M.Khemissa  
Université mohamed boudiaf – M'sila)

La figure I.17 illustre, dans le cas d'un mode de chargement à n paramètres, l'encadrement du domaine des chargements supportables  $\mathbf{K}$  résultant de l'utilisation conjointe des approches statique par l'intérieur (domaine polygonal rouge) et cinématique par l'extérieur (domaine polygonal bleu).



**Figure I.17:** Encadrement du domaine  $\mathbf{K}$  dans l'espace des chargements  $\mathbf{Q}$  (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila)

➤ **Exemple mur soutènement vertical :**



**Figure I.18:** Déformation planes (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M'sila)

$\bar{Q}$  : Résultante des forces de poussée ou de butée

- **Critère de rupture de type Mohr-Coulomb**

$$f(\bar{\sigma}) = \sigma_1 - \sigma_2 \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} - 2c' \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \leq 0$$

- Mécanismes de rupture possible :

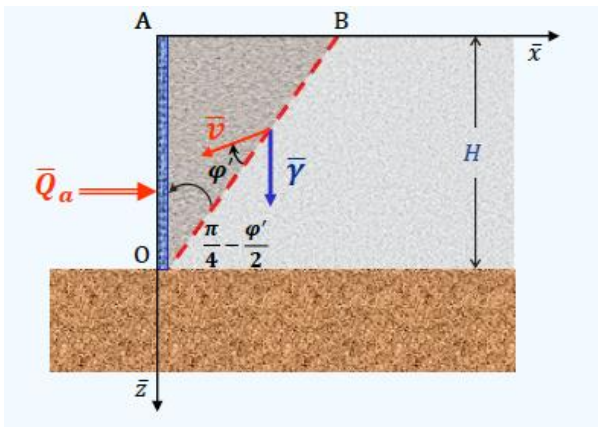


Figure I.19: Rupture par poussée (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M’sila)

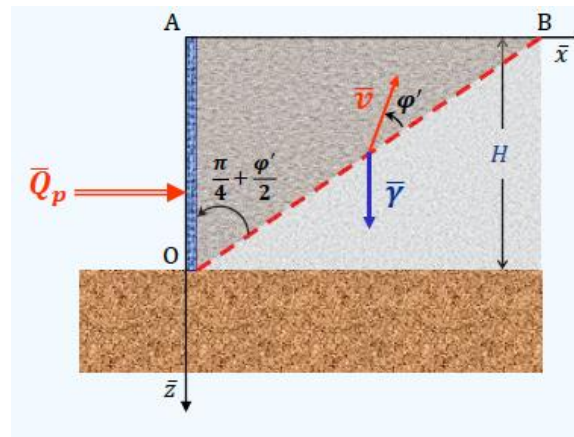


Figure I.20: Rupture par butée (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M’sila)

- Equilibre de poussée et de butée

Critère de mohr-coulomb

- Poussée :  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow Q_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$
- Butée :  $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow Q_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$

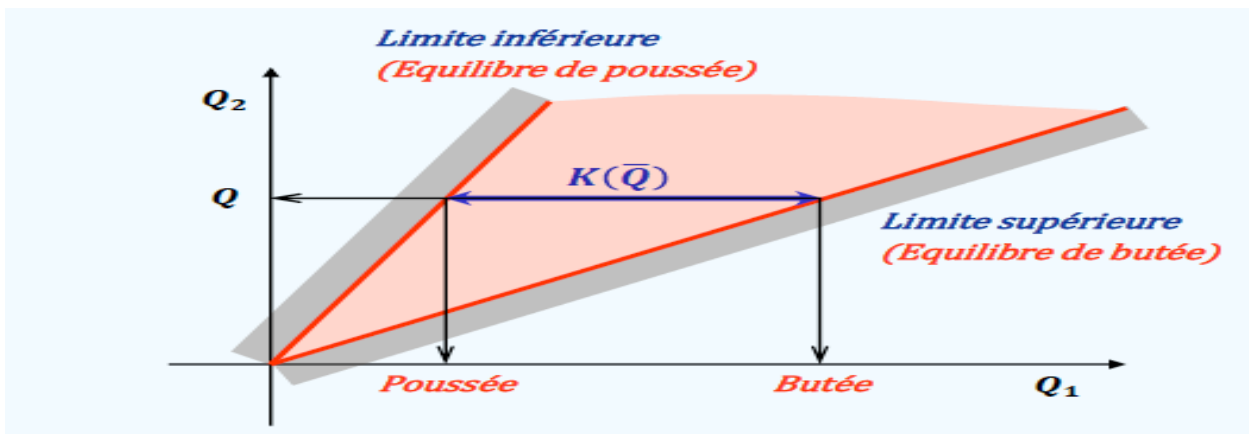


Figure I.21: Domaine des chargements potentiellement supportables (M.Khemissa Université mohamed boudiaf – M’sila)

Domaine  $K(Q)$  :

$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \leq Q \leq Q_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \tan^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

## I.9 Conclusion :

En conclusion, les ouvrages de soutènement sont des structures essentielles pour retenir les massifs de terre et créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont et à l'aval de l'ouvrage. Ils peuvent être classés en trois grandes catégories : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les systèmes de soutènement composites. Chaque type d'ouvrage présente des caractéristiques de fonctionnement spécifiques et nécessite des études de stabilité interne appropriées.

Les murs de soutènement peuvent être des murs-poids en maçonnerie ou béton, des murs en béton armé avec semelle, des murs à contreforts, des murs cellulaires, des murs-caissons, etc. Ils sont conçus pour contenir des terres sur une surface réduite et répondent à différents besoins tels que la prévention des éboulements et glissements de terrain.

Les écrans de soutènement sont des ouvrages minces retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Ils sont principalement constitués d'une paroi résistante, telle que des rideaux de palplanches ou des parois moulées en béton armé.

Les systèmes de soutènement composites comprennent des ouvrages qui combinent des renforcements horizontaux, tels que des géotextiles ou des géogrilles, avec des couches successives de remblai. Ils peuvent être relativement souples et tolérer des déformations importantes.

La stabilité des ouvrages de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime, en prenant en compte les modes de rupture possibles tels que la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage) et la stabilité externe (renversement, glissement, poinçonnement). Des calculs et vérifications appropriés doivent être effectués pour assurer la sécurité et la durabilité de ces structures.

En conclusion, la conception et la réalisation des ouvrages de soutènement demandent un soin particulier depuis leur conception jusqu'à leur mise en place, en prenant en compte des facteurs tels que l'implantation, le site, le sol de fondation et les contraintes d'intégration dans l'environnement. Ces structures jouent un rôle essentiel dans la préservation des infrastructures et la sécurité des zones environnantes.

# **Chapitre II :**

Présentation du logiciel OPTUM G2

### II.1 Introduction :

Le logiciel OPTUM est un programme de calcul de structures et d'ouvrages basé sur la méthode des éléments finis et développé pour l'analyse géotechnique 2D des déformations et de la stabilité. L'analyse géotechnique nécessite de nombreuses lois de comportement avancées pour simuler le comportement géotechnique du sol et/ou des roches, qui est soit non linéaire, soit dépendant du temps, soit anisotrope. S'il est déjà très ardu de modéliser le sol, de nombreux projets géotechniques exigent aussi de simuler les structures et leurs interactions avec le sol. OPTUM propose de nombreuses fonctionnalités adaptées à l'ensemble des problèmes des structures géotechniques complexes et permet la réalisation de calculs variés, allant des calculs standards aux calculs « calcul d'effondrement » ou « analyse limite ». Le logiciel se décline en plusieurs versions ou modules :

- OPTUM G2 : pour l'étude des problèmes 2D tels que la déformation plane ou dans le cas axisymétrique.
- OPTUM G3 : pour l'analyse des problèmes 3D
- OPTUM Cs : pour le calcul et dimensionnement de murs et sols en béton... Dans ce chapitre, nous allons donc examiner les fonctionnalités et usages de l'application OPTUM G2.

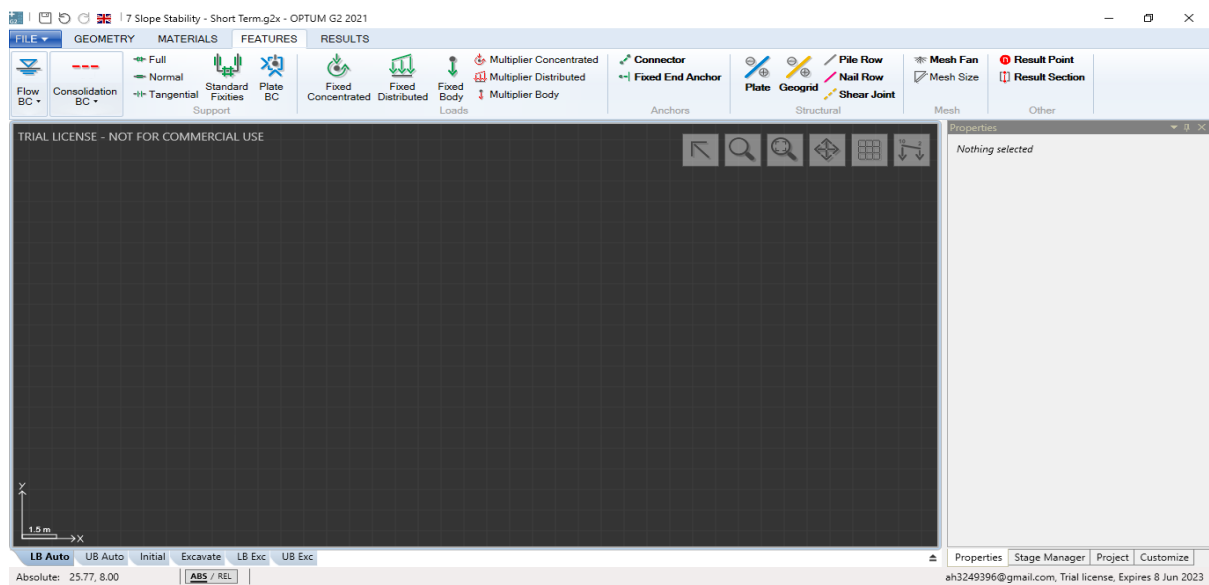
### II.2 L'équipe - et l'histoire :

Le projet Optum a été lancé à l'été 2010 à Copenhague, Danemark - où se trouve le siège social actuel. Les frères Kristian et **Jorgen Krabbenhøft**, ainsi que le troisième homme Andrei Lyamin, ont décidé de lancer le développement d'un progiciel pour éléments finis basé sur une approche entièrement nouvelle. La vision était claire : fournir des outils d'analyse MEF avancés rendus accessibles aux praticiens en ingénierie sans connaissances approfondies en MEF. Cette vision nécessiterait essentiellement une refonte complète de l'approche MEF traditionnelle. En combinant leurs connaissances de l'industrie et du monde universitaire, le groupe a réussi à donner vie à leur vision et à lancer le premier package commercial en 2014. Depuis lors, OptumCE a établi des utilisateurs dans plus de 50 pays, et plus de 400 universités utilisent aujourd'hui le logiciel dans leurs activités d'enseignement et de recherche

### II.3 Informations générales :

Le ruban des caractéristiques contient les conditions aux limites, les éléments structurels et différentes autres caractéristiques, comme mentionné ci-dessous. Il est possible d'appliquer toutes les fonctionnalités en sélectionnant et en affectant un objet géométrique (comme une ligne), puis en sélectionnant l'entité correspondante dans le ruban des entités. De plus, certaines

fonctionnalités sont également utilisées comme des outils d'attribution. Lorsqu'on choisit la fonctionnalité, l'outil, habituellement sous la forme d'un curseur, sera activé et la caractéristique peut être appliquée directement à l'objet géométrique. Les fonctionnalités de l'outil, telles qu'une nappe phréatique ou un ventilateur à mailles, sont nommés en gras et indiqués en gras. Les caractéristiques sont organisées en sept catégories : Flow BC, Support, Charges, Ancrages, Structurel, Maille, et autre. Dans ce qui suit, les fonctionnalités de chacune de ces catégories sont documentées.



**Figure II.1:** Une vue plein écran de l'interface graphique OptumG2

Dans la barre de fonctionnalités, des fonctionnalités telles que le chargement, le panneau, etc. sont affichées. Cela peut être attribué au dessin. La géométrie et la barre de résultats affichent les résultats du calcul. Dans le manager, il est possible de créer et de gérer les différentes étapes de la simulation. Dans la sous-section suivante, chacune de ces barres et ce qu'elles font est expliquée.

### II.3.1 Géométrie :

- **Point :**

Ajouter des points manuellement (coordonnées X, Y) ou en cliquant sur la zone de travail.

- **Lignes :**

Tracer des segments entre deux points.

Possibilité de créer des lignes courbe (arcs, splines).

- **Surfaces :**

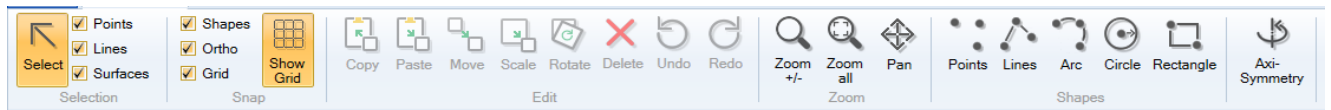
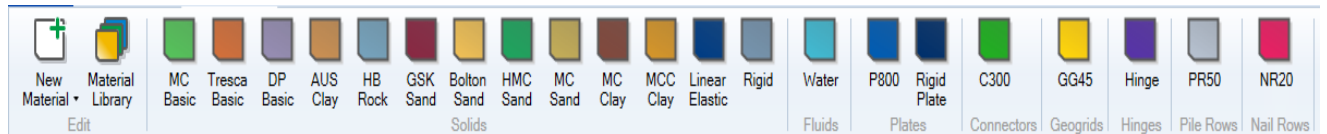
Créer des zones fermées pour représenter les couches de sol ou les structures.

- **Objets prédéfinis :**

Formes géométriques standard (rectangles ; cercles, polygones).

**Outils d'édition :**

- Déplacer, copier ou supprimer des éléments.
- Diviser des lignes ou fusionner des surfaces

**Figure II.2:** Ruban de géométrie dans Optum G2**II.3.2 Matériaux :****Figure II.3:** Ruban de matériaux dans Optum G2

Dans OptumG2, les matériaux sont classés en six catégories pour différents éléments de Modélisation :

- **Solides** : Comprend des matériaux comme le sol, la roche, le béton, ainsi que les interfaces entre ces matériaux.
- **Fluides** : Utilisés spécifiquement pour la modélisation des fluides.
- **Plaques** : Destinés à la modélisation de structures métalliques, notamment en acier.
- **Géo grillées** : Pour la représentation de géo grillées dans les modèles.
- **Connecteurs** : Conçus pour simuler des ancrages à extrémité fixe et des connexions entre

Plaques.

- **Charnières** : Employés pour la modélisation de charnières dans les structures.

Pour une compréhension approfondie des modèles, de leur comportement et des paramètres Associés, il est recommandé de consulter l'ouvrage de (Krabbenhøft (et al. [2016c]. Parmi ces Catégories, les solides sont fréquemment utilisés et seront donc abordés de manière plus détaillée.

Les matériaux pour les solides disponibles dans OptumG2 incluent : (Ici, vous pouvez lister les Matériaux si vous les avez ou les connaître).

- **Mohr-coulomb** :

Le modèle de Mohr-Coulomb est couramment appliqué pour caractériser le comportement au cisaillement des sols, tels que les sables et les argiles, sur des périodes courtes ou prolongées. Dans le logiciel OptumG2, ce modèle propose trois variantes d'élasticité : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire. Pour la variante isotrope linéaire, il existe deux ensembles de paramètres pour définir les propriétés du matériau :

**Tableau II.1:** Parameter de model moh-coulomb

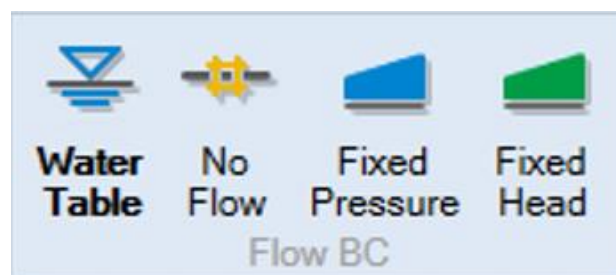
Paramètre	Symbol	Unité	Description
	$e$		
Cohésion	$C$	kPa	Résistance au cisaillement à $\phi = 0$
Angle de frottement	$\phi$	°	Résistance au cisaillement sous contraint normal
Angle de dilatance	$\psi$	°	Expansion volumique lors du cisaillement $\psi \leq \phi$
Module de Y'oung	$E$	MPa	Raideur en compression
Coefficient de Poisson	$\nu$	-	Rapport déformation latérale / axial ( 0.1-0.4)

### Application typiques

- Stabilité des pentes : calcul de facteur de sécurité (FS)
- Capacité portante : Fondations superficielles
- Pression des terres : Mur de soutènement

## II.3.3 Caractéristiques

### II.3.3.1 FLUX BC

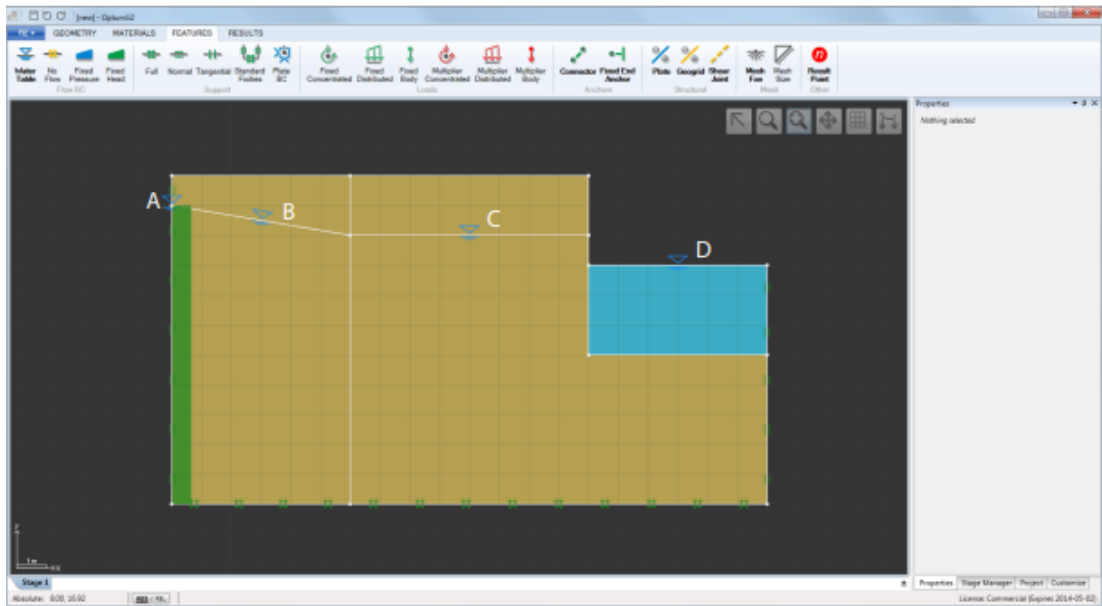


**Figure II.4:** Icône flux BC

La catégorie Flow BC contient quatre caractéristiques :

- Nappe phréatique (outil). Lorsqu'il est utilisé comme outil, une nappe phréatique est automatiquement attribuée comme indiqué par la ligne bleue en pointillés qui apparaît lorsqu'il est activé. Lorsqu'il est utilisé en dehors des domaines solides, des solides supplémentaires affectés à l'eau matérielle par défaut sont créés. Lorsqu'il est utilisé sur une verticale segment qui définit une limite externe, une

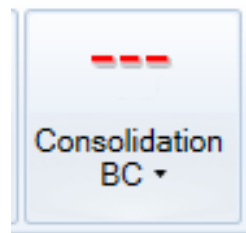
tête fixe BC correspondant à une hydrostatique la répartition de la pression le long du segment est automatiquement attribuée. Enfin, les nappes phréatiques peuvent être affecté à n'importe quel segment par sélection et affectation (sélectionnez le segment puis l'eau Caractéristique de tableau). Quelques exemples sont présentés à la Figure2



**Figure II.5:** Caractéristique de la nappe phréatique utilisée pour définir une hauteur constante le long d'une limite externe (A), a ligne de pression zéro sur un segment (B), une nappe phréatique horizontale standard (C) et un nouveau solide avec Maté

- Pas de flux. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. Le résultat La ligne agira comme une barrière imperméable.
- Tête Fixe. Cette fonctionnalité peut être appliquée aux lignes au moyen de la sélection et de l'affectation. La valeur au début et à la fin du segment est requise en entrée. En outre, il est nécessaire de sélectionner le côté sur lequel la condition aux limites agit. Ceci est important en relation avec l'affectation aux plaques imperméables et aux limites extérieures.
- Pression fixe. L'équivalent de pression de la tête fixe. Notez que les pressions sont négatives en compression, c'est-à-dire en dessous de la nappe phréatique.

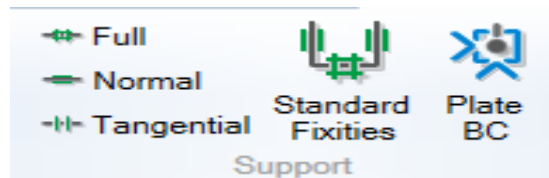
### II.3.3.2 Consolidation



**Figure II.6:** Icône de consolidation BC

La classe Consolidation BC possède une propriété : une surpression constante qui fixe la surpression interstitielle à une valeur spécifique le long de la ligne. Cette propriété n'est pertinente que pour l'analyse de fusion. Un exemple des effets du réglage d'une surpression nulle (correspondant à une surpression de vidange libre) est présenté ci-dessous.

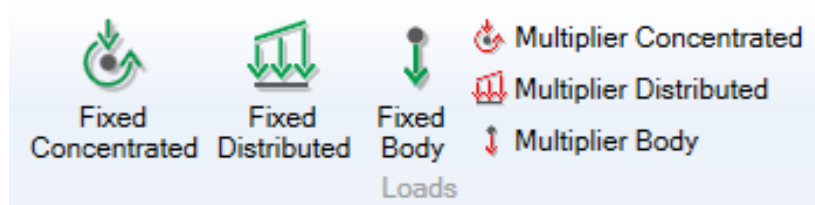
### II.3.3.3 Prise en charge :



**Figure II.7 :** Icône de prise en charge

- **Complet** : Cette option contraint les déplacements dans toutes les directions le long de la ligne sélectionnée.
- **Normal** : Le déplacement normal à la ligne sélectionnée est fixé à zéro.
- **Tangentiel** : Les déplacements le long de la ligne sont fixés à zéro.
- **Fixités standard** : Cette option applique un **support normal** à toutes les lignes verticales et un **support complet** aux lignes horizontales.
- **Plaque BC** : Cette fonctionnalité attribue des fixités verticales, horizontales et des moments à un point donné.

### II.3.3.4 Charges :



**Figure II.8 :** Icône de charges

OptumG2 propose six fonctionnalités distinctes, classées en deux catégories :

1. **Charges fixes** (affichées en vert) : appliquent une valeur constante dans tous les types d'analyses.
2. **Charges multiplicatrices** (affichées en rouge) : jouent un rôle clé dans l'analyse limite, où elles sont progressivement augmentées jusqu'à l'atteinte d'une charge critique.

On recense trois types de charges au sein de chaque catégorie :

- **Charge ponctuelle concentrée (en kN/m) :**

**Application :** comme dans le cas d'application sur plaques, géo-grilles.

**Nature :** charge exprimée dans un cas donné en kN/m de manière ponctuelle.

- **Charge linéaire répartie : en kN/m<sup>2</sup>**

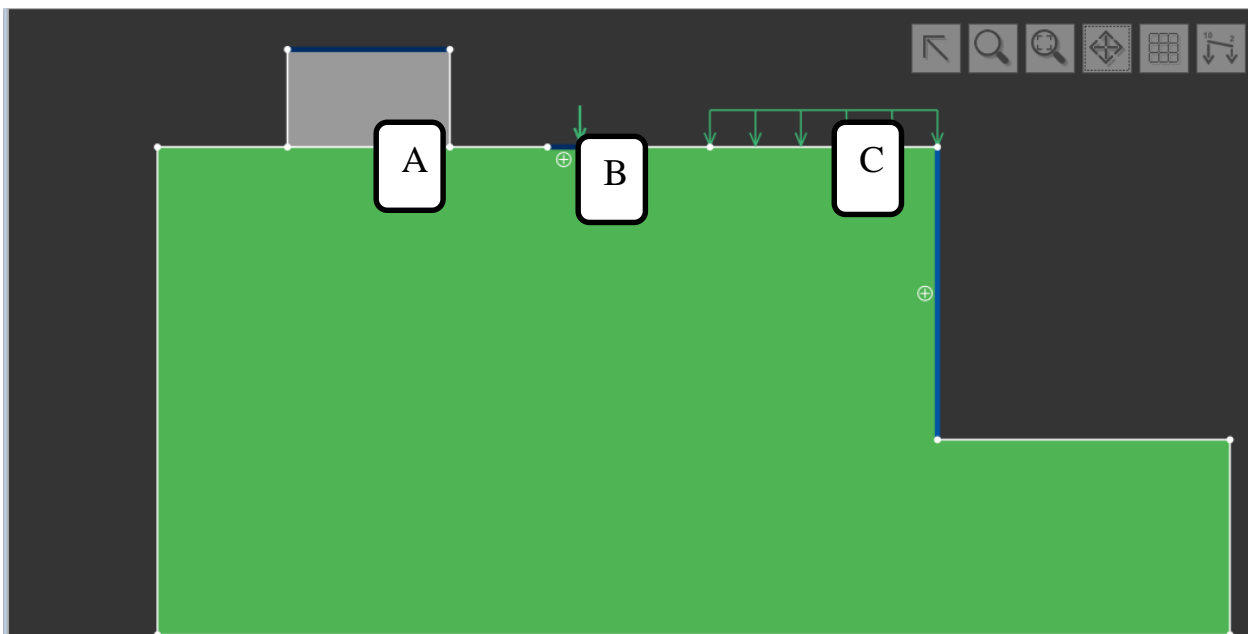
**Application :** dans le cas de son application sur toute ligne donné.

**Nature :** charge linéaire (exprimée en kN/m<sup>2</sup>) uniforme.

- **Charge corporelle : en kN/m<sup>3</sup> ou  $\times g$**

**Application :** dans le cas des solides ou plaques.

**Nature :** force volumique en kN/m<sup>3</sup> 'Ou fraction du poids dans le cas donné 'unitaire (multiplicateur  $\times g$ ) du matériau considéré.



**Figure II.9 :** Type de charge (A) Charge corporelle (B) Charge concentrée  
(C) Charge distribuée

### II.3.3.5 Construction :

- **Plaque** : Ces éléments modélisent des structures minces de type poutre, spécialement adaptées pour représenter :
  - Les palplanches
  - Les parois moulées
  - Les rideaux de pieux
- **Géo grille** : Ce type d'élément de ferme est employé pour la modélisation de géo grilles et d'ancrages injectés. Les options de matériaux pour ces modélisations seront aussi précisées prochainement.
- **Pile Rowe** : Ces éléments spéciaux sont utilisés pour intégrer la tridimensionnalité dans le problème
- **Rang de clous**

Cette fonctionnalité est similaire à celle de la rangée de pieux, mais elle utilise des clous comme éléments de renforcement. Les spécifications techniques détaillées seront communiquées dans une documentation ultérieure.
- **Joint de cisaillement**

Il s'agit d'éléments d'interface conçus pour représenter les discontinuités internes du sol ou les zones de contact entre deux domaines solides. Des modèles géotechniques peuvent leur être associés pour simuler leur comportement mécanique

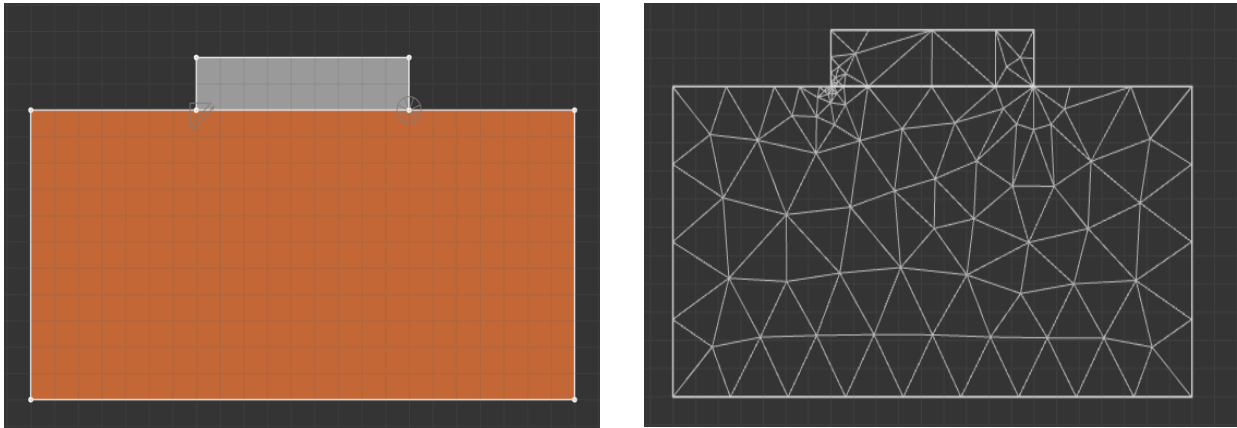
### II.3.3.6 Engrener :



Figure II.10: Icône de maillage

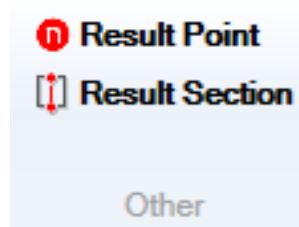
La catégorie de maillage offre contient deux fonctionnalités :

- **Ventilateur en maille** : Cette fonction est utilisée pour générer un éventail d'éléments autour d'un point central, illustré par la figure 27
- **Taille du maillage** : Cette fonctionnalité permet de définir la taille des éléments du maillage pour différents types de géométries avant le lancement de la modélisation.



**Figure II.11** : Application du maillage et de l'éventail de maillage à une semelle directe

### II.3.3.7 Autre :



**Figure II.12:** Icône de Autre

L'autre catégorie contient deux fonctionnalités :

➤ **Point résultat :**

Cette option permet d'extraire et d'afficher les valeurs des résultats à un point donnée (contraintes, déformations, déplacements, etc.).

➤ **Section résultat :**

Cette fonctionnalité agit comme une plaque virtuelle où les forces de section sur cette. Les plaques sont calculées et peuvent être dessinées

### II.3.4 Analyse :

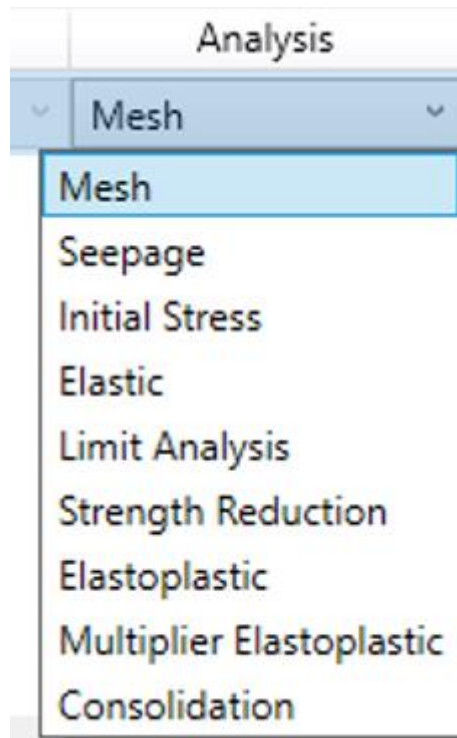


Figure II.13: D'analyse

Dans cette section, vous pouvez configurer diverses analyses correspondant à différentes phases du projet. Voici les analyses disponibles :

- **Maillage** : Créer un maillage pour un problème de valeurs limites.
- **Infiltration** : effectue une analyse d'infiltration à l'aide de limites d'infiltration définies.
- **Contrainte initiale** : vise à équilibrer les pressions dans le sol tout en respectant l'équilibre Conditions aux limites et flexibilité. Les charges fixes sont considérées, mais pas les charges multiplicatrices.
- **Elastique** : Ignore la condition d'élasticité et toute restriction sur l'évolution des contraintes. Seules les charges fixes sont prises en compte.

#### II.3.4.1 Analyse limite :

L'Analyse Limite permet d'évaluer rapidement la stabilité ou la capacité portante des géostructures sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive étape par étape.

Les charges fixes et les multiplicateurs sont tous deux applicables. Dans l'Analyse Limite, les premières sont maintenues constantes tandis que les derniers sont amplifiés jusqu'à ce qu'un état de rupture imminente soit atteint. Le facteur par lequel les charges multiplicatrices doivent être amplifiées pour provoquer la rupture est également appelé le multiplicateur de rupture.

En plus de déterminer le multiplicateur de rupture pour un ensemble de charges externes, il est également possible de calculer le facteur par lequel la gravité doit être amplifiée pour atteindre un état de rupture. Cette fonctionnalité est utile, par exemple, en ce qui concerne la stabilité des pentes.

Une caractéristique unique d'Optum G2 est la capacité à calculer des limites supérieures et inférieures de la charge de rupture. Cela est réalisé simplement en choisissant le type d'élément approprié - supérieur ou inférieur, respectivement.

- **Réduction de la force** : Rapide et une évaluation rigoureuse des limites inférieures des facteurs de sécurité. Extrêmement rapide et puissant connexion avec automatique raffinement adaptatif du maillage.
- **Elastoplastique** : L'analyse de élastoplastique est similaire aux programmes d'éléments finis (EF). L'habituel.
- **Multiplicateur élastoplastique** : Combine les analyses limites et élastoplastique. Le multiplicateur maximum est trouvé en augmentant le chargement.
- **Consolidation** : Analyse de consolidation similaire à celle des programmes FE.
- **Le type d'élément** : Des limites inférieures strictes sont calculées tandis que les limites supérieures sont produites par le type d'élément.
- **Le nombre d'éléments** : Le valeur par défaut 100. En augmentant la nombre d'élément pour obtenir une estimation plus précis. Pour estimer la charge limite ultime supérieure (en plus de l'estimation inférieure). Le type d'élément est changé en 'Upper' et le nombre d'éléments est fixé à 1 000, comme illustré dans la figure.

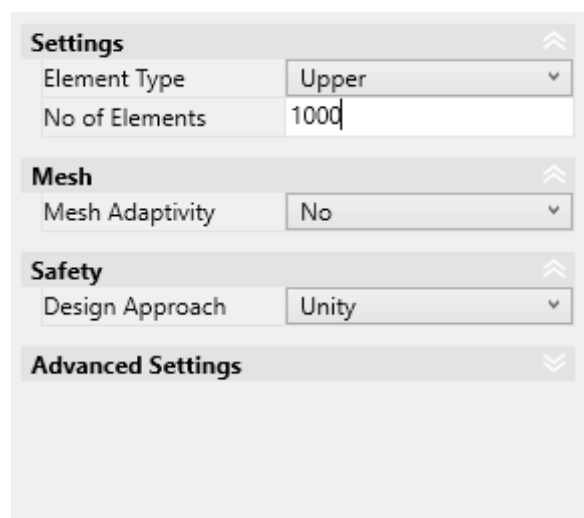
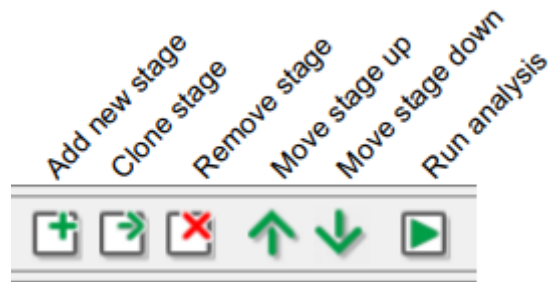


Figure II.14 : Type d'élément et nombre d'élément.

Afin de calculer une borne supérieure de la charge limite ultime (en plus d'une borne inférieure). Cela se fait à l'aide du bouton de clonage (le deuxième bouton à partir de la gauche dans les contrôles d'étape illustrés dans la figure).

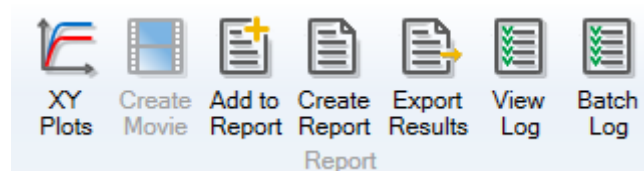


**Figure II.15 :** Les contrôles du gestionnaire d'étapes

- **Ajouter une étape** (Add newstage) – Crée une nouvelle étape vide.
- **Cloner une étape** (Clone stage) – Duplique l'étape sélectionnée (utile pour créer une variante, comme dans le cas de la borne supérieure).
- **Supprimer une étape** (Remove stage) – Supprime l'étape sélectionnée.
- **Réorganiser les étapes** (Move stage up/Move stage down) – Permet de changer l'ordre des étapes.
- **Analyse de l'exécution** (Run analysis) – Lancer le calcul.

### II.3.5 Résultats :

Après avoir terminé l'analyse historique, le programme démarré automatiquement. Résultats de la bande



**Figure II.16 :** Ruban de résultats

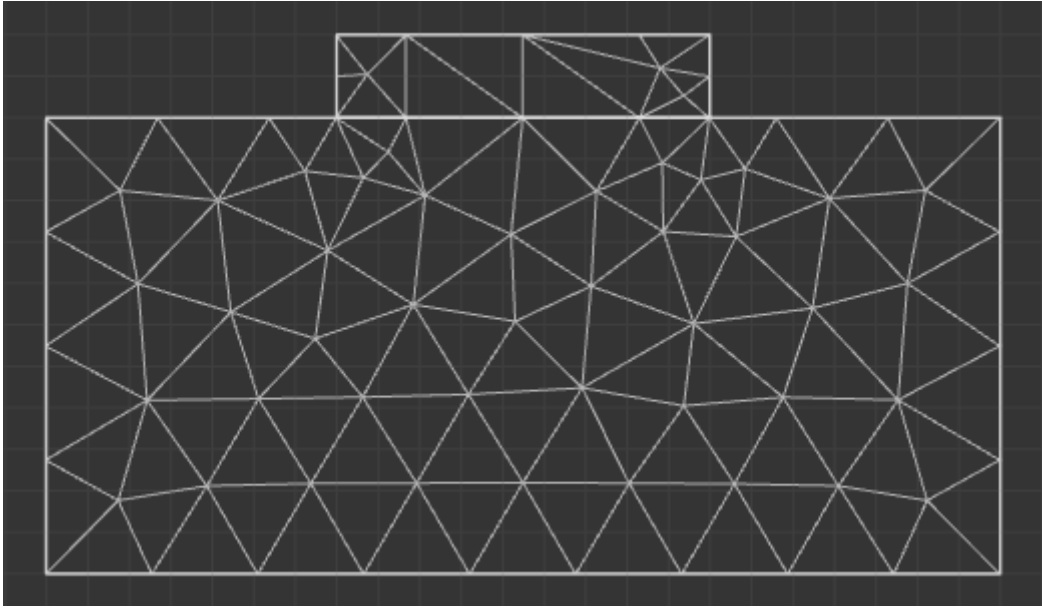


Figure II.17: Après analyse (nombre d'élément 100 type d'élément Upper)

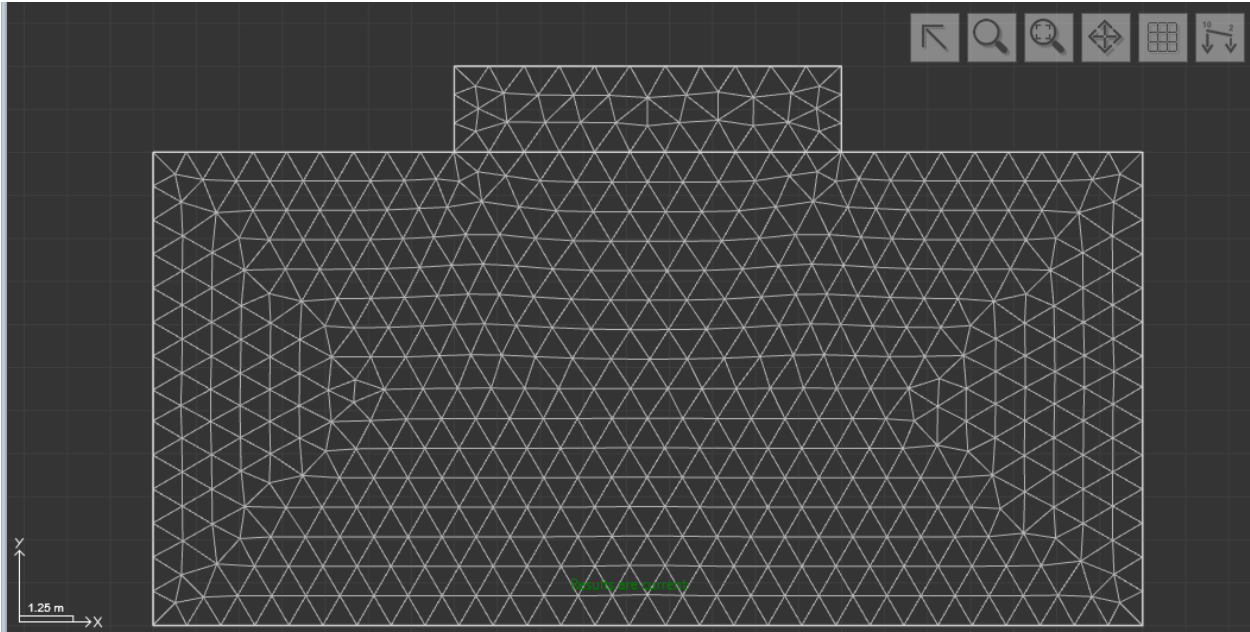


Figure II.18: Après analyse (nombre d'élément 1000 type d'élément Upper).

Les résultats de l'analyse sont affichés dans Tableau de l'analyse exécutée comme le montre la figure

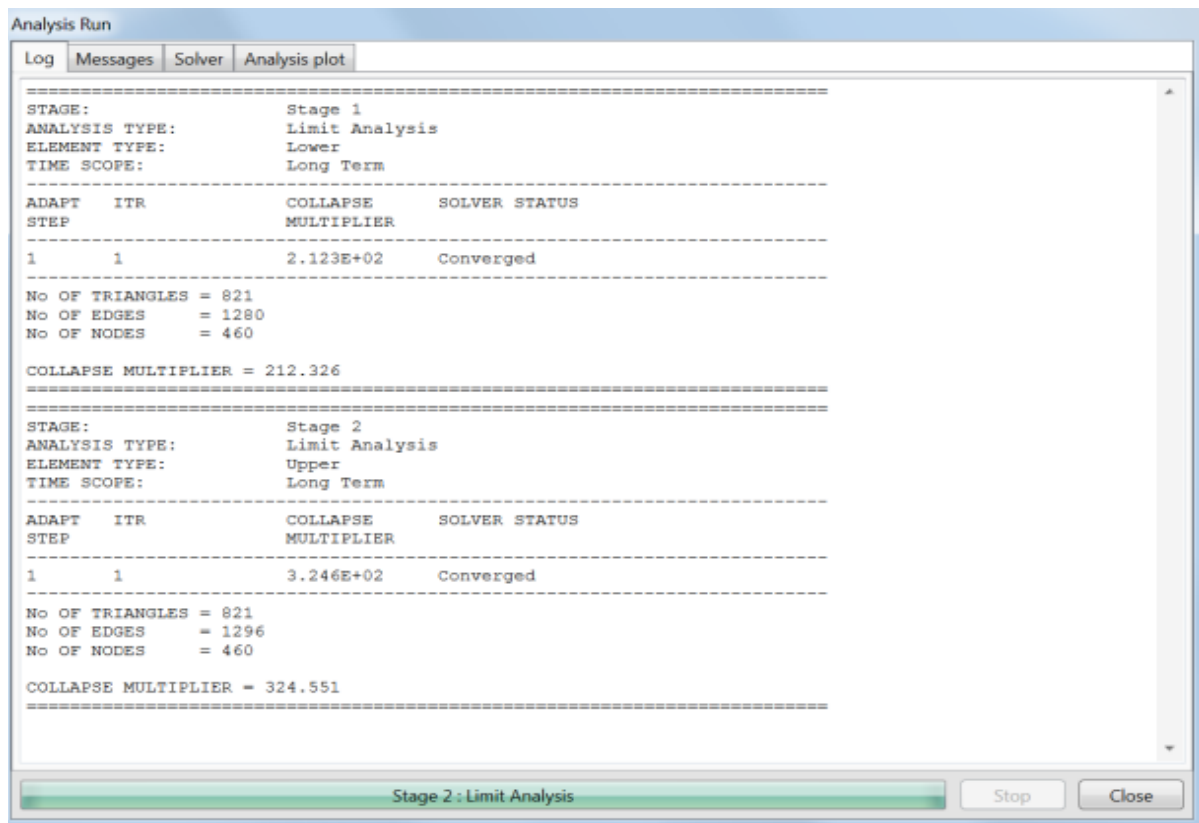


Figure II.20 : Tableau de l'analyse exécutée

## II.4 Conclusion :

Le logiciel Optum G2 s'est révélé être un outil puissant et intuitif pour l'analyse géotechnique basée sur les méthodes des éléments finis. Grâce à son interface conviviale, ses options de modélisation flexibles et sa capacité à fournir à la fois des bornes inférieures et supérieures des charges limites, il permet une évaluation rigoureuse et fiable des structures soumises à des contraintes géotechniques.

En particulier, la possibilité de dupliquer des étapes d'analyse, de changer le type d'élément, et d'ajuster facilement les paramètres de maillage offre une grande souplesse dans l'exploration de différentes hypothèses de calcul. L'intégration automatique des résultats et leur visualisation immédiate facilitent également l'interprétation des données.

Ainsi, Optum G2 constitue une solution moderne et efficace pour les ingénieurs souhaitant allier précision, rapidité et simplicité d'utilisation dans leurs études de stabilité des sols et des structures géotechniques.

# ***Chapitre III :***

---

*Modélisation numérique des pressions actives des terres  
pour un écran rigide vertical : étude et analyse des  
résultats*

### III.1 Présentation de la simulation numérique :

#### III.1.1 Géométrie :

Au démarrage d'OPTUM G2, l'onglet Geometry est activé par défaut. Il contient divers outils permettant de définir et de manipuler le modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches (Figure 1). Pour assurer la stabilité du modèle, des conditions aux limites standards (Standard Fixities) sont appliquées aux limites, empêchant tout déplacement et toute rotation. Les dimensions globales du domaine de modélisation ont été déterminées sur la base de calculs préliminaires, au cours desquels le maillage a été progressivement raffiné et les limites du domaine étendues jusqu'à ce que les contraintes et les déformations dans les zones fortement sollicitées se stabilisent suffisamment. L'objectif était de minimiser l'influence des conditions aux limites et de permettre le développement complet du mécanisme de rupture du sol. Ainsi la domaine a une largeur de 25m et une hauteur de 20m.

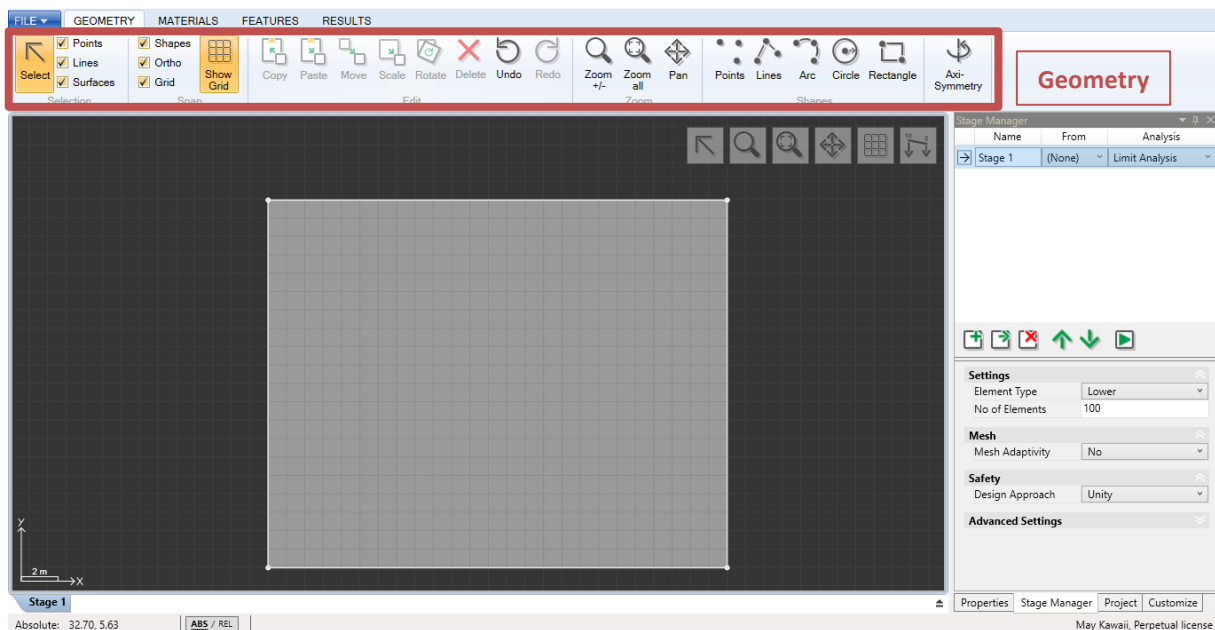


Figure III.1 : Généation du modèle geométrique

### III.1.2 Matériaux :

Pour attribuer les matériaux, il convient de passer à l'onglet Materials (Figure 2). Dans le cadre de ce problème, les paramètres du sol correspondent au matériau prédéfini MC Sand, tandis que le mur est les consoles correspond au matériau Rigid.

Le sol est modélisé comme un matériau de type Mohr-Coulomb, avec une cohésion  $c = 0$  kPa, un angle de frottement  $\phi = 30^\circ$  et un poids volumique  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. Le mur et console considérée dans cette étude est une plate rigid.

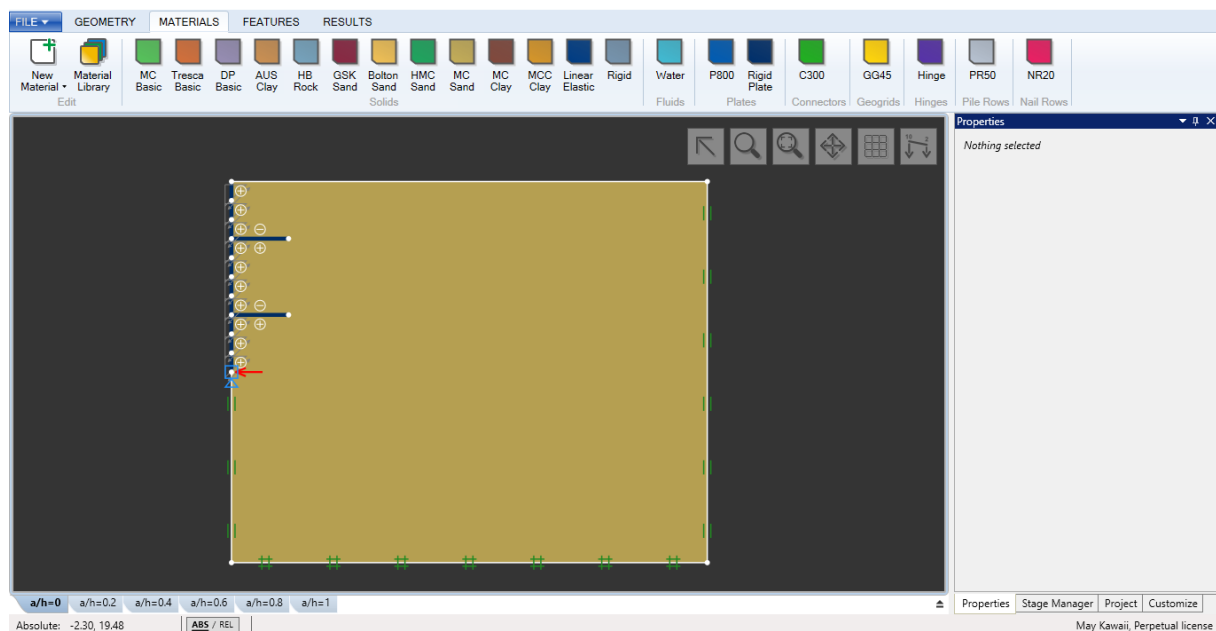


Figure III.2 : Après l'attribution des matériaux

### III.1.3 Charges :

Dans OPTUM G2, les charges multiplicatrices (Multiplier loads) sont amplifiées à partir de leur valeur de référence afin d'atteindre l'état de rupture. Le facteur d'amplification nécessaire pour provoquer la rupture est appelé facteur de rupture.

Outre le poids propre, qui est pris en compte par défaut, le problème comporte une charge appliquée sur le sol dont la valeur ultime (correspondant à la rupture) doit être déterminée (Figure 3).

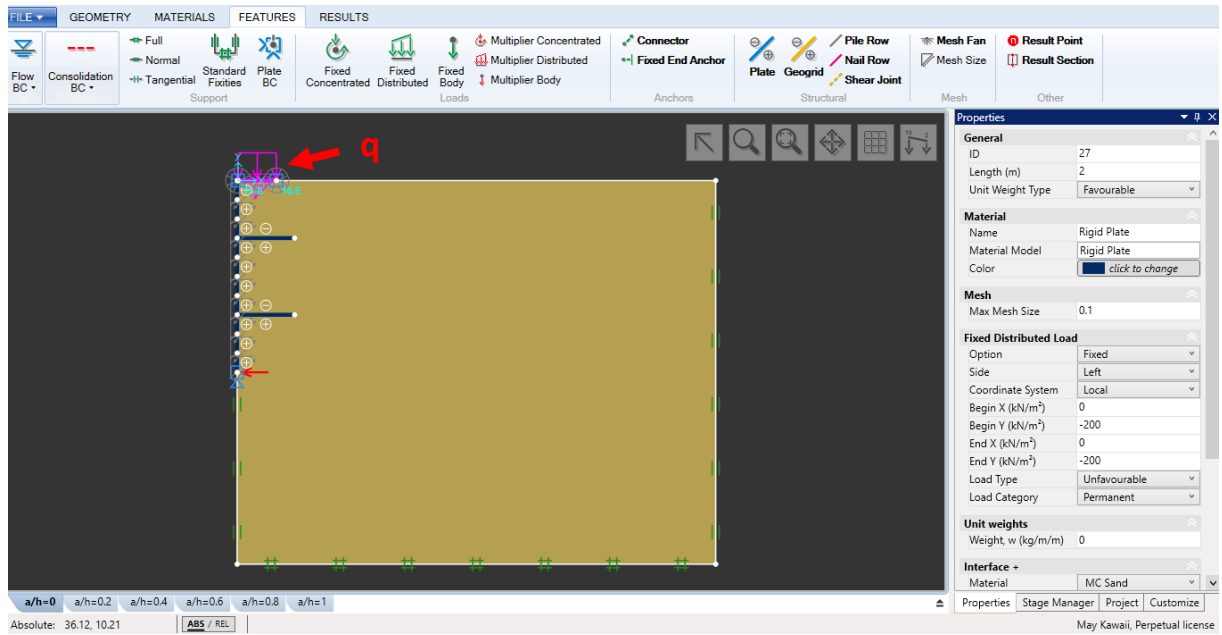


Figure III.3 Après l'attribution des charges

### III.1.4 Analyse

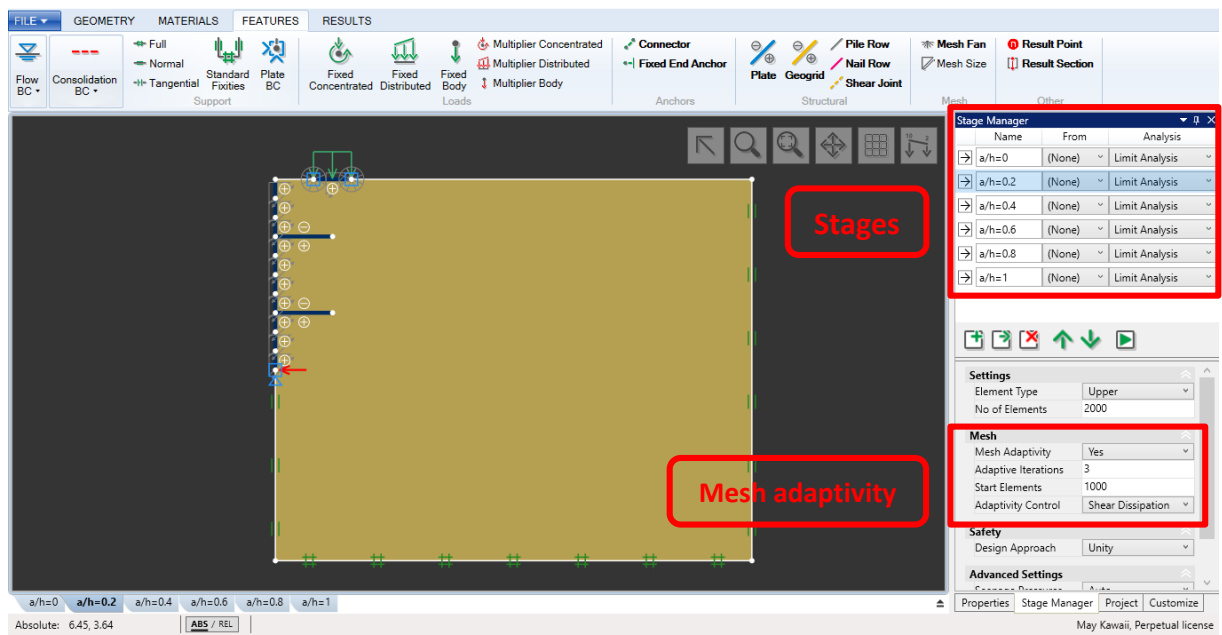


Figure III.4 : Maillage utilisé dans l'analyse numérique

### III.2 Description du problème :

L'étude porte sur un écran de soutènement rigide de grande hauteur ( $H = 10$  m), dont la géométrie est illustrée à la figure 1, tandis que le maillage utilisé pour l'analyse par éléments finis est présenté à la figure 2. Une surcharge  $q$  est appliquée à une certaine distance à l'arrière du mur, la position de cette surcharge partielle uniformément répartie varie selon le rapport  $a/H$ , allant de 0 à 1 avec des incréments de 0,2. L'intensité de cette surcharge est fixée à  $q = 200$  kN/m<sup>2</sup>, avec une largeur correspondant à  $b/H = 0,2$ .

Dans le but d'identifier la position optimale des consoles permettant une réduction maximale de la pression active exercée sur le mur, plusieurs configurations ont été étudiées : la longueur des consoles ( $L$ ) a été fixée à 1, 2 ou 3 mètres ; la première console ( $H_1$ ) est placée à 3 mètres de hauteur ; quant à la seconde console ( $H_2$ ), elle est soit placée à 7 mètres, soit non utilisée.

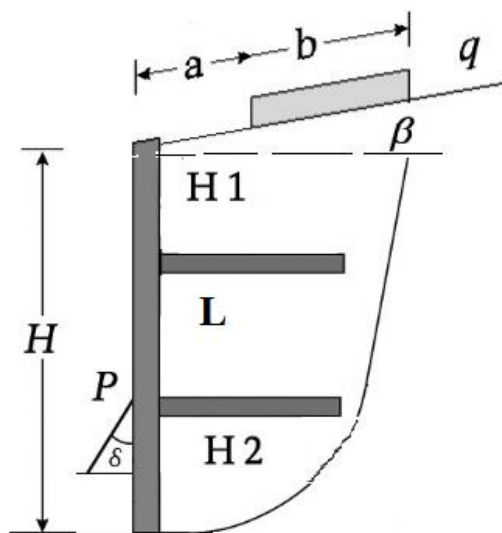


Figure III.5: Géométrie du système mur de soutènement

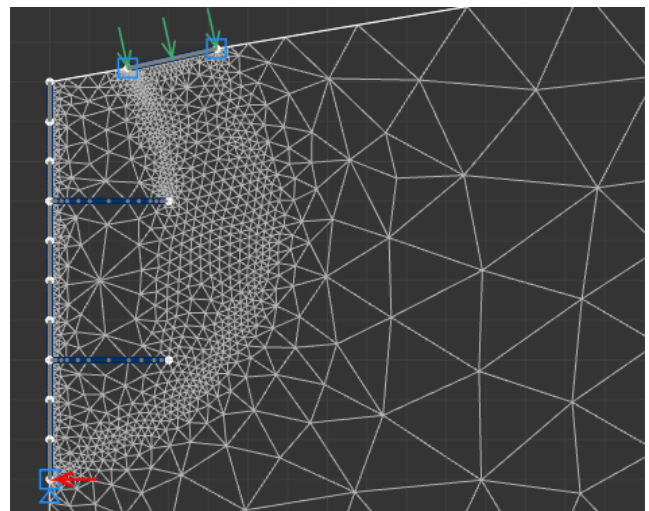


Figure III.6: Le maillage par éléments finis pour un mur de soutènement

Un modèle constitutif élastoplastique est utilisé pour représenter le comportement contrainte-déformation du sol, en respectant les critères de rupture de Mohr-Coulomb avec la règle de l'écoulement associatif. Les propriétés élastiques du sol sont les suivantes : le module de Young  $E = 35$  MPa et le coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ . La cohésion  $c = 0$  et l'angle de frottement interne varie de  $\varphi=30^\circ$  à  $\varphi=40^\circ$ . Le poids volumique du sol est supposé égal à  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>. Un modèle d'élément rigide est utilisé pour simuler un écran de soutènement. Des éléments d'interface sont utilisés pour modéliser l'interaction entre le sol et la structure. Les paramètres de l'interface sont définis par un angle de frottement  $\delta=0$ ,  $\delta=\varphi/3$  et  $\delta=\varphi/3$ .

### III.3 Validation du modèle :

Afin de valider la procédure de modélisation numérique, les résultats obtenus ont été comparés aux résultats des méthodes actuellement utilisées pour déterminer les pressions latérales induites par des charges linéiques, telles que l'analyse conventionnelle des pressions actives du sol de Coulomb (« Foundations » [1982]; Steenfelt et Hansen [1983]; Motta [1994]), qui ont obtenu les forces latérales du sol dues au poids du sol et à la charge linéique en utilisant l'analyse de l'équilibre des coins. Cette approche est illustrée à la figure 4, qui est en fait une extension de l'analyse conventionnelle des pressions actives de Coulomb, et la méthode proposée par Ghanbari et Taheri.

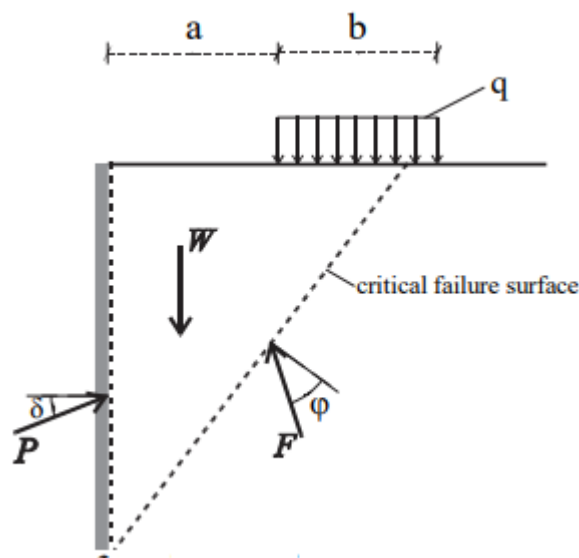


Figure III.7: Méthode d'équilibre limite

La Figure III.8 présente une comparaison entre les méthodes. Dans cette figure, le rapport  $P/b.q$

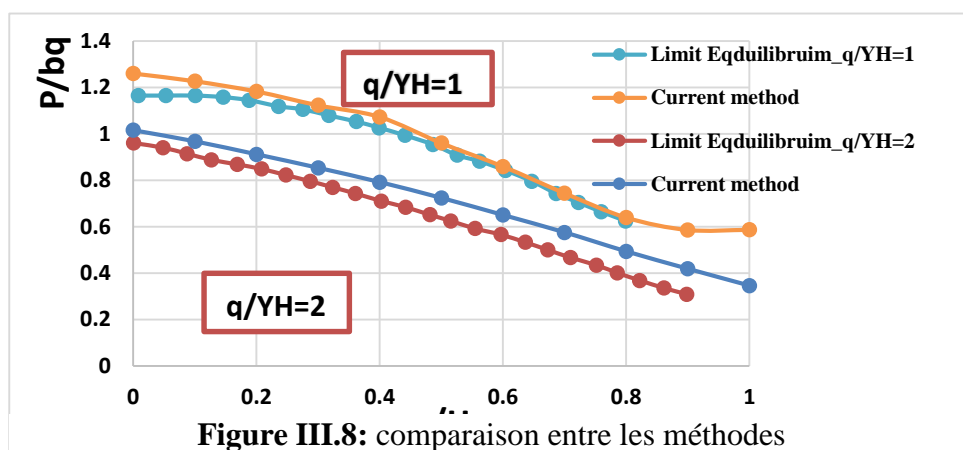


Figure III.8: comparaison entre les méthodes

Est obtenu pour différentes distances de la charge linéique par rapport au mur ( $a/H$  est indiqué). Dans les deux analyses, la force latérale du sol diminue significativement à mesure que la distance de la charge linéique augmente. Les résultats de la méthode actuelle sont supérieurs (meilleurs) à la méthode de l'équilibre des coins. Cette amélioration, lorsque  $a/H = 0,4$ , atteint respectivement 5 % et 10 % pour  $q/\gamma.H = 1$  et  $q/\gamma.H = 2$ .

La Figure 7 présente une comparaison entre la méthode actuelle et l'approche de Coulomb étendue pour  $\phi = 35^\circ$ ,  $b/H = 0,2$  et  $\delta/\phi = 1/2$ .

Le Tableau 1 montre une comparaison des forces latérales induites par une charge linéique entre la méthode actuelle et celles proposées par Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012]. Comme on peut le voir, il y a une bonne concordance entre les analyses. De plus, la solution proposée par Ghanbari et Taheri [2012] donne des valeurs plus élevées lorsque  $d = 2$  m ( $d =$  distance de la charge linéique par rapport au mur) par rapport aux deux autres méthodes, tandis que pour  $d = 4$  m, la méthode actuelle et l'approche de O. Farzaneh présentent des valeurs moins élevées par rapport à la solution de Ghanbari et Taheri. Cependant, la différence maximale entre la méthode actuelle et les deux autres méthodes est d'environ 12 %.

#### Active earth force (kN/m)

**Tableau III.1:** Comparaison des forces actives du sol entre la méthode actuelle, Motta [1994] et Ghanbari et Taheri [2012] :  $\varphi = 30^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>,  $\delta = 10$ ,  $H = 10$  m,  $c = 0$  kPa

q(kN/m)	d(m)	Current Methode	O. Farzaneh	Motta	Ghanbari and Taheri
20	2	313	319	324	322
	4	315	319	319	315
50	2	333	337	347	344
	4	337	335	335	322
100	2	380	370	359	380
	4	378	366	362	335

### III.4 Résultats de Simulation :

La présente section propose une synthèse des résultats obtenus. La simulation numérique a permis de tracer des courbes de la poussée active  $P_a$  en fonction du rapport  $a/H$ , variant de 0 à 1. Les conditions de chargement et de configuration géométrique retenues pour ces simulations sont présentées ci-dessous :

Rapport  $a/H$  : de 0 à 1.

Intensité de surcharge  $q/(\gamma H)$  : 1 (pour  $b/H = 0,2$ ).

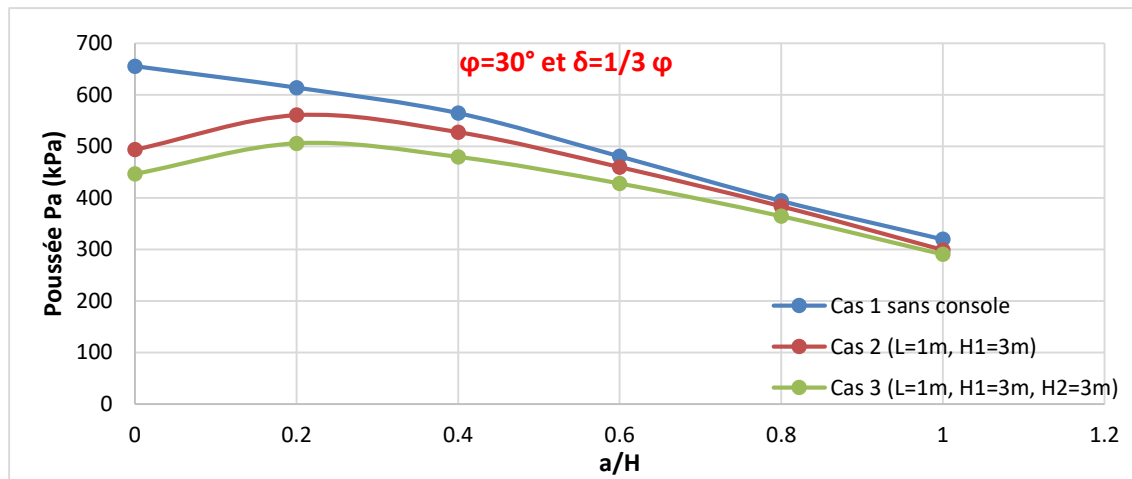
Configuration des consoles :  $H_1 = 3$  unités (constante),  $H_2 = 0$  ou 3 mètres,  $L = 1, 2$  ou 3 mètres.

Angles de frottement :  $\varphi$  (interne du sable) =  $30^\circ$ ,  $\delta$  (sol-remblai) =  $\varphi/3$ .

La configuration paramétrique adoptée permet d'examiner de manière systématique l'influence de chaque facteur sur la poussée active  $P_a$ . Les simulations ont été réalisées avec un angle de frottement interne du sable  $\varphi = 30^\circ$  et un angle de frottement sol-remblai  $\delta = \varphi/3$ , assurant une modélisation réaliste du comportement géotechnique. Cette approche fournit ainsi un cadre cohérent pour l'analyse comparative des résultats obtenus.

**Table III.2 : Paramètre du sol et différents types de configuration**

Inclinaison de la surface du sol	$\beta=0$ .
Angle de frottement d'interface	$\delta = \Phi/3$
Angle de frottement interne du sol	$\Phi = 30^\circ$
Cas 1	Sans Console
Cas 2	$L=1m$ $H_1=3m$
Cas 3	$L=1m$ $H_1=3m$ $H_2=3m$



**Figure III.9 :** Effet du nombre de console

L'analyse des résultats met en lumière une interaction complexe entre la configuration des consoles, la variation du rapport  $a/h$ , et la distribution des efforts le long du mur de soutènement. Dans le cas sans consoles (Cas 1), les sollicitations maximales traduisent une réponse structurelle fortement contrainte, où l'intégralité de la poussée active est directement transmise à la base du mur, générant des moments de renversement élevés et une concentration des tensions à la jonction mur-fondation. La poussée atteint alors son pic pour  $a/h = 0$ , soit un scénario critique en termes de stabilité globale. L'introduction des consoles dans les cas 2 et 3 modifie de manière substantielle le schéma de répartition des forces. Les consoles agissent comme des points d'appui secondaires, interceptant une partie des efforts et redistribuant les charges verticalement et horizontalement dans la structure, réduisant ainsi l'intensité des poussées au pied du mur. Ce mécanisme de transfert partiel d'efforts permet non seulement de diminuer les valeurs absolues de Pa, mais aussi de réduire le gradient de contrainte sur la hauteur du mur, ce qui se traduit par une réponse mécanique plus uniforme et moins sensible aux concentrations locales. L'efficacité de ce dispositif dépend étroitement de sa configuration géométrique : l'écart de performance observé entre le cas 2 (une console en bas) et le cas 3 (deux consoles en haut et en bas) démontre que la simple présence d'une console ne suffit pas à optimiser la performance. La répartition verticale des consoles semble jouer un rôle d'amortisseur progressif, en segmentant la poussée selon plusieurs niveaux d'ancrage, ce qui diminue le chemin de transmission directe des efforts vers la fondation. Cette segmentation atténue les effets de levier critiques, en particulier lorsque le point d'application de la poussée (faible  $a/h$ ) est proche du sol. D'autre part, les simulations montrent une décroissance systématique de Pa avec l'augmentation de  $a/h$ , ce qui confirme que plus le point d'application de la force est élevé, moins la composante de renversement est marquée, rendant le mur

mécaniquement plus stable, toutes choses égales par ailleurs. Il apparaît donc que l'optimisation des dispositifs de renfort n'est pas un simple enjeu de réduction de la poussée, mais une démarche d'ingénierie plus globale qui vise à reconfigurer les cheminements internes de contrainte, à lisser les gradients de déformation, et à stabiliser la structure tant en translation qu'en rotation. La simulation offre ainsi un cadre quantitatif clair pour évaluer l'efficacité relative de chaque configuration, et incite à une modélisation fine en phase de conception, tenant compte à la fois de la géométrie du mur, des caractéristiques mécaniques du sol, et de l'architecture du renfort, pour anticiper au mieux les mécanismes d'instabilité.

#### III.4.1 Effet de la longueur L des consoles :

L'analyse détaillée de l'effet de la longueur des consoles (L) sur la poussée active des terres révèle des tendances nettes et significatives qui renforcent la compréhension du comportement global du mur de soutènement. Lorsque L augmente de 1 à 3 mètres, on observe une diminution progressive et systématique de la poussée Pa, particulièrement marquée pour les faibles rapports a/h. Ainsi, dans les configurations à une seule console (Cas 2, 4, 6), la poussée diminue de façon significative avec l'allongement de L : de 670,431 kN (L = 1) à 300,673 kN (L = 3), ce qui indique que l'augmentation de la surface de contact entre la console et le remblai améliore considérablement la résistance au glissement et à la déformation.

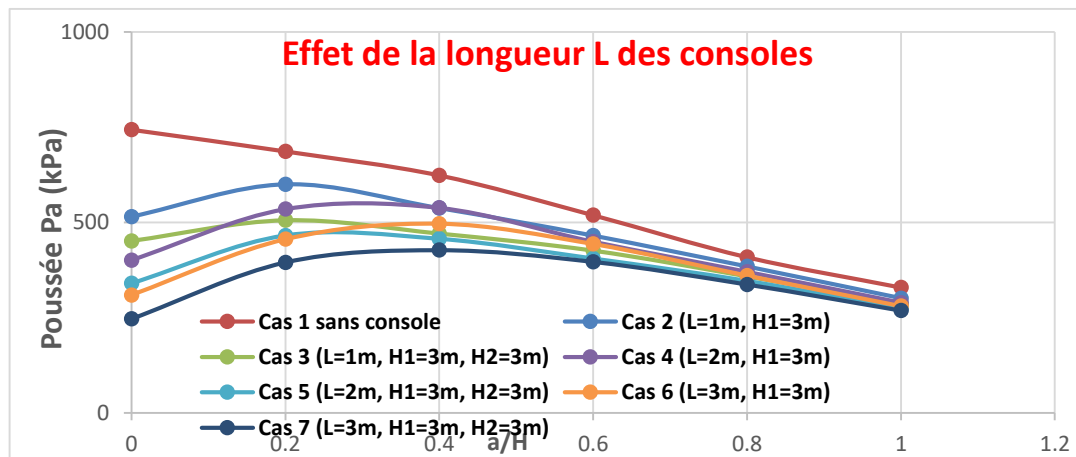


Figure III.10 : Effet de la longueur L des consoles

Cette tendance est renforcée dans les cas à deux consoles (Cas 3, 5, 7), où la poussée est toujours inférieure à celle des cas équivalents à une console, à longueur L constante. Cette observation suggère que la répartition verticale des renforts joue un rôle crucial dans le contrôle des sollicitations internes : les consoles placées à différents niveaux du mur

interceptent les trajectoires de poussée à plusieurs hauteurs, contribuant à une dissipation plus efficace des efforts. Cependant, l'effet de la longueur  $L$  devient moins prononcé à mesure que le rapport  $a/h$  augmente, c'est-à-dire lorsque le point d'application de la poussée se rapproche du sommet du mur. Cela traduit un rendement marginal décroissant des consoles longues pour des sollicitations appliquées plus haut, où la contrainte transmise est déjà relativement modérée. De plus, bien que l'ajout d'une deuxième console améliore la performance globale, l'écart entre les poussées observées pour les cas 5 et 7 (deux consoles,  $L = 2$  ou  $3$ ) par rapport aux cas 4 et 6 (une console, même  $L$ ) tend à se stabiliser, indiquant qu'au-delà d'un certain seuil de longueur ou de nombre de renforts, l'amélioration en termes de stabilité devient moins significative. Ce comportement souligne la nécessité d'un dimensionnement optimisé qui tienne compte non seulement des charges attendues, mais aussi de la position probable de la résultante des efforts ( $a/h$ ), afin d'éviter des surconceptions coûteuses sans gain proportionnel en performance. Les résultats obtenus suggèrent ainsi qu'un compromis optimal peut être atteint en combinant une longueur de console suffisante ( $L = 2$  à  $3$  m) avec une répartition verticale efficace (deux consoles bien positionnées), notamment dans la moitié inférieure du mur, là où les efforts sont les plus concentrés. Ce type de configuration permet de maximiser la réduction de la poussée active tout en maintenant une conception rationnelle du dispositif de renfort.

### III.4.2 Effet de l'angle frottement d'interface $\delta$

**Tableau III.3** : Les cas qui sans utilisé dans les études

Cas 1	Sans Console
Cas 2	$L=1\text{m}$ $H1=3\text{m}$
Cas 3	$L=1\text{m}$ $H1=3\text{m}$ $H2=3\text{m}$
Cas 4	$L=2\text{m}$ $H1=3\text{m}$
Cas 5	$L=2\text{m}$ $H1=3\text{m}$ $H2=3\text{m}$
Cas 6	$L=3\text{m}$ $H1=3\text{m}$
Cas 7	$L=3\text{m}$ $H1=3\text{m}$ $H2=3\text{m}$

1. **Tendance générale:** Pour l'ensemble des configurations (cas 1 à 7), la poussée active diminue lorsque l'angle de frottement d'interface  $\delta$  augmente. Cette réduction est particulièrement marquée pour les faibles valeurs de  $a/H$  (lorsque le point d'application de la poussée est proche de la base du mur).
2. **Amplitude de l'effet:** Pour le cas 1 (sans console) avec  $a/H = 0$ , la poussée passe de 743,925 kN ( $\delta$  faible) à 585,851 kN ( $\delta = 2\varphi/3$ ), soit une réduction d'environ 21%. Ceci démontre l'importance significative de l'angle de frottement d'interface sur les efforts transmis à la structure.

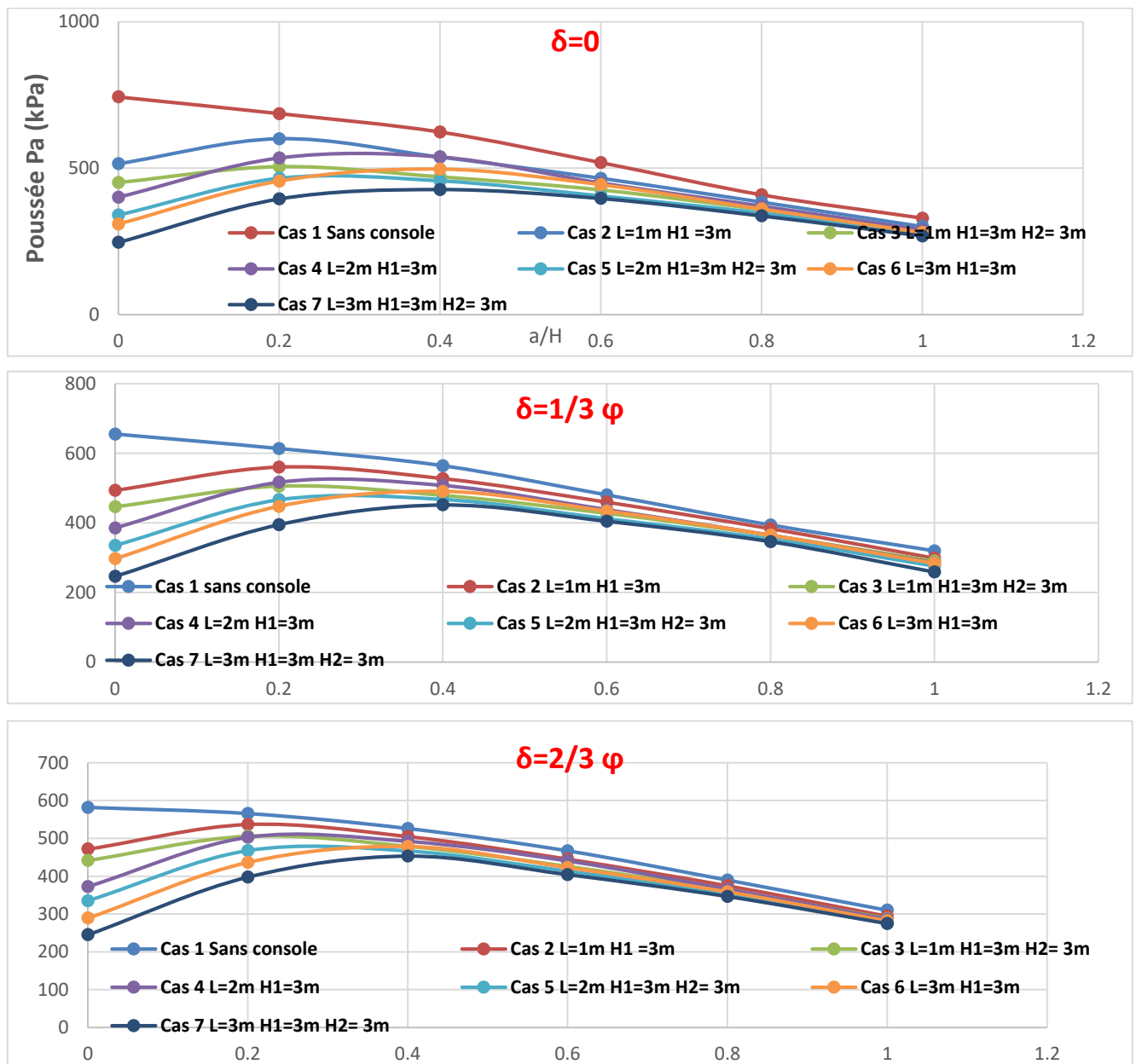


Figure III.11 : Effet de l'angle frottement d'interface  $\delta$

3. **Influence combinée avec le rapport  $a/H$ :** L'effet de  $\delta$  s'atténue lorsque  $a/H$  augmente. Pour  $a/H = 1$  (point d'application au sommet du mur), les écarts entre les valeurs de poussée pour différents  $\delta$  sont nettement plus faibles. Par exemple, pour le cas 1, la différence n'est plus que d'environ 8% entre le  $\delta$  minimal et maximal.
4. **Interaction avec les consoles:** L'influence de  $\delta$  est modifiée par la présence des consoles. Pour les configurations avec consoles (cas 2 à 7), la sensibilité à l'angle de frottement est légèrement réduite par rapport au cas sans console. Ceci suggère que les consoles contribuent à réduire la dépendance de la structure à la qualité de l'interface sol-mur.
5. **Effet plus prononcé pour les configurations simples:** La variation de  $\delta$  a un impact relatif plus important sur les configurations sans console ou avec une seule console (cas 1, 2, 4, 6) que sur les configurations avec deux consoles (cas 3, 5, 7), ce qui indique que la multiplication des renforts rend la structure moins sensible aux propriétés d'interface.

### Implications pratiques

L'augmentation de l'angle de frottement d'interface représente une stratégie efficace pour réduire la poussée active, particulièrement pour les murs sans consoles ou à consolation limitée. Cette amélioration peut être obtenue en pratique par:

- L'utilisation de matériaux de remblai aux propriétés frictionnelles optimisées
- Le traitement des surfaces de contact du mur
- L'adoption de techniques constructives favorisant une meilleure interaction sol-structure

La diminution progressive de l'effet de  $\delta$  avec l'ajout de consoles suggère qu'une approche de conception équilibrée doit considérer conjointement l'amélioration des propriétés d'interface et l'optimisation de la géométrie des renforts. Pour les structures fortement sollicitées à leur base (faible  $a/H$ ), l'optimisation de l'angle de frottement d'interface constitue une solution particulièrement pertinente et potentiellement économique pour réduire les efforts et améliorer la stabilité globale.

### III.4.3 Effet de l'inclinaison de la surface du remblai $\beta$ :

L'analyse des données numériques permet d'évaluer l'influence de l'inclinaison de la surface du remblai ( $\beta$ ) sur la poussée active exercée sur les différentes configurations de murs de soutènement étudiées.

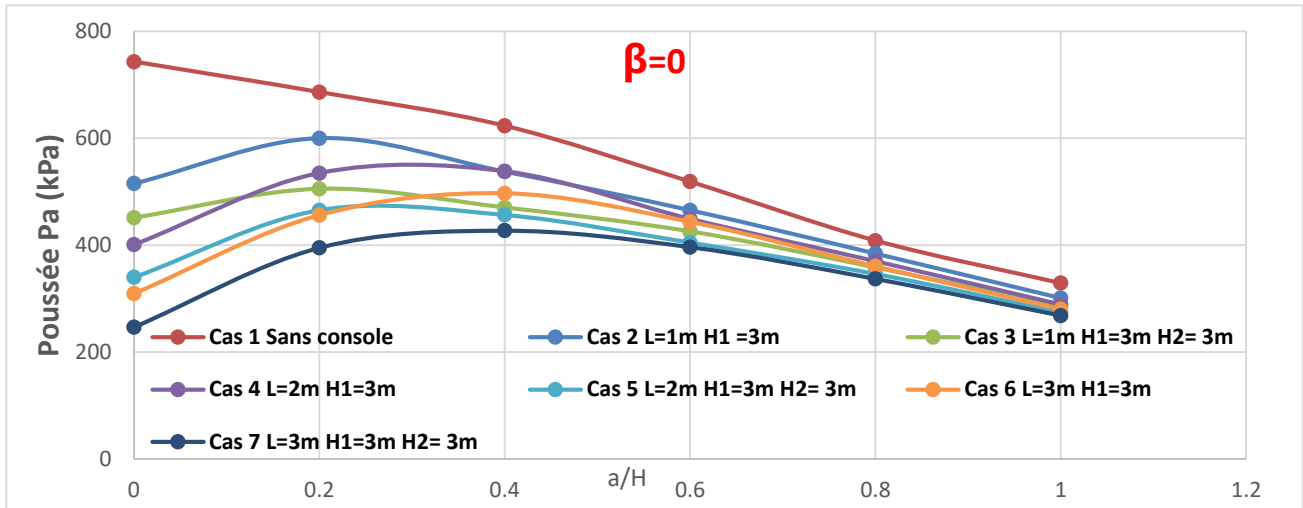


Figure III.12 : Effet de l'inclinaison de la surface du remblai  $\beta=0$

#### 1. Influence de l'inclinaison positive ( $\beta = +10^\circ$ )

- Pour les faibles valeurs de  $a/H$  (0 à 0,4), une pente inclinée vers le haut ( $\beta = +10^\circ$ ) réduit la poussée active par rapport au cas horizontal ( $\beta = 0^\circ$ ), particulièrement pour les configurations sans console.
- Pour le cas 1 (sans console) avec  $a/H = 0$ , la poussée diminue d'environ 5,5%, passant de 655,255 kN à 619,272 kN.
- Ce comportement s'inverse pour les valeurs élevées de  $a/H$  (0,6 à 1), où  $\beta = +10^\circ$  augmente significativement la poussée. À  $a/H = 1$ , l'augmentation peut atteindre 33% (cas 1: de 319,611 kN à 425,293 kN).

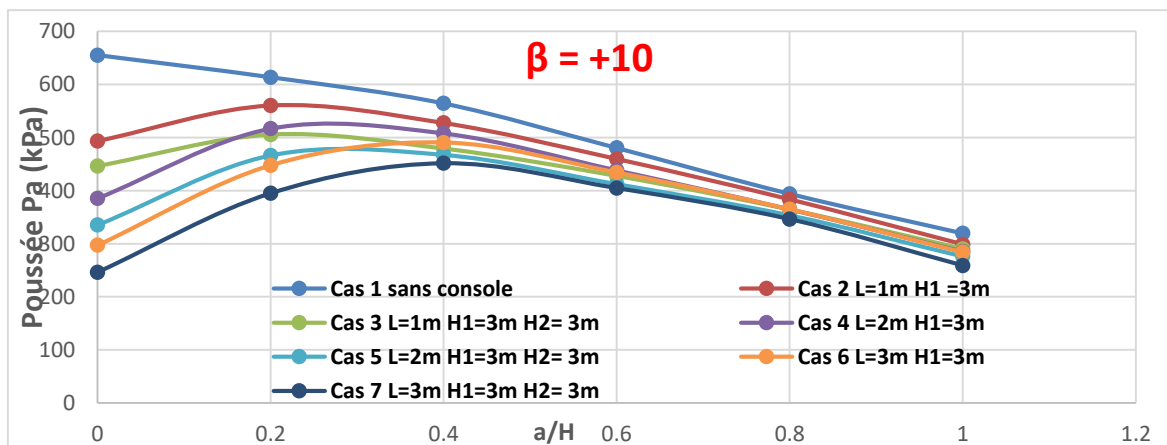


Figure III.13 : Effet de l'inclinaison de la surface du remblai  $\beta=+10$

## 2. Influence de l'inclinaison négative ( $\beta = -10^\circ$ )

- Une pente inclinée vers le bas ( $\beta = -10^\circ$ ) augmente généralement la poussée active pour les faibles valeurs de  $a/H$  par rapport au terrain horizontal.
- Pour le cas 1 avec  $a/H = 0$ , la poussée augmente d'environ 5,6%, passant de 655,255 kN à 691,992 kN.
- Cette tendance s'inverse drastiquement pour les valeurs élevées de  $a/H$  (0,8 à 1), où  $\beta = -10^\circ$  réduit considérablement la poussée. À  $a/H = 1$ , la diminution peut atteindre 43% (cas 5: de 276,111 kN à 182,955 kN).

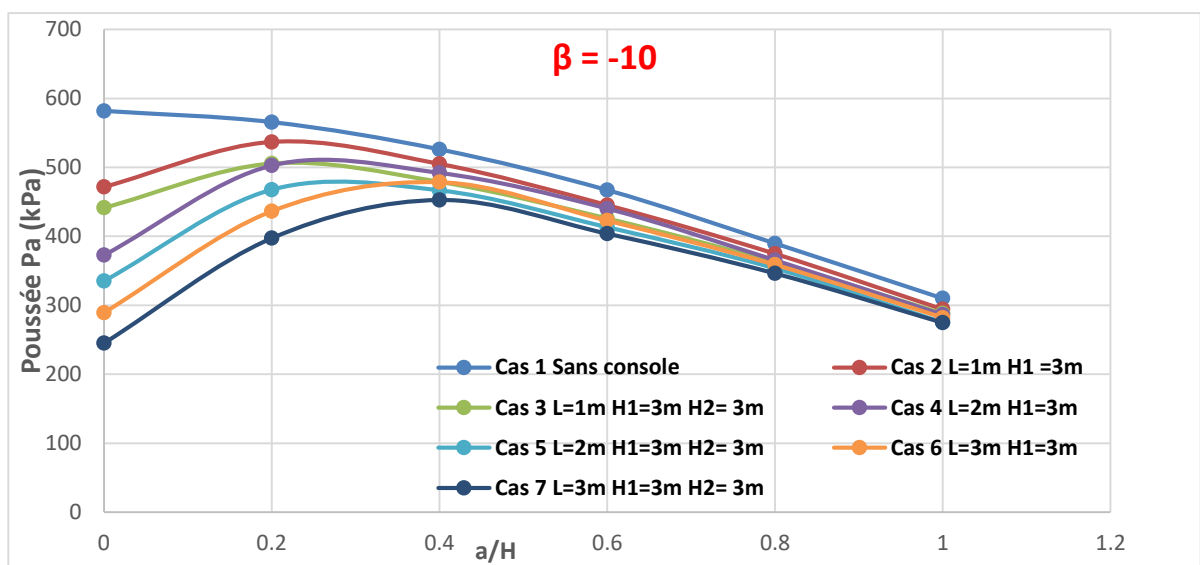


Figure III.14: Effet de l'inclinaison de la surface du remblai  $\beta -10$

## 3. Interaction avec la position du point d'application ( $a/H$ )

- L'effet de  $\beta$  est fortement dépendant du rapport  $a/H$ , avec des inversions de tendance remarquables.
- Pour  $\beta = +10^\circ$ , la poussée augmente de façon monotone avec  $a/H$ , contrairement aux autres configurations où elle diminue.
- Pour  $\beta = -10^\circ$ , la diminution de la poussée avec l'augmentation de  $a/H$  est accentuée, créant une chute très prononcée pour  $a/H > 0,6$ .

## 4. Influence combinée avec les consoles

- L'effet de l'inclinaison est généralement atténué dans les configurations avec consoles, particulièrement pour les cas avec deux consoles (3, 5, 7).

- Pour  $\beta = +10^\circ$ , les écarts entre les différentes configurations de consoles sont réduits, suggérant que l'inclinaison positive uniformise partiellement les efforts.
- Pour  $\beta = -10^\circ$ , l'efficacité des consoles en termes de réduction de poussée est amplifiée pour les valeurs élevées de  $a/H$ .

### 5. Conception adaptée au contexte topographique

- Pour les sites présentant une topographie inclinée vers le mur ( $\beta = -10^\circ$ ), il est particulièrement important de renforcer la partie inférieure du mur, où les poussées sont accentuées.
- En revanche, pour les sites avec une topographie s'élevant à partir du mur ( $\beta = +10^\circ$ ), l'attention doit se porter sur la partie supérieure du mur qui subit des poussées plus importantes qu'en terrain horizontal.

### 6. Optimisation du dimensionnement

- Pour les remblais à pente négative, l'utilisation de consoles est particulièrement efficace pour réduire les poussées générées à la base du mur.
- Pour les remblais à pente positive, l'augmentation de la longueur des consoles ( $L$ ) apporte un bénéfice plus uniforme sur toute la hauteur du mur.

### 7. Considérations économiques

- Dans les cas de remblais inclinés négativement avec des points d'application élevés ( $a/H > 0,8$ ), les consoles peuvent être dimensionnées plus légèrement en raison de la réduction naturelle des poussées.
- À l'inverse, pour les remblais inclinés positivement, des consoles plus robustes sont nécessaires dans la partie supérieure du mur, contrairement à ce que pourrait suggérer l'intuition basée sur les cas à surface horizontale.

Cette analyse démontre l'importance cruciale de considérer l'inclinaison de la surface du remblai dans le dimensionnement des murs de soutènement, car elle modifie significativement non seulement l'amplitude des poussées mais aussi leur distribution, avec des inversions de tendance qui pourraient compromettre la stabilité si elles n'étaient pas prises en compte adéquatement.

### III.5 Conclusion :

- **Rapport  $a/H$  et consoles** : Les simulations montrent que la poussée active  $Pa$  atteint son maximum lorsque le point d'application de la surcharge est au niveau de la base du mur ( $a/H = 0$ ) dans le cas sans renfort. L'introduction de consoles modifie la répartition des efforts, en interceptant les charges horizontales et en les redistribuant verticalement. Cela réduit significativement  $Pa$  et atténue les concentrations de contrainte au pied du mur, surtout lorsque deux consoles (en haut et en bas) sont utilisées plutôt qu'une seule.
- **Longueur des consoles ( $L$ )** : L'allongement de la console accroît la surface de contact et améliore la résistance au glissement. Concrètement, pour une seule console, la poussée diminue notablement quand  $L$  passe de 1 m à 3 m (par exemple  $Pa$  chute de  $\sim 670$  kN à  $\sim 301$  kN pour  $a/H$  faible). L'effet de  $L$  est plus marqué pour les faibles  $a/H$  et devient marginal quand le point d'application de la charge se rapproche du sommet. Dans tous les cas, deux consoles fournissent systématiquement une poussée inférieure à une console unique de même longueur.
- **Angle de frottement d'interface ( $\delta$ )** : L'augmentation de l'angle d'interface  $\delta$  entraîne une réduction sensible de  $Pa$ , particulièrement pour  $a/H$ . Par exemple, sans consoles (Cas 1) et pour  $a/H = 0$ ,  $Pa$  passe de 744 kN ( $\delta$  faible) à 586 kN ( $\delta = 2\phi/3$ ), soit une baisse de 21 %. L'influence de  $\delta$  diminue lorsqu' $a/H$  augmente et elle est moins prononcée pour les configurations à plusieurs consoles, ce qui indique que la présence de consoles rend la structure moins dépendante de la qualité de l'interface sol-mur.
- **Inclinaison du remblai ( $\beta$ )** : L'inclinaison du sol modifie drastiquement la poussée selon le rapport  $a/H$ . Une pente montante ( $\beta = +10^\circ$ ) réduit  $Pa$  pour les faibles  $a/H$  ( $-5,5$  % en cas 1 pour  $a/H = 0$ ) mais l'augmente fortement pour  $a/H$  proche de 1 (jusqu'à  $+33$  % observé). Inversement, une pente descendante ( $\beta = -10^\circ$ ) accroît  $Pa$  en pied de mur ( $+5-6$  %) et la diminue en haut (jusqu'à  $-43$  % pour  $a/H \approx 1$ ). Les consoles tendent à atténuer ces effets : globalement,  $\beta < 0$  renforce l'intérêt de consolider la base du mur et  $\beta > 0$  la partie supérieure, comme discuté ci-après.

### Conclusion generale

Ce travail a permis de développer une modélisation numérique rigoureuse de la poussée active exercée sur les murs de soutènement en console, en s'appuyant sur la méthode de l'analyse limite sous chargements statiques. L'étude a porté sur l'évaluation de l'influence de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques clés : la position relative de la surcharge arrière (rapport  $a/H$  de 0 à 1), la longueur des consoles ( $L = 1$  à 3 m), leur disposition verticale ( $H_1 = 3$  m,  $H_2 = 7$  m ou absente), l'angle de frottement à l'interface sol-structure ( $\delta = 0, \varphi/3, 2\varphi/3$ ), ainsi que l'inclinaison de la surface du remblai ( $\beta = -10^\circ, 0^\circ, +10^\circ$ ). Les simulations ont permis de montrer que la poussée active  $P_a$  est maximale lorsque la surcharge est appliquée en pied de mur, et qu'elle décroît de manière significative avec l'élévation de cette charge (augmentation de  $a/H$ ). L'ajout de consoles, en particulier en configuration double, contribue à une réduction marquée de  $P_a$ , notamment pour les faibles valeurs de  $a/H$ , en agissant comme points d'appui secondaires capables de redistribuer les efforts internes. L'augmentation de la longueur des consoles améliore encore cette efficacité, jusqu'à un certain seuil au-delà duquel les gains deviennent marginaux. De plus, l'amélioration de l'angle de frottement d'interface et la prise en compte de la topographie naturelle du remblai (inclinaison  $\beta$ ) s'avèrent cruciales pour une conception optimisée, notamment dans les configurations à forte sollicitation à la base du mur. Les résultats obtenus se sont révélés cohérents avec ceux des méthodes classiques de Coulomb, Motta et Ghanbari & Taheri, tout en démontrant les avantages de la modélisation numérique en termes de précision et de prise en compte des conditions réelles. Ce travail met en évidence l'intérêt d'une approche globale et paramétrée pour le dimensionnement des murs de soutènement et ouvre des perspectives intéressantes pour des recherches futures intégrant des sollicitations dynamiques, des effets hydrauliques, ou des comportements non linéaires des matériaux.

## References

- Abdedaim, K. (2020). L'étude de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement [Master]. Université Mohamed Khider – Biskra.
- Abdelmaoula, A., & Abderrazak, H. (2023). Analyse limite de la poussée active des terres sur murs de soutènement rigides avec console sous surcharges statique partiellement répartie [Master]. Université de M'Sila.
- Abou-Farsakh, M. T., & Hoyos, L. R. (2012). Earth Pressure Distribution on Retaining Walls with Relief Shelves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 138(6), 720–729.
- Baziz, M. K. (2011). Effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement [Magistère]. Université Mouloud Mammeri - Tizi Ouzou.
- Blum, P. (1951). Theoretical earth pressure on retaining walls. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 77(1), 1–27.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (3rd ed.). Wiley.
- Calay, J. (2016). Les ouvrages de soutènement : Murs, murs-poids, murs en béton armé, murs en sol renforcé. *Génie Civil Magazine*, 11(202), 22–29.
- Ceria, S. (1995). Earth pressure on retaining walls with surcharge. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), 533–536.
- Chen, W. F., & Yang, H. H. (1977). Limit Analysis of Active Earth Pressure on Retaining Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 103(5), 433–446.
- Ching, J., & Cao, S. (2005). Analysis of Active Earth Pressure on Walls with Relief Shelves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), 1386–1396.
- Choudhury, D., & Nimbalkar, S. (2005). Earth pressure distribution on retaining walls under seismic conditions. *Geotechnical and Geological Engineering*, 23(3), 273–297.  
<https://doi.org/10.1007/s10706-004-3155-6>
- Chowdhury, S. S. (2019). A study on lateral earth pressure against strutted retaining wall in cohesionless soil deposit. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13, 122–138.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de Mathématiques et de Physique, Académie Royale des Sciences*.
- Craig, R. F. (2004). *Soil Mechanics* (7th ed.). Taylor & Francis.
- Das, B. M. (2010). *Principles of Foundation Engineering* (7th ed.). Cengage Learning.
- Djireb, S., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2020). Investigation of active earth pressures and failure mechanism of retaining walls with a relief shelf. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(50).
- Jarquio, L. A. (1981). Earth pressure on retaining walls due to strip loads. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107(11), 1463–1477.
- Khemissa, M. Cours calcul à la rupture et analyse limite. Département de Génie Civil, Faculté de Technologie, Université Mohamed Boudiaf – M'Sila.
- Magnan, J. P., & Granju, J. L. (2019). Ouvrages de soutènement. *Le Génie Civil*, 5(197), 41–54.

- Muraro, S., Madaschi, A., & Gajo, A. (2015). Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation. *Géotechnique*, 65, 507–516.
- Nash, D. F. T. (2006). Soil mechanics: a challenge for numerical modelling. *Géotechnique*, 56(1), 7–17. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.1.7>
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics: Concepts and Applications* (2nd ed.). CRC Press.
- Steenfelt, J. S., & Hansen, J. B. (1983). Earth pressure and stability of rigid retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 414–429. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:3\(414\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(414))
- Smolczyk, U. (2007). Active Earth Pressure on Retaining Walls with Relief Shelves. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 44(3), 104–112.
- Subba Rao, K. S., & Kumar, J. (2016). Analysis of Active Earth Pressure on Retaining Wall with Tapered Relief Shelf. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(1), 66–73.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley.
- Wu, T. H. (2017). Active Earth Pressure on Retaining Walls with Relief Shelves. *Geotechnical Frontiers 2017: Transportation Facilities, Structures, and Site Investigation*, ASCE, 396–405.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., & Zhu, J. Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals* (6th ed.). Butterworth-Heinemann.