

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : "Génie Civil"

Domaine: "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil ", " Option : Géotechnique"

Présenté par :

**Arba leila**

**Mouhellel lakhder**

---

---

**Thème :**

**Stabilisation des talus par mur de soutènement**

---

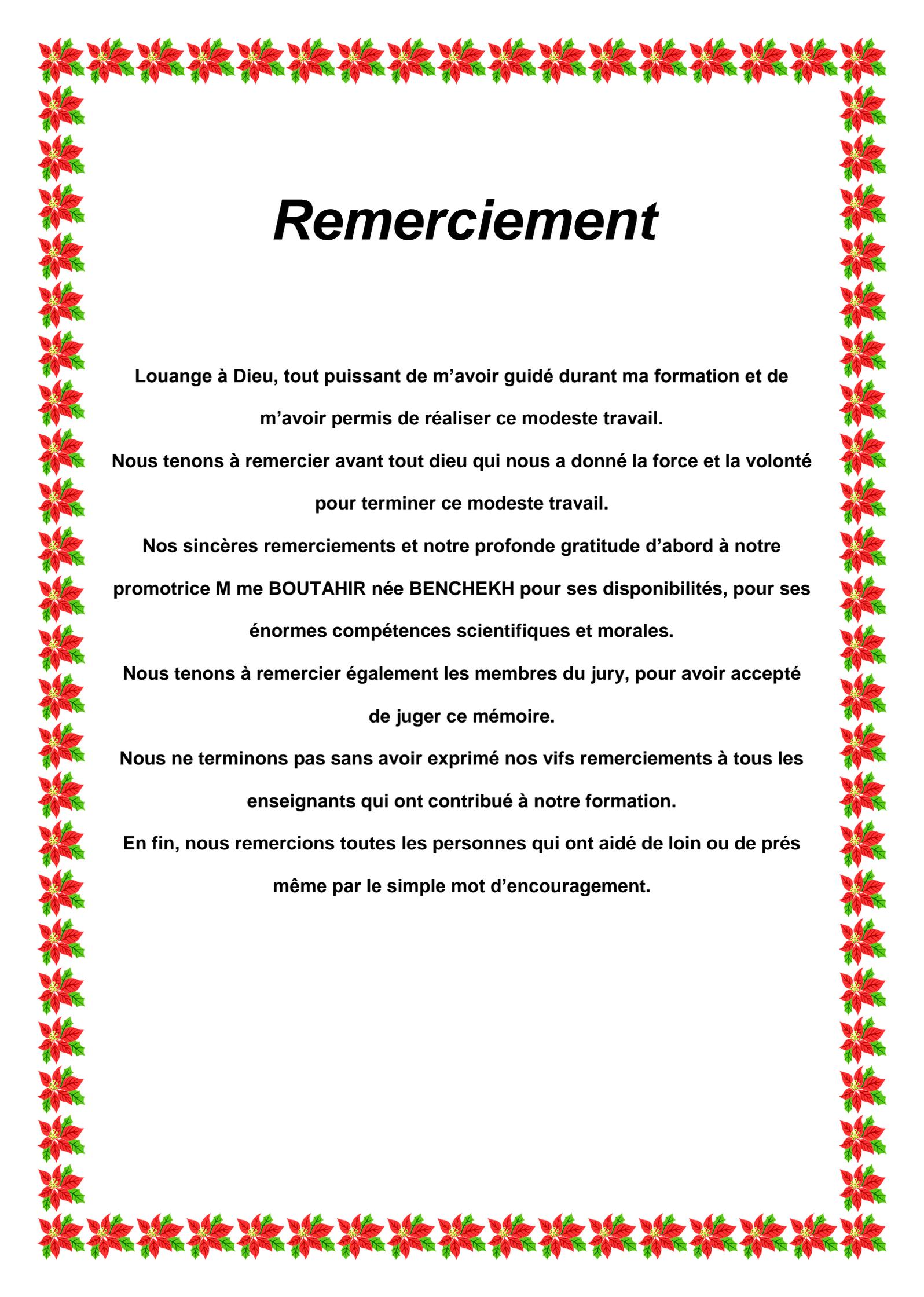
---

Sous la direction de: Dr. Boutahir « Bencheikh M »

**Juin 2015**

---

---



# ***Remerciement***

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

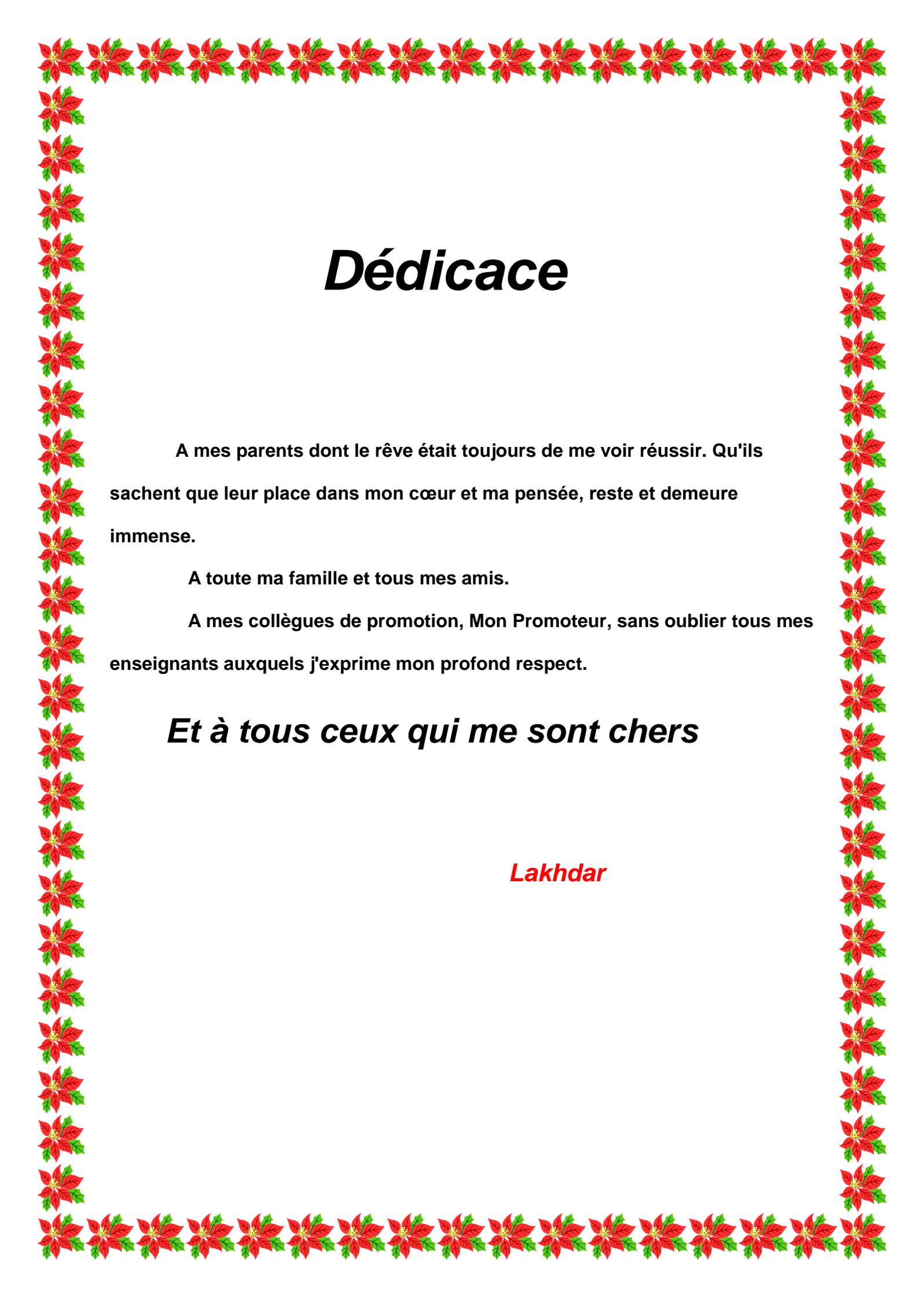
**Nous tenons à remercier avant tout dieu qui nous a donné la force et la volonté  
pour terminer ce modeste travail.**

**Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude d'abord à notre  
promotrice M me BOUTAHIR née BENCHEKH pour ses disponibilités, pour ses  
énormes compétences scientifiques et morales.**

**Nous tenons à remercier également les membres du jury, pour avoir accepté  
de juger ce mémoire.**

**Nous ne terminons pas sans avoir exprimé nos vifs remerciements à tous les  
enseignants qui ont contribué à notre formation.**

**En fin, nous remercions toutes les personnes qui ont aidé de loin ou de près  
même par le simple mot d'encouragement.**



# ***Dédicace***

**A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.**

**A toute ma famille et tous mes amis.**

**A mes collègues de promotion, Mon Promoteur, sans oublier tous mes enseignants auxquels j'exprime mon profond respect.**

***Et à tous ceux qui me sont chers***

***Lakhdar***



# ***Dédicace***

**En signe de respect et de reconnaissance**

**Je dédie ce modeste travail à**

**Toute la famille, mon père.**

**Ma chère mère pour sa patience et**

**ses sacrifices.**

**A mes frères «Kais, Chaker, Essam, Cherif,  
Hamza», mes sœurs «Hanan, luiza, Meriem,  
Samira» et les petits oiseaux «Akrem, houda, team  
et jeud»**

**Tous mes amis(es), spécialement «Chawki, Djamel, Sami,  
Nabil, Younes.....»  
et le meilleur «Djabo»**

**Tous qui m'approché, «Hiba, Mouna, SOUSSOU,  
Halouma, Kenza, Samouna, Assia .....**

**Mes collègues de promotion, et à tous personnes ayant  
contribué à ce travail de près ou de loin.**

***Leila***

## *Résumé*

Les murs de soutènement sont des ouvrages très importants dans la stabilité et la retenue des massifs de sols, ainsi au point de vue coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation. Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement.

C'est pourquoi notre modeste travail va porter sur l'étude de la stabilité et la Vérification de la stabilité interne et externe d'un mur de soutènement poids.

Atitre comparatif, nous essayons de faire des calculs manuelle et numériques, ont utilisons les logiciels (**Géo-mur, Géo5**).

## **Mots clés**

Murs de soutènement, glissement de terrain, stabilité, mur poids, mur cantilever, géo-mur, géo5.

## *Abstract*

*The retaining walls are very important structures in the stability and soil massive restraint and cost perspective compared to other stabilization works. The dimensioning of a retaining wall is to determine the geometrical and structural elements to be stable under the action of the forces applied to it, include in gthrust and passive earth heretains, on the other except that it is stable vis-à-vis the overthrow, sliding and punching.*

*That is why our modest work will focus on the study of stability and verification of internal and external stability of a weigh tretaining wall.*

*For comparison, wetry to make manual and numerical calculations have use software*

## **Keywords**

retaining walls, landslide, stability, weight wall, cantilever wall, géo-wall GEO5.

## الملخص

جدران الاستناد هي منشآت هامة جدا في استقرار و دعم الأتربة, و كذا من جهة التكلفة بالمقارنة مع منشآت اخرى ذات نفس الصلة , تحديد ابعاد جدار الاستناد يتمثل في تحديد العناصر الهندسية و الإنشائية من اجل ان يكون مستقر تحت تأثير القوى المطبقة خاصة قوى الدفع و رد فعل التربة, من جهة, وكذا الاستقرار بالنظر الي الانقلاب, الانزلاق وتمركز القوى في المركز. من اجل هذا عملنا المتواضع هذا يتمثل في دراسة عامة حول جدران الاستناد, والتحقق من الاستقرار الداخلي و الخارجي للجدار. من نظر المقارنة, قمنا بحسابات نظرية وبرمجيات باستخدام (gé05).

## كلمات البحث

جدار الاستناد, الاستقرار, الانزلاق, قوى الدفع

# Listes des Figures

<b>Chapitre 1</b>		<b>Page</b>
<b>Figure I.1</b>	Mur en pierres sèches	1
<b>Figure I.2</b>	Le drainage des murs secs	2
<b>Figure I.3</b>	Mur en gabion	2
<b>Figure I.4</b>	Gabions à double torsion	3
<b>Figure I.5</b>	Gabions électro soudés	3
<b>Figure I.6</b>	Mur poids classique	4
<b>Figure I.7</b>	Mur cantilever	4
<b>Figure I.8</b>	Mur en T avec contreforts	5
<b>Figure I.9</b>	Renforcement par butons	7
<b>Figure I.10</b>	Renforcement par tirants	7
<b>Figure I.11</b>	Exemples de réalisation en palplanche bois/ protection de berge à gauche et droite et batardeau au centre	8
<b>Figure I.12</b>	Mise en place de palplanche Pvc	10
<b>Figure I.13</b>	Exemple de mur cloué	13
<b>Figure I.14</b>	Domaines d'utilisation de la terre armée	14
<b>Figure I.15</b>	Mur en pneu sol	14
<b>Figure I.16</b>	Exemple de géotextile	15
<b>Figure I.17</b>	Exemple de géogrille	16
<b>Figure I.18</b>	Rouleaux de géomembrane	16
<b>Figure I.19</b>	Exemple de géomembrane	17
<b>Figure I.20</b>	Les dangers qui causés par le mur	18
<b>Figure I.21</b>	mode de rupture des ouvrages de soutènement	20
<b>Chapitre 2</b>		
<b>FigureII.1</b>	État initial du sol au repos (sans talus, $\beta = 0$ )	24
<b>FigureII.2</b>	État initial, sol sans déplacement	25
<b>FigureII.3</b>	Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée	26
<b>FigureII.4</b>	État limite de poussée du sol	26
<b>FigureII.5</b>	État limite de butée du sol	27
<b>FigureII.6</b>	Équilibre du coin coulomb	28
<b>FigureII.7</b>	Formule de Poncelet	30
<b>FigureII.8</b>	Équilibres de poussée et de butée de Rankine	31
<b>FigureII.9</b>	Diagramme de poussée sur l'écran I	33
<b>FigureII.10</b>	Équilibres de Boussinesq et de Rankine	34
<b>Chapitre 3</b>		
<b>Figure III.1</b>	Dimensions usuelles d'un mur poids (d'après Costet et Sanglerat)	36
<b>Figure III.2</b>	Représentation des forces	37
<b>Figure III.3</b>	Polygone des forces	37
<b>Figure III.4</b>	Mur cantilever	38
<b>Figure III.5</b>	Murs en terre armée	38
<b>Figure III.6</b>	Modes de rupture interne	39
<b>Figure III.7</b>	Rupture profond	40

<b>Figure III.8</b>	Rupture superficiel	40
<b>Figure III.9</b>	Stabilité au glissement	41
<b>Figure III.10</b>	Stabilité au renversement	41
<b>Figure III.11</b>	Rôle de l'eau	43

# *Listes Des Tableaux*

<b>Chapitre 2</b>		<b>Page</b>
<b>Tableau II.1</b>	Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement	25
<b>Chapitre 4</b>		
<b>Tableau IV.1</b>	Les moments stabilisateurs	46
<b>Tableau IV.2</b>	Les facteurs de sécurité (model simple)	49
<b>Tableau IV.3</b>	Les facteurs de sécurité (model avec la nappe)	50
<b>Tableau IV.4</b>	Les facteurs de sécurité (model avec la force)	51
<b>Tableau IV.5</b>	Les facteurs de sécurité (model avec la surcharge)	52
<b>Tableau IV.6</b>	Les facteurs de sécurité (model avec la nappe +la force +la surcharge)	53

## Table des Notations Principales

Symboles	Désignation	Chapitre
Ppq, Ppc,	Forces passives dues à la surcharge q , la cohésion c et le poids	II
$p\gamma$	propre $\gamma$ respectivement .	II
	rayon de l'arc de spirale	II
$\sigma$	Contrainte normale totale	II
C	cohésion du sol	II
F	Force de résistance au frottement	II
Kp	Coefficient de butée de Rankine	II
$k_{a\gamma h}$	Coefficient de poussé des terres horizontales	II
$k_{aqh}$	Coefficient de poussé horizontale due à la surcharge	II
$k_{ach}$	Coefficient de poussé horizontale due à la cohésion	II
$M_c$	Moment dû à la cohésion c	II
$W_w$	Poids propres du coin	II
$\phi$	Angle de frottement interne	II
$\phi_{equi}$	L'angle de frottement interne équivalent	IV
H	Charge horizontale	IV
V	Charge verticale	IV
$\gamma_{sol}$	Poids volumique du sol	IV
$\gamma_{bét}$	Poids propre du béton	IV
$\gamma_w$	poids volumique de l'eau	IV

# Table Des Matières

	Page
Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Listes de symboles	
Table des matières	
<b>Chapitre I : Généralité sur les ouvrages de soutènements</b>	<b>1</b>
I.1 Introduction	1
I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement	1
I.2.1. Les murs poids	1
a. Murs de soutènement en pierres sèches	1
b. Les gabions	2
c. Les murs poids classique	4
d. Les murs cantilevers	4
I.2.2. Les écrans plans	6
a. Les parois moulées	6
b. Les parois berlinoises	6
c. Les palplanches	7
c.1. La palplanche en bois	7
c.2. La palplanche en béton armé	8
c.3. La palplanche en acier	9
c.4. La palplanche en PVC	10
c.5. La palplanche en fibre de verre	11
I.2.3. Les murs composés	12
I.2.3.1. Les ouvrages en terre armée	13
a. Les pneus sol	14
b. Les géosynthétiques	15
c. Géogrilles	15
d. Géomembrane	16
I.2.4. Renforcement de sol	17
a. Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement	18
I.3. Faire construire un mur de soutènement	18
I.3.1. Des risques réels	18
I.3.2. Quels dangers	18
I.3.3. Quelles sont les causes	19
I.3.4. Que faire pour construire un mur de soutènement	19
I.4. Modes de rupture des ouvrages de soutènement	20
I.5. Principaux sinistres des murs de soutènement	20
I.6. Quelques conseils	22
<b>Chapitre2: Calcul des efforts de poussée et de butée</b>	<b>23</b>
II.1 Introduction	23
II.2. Étude de poussée et butée	23
II.2.1. État de repos	23

II.2.2. Frottement sol-mur	25
II.3. Équilibres de poussée et de butée	25
II.3.1. Équilibre de poussée	26
II.3.2. Équilibre de butée	27
II.4. Les théories de calcul des coefficients de poussée et de butée d'un sol sans cohésion (sol pesant) :	27
II.4.1. Théorie de COULOMB	27
II.4.2. Formule de Poncelet	29
II.4.3. Théorie de RANKINE	30
II.4.4. Théorie de BOUSSINESQ	34
<b>Chapitre 3 : Stabilité des murs de soutènements</b>	35
III.1. Prédimensionnement des murs de soutènement	35
III.2. Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage	36
III.3. Modélisation des ouvrages présentés	37
III.3.1. Mur poids	37
III.3.2. Murs en béton armé ou mur cantilever	38
III.3.3. Murs en terre armée	39
III.4. Justification de la stabilité	39
III.4.1. Stabilité interne	39
III.4.2. Stabilité externe (Stabilité d'ensemble)	39
III.4.2.1. Stabilité au poinçonnement	40
III.4.2.2. Stabilité au glissement	40
III.4.2.3. Stabilité au renversement	41
III.5. Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme	42
<b>Chapitre 4 : Etude d'un cas réel</b>	44
IV.1. Calcul manuelle d'exemple pratique	45
IV.1.1. Calcul des forces agissant sur le mur	45
IV.1.2. Calcul de la force de poussée des terres	45
IV.1.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis au glissement	46
IV.1.4. Vérification de la stabilité vis-à-vis au renversement	46
IV.1.5. Vérification de la stabilité de la semelle	47
IV.1.6. Vérification de la portance de sol	47
IV.2. Modélisation par le géomur	48
IV.2.1. Introduction	48
IV.2.2. Model géométrique simple	48
IV.2.3. Etude de la variation géotechnique	49
IV.2.4. Modélisation par géo5	54
1. Définition	54
2. Model simple (sol)	54
3. Model géométrique (sol linéaire+ la nappe)	58
4. Model géométrique (sol linéaire+ la force)	61
5. Model géométrique (sol linéaire+ la surcharge)	64
IV.3. Conclusion	70



# *Introduction générale*

*L*e rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

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

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

*T*ous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

*U*n mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles: un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

*A*près avoir donné une classification des divers ouvrages de soutènement, on indique toutes les méthodes de l'évaluation des forces de poussée et de butée, chaque méthode et ces hypothèses simplificatrices, ensuite on donne les vérifications à faire pour les murs de soutènements pour être stable, surtout vis-à-vis au poinçonnement, glissement et le renversement, en fin on fait une application pratique.

## **Organisation de mémoire**

Pour bien présenter les informations sur les murs de soutènements et les méthodes de calcul, les vérifications de stabilité et éclairer les axes de notre étude, le mémoire a été articulée suivant les points suivants :

- **Chapitre I : les ouvrages de soutènements** : dans ce chapitre on a essayé de donner une bibliographie assez complète concernant les ouvrages de soutènements et leurs classifications selon leurs modes de fonctionnement ;
- **Chapitre II : Calcul des efforts de poussée et de butée** : on a représenté dans ce chapitre les différentes méthodes de calcul des forces de poussées et butées selon plusieurs auteurs ;
- **Chapitre III : Stabilité des murs de soutènements**: dans ce chapitre on a présenté le pré dimensionnement d'un mur de soutènement poids, ainsi on donne en détaille les vérifications de stabilité d'un mur de soutènement vis-à-vis au poinçonnement, glissement et le renversement ; a travers le calcul de facteurs de sécurité pour chaque cas ;

- Chapitre IV : **Etude de cas «Réal** » : dans ce chapitre une application directe de différente méthode pour calculer le coefficient de sécurité d'un mur de soutènement poids et de vérifiée la stabilité au poinçonnement, glissement et le renversement, à travers un calcul manuelle et par deux logiciels de calcul « **Géomur et Géo5** » basé sur la méthode **Fellenius**.
- Et en fin on donne une conclusion générale.

## *Généralité sur les ouvrages de soutènements*

### **I.1.Introduction**

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 routiers 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. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènements, ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi (palplanche). [1]

### **I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement**

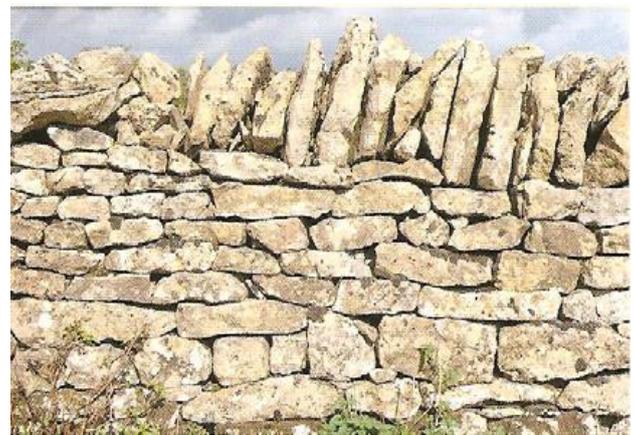
L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu Peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (Les murs poids).
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (Les écrans plans).
- La poussée est reprise par des ancrages (Les murs composés).

#### **I.2.1. Les murs poids**

##### **A. Murs de soutènement en pierres sèches**

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènements avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel.



*Figure I.1. Mur en pierres sèches*

- Le **drain** est constitué de débris ou de cailloutis de petit calibre, souvent les restes inutilisables issus du démontage d'anciens murs, qui servent au remplissage de l'arrière de l'ouvrage. Elles protègent le parement de l'envahissement progressif par les terres et jouent

le rôle de premier filtre entre le talus et le mur, permettant ainsi l'écoulement des eaux de pluies.



*Figure I.2. Le drainage des murs secs*

### B. Les gabions

Les gabions sont des corbeilles à pierres, composés de parois en treillis métalliques électro-soudés de haute résistance, fabriqués en fils de 3mm ou 4,55mm de diamètre et de mailles carrées entièrement repliables et assemblés en usine.



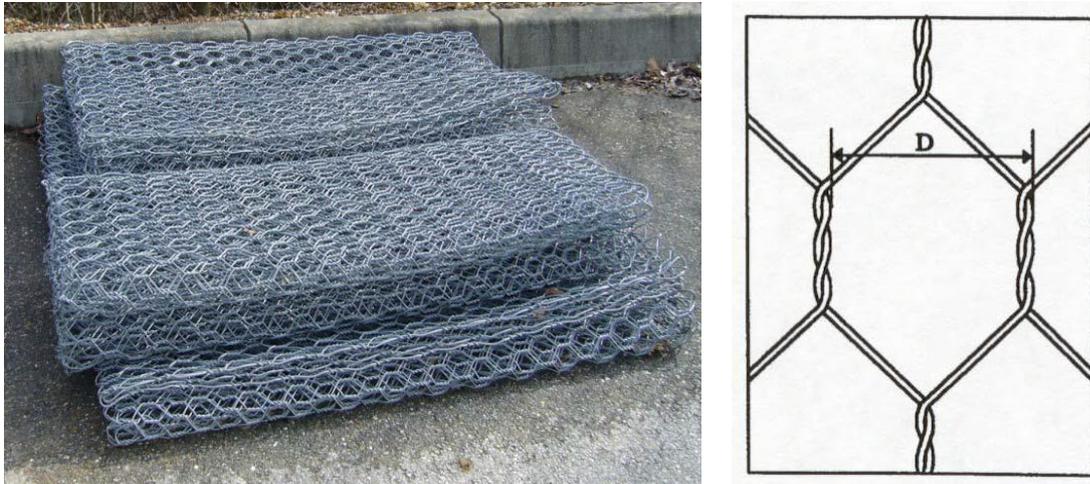
*Figure I.3. Mur en gabion*

- **Réalisation d'un mur de soutènement en gabions**

Un gabion désigne une cage, faite de solides fils d'acier et qui est remplie de pierres. Les ouvrages engabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement.

Il existe deux types de grillage de gabions :

- Les **gabions à double torsion**, à mailles hexagonales, qui sont obtenus par tissage de filsmétalliques de petits diamètres.



*Figure I.4. Gabions à double torsion*

- Les **gabions électrosoudés**, à maille carrée ou rectangulaire, qui sont obtenus par soudage électrique de barrettes d'acier. Ce type de gabion possède une meilleure tenue et une très bonne rigidité. Ils sont plus faciles à mettre en œuvre, leur finition est meilleure, plus soignée. De plus, ils sont facilement récupérables et recyclables.



*Figure I.5. Gabions électrosoudés*

### Avantages

- Monolithisme et souplesse ;
- Souplesse d'adaptation et facilité de mise en œuvre ;
- Absorption acoustique ;
- Intégration paysagère et environnementale ;
- Kit prêt à l'emploi : cage, tirant, agrafe, agrafeuse, gabarit de montage.

### Les inconvénients

- Les pierres à gabion peuvent être difficiles à obtenir dans certaines carrières ;
- Les grillages des gabions ne sont pas disponibles partout ;

- Les grillages des gabions peuvent se détériorer après quelques années ;
- L'utilisation de gabion se limite aux zones où l'écoulement est intermittent et où le drainage n'est pas très important.

### Domaine d'application

Les murs des gabions sont utilisés comme ouvrage de soutènement dans les interventions suivantes : Une rapide remise en état des infrastructures détruites ;

Un aménagement et une stabilisation des pentes en mouvement sans modification d'écoulement des eaux superficielles, permettant une végétalisation des terrains. [3]

### C. Les murs poids classique

Pour contrer la poussée des terres qui tendent à renverser le mur, il utilise son propre poids comme rempart. L'épaississement de la largeur à mesure que l'on se rapproche de la base s'explique par une poussée des terres nulle au sommet mais croissante en profondeur. Quoique assez simple à réaliser, ce mur n'est pas économique pour des hauteurs supérieures à 3m.

Pour empêcher l'accumulation des eaux à l'arrière du mur (qui augmente considérablement les poussées), on met en place des dispositifs pour l'évacuation aussi rapide que possible de cette eau par des ouvertures ou barbacans dans le mur.

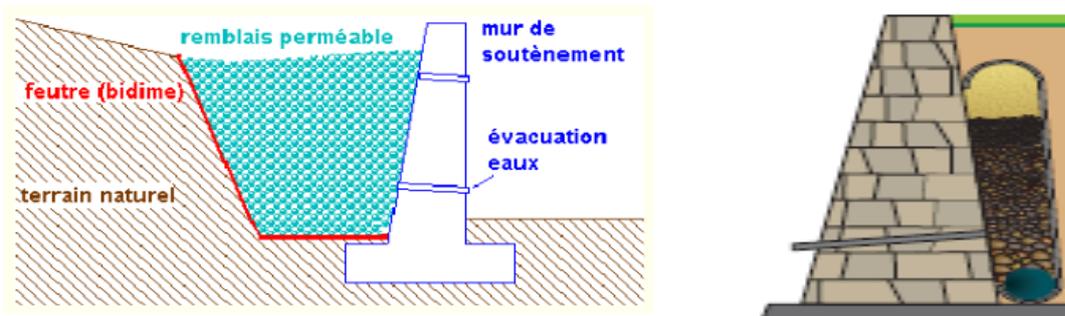


Figure I.6. Mur poids classique

### D. Les murs cantilever

Ces murs vont limiter la tendance au renversement (due à la poussée des terres) par une large semelle dont le poids des terres en amont induit un moment qui va contrer le basculement de l'ouvrage.

Ces murs sont intéressants pour des hauteurs de 3 à 6m.

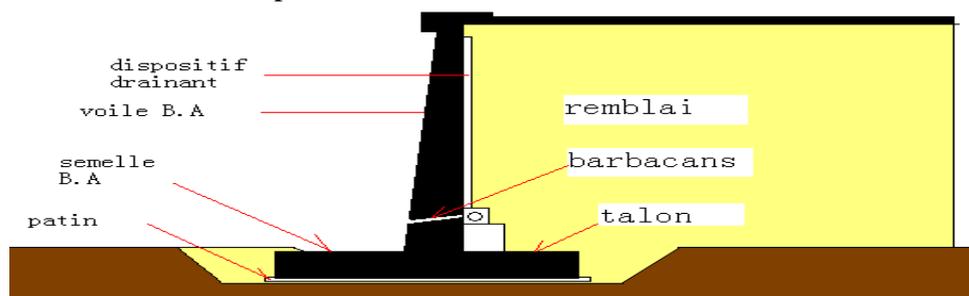


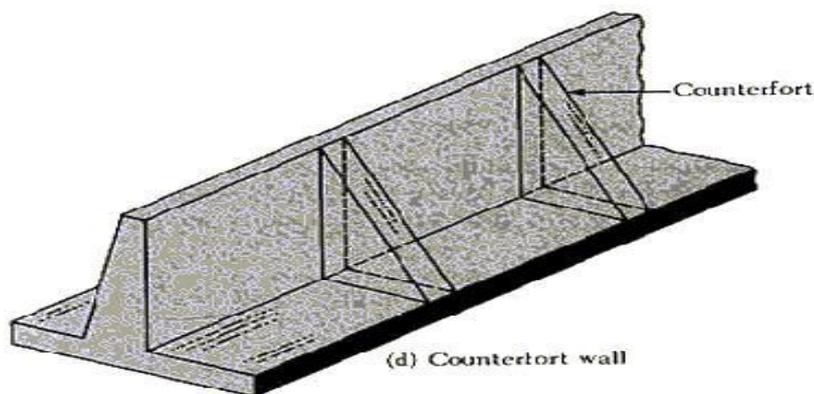
Figure I.7. Mur cantilever

- **Mur en T avec console**

Une console est généralement placée, lorsque la hauteur du mur dépasse les 6 à 8 m (ordre de grandeur), pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du mur est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes.

- **Mur en T avec contreforts**

Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5 à 5 m | ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce-dernier dépasse environ 6 à 8 m). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable. Ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable.



*Figure I.8. Mur en T avec contreforts*

### Avantages

- Son coût (au point de vue quantité de béton en comparaison avec les murs poids béton).
- Sa capacité à reprendre des efforts de poussée importants (moyennant console, contreforts).
- Sa conception partielle en atelier.
- Sa facilité de mise en œuvre.
- Sa capacité à retenir tout type de terrains.

### Inconvénients

- Ses fondations relativement importantes (qui dépendent de la stabilité du sol).
- Le dégagement des terres pour permettre le placement de la semelle.
- Exécution moins rapide.

## **I.2.2. Les écrans plans**

### **A. Les parois moulées**

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

#### **Les avantages**

- Continuité
- La résistance
- L'étanchéité
- Mise en œuvre peu bruyante

#### **Les inconvénients**

- l'évacuation de la boue (bentonite) de la tranchée après bétonnage constitue un problème pour l'environnement.
- Ancrage permanent
- Le procédé nécessite des grands moyens de mise en œuvre.

### **B. Les parois berlinoises**

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

Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande facilité d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau,...etc.) parce que les distances entre les étais (profilés) peuvent être adoptés aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être varié. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus. Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques.

#### **Domaine d'utilisation**

L'utilisation des parois berlinoises est nécessaire lors des constructions dans des emplacements restreints. En effet, elles démontrent toute leur efficacité lorsque des fouilles sont irréalisables en raison de talus à proximité immédiate d'ouvrages existants ou de terrains privés. Elles sont le plus souvent utilisées en milieu urbain où la surface du chantier coïncide souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser.

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



*Figure I.9. renforcement par butons*



*Figure I.10. renforcement par tirants*

### C. Les palplanches

La palplanche est une pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés.

Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. De plus, il ne faut pas confondre « palplanche » et « rideau de palplanche » qui désignent l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles.

Cette partie vise à faire la distinction entre les différents types de palplanches afin qu'aucune possibilité ne soit écartée de notre synthèse.

#### \* Les différents types de palplanche

##### 1. La palplanche en bois

La palplanche en bois est utilisée depuis des centaines d'années. Le bois est le matériau le plus ancien de la construction, il est régulièrement utilisé pour des structures légères. À cet effet, il peut être utilisé pour des rondins placés dans le sol afin d'agir comme barrage brut, ce qui correspond à l'ancêtre de la palplanche.

#### Domaines d'utilisations

- Batardeau.
- Protection de berge.
- Barrage.



*Figure I.11. Exemples de réalisation en palplanche bois/ protection de berge à gauche et droite et batardeau au centre*

### Domaine géotechnique

Le bois reste un matériau fragile notamment lors de sa mise en œuvre par battage. Il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux.

### Avantages

- Matériau économique.
- Grande élasticité ce qui lui permet d'absorber l'énergie cinétique produite par un choc. Dans le cas de soutènement de voie fluviale où les chocs sont fréquents. (Module d'Young entre 10 000 et 15 000 MPa).
- Esthétique.
- Peu de maintenance.

### Inconvénients

- Faible durée de vie (environ 25 à 30 ans).
- Dégradation du bois.
- Résistance limite face à la poussée du sol (environ 20 à 30 MPa en flexion).

## 2. La palplanche en béton armé

Au début des années 1910, le béton armé fut utilisé pour concevoir des palplanches plus résistantes face à la flexion imposée par la poussée des terres. Ce n'est qu'à titre rétrospectif que nous en mentionnons l'existence dans notre synthèse scientifique étant donné que ce type de palplanches n'est plus utilisé de nos jours. En effet, il ne présente plus aucun avantage face à l'apparition des palplanches acier sur le marché au cours des années 1960.

### Domaines d'utilisation

- Soutènement.
- Batardeau.

### Domaine géotechnique

Pour éviter la fissuration lors du battage, il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux.

**Avantages**

- Matériau économique,
- Géométrie adaptable aux besoins et contraintes du site,
- Pas de maintenance,
- Durée de vie (environ 50 ans).

**Inconvénients**

- Fissuration lors du battage et détérioration de la palplanche si le terrain est trop résistant,
- Serrures mal ajustées lors de la mise en place, il y a des problèmes d'étanchéité durable.

**3. La palplanche en acier**

Pendant les années 1960, le cours du fer diminua de manière importante ce qui fit croître de manière exponentielle l'utilisation de l'acier dans les méthodes de soutènement. Ainsi, la palplanche acier qui existait depuis 1910 devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche béton dans tous ses domaines d'application.

**Domaines d'utilisation**

- Batardeau,
- Soutènement notamment en site aquatique,
- Quai d'accostage,
- Parois cylindriques appelées «gabions»,
- Blindage de fouille,
- Barrage,
- Ouvrage portuaire,
- Ecluse,
- Protection de berge et canaux,
- Culée de pont.

**Domaine géotechnique**

Tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux.

**Avantages**

- Forte aptitude au réemploi,
- Très bonne étanchéité,
- Très grande résistance,
- Large gamme de profilé,
- Très grande élasticité,
- 100% recyclable,
- Facilité et rapidité de mise en œuvre,
- Durée de vie (de 50 à 100 ans en fonction du traitement).

## Inconvénients

- Matériau onéreux suivant la variation du cours de l'acier,
- Dégradation avec le temps (corrosion),
- Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre.

### 4. La palplanche en PVC

La palplanche en PVC à base de résine de plastique est apparue au cours des années 2000 en complément de la palplanche acier dans certains domaines mais aussi comme alternative à la palplanche bois qui contribue à la déforestation et à la pollution des sols (à cause des traitements). De plus, elle apporte une solution à la corrosion des palplanches acier tout en conservant un domaine d'utilisation vaste et une facilité de mise en œuvre dans les zones de faibles profondeurs.

### Domaines d'utilisation

- Zone de fort courant et sur site pollué,
- Batardeau,
- Soutènement notamment en site aquatique,
- Quai d'accostage,
- Ouvrage portuaire,
- Ecluse,
- Protection de berge et canaux,
- Soutènement de talus,
- Bassin de rétention.

### Domaine géotechnique

Ce type de palplanches s'utilise dans des terrains non rocheux.



*Figure I.12. Mise en place de palplanche Pvc*

### Avantages

- Prix moins élevé que l'acier,
- Conserve les avantages des palplanches acier (facilité de mise en œuvre)
- Très légère,
- Aspect esthétique,
- Très bonne étanchéité,
- Bonne résistance,
- Résistance aux UV,
- Matériau inerte,
- Large gamme de profilé,
- 100% recyclable,
- Durée de vie (environ 50 ans sans traitement),
- Aucun traitement nécessaire
- Idéal en milieu agressif et pollué.

### Inconvénients

- Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre,
- Augmentation du prix du PVC constante.

### 5. La palplanche en fibre de verre

La palplanche en fibre de verre a suivi celle du PVC pour les mêmes raisons mais en apportant une résistance bien plus importante que celle du PVC.

#### b) Domaines d'utilisation

- Zone de fort courant et sur site pollué,
- Batardeau,
- Soutènement notamment en site aquatique,
- Quai d'accostage,
- Ouvrage portuaire,
- Ecluse,
- Protection de berge et canaux,
- Bassin de rétention.

#### Domaine géotechnique

Ce type de palplanche s'utilise dans des terrains non rocheux.

### Avantages

- Conserve les avantages des palplanches acier (facilité de mise en œuvre).
- Très légère,
- Aspect esthétique,
- Très bonne étanchéité,

- Très bonne résistance,
- Très bonne résistance aux UV et à la température,
- 100% recyclable,
- Durée de vie (environ 75 ans sans traitement),
- Aucun traitement nécessaire,
- Idéal en milieu agressif et pollué.

#### **Inconvénients**

- Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre,
- Peu de fournisseurs,
- Coût élevé.

### **I.2.3. Les murs composés**

#### **A. Murs cloués en béton**

La technologie de construction des murs cloués consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par la mise en place de barres passives, peu inclinées sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent également travailler partiellement à la flexion et au cisaillement. C'est par le biais du frottement qui s'exerce entre le sol et les barres que ces dernières peuvent se mettre en traction et tenir la structure.

On construit ainsi progressivement et de haut en bas un massif de sol renforcé. Pour éviter que la terre ne s'écroule entre les barres, on doit placer un parement généralement constitué d'un treillis soudé et d'un béton projeté. Ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans. Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber. De nos jours c'est une technique extrêmement répandue car le comportement des ouvrages est satisfaisant et le coût de la mise en œuvre est inférieur à celui des murs en L pour la même hauteur de mur.



*Figure I.13. Exemple de mur cloué*

### **I.2.3.1. Les ouvrages en terre armée**

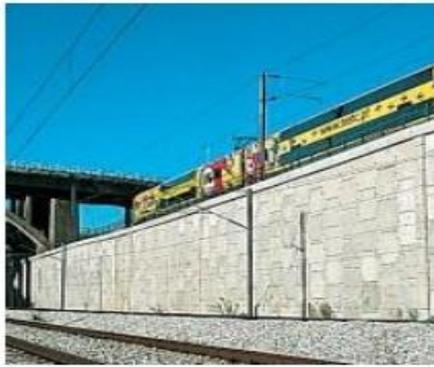
La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement. L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont. Ce procédé de construction a été développé à partir de **1960** par l'ingénieur et architecte **Henri Vidal** qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

- **Les éléments de la Terre Armée**

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée (Fig45) a une influence directe sur sa stabilité et ses performances

Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie Civil :

- Ouvrages ferroviaires
- Ouvrages routiers
- Ouvrages hydrauliques
- Ouvrages industriels et de protection

**a : ouvrages ferroviaires****b : ouvrages routiers****Figure I.14. Domaines d'utilisation de la terre armée**

### A. Les pneus sol

Un mur de soutènement en Pneu sol est constitué :

- De pneus : (pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'ils sont disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux).
- De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus, ne présentant pas des caractéristiques géotechniques contraignantes,
- De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'ébouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural : s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente d  $1/2$  ou  $1/3$ ), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique.

**Figure I.15. Mur en pneu sol**

### B. Les géosynthétiques

sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure

tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géomembranes et les géogrilles.

### A. géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



*Figure I.16. Exemple de géotextile*

### C. Géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.



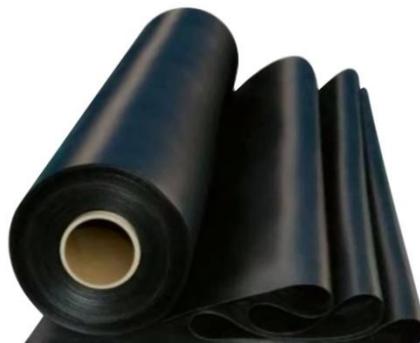
*Figure I.17. Exemple de géogrille*

#### **D. Géomembrane**

Les **géomembranes** sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides mêmes sous des sollicitations de service.

Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à 1mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des **géomembranes**.

Elles sont généralement fabriquées en polyéthylène, haute et basse densités (HDPE, VFPE), en bitume élastomère, en polypropylène (PP) ou en chlorure de polyvinyle (PVC).



*Figure I.18. Rouleaux de géomembrane*

Elles sont généralement stockées sous forme de rouleaux de longueurs et largeurs différentes, pouvant aller de 1m par 10m pour les géomembranes bitumineuses à 7,5m par 200m pour les **géomembranes** en polyéthylène par exemple.

Elles sont utilisées en génie civil, bâtiment, agriculture, environnement et industries

En génie civil elles font partie de la famille des géosynthétiques.

Elles sont souvent thermo-soudables pour réaliser les joints dans des conditions de qualité et de fiabilité optimales.



*Figure I.19. Exemple de géomembrane*

#### **I.2.4. Renforcement de sol**

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques – géogridde, géotextile. Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale. Dans le cas où l'angle de frottement interne du remblai est peu différent de l'angle du talus raidi, il n'est pas nécessaire de renforcer le parement du remblai. Il suffit d'envelopper totalement le remblai avec le géosynthétique.

Dans ce cas, la face de l'ouvrage est formée par le géosynthétique lui-même avec ajout de géotextile non-tissé ou d'une géogridde anti-érosion recouvert d'une faible couche de terre végétale entre les mailles de la géogridde. La surface de parement doit toutefois être protégée contre l'érosion, par exemple par un géogridde anti-érosion.

##### **I.2.4.1. Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement**

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- diminution des emprises;
- création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;

- optimisation des coûts de construction.

### I.3. Faire construire un mur de soutènement

#### I.3.1. Des risques réels

Sur votre terrain en pente, vous devez réaliser un mur de soutènement qui peut mesurer plusieurs mètres de hauteur.

Si cet ouvrage n'est pas conçu et construit en respectant les règles de l'art, il risque de renverser ou de s'effondrer en mettant en péril votre sécurité et celle de vos biens.

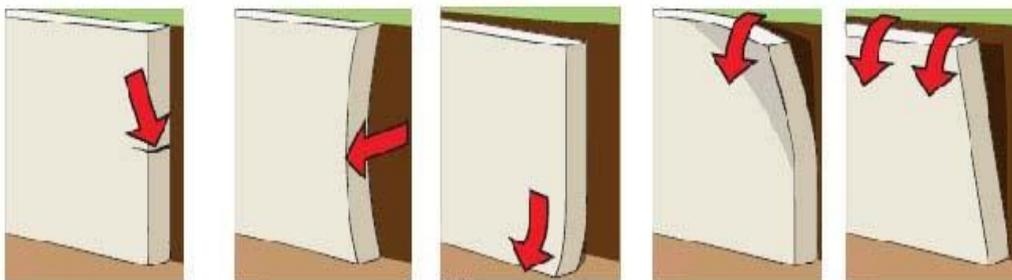
Un mur de soutènement permet d'occuper avantageusement la surface d'un terrain, sauvent en pente, sans que celui-ci ne s'éboule.

Il retient le terrain du côté amont et permet de bénéficier de plus de surface à côté aval.

#### I.3.2. Quels dangers

Le sol soutenu par ce mur exerce des forces de poussées horizontales. Si ce mur est mal réalisé, il peut :

- Se fissurer ;
- Se bomber ;
- Se glisser ;
- Se basculer ;
- Se renverser



*Figure I.20. Les dangers qui causés par le mur*

Il arrive dans certain cas que l'ensemble du terrain «glisse», il convient de prendre en compte le comportement du sol alentour pour dimensionner correctement cet ouvrage.

Ce risque est aggravé dans les cas suivants :

- Suite à des pluies importantes et répétées ;
- Dans les zones sismiques ;
- En présence d'argile (gonflantes à très gonflantes) ;
- En cas d'hauteur important.

#### Remarque

Les conséquences d'une dégradation d'un mur de soutènement peuvent être dangereuses et coûteuses, aussi bien pour les personnes que pour les constructions mitoyennes. Il convient donc dès la conception d'en être conscient.

### I.3.3. Quelles sont les causes

Les causes de conception ou de mise en œuvre inadaptées d'un de soutènement sont multiples, la présence de l'une d'elles suffit à rendre ce mur dangereux :

- Absence d'étude de sol et de calculs du mur qui entraîne une conception hasardeuse et du dimensionnement insuffisant du mur et de ses fondations, notamment zones sismiques ;
- Manque de rigidité des fondations ou portance trop faible du sol d'assise ou encrage insuffisant ;
- Réalisation du mur en blocs de bétons, en maçonnerie de moellons ou en éléments préfabriqués inappropriés ;
- De faut d'aplomb des murs verticaux ;
- Absence ou insuffisance d'armatures métalliques notamment au niveau des reprises de bétonnage ou mauvais positionnement de celles-ci ou mauvais encrage des aciers ;
- Utilisation d'un béton de mauvaise qualité ;
- Absence ou inefficacité du système de drainage qui ne permet pas d'évacuer l'eau en pied et derrière le mur ;
- Manque d'entretien des barbacanes souvent bouchées (ce qui entraîne une poussée d'eau très importante derrière le mur) ;
- Insuffisance de profondeur (hors gel) en métropole ;
- Utilisation de matériaux non normalisés.

### I.3.3. Que faire pour construire un mur de soutènement

Les services constructeurs vérifieront la possibilité réglementaire de pouvoir construire cet ouvrage :

- Code de l'urbanisme (articles R 421-2 et R 421-3) ;
- Constructibilité du terrain ;
- Limitation ou prescription spécifiques prévues par un plan de prévention des risques (retrait gonflement des argiles inondation....) ;

En cas de non-respect de l'interdiction et suite de contrôle des services de l'état, un juge peut ordonner la destruction du mur. De plus et dans ce cas, les contrats d'assurance excluent de garantir les ouvrages.

#### A. Souscrire une assurance

Avant le commencement des travaux, la loi vous obligé à souscrire une assurance dommage d'ouvrage pour la réalisation du mur qui peut intégrer un tel ouvrage.

## B. Faire appel à des professionnels

Au regard des risques réelles que présentent ces ouvrages, il est nécessaire de faire appel à des professionnels compétents et assurés (bureau d'études techniques géotechnicien). En tant que maître d'ouvrage, vous ne devez pas immiscer dans la conception ou la réalisation des travaux.

## C. Un géotechnicien

Avant la conception et les calculs, il faut faire réaliser une étude de sol pour cela, vous devez demander la réalisation d'une mission du type G12 (avant-projet) suivie éventuellement par.

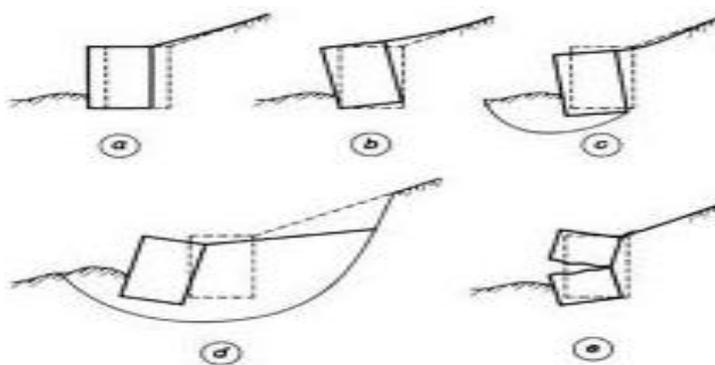
### I.4. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Il s'agit de cinq modes de rupture qui peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base ;
- Le renversement de l'ouvrage ;
- Le poinçonnement du sol de fondation ;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage.

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi. [3]



*Figure I.21. Mode de rupture des ouvrages de soutènement*

### I.5. Principaux sinistres des murs de soutènement

Si l'on classe les sinistres des murs de soutènement, soit par fréquence, soit par

montant des travaux x de réfection en trouve à peu près les même pourcentages qui sont les suivantes :

### **A. Sinistre causé par l'eau**

Un sinistre sur trois est dû à une mauvaise évacuation des eaux. Les plus souvent, une absence de drainage à l'arrière du mur a permis la montée de la nappe et l'accroissement énorme de la poussée qui en découle.

### **B. Sinistre causé par un mauvais dimensionnement**

Un sinistre sur quatre (25% des coûts) est dû à une mauvaise appréciation des efforts en présence (poussée et réaction du sol) ou à une modification ultérieure de ces efforts. La manifestation la plus courante et la plus coûteuse est un glissement excessif voire un renversement complet.

Un glissement excessif présente beaucoup moins de gravité s'il suffit de stopper la progression du mur et si on peut l'accepter sans trop de gêne en sa nouvelle position.

Un excès de tassement ou un glissement doivent être maîtrisés d'urgence en renforçant le terrain ou l'en soulagent de ces surcharges.

### **C. Sinistre dans l'ouvrage lui-même**

Un sinistre sur quatre (25% des coûts) est dû à une faute de conception ou d'exécution du mur :

- Rupture à la jonction entre la paroi verticale et les tirants d'encrage ;
- Fissuration de la ceinture (membrane d'ancrage) ;
- Arrachement du tirant d'ancrage.

### **D. Sinistre dû à une faute dans le déroulement des travaux**

10 à 15% des sinistres sont causés par des imprudences dans la conduite du chantier :

- Fouille taillée trop rapide et qui s'boule ;
- Compactage successif des remblais ;
- Choc d'engin ou de matériel.

### **E. Causes diverses**

Les quelques 5% de sinistres restants sont dus à des causes diverses :

- Eau agressive ;
- Détérioration du parement extérieur du mur, par suite de l'humidité ambiante ;
- Fissuration mineures.

## **I.6. Quelques conseils**

Il faut empêcher l'eau de s'accumuler à l'arrière et au pied du mur pour cela le terrain à

cet endroit, doit former drain vertical et par conséquent être très perméable ;

Il faut proscrire les terres argileuses qui ont pu être extraites de la fouille et les remplacer par un sable grossier ;

Si l'on décide de faire évacuer l'eau à travers le mur, par des barbicanes, le plus bas entre elles ne doit pas être trop éloignée du pied du mur de manière à éviter une accumulation d'eau jusqu'à leur niveau ;

Les barbicanes ne doivent pas être débouchées par souci d'assise d'esthétique, ou se boucher d'elle-même par des dépôts de fine particule ou par la végétation ;

L'eau sortant des barbicanes ne doit pas aller détremper le sol d'assise, elle doit être recueillie et évacuée ;

Si l'on réalise un trou ou une tranchée au pied du mur, il convient d'empêcher l'eau de pluie de s'y accumuler, pour éviter qu'en s'infiltrant elle ne détrempe pas une partie du sol d'assise ;

Enfin, il faut réserver et maintenir la profondeur d'enfouissement du pied du mur, pour garder le sol porteur contre toute atteinte du gel. [3]

## *Calcul des efforts de poussée et de butée.*

### II.1. Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent.

Ces ouvrages de soutènement concernent les murs (mur-poids, murs cantilevers, murs cellulaires..) et les écrans (parois moulées, parois berlinoises et dérivées, rideaux de palplanches...). Suivant le problème traité, on fera un calcul à la rupture (sol dans un comportement rigide-plastique) ou un calcul en déplacement (sol dans un comportement élasto-plastique, ou autre...).

### II.2. Étude de poussée et butée

On détermine les actions du sol sur un écran quand le sol est à la rupture. Suivant les déplacements relatifs entre le sol et l'écran, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif).

#### II.2.1. État de repos

On considérant le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies ne se déforme pas latéralement. Seulement le tassement est possible pour se type de sol. Si le sol est supposé un matériau pesant, homogène, les contrainte et horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire :

$$\sigma_{h0} = K_0 * \sigma_{v0} \quad (\text{II.1})$$

Soit  $\sigma_{v0}$  la contrainte verticale sur une facette horizontale en point  $\mathbf{M}^o$  quelconque du milieu. Cette contrainte est principale par raison de symétrie.

Soit  $\sigma_{h0}$  la contrainte sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est aussi principale et donc horizontale (Fig.II.1). [6]

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos s'écrit :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{II.2})$$

$K_0$  dépend:

- De la nature du sol,
- De l'histoire du sol,
- De la profondeur considérée.

Les valeurs ci-après peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur :

- Sable :  $K_0 \approx 0.5$ ,
- Argile :  $K_0 \approx 0.7$ ,
- Argile très molle, vase :  $K_0 \approx 1$ ,
- roche à très grande profondeur :  $K_0 \geq 1$

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5,  $K_0$  varie entre 0 et 1. [6]

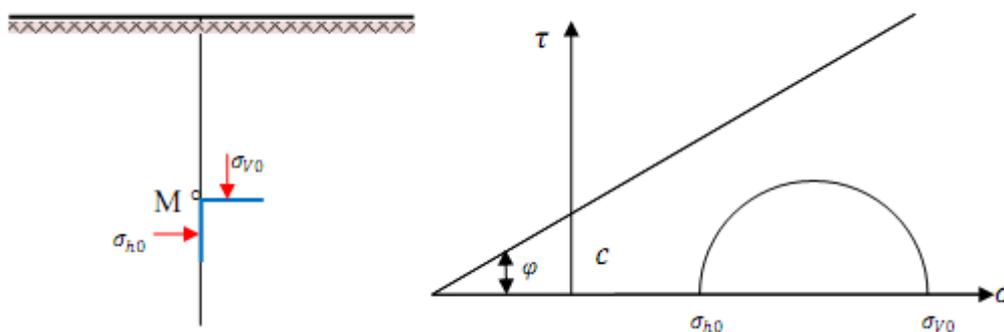
Jacky (1944) a proposé une formulation de  $K_0$  pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Jacky s'écrit :

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

Pour les sols fins surconsolidés ou pulvérulents surcomprimés, le coefficient  $K_0$  dépend du degré de surconsolidation OCR, tel que :

$$K_0 = K_0(NC) * OCR^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

$K_0(NC)$  Peut être estimé par la formule de Jacky ci-dessus. Le coefficient n'est général pris égale à (0.5). Ce coefficient peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai triaxial à déformations latérales nulles, appelé essai  $K_0$ . [6]



**Figure II.1 . État initial du sol au repos (sans talus, = 0). [5]**

**II.2.2. Frottement sol-mur** L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

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

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le Tableau II.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle  $\delta$  est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

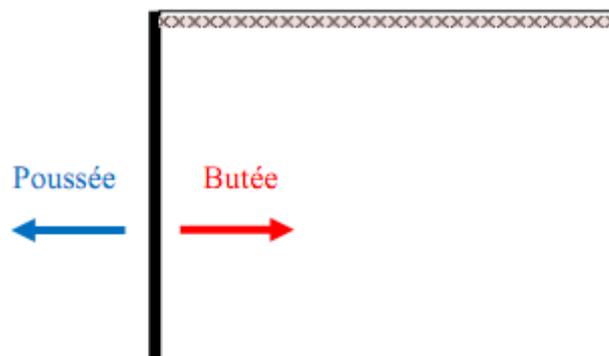
Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de  $(2/3) \varphi$  est celle à retenir.

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

**Tableau II.1 . Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. [4]**

### II.3. Équilibres de poussée et de butée :

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements (Fig.2.2).grossièrement de l'ordre de  $\frac{H}{1000}$  pour mobiliser la poussée et supérieur à  $\frac{H}{100}$  pour mobiliser labuté. (Expériences de Terzaghi). [4]



**Figure II.2. État initial, sol sans déplacement**

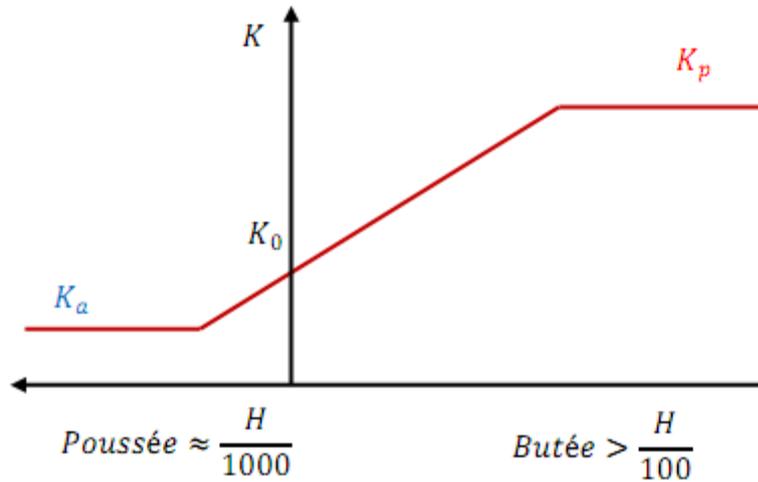


Figure II.3 .Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.

**II.3.1. Équilibre de poussée**

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale  $\sigma_{h0}$  diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma_s$  (équilibre actif ou inférieur) inférieure à  $\sigma_{h0}$ . [7]

Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma_h$  diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma_h = \sigma_a$ . Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma_{v0}$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée  $K_a$  (a comme actif).

$$\sigma_a = K_a * \sigma_{v0} \tag{II.5}$$

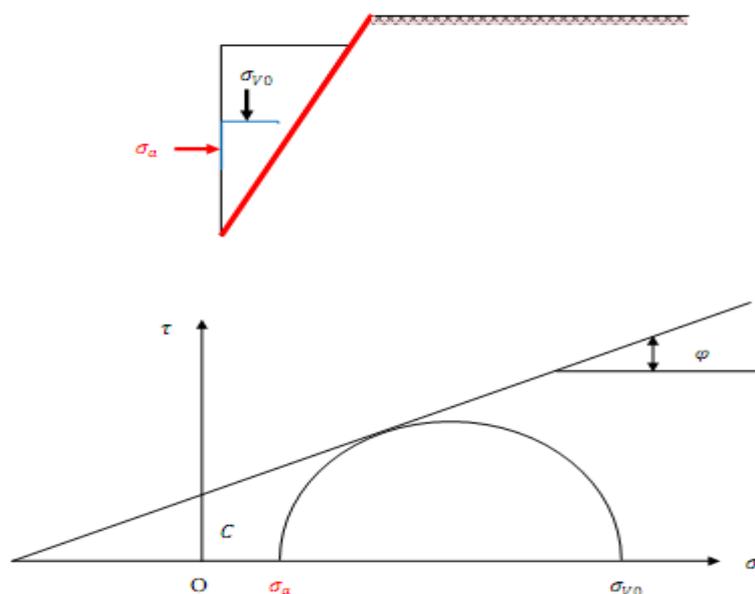


Figure II.4. État limite de poussée du sol.

### II.3.2. Équilibre de butée

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale  $\sigma_{h0}$  augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma_p$  (équilibre passif ou supérieur) supérieure à  $\sigma_{h0}$ . Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma_{h0}$  augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma_h = \sigma_p$ . Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale  $\sigma_v$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée  $K_p$  (p comme passif).

$$\sigma_p = K_p * \sigma_{v0} \quad (\text{II.6})$$

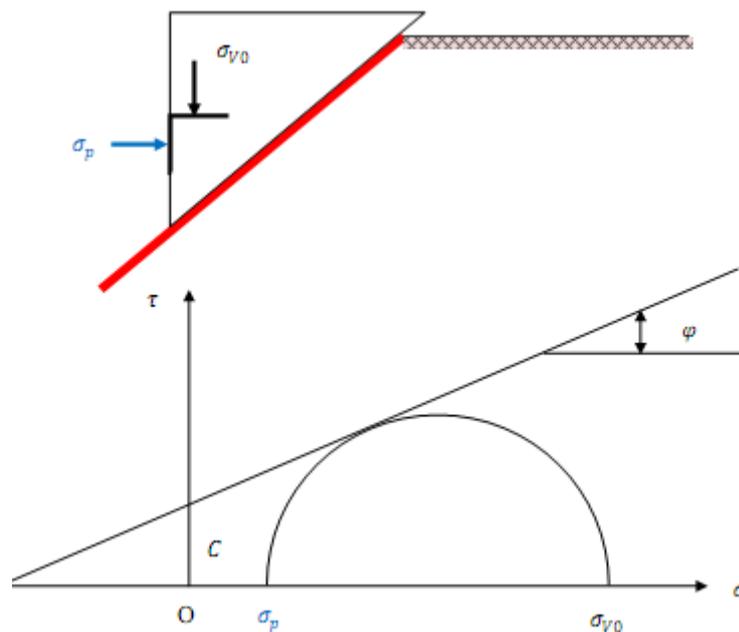


Figure II.5. État limite de butée du sol.

### II.4. Les théories de calcul des coefficients de poussée et de butée d'un sol sans cohésion (sol pesant)

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol pulvérulent ( $C = 0$ ). On mentionne les principales par ordre chronologique.

#### II.4.1. Théorie de COULOMB

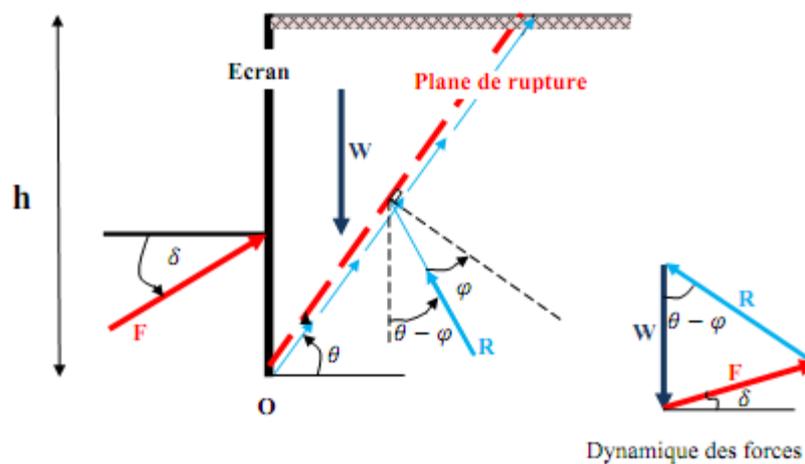
Charles Augustin Coulomb (1736-1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que « Lieutenant en Premier du Génie », la construction de 1764 à 1772 à la Martinique du fort

Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des sciences un important mémoire de mécanique appliquée.

**Coulomb** suppose que la surface de rupture soit plane (coin de Coulomb).

**Coulomb** calcule la poussée  $A$  par rapport à un plan quelconque et détermine par les règles de maximis et de minimis sa valeur maximum.

Soit un écran vertical soutenant un massif de sol sans cohésion avec un terre-plein horizontal (Figure II.6).



**Figure II.6. Équilibre du coin coulomb.**

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontale.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$  est complètement mobilisée long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

La réaction totale du sol  $\bar{R}$  sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc incliné de l'angle  $\varphi$  sur normale au plan de rupture.

Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces en présence  $\bar{R}$ ,  $\bar{W}$  et  $F_a$ ,  $\bar{W}$  étant le poids du mur et  $F_a$  la poussée du sol inclinée de  $\delta$  sur la normale à l'écran (Figure II.6).

On détermine ainsi  $F_a$  en fonction de l'angle  $\theta$ . La méthode de Coulomb consiste à prendre maximum de  $F(\theta)$  (Maximis) pour calculer la poussée  $F_a$ , ce serait le contraire pour la butée (Minimis).

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que  $\delta = 0$ .

$$F_a = R \sin(\theta - \varphi)$$

$$W = R \cos(\theta - \varphi)$$

$$F_a = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi)} = W \tan(\theta - \varphi)$$

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cot \theta \tan^2(\theta - \varphi)$$

$$\frac{dF_a}{d\theta} = \frac{1}{4} \gamma h^2 \left[ \frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta - \varphi)} \right] = 0$$

$$\Rightarrow \sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi) = 0$$

La solution de cette équation :  $\theta = (\pi/4) + \varphi$

Dans le coefficient :  $K_a = \cot\left(\frac{\pi}{4} + \varphi\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) \quad (\text{II.7})$$

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) \quad (\text{II.8})$$

#### II.4.2. Formule de Poncelet

On a supposé, jusqu'à présent, le-massif pulvérulent et homogène et l'écran AB rectiligne ; si de plus le terre-plein est également rectiligne et non surchargé, on peut conduire le calcul jusqu'au bout, on se trouve d'ailleurs dans les conditions d'utilisation-du schéma de Boussinesq, ce qui permettra une confrontation des résultats. La (Fig.2.7) montre les éléments de la démonstration : [6]

- L'écran AB,
- Le terre-plein AT,
- La ligne de glissement possible BC, qui fait un angle  $\theta$  avec l'horizontale,
- Une ligne auxiliaire BD qui fait un angle  $\varphi$  avec l'horizontale,
- La direction BS qui fait avec la ligne BD l'angle  $\psi$  connu que E fait avec la verticale.

On mène par A et C des parallèles à la direction BS qui coupent BD respectivement en K et g. On voit sans peine que le triangle BCg est semblable au triangle des forces FEW, ce qui permet d'écrire :

$$\frac{E}{W} = \frac{Cg}{Bg}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} \cdot l \cdot AC$$

$$Cg = AK \cdot \frac{Dg}{DK}$$

$$AC = Kg \cdot \frac{AD}{DK}$$

Donc :

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * \frac{AD * AK}{DK^2} * \frac{Kg * Dg}{Bg}$$

En posant  $BD = a$ ,  $BK = b$ ,  $BC = x$ , on finalement

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * \frac{AD * AK}{DK^2} * \frac{(x - b) * (a - x)}{x}$$

Où seul  $x$  est variable quand  $\theta$  varie, c'est-à-dire quand  $BC$  prend les différentes positions possibles. [6]

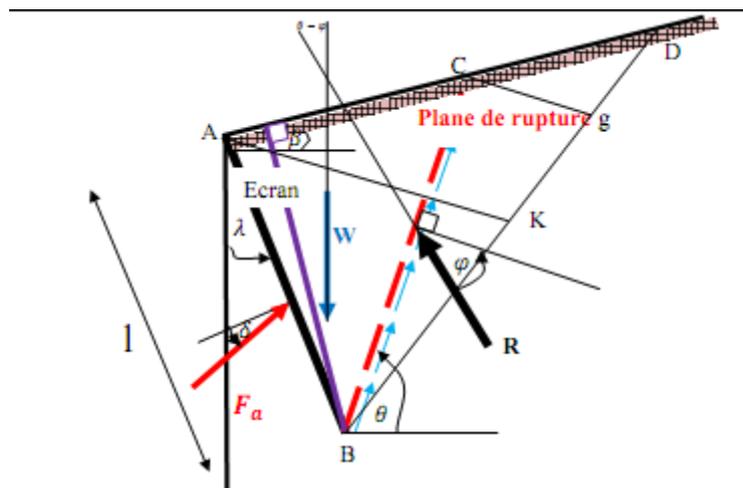


Figure II.7 .Formule de Poncelet.

L'expression  $((x-b) * (a-x) / x)$  passe par un maximum pour  $x = \sqrt{ab}$ , elle a alors pour valeur  $(\sqrt{a} - \sqrt{b})^2$ . Le calcul des différentes longueurs  $l$ ,  $AD$ ,  $AK$ ... en fonction de  $AB=l$  et des angles  $\beta$ ,  $\lambda$ ,  $\varphi$  et  $\delta$  ne présente aucune difficulté, mais il est fastidieux. On obtient en fin de compte.

$$E_{max} = p = \frac{1}{2} K_a \gamma l^2 \quad (II.10)$$

Avec :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (II.11)$$

On voit que cette formule, appelée formule de Poncelet. [4]

### II.4.3. Théorie de RANKINE

En plus des hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,

- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB
- massif à surface libre plane,

**RANKINE** (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. [4]

### • Cas général

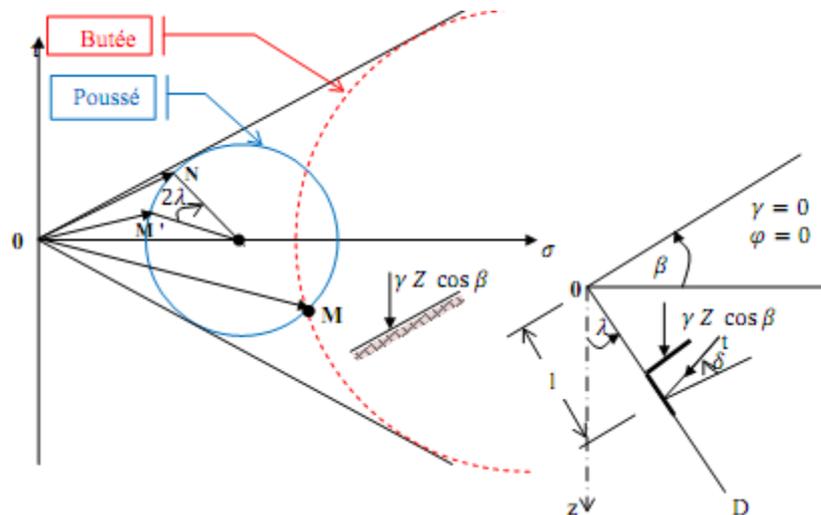
Avec cette hypothèse, on peut déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol pesant pulvérulent ( $\gamma, \varphi$ ) non surchargé.

Le calcul de la contrainte  $t$  à une profondeur  $z$  sur le plan OD s'effectue à partir du cercle de MOHR, le plus petit pour l'équilibre de poussée, passant par l'extrémité M du vecteur contrainte qui s'exerce sur la facette parallèle à la surface libre et tangent aux droites intrinsèques de COULOMB ( $\tau = \sigma \tan \varphi$ ). L'équilibre de butée s'étudierait à partir du cercle de MOHR, le plus grand pour l'équilibre de butée, passant par le même point M et tangent également aux droites intrinsèques de **COULOMB** (Figure II.8).

**OM** est le vecteur contrainte  $\gamma_z \cdot \cos \beta s$  s'exerçant sur la facette parallèle à la surface libre, à une profondeur  $z$ .

**OM'** est le vecteur contrainte s'exerçant sur la facette verticale à la même profondeur  $z$ . Ces deux contraintes sont conjuguées.

**ON** est le vecteur contrainte  $t$  s'exerçant sur la facette inclinée de  $\lambda$  à la même profondeur  $z$ .



*Figure II.8 . Équilibres de poussée et de butée de Rankine.*

Le développement des calculs montre que :

- l'angle  $\delta$ , que fait le vecteur contrainte  $t$  avec la normale à la facette dépend de  $\varphi$ ,  $\lambda$  et  $\beta$ .  $\delta$  Il est constant quelle que soit la profondeur  $z$  puisqu'il ne dépend pas de  $z$ .

$$\tan\delta = \frac{\sin\varphi \sin(2\lambda + \alpha - \beta)}{1 - \sin\varphi \cos(2\lambda + \alpha - \beta)} \quad (\text{II.12})$$

Avec  $\alpha$ , angle auxiliaire défini par :

$$\sin\alpha = \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} \quad (\text{II.13})$$

En particulier, si l'écran est vertical, le cercle de Mohr montre directement que  $\delta = \beta$ , le vecteur contraint de poussée est parallèle à la pente.

- Les lignes de glissement, enveloppes des facettes de glissement forment un réseau de droites faisant entre elles un angle  $(\pi/2 - \varphi)$ .
- La contrainte  $t_a$  en un point du plan OD (écran) est proportionnelle au rayon polaire  $l$ . La distribution des contraintes est donc triangulaire,  $t_a$  fait un angle  $\delta$  avec la normale à l'écran.

$$t_a = \left\{ \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin\alpha}{\cos\delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin\varphi \cos(2\lambda + \alpha - \beta)] \right\} \gamma * l \quad (\text{II.14})$$

Avec l'inclinaison  $\delta$  par rapport à la normale à l'écran définie plus haut.

$$t_a = K a * \gamma * l$$

$$K a = \left\{ \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin\alpha}{\cos\delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin\varphi \cos(2\lambda + \alpha - \beta)] \right\} \quad (\text{II.15})$$

L'inconvénient de la théorie de RANKINE est que l'angle  $\delta$  de la contrainte de poussée avec la normale à l'écran dépend des conditions géométriques mais n'a pas la réalité physique d'un angle de frottement sol-écran.

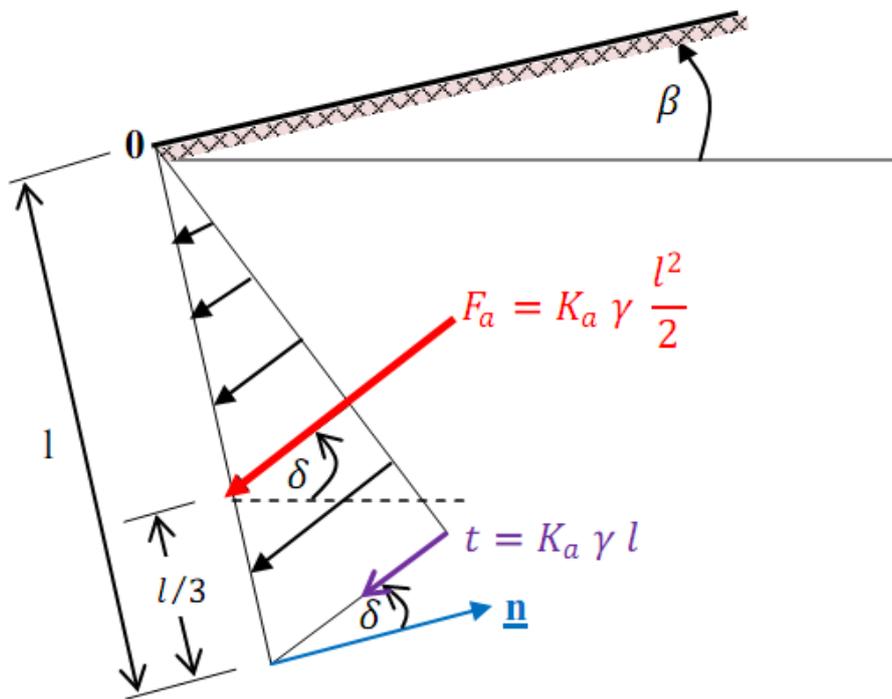


Figure II.9 . Diagramme de poussée sur l'écran l.

La répartition des contraintes de poussée sur l'écran est donc linéaire en fonction de l ; cette répartition triangulaire donne directement la force de poussée.

$$F_a = K_a \cdot \gamma \cdot l^2 / 2 \quad (\text{II.16})$$

Dont le point d'application est situé au  $l/3$  à partir de la base de l'écran. [4]

➤ **Cas particulier : écran vertical, surface libre horizontale :**

Ce cas particulier, mais très fréquent, est beaucoup plus simple à traiter et des calculs rapides permettent de déterminer les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$ .

➤ **Hypothèses**

$\lambda = \beta = \delta = 0$  (Pas de frottement sol-écran)

$\varphi \neq 0, c = 0$

➤ **Cas du sol seulement frottant : (sable, gravier, argile drainée cisailée dans le domaine normalement consolidé).**

Les formules valeur des coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  sont égales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.17})$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.18})$$

#### II.4.4. Théorie de BOUSSINESQ

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelentre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran.

Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINEse raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

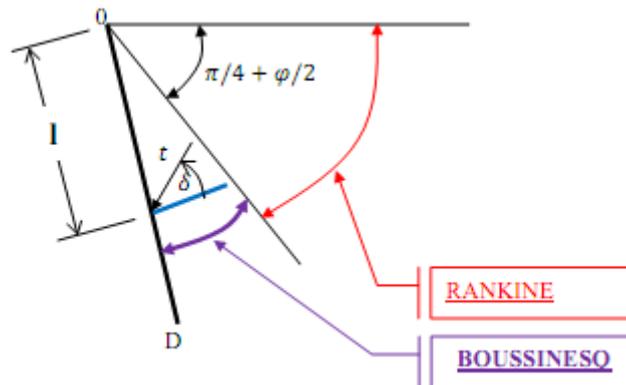


Figure II.10 . Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

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

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

$$t = Ka * \gamma * l \quad (\text{II.19})$$

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

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

$$\text{div} \tau + F = 0 \quad (\text{II.20})$$

S'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \\ \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{cases} \quad (\text{II.21})$$

- $\sigma_r$  : Contrainte normale radiale.
- $\sigma_\theta$  : Contrainte normale orthoradiale.
- $\tau$  : Contrainte de cisaillement.

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + 2 \tau = -\gamma r \sin \theta \quad (2.22)$$

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_{\theta}) = -\gamma r \cos \theta \quad (2.23)$$

Avec:  $\sigma_{\theta} = K\sigma_r$  (II.24)

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

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

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

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

Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée. [4]

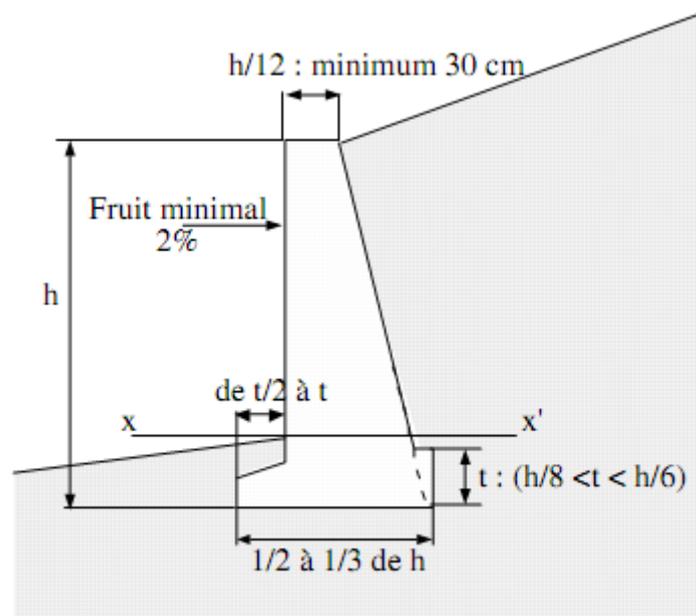
Il existe dans la littérature plusieurs tableaux donnant les valeurs de  $K_a$  et  $K_p$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$  et l'inclinaison du talus  $\beta$  et la rugosité du mur  $\delta$ .

## *Stabilité des murs de soutènements*

### III.1. Prédimensionnement des murs de soutènement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

La Figure II.1. Ci-dessus indique des proportions usuelles pour un mur de soutènement gravitaire.



*Figure III.1. Dimensions usuelles d'un mur poids (d'après Costet et Sanglerat)*

#### Remarque

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

### III.2. Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage

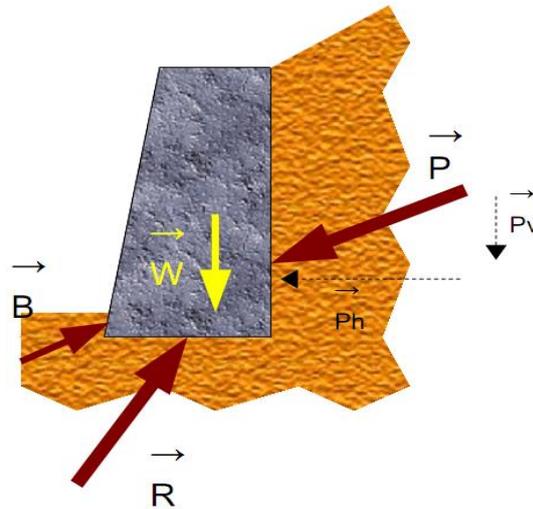
On raisonne dans le cas général schématisé ci-dessus. Les forces agissant sur le mur sont :

- $W$  : poids propre du mur dont le point d'application est le centre de gravité de celui-ci,
- $P$  : résultante des forces de poussée des terres
- $B$  : résultante des forces de butée côté aval (en général, ce terme est négligé par sécurité)
- $R$  : réaction du sol d'assise

A ces forces peuvent également s'ajouter :

- Les résultantes des forces hydrostatiques sur les parements amont et aval et sous la

- semelle en cas de présence d'une nappe au repos,
- Les résultantes des forces d'écoulement en cas de présence d'une nappe en mouvement,
  - Des forces concentrées en certains points (tirants d'ancrage par exemple).

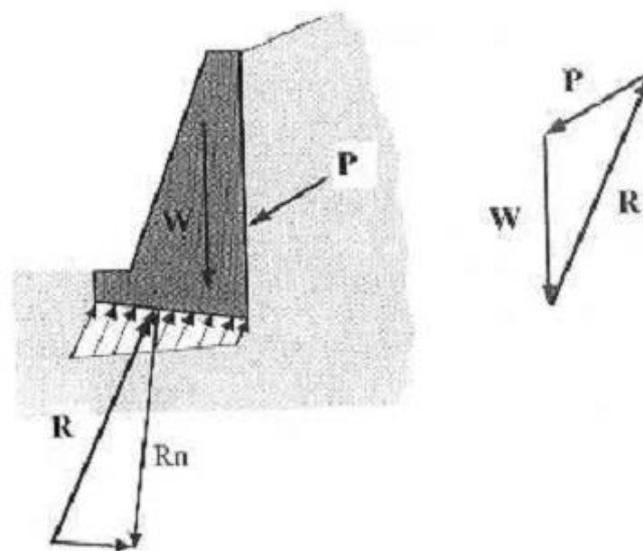


*Figure III.2. Représentation des forces*

### III.3. Modélisation des ouvrages présentés

#### III.3.1. Mur poids

Les murs poids résistent à la poussée des terres par leur poids. La structure est considérée rigide indéformable.

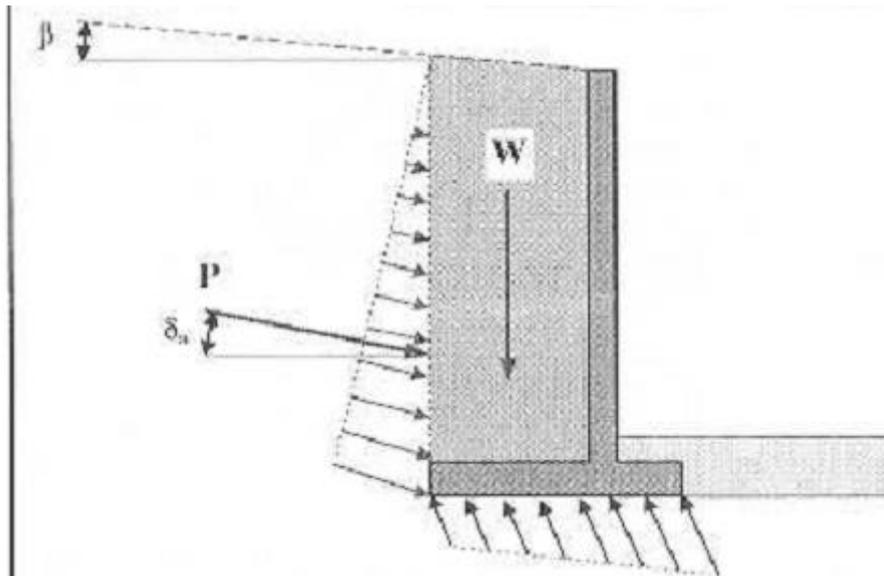


*Figure III.3. Polygone des forces*

### III.3.2. Murs en béton armé ou mur cantilever

Ces murs ont la forme indiquée ci-dessous. La poussée des terres s'applique sur la partie AB. La zone de zone comprise dans le triangle ABO est une zone dite de « coin mort ». Cette zone n'entre pas en déplacement et participe à la résistance du mur par le poids qu'elle exerce sur la semelle du mur.

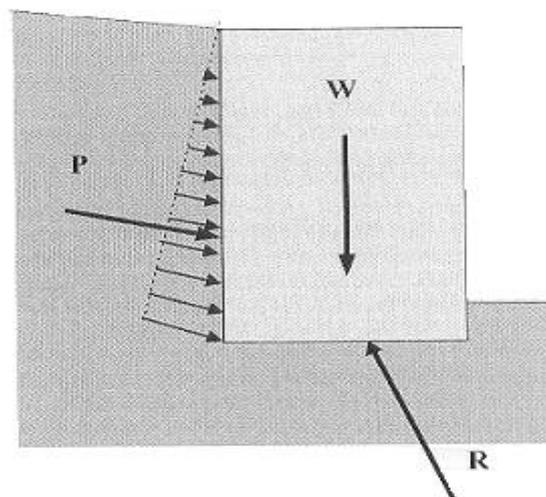
Le calcul d'un tel mur se fait en supposant que le coin mort de sol fait partie intégrante du mur. On détermine alors la force de poussée  $F_a$  qui s'exerce sur l'interface entre le sol et le coin mort.



*Figure III.4. Mur cantilever*

### III.3.3. Murs en terre armée

La modélisation de la stabilité externe de ces murs ne diffère pas, dans son principe, de celle des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé. On considère que la poussée des terres s'exerce sur le massif de sol renforcé.



*Figure III.5. Murs en terre armée*

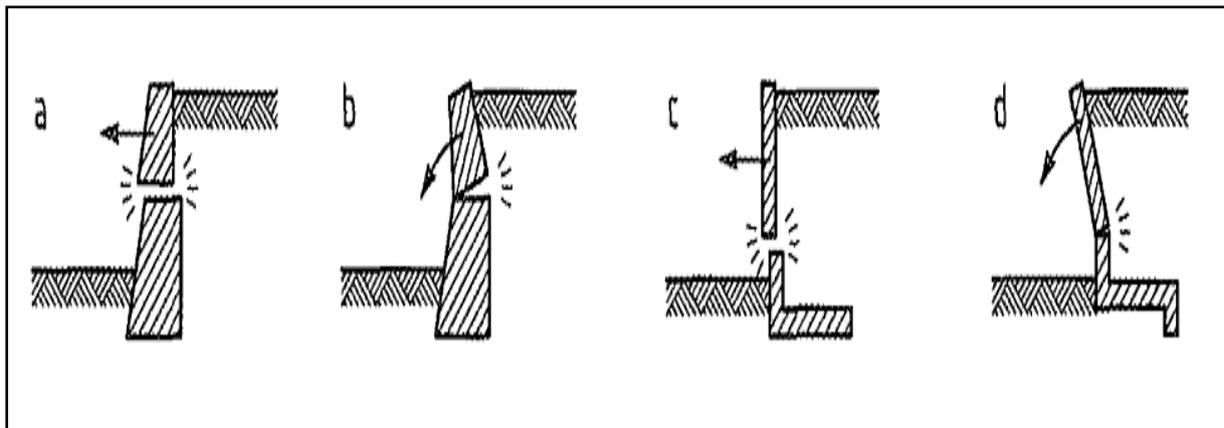
### III.4. Justification de la stabilité

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).

#### III.4.1. Stabilité interne

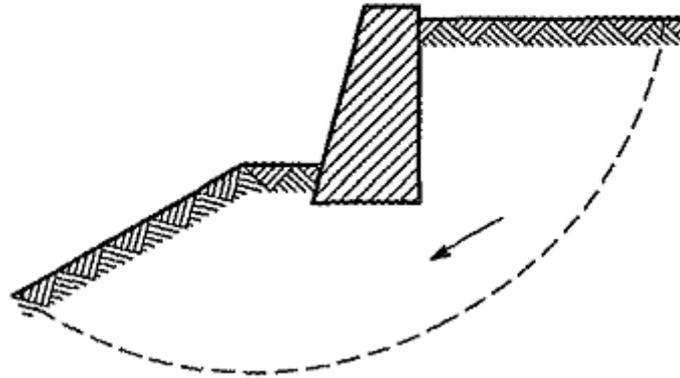


*Figure III.6. Modes de rupture interne*

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type 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 stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

#### III.4.2. Stabilité externe (Stabilité d'ensemble)

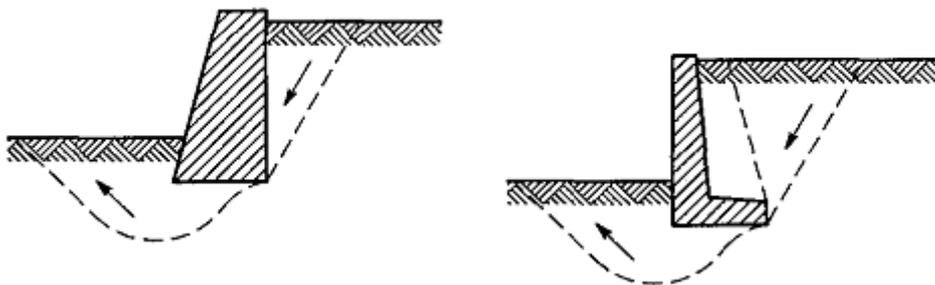
Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes.



*Figure III.7. Rupture profonde.*

#### III.4.2.1. 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 III.8. Rupture superficielle*

#### III.4.2.2. Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par

l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.

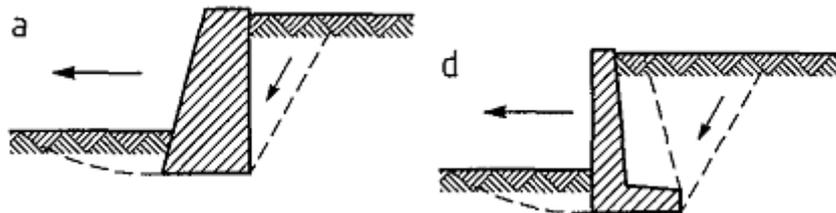
Avec les notations précédentes et pour un sol de caractéristiques ( $c'$ ,  $\phi$ ), la vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$F = \frac{\{(W + P_V)tg\delta + cB\}}{P_h} > 1.5$$

où :

$\delta$  : angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement ( $\delta = 2/3.\phi'$ ))

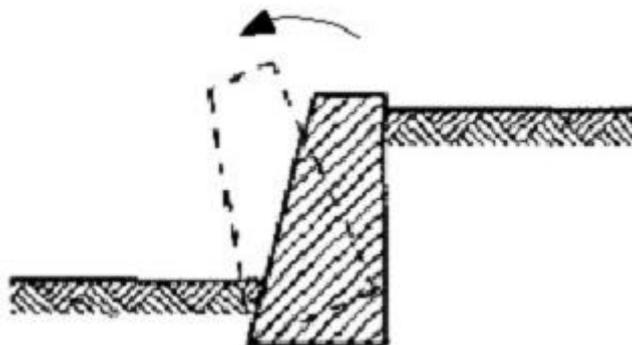
B : largeur de la fondation



*Figure III.9. Stabilité au glissement*

#### III.4.2.3. Stabilité au renversement

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement, on localise arbitrairement l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe, d'une part des « forces stabilisantes » (verticales), d'autre part des « forces renversantes » (horizontales).



#### III.10. Stabilité au renversement

La justification consiste à s'assurer que :

$$\frac{\text{Somme des moment résistants}}{\text{somme des moments moteur}} > 1.5$$

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

**Les moments résistants sont induits par :**

- L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

**Les moments moteur sont ceux induits par :**

- La poussée des terres éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

Rq : pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle.

**III.5. Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme**

La présence d'eau dans le sol conduit à envisager deux types de comportement : le comportement à court terme (non drainé) et le comportement à long terme (drainé). En présence d'eau, la vérification de la stabilité des ouvrages de soutènement doit donc nécessairement être conduite à la fois à court terme et à long terme.

Plus généralement, la présence d'eau derrière un ouvrage de soutènement, qu'il s'agisse d'eau d'infiltration ou d'une véritable nappe, est pratiquement toujours une situation défavorable. Les pressions hydrostatiques exercées sur la structure sont généralement très pénalisantes vis-à-vis du dimensionnement et presque toujours cause de désordres lorsqu'elles n'ont pas été appréciées correctement.

Pour s'affranchir de ces difficultés, lorsque cela est possible, un système de drainage efficace et pérenne est mis en place derrière l'ouvrage. Il permet de garantir, en particulier, que la situation de « mise en charge » de celui-ci ne puisse se produire. Ces dispositions sont à prévoir même en l'absence de nappe derrière l'ouvrage. Dans ce cas, un dispositif constitué simplement de barbacanes peut suffire.

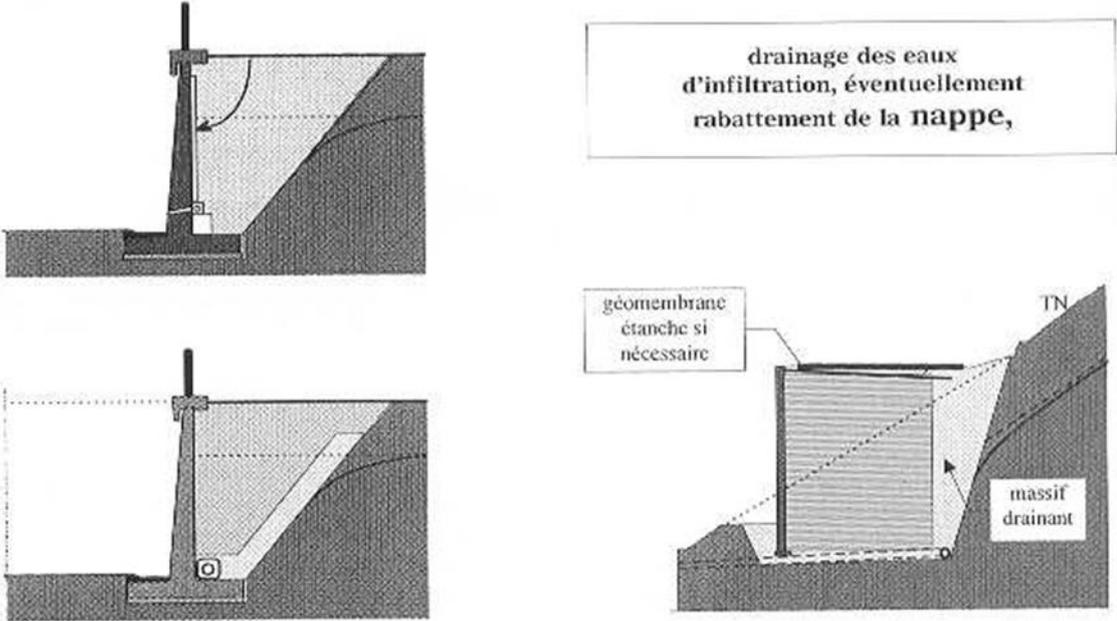


Figure III.10. Systeme de drainage possible

## *Etude d'un cas réel*

### IV.1. Calcul manuelle d'exemple pratique

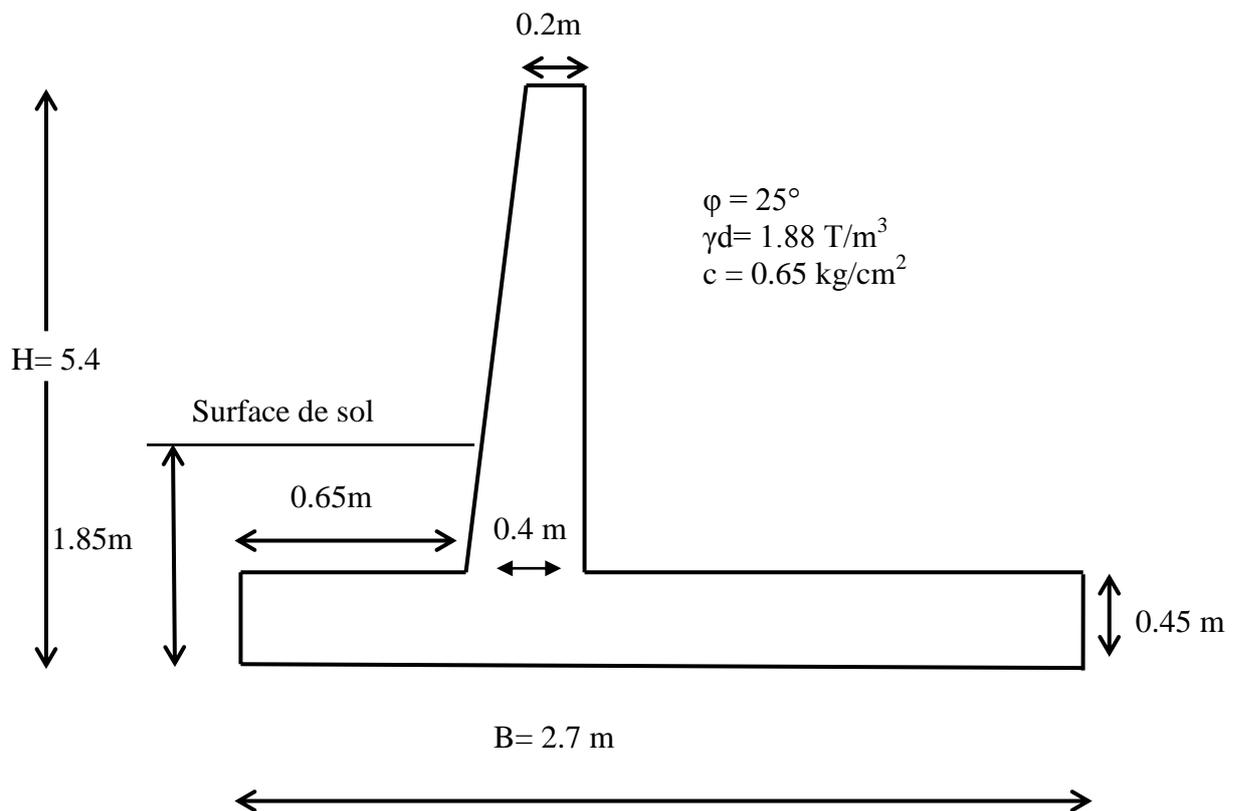
#### Mur de soutènement en béton armé

On désire calculer et vérifier la stabilité vis-à-vis au glissement, renversement, portance de sol et sécurité de la semelle d'un mur de soutènement au niveau d'une zone située à commune de Héliopolis wilaya de Guelma, Représenté sur la figure.

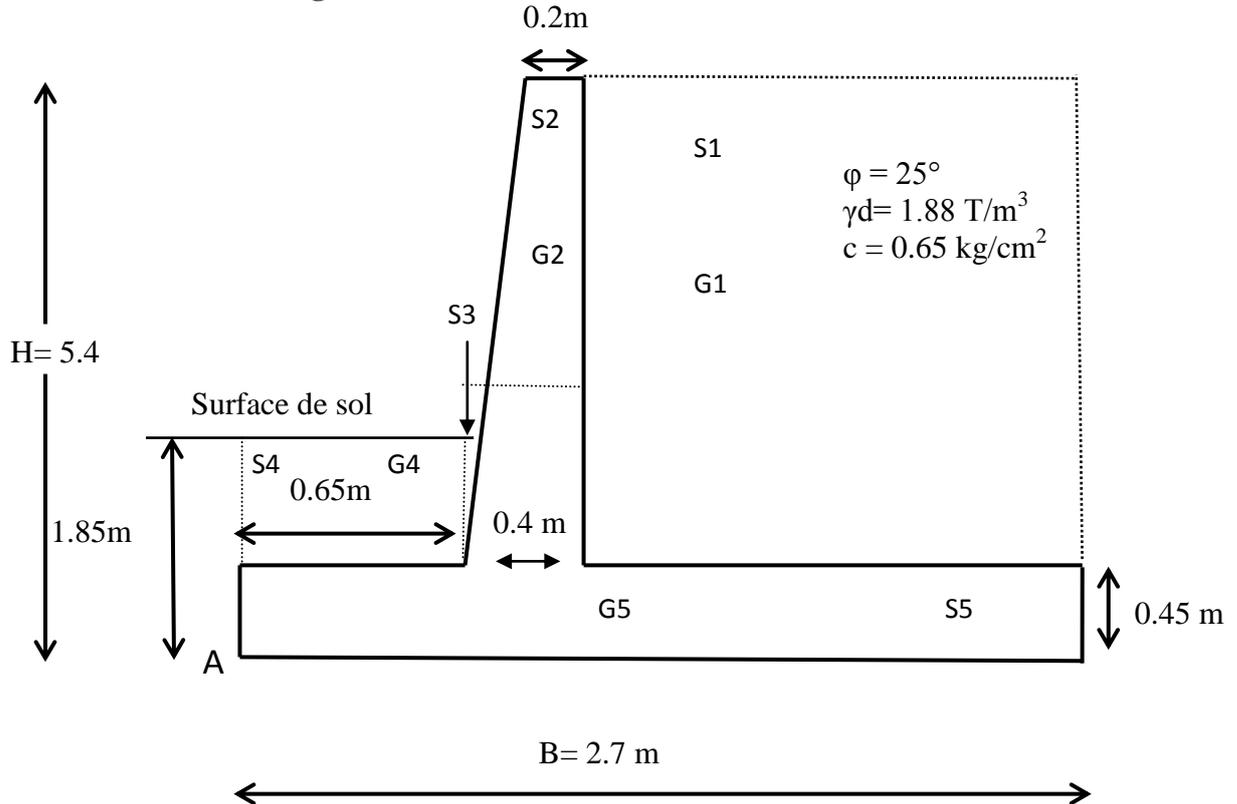
Plusieurs essais physiques, mécaniques et chimiques sur des échantillons intacts prélevés des sondages carottés sur le site par le LTP EST, on a adoptera :

- Densité sèche :  $\gamma_d = 1.88 \text{ t/m}^3$
- La cohésion :  $c = 0.65 \text{ kg / m}^2$
- L'angle de frottement interne :  $\varphi = 25^\circ$

Sachant que le coefficient entre le sol de fondation (argiles) et la base de la semelle en béton et  $f = 0.45$  et que le poids volumique du béton  $\gamma_d = 2.4 \text{ t / m}^3$  et  $\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars}$ .



### IV.1.1. Calcul des forces agissant sur le mur



A : Le poids propre du mur et les poids des terres retenues :

$$S_1 = [2.7 - (0.4 + 0.65)] \times (5.4 - 0.45) = 1.65 \times 4.95 = 8.16 \text{ m}^2$$

$$S_2 \text{ (trapeze)} = \frac{0.2+0.4}{2} \times 4.95 = 1.48 \text{ m}^2$$

$$S_3 \text{ (triangle)} = \frac{0.05 \times 1.4}{2} = 0.03 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.85 - 0.45) \times 0.65 = 1.4 \times 0.65 = 0.91 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 2.7 \times 0.45 = 1.215 \text{ m}^2$$

**Calcul des poids:(V.  $\gamma$ ):**

$$P_1 = 8.16 \times 1.88 = 15.34 \text{ T}$$

$$P_2 = 1.48 \times 2.4 = 3.55 \text{ T}$$

$$P_3 = 0.03 \times 1.88 = 0.05 \text{ T}$$

$$P_4 = 0.91 \times 1.88 = 1.71 \text{ T}$$

$$P_5 = 1.215 \times 2.4 = 2.91 \text{ T}$$

### IV.1.2. Calcul de la force de poussée des terres

Calcul de la force de poussée des terres ( $F_a$ ) : en utilisant la relation de Rankine (sol cohérent) :

$$F_a = 1/2 \gamma_d t g^2 (\pi/4 - \phi/2) H^2 - 2cH t g (\pi/4 - \phi/2)$$

$$F_a = 0.5 \times 1.88 \times t g^2 (45 - 12.5) \times 5.4^2 - 2(0.65) \times 5.4 \times t g(45 - 12.5)$$

$$F_a = 0.94 \times t g^2 (32.5) \times 29.16 - 1.3 \times 5.4 \times t g(32.5) = 6.54$$

$$F_a = 6.54 \text{ T / ml}$$

### IV.1.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis au glissement

Pour que le mur ne glisse pas sous la poussée des terres, il faut que la condition suivante soit réalisée :  $\frac{N}{T} \times f \geq 1.5 \leq Cg \leq 2$

**N** : Résultante des forces normales = somme des poids (poids de mur + poids des terres),

$$N = 15.34 + 3.55 + 0.05 + 1.71 + 2.91 = 23.56 ; N = 23.56 \text{ T}$$

**T** : Résultante des forces tangentielles qui s'exercent sur le mur. Cette résultante est la force de poussée Fa des terres ;  $T = Fa = 6.54 \text{ T/ml}$

$\frac{N}{Fa} \times f = \frac{23.56}{6.54} \times 0.45 = 1.62 \geq Cg = 1.5 \rightarrow$  la condition de stabilité vis-à-vis au glissement est vérifiée.

### IV.1.4. Vérification de la stabilité vis-à-vis au renversement

Donnée par la forme  $\frac{Ms}{Mm} \geq 1$ . Pour que le mur ne se renverse pas sous la poussée des terres il faut vérifier la condition :  $\frac{Ms}{Mm} \geq 1.5$ .

Avec : Ms : moment stabilisateur ou moment résistant

Mm : moment moteur

#### A. Calcul des distances par rapport à A de chaque élément de mur et de terre

$$\text{Distance de G1/A} = 1.65/2 + 0.4 + 0.65 = 1.87 \text{ m}$$

$$\text{Distance de G2/A} = \frac{0.2^2 + 0.4^2 + (0.2 \times 0.4)}{3(0.2 + 0.4)} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Distance de G3/A} = \frac{2}{3} \times 0.05 + 0.65 = 0.68 \text{ m}$$

$$\text{Distance de G4/A} = 0.65/2 = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Distance de G5/A} = 2.7/2 = 1.35 \text{ m}$$

#### B. Calcul des moments stabilisateur résultant

Surfaces (m <sup>2</sup> )	$\gamma \text{ T / m}^3$	Poids (T)	Distances (m)	Moment stabilisateurs/A (T.m)
8.16	1.88	15.34	1.87	28.68
1.48	2.4	3.55	0.8	2.84
0.03	1.88	0.05	0.68	0.03
0.91	1.88	1.71	0.32	0.54
1.21	2.4	2.91	1.35	3.92
		<b>23.56</b>		<b>36.01</b>

Tableau .IV.1 : Les moments stabilisateurs

- **Calcul des moments de renversement**

C'est la poussée  $F_a$  qui va provoquer le renversement. Pour calculer le  $M_r$  nous avons besoin de connaître le point d'application de cette force. Selon Rankine qui a démontré que pour un sol homogène retenu par un mur de soutènement, la force de poussée résultante sur le mur s'exerce toujours au  $\frac{1}{3}$  si on commence par le haut.

Dans ce cas, le point d'application est situé à 2 m de la base de mur.

$$M_r = F_a \times \frac{h}{3} = 6.54 \times \frac{5.4}{3} = 11.77 \text{ T/m}$$

$$\text{La condition est : } \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 < ct < 2$$

$\frac{M_s}{M_r} = \frac{36.01}{11.77} = 3.05 \geq 2 \rightarrow$  **Condition vérifiée, alors la stabilité vis-à-vis au renversement est vérifiée.**

#### IV.1.5. Vérification de la stabilité de la semelle (Condition du $\frac{1}{3}$ central)

$$e_0 = \frac{M_s - M_m}{P} = \frac{36.01 - 11.77}{23.56} = \frac{24.24}{23.56} = 1.02 e_0 = \mathbf{1.02}$$

$$e_G = B/2 - e_0 = 2.7/2 - 1.02 = 0.33 < B/6 = \mathbf{0.45}$$

La condition du  $1/3$  central est vérifiée, la semelle est en équilibre  $\rightarrow$  la résultante de toutes les forces qu'exercent sur le mur passent par le  $1/3$  de la semelle.

#### IV.1.6. Vérification de la portance du sol

Il faut calculer le moment des forces agissant par rapport au centre de gravité de la semelle (G). La résultante des forces verticales  $P = 23.56 \text{ T}$  passe à  $d = \frac{M_s}{P}$  gravité de la semelle G.

$d = \frac{M_s}{P} = \frac{36.01}{23.56} = 1.52 \text{ m}$ , le point A est donc situé à  $1.52 - 2.7/2 = 0.17 \text{ m}$  du centre de gravité de la semelle G.

La condition de sécurité de la portance du sol est :  $\sigma_{\max} = \frac{P}{B} + \frac{6M_G}{B^2} \leq \sigma_{\text{adm}/\text{sol}}$

$$M_G = p_a \times \frac{H}{3} - P \times e = 6.54 \times \frac{5.4}{3} - 23.56 \times 0.17 = 7.77 \text{ T/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{B} + \frac{6M_G}{B^2} = \frac{23.56}{2.7} + \frac{6(7.77)}{7.29} = 15.11 \text{ T/m} = 1.51 \text{ bar} < \sigma_{\text{adm}/\text{sol}} = 1.8 \text{ bar. Alors la}$$

portance du sol est assurée.

***Les quartes conditions sont vérifiées.***

## IV.2. Modélisation par le «Géomur »

### IV.2.1.Introduction

Le logiciel GEOMUR permet de calculer les efforts (poussées, poids, poussée d'Archimède) s'exerçant sur un mur de soutènement, et vérifie la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) du mur, ainsi que sa stabilité interne (murs en maçonnerie ou béton armé).

Les poussées (forces) sont calculées par la méthode de Cullmann en discrétisant l'écran et en recherchant l'inclinaison du coin maximisant la poussée.

Les contraintes sont calculées par dérivation du diagramme de poussées, et n'ont aucune influence sur le calcul de stabilité; la sortie des diagrammes de contraintes permet de comparer les valeurs obtenues à celles calculées habituellement.

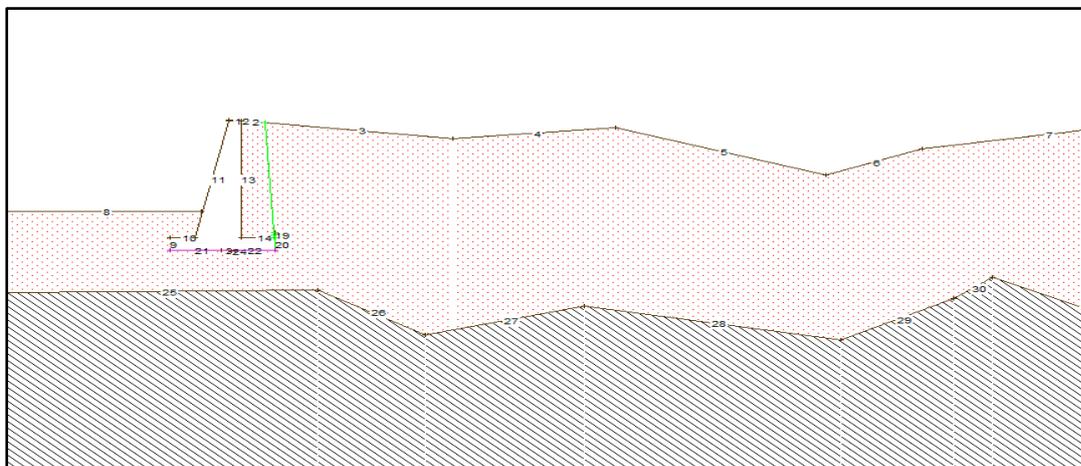
GEOMUR permet de prendre en compte un terre-plein de forme quelconque, plusieurs sols, une nappe partiellement rabattue, des forces et surcharges quelconque.

Les calculs au séisme sont effectués par rotation de la géométrie, conformément aux recommandations de l'AFPS.

Les coefficients de sécurité sont calculés :

- Soit par les méthodes classiques ;
- Soit par les méthodes recommandées par Mur 73 ;
- Soit par les méthodes recommandées par Fascicule62.

### IV.2.2.Model géométrique simple



➤ **Les facteurs de sécurité :**

Coefficients de pondération					Critères	Statique		Sismique			
								Pesant		Allégeant	
Sol	Eau	Charges	Poussée	Méthode		Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE						
					Glissement ()	1.468	> 1.500	-	-	-	-
					Renversement ()	2.745	> 1.500	-	-	-	-
						0.389	< 0.450	-	-	-	-
					Poinçonnement ()	0.768	> 3.000	-	-	-	-

**Tableau IV.2. Les facteurs de sécurité (model simple)**

Selon les conditions statiques, à travers la méthode de Rankine, Le murs de soutènement sous l'effet des forces des poussées et butées est stable :

$$\left. \begin{array}{l}
 F_S \text{ glissement} = 1.488 \cong 1.5 \\
 F_S \text{ renversement} = 2.745 > 1.5 \\
 F_S \text{ poinçonnement} = 6.765 > 1.5
 \end{array} \right\} \text{ les 3 conditions sont vérifiées.}$$

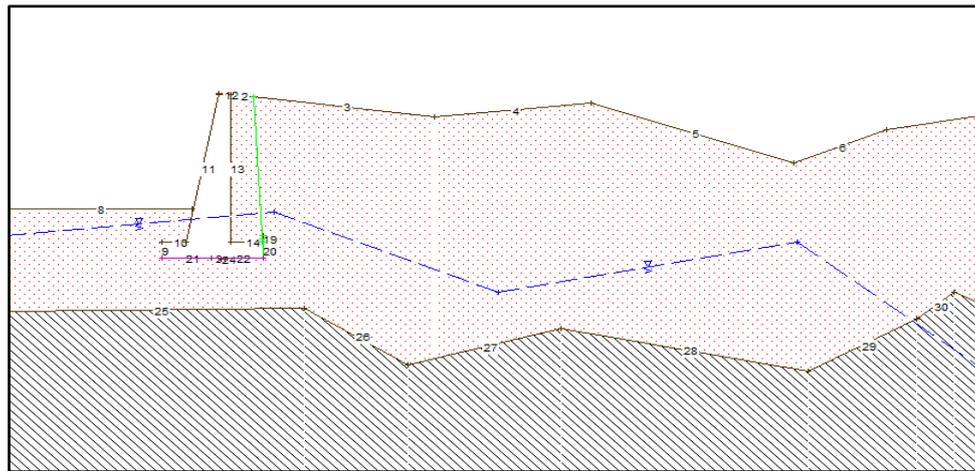
### Conclusion

D'après la vérification de la stabilité du mur sous l'effet de la force de poussée, on peut conclure que le mur est stable, vis-à-vis les 3 conditions d'équilibre.

### IV.2.3. Etude de la variation des conditions géotechnique

#### 1. Modèle géométrique avec la nappe

On choisit un niveau de la nappe phréatique quelconque pour voir leur influence sur la stabilité du mur :



➤ Les facteurs des sécurités :

Coefficients de pondération					Critères	Statique		Sismique			
Sol	Eau	Charges	Poussée	Méthode		F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	Pesant		Allégear	
								F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE						
					Glissement ( )	4.666	> 1.500	-	-	-	-
					Renversement ( )	2.772	> 1.500	-	-	-	-
					Poinçonnement ( )	0.333	< 0.450	-	-	-	-
						0.543	> 3.000	-	-	-	-

Tableau IV.3. Les facteurs de sécurité (model avec la nappe)

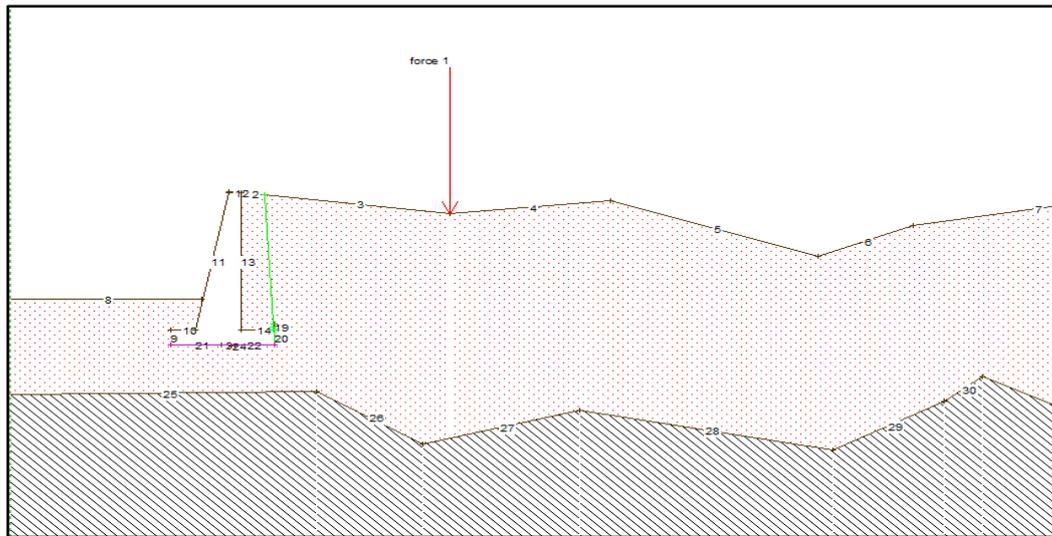
$F_S$  glissement = 4.666 > 1.5  
 $F_S$  renversement = 2.772 > 1.5  
 $F_S$  poinçonnement = 6.543 > 1.5

} les 3 conditions sont vérifiées.

**Conclusion**

Les facteurs de sécurité calculés sous l'effet d'une nappe phréatique, et devient plus grands que celles calculés au paravent (sous l'effet de la poussée du sol seulement et un couche de sol sec), sur tout dans les conditions de glissement et le renversement, cela conduit a une conclusion que le mur avec leurs dimensionnes est stable malgré l'effet de l'eau qui est en réalité force de renversement et provoque un moment moteur.

**2-Modèle géométrique avec la force**



➤ Les facteurs des sécurités

Coefficients de pondération					Critères	Statique		Sismique			
								Pesant		Allégeant	
Soil	Eau	Charges	Poussée	Méthode		Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE						
					Glissement ( )	1.444	> 1.500	-	-	-	-
					Renversement ( )	3.361	> 1.500	-	-	-	-
					Poinçonnement ( )	0.237	< 0.450	-	-	-	-
						0.565	> 3.000	-	-	-	-

Tableau IV.4. Les facteurs de sécurité (model avec la force)

Fs glissement=1.444 < 1.5 condition non vérifiée

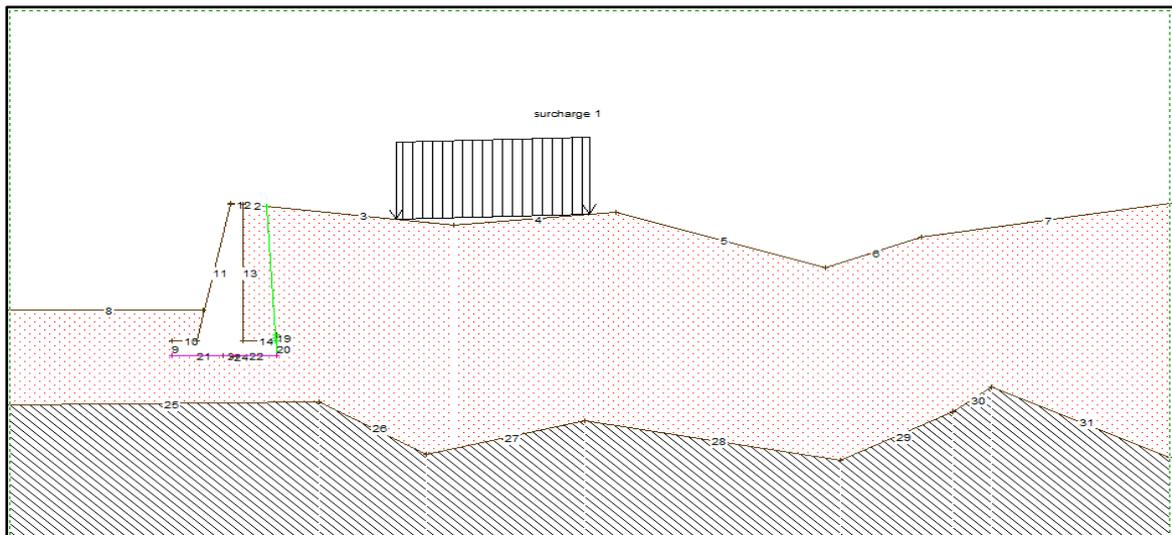
Fs renversement=3.361 > 1.5 } condition vérifiée

Fs poinçonnement=6.565 > 1.5 }

**Conclusion**

Sous l'effet d'une force centrée verticale, exercée sur la partie amont de talus, la stabilité de mur est variée, il devient instable vis-à-vis le glissement, cela expliquée par l'effet de la charge extérieure provoque une contrainte verticale supplémentaire par rapport à la base de la semelle, c.à.d. que la somme des forces résistances et deviennes inferieure a la sommes des forces motrices.

### 3. Modèle géométrique avec surcharge



➤ **Les facteurs des sécurités**

Coefficients de pondération					Critères	Statique		Sismique			
								Pesant		Allégeant	
Soil	Eau	Charges	Poussée	Méthode		F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE						
					Glissement ()	0.691	> 1.500	-	-	-	-
					Renversement ()	1.084	> 1.500	-	-	-	-
					Poinçonnement ()	1.225	< 0.450	-	-	-	-
						0.036	> 3.000	-	-	-	-

**Tableau IV.5. Les facteurs de sécurité (model avec la surcharge)**

$F_s \text{ glissement} = 6.691 > 1.5$

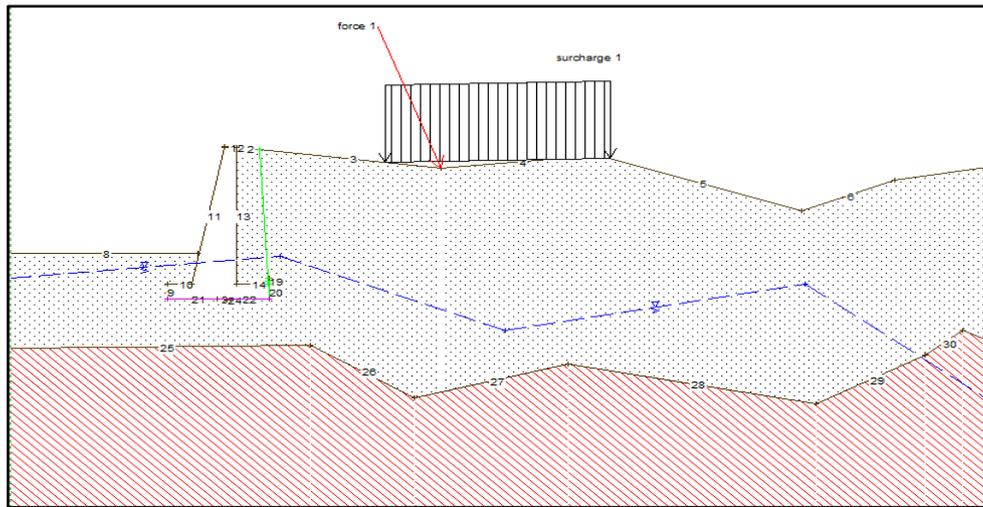
$F_s \text{ renversement} = 1.684 > 1.5$

$F_s \text{ poinçonnement} = 6.636 > 1.5$

**Conclusion**

Le mur est resté stable malgré l'application d'une surcharge extérieure, cela à cause de le bon choix des dimensionnes et la nature de sol supportant le mur.

**4-Model géométrique avec (la nappe+ la force+ la surcharge)**



➤ Les facteurs des sécurités

Coefficients de pondération					Critères	Statique		Sismique			
								Pesant		Allégeant	
Soil	Eau	Charges	Poussée	Méthode		F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>	F <sub>s cal</sub>	F <sub>s min</sub>
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE						
					Glissement ( )	1.592	> 1.500	-	-	-	-
					Renversement ( )	0.730	> 1.500	-	-	-	-
					Poinçonnement ( )	1.953	< 0.450	-	-	-	-
						0.036	> 3.000	-	-	-	-

Tableau IV.6. Les facteurs de sécurité (model avec la nappe +la force +la surcharge)

$F_s \text{ glissement} = 1.592 > 1.5$

$F_s \text{ renversement} = 6.730 > 1.5$

$F_s \text{ poinçonnement} = 6.036 > 1.5$

**Conclusion générale**

Nous avons fait une simulation de mur avec le logiciel Géomur, pour vérifiée la stabilité du mur vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement, et bien avant ca nous avons fait un calcul manuelle à travers l'application de la théorie de Rankin pour évaluée la poussée du mur et vérifiée ca stabilité , on remarque clairement une variation du coefficient de sécurité entre le manuelle et le logiciel, mais le principe ce que le mur reste stable et les 3 condition d'équilibre est vérifiée quelque soit la méthode .

## IV.2.4. Modélisation par Géo5

### 1. Définition

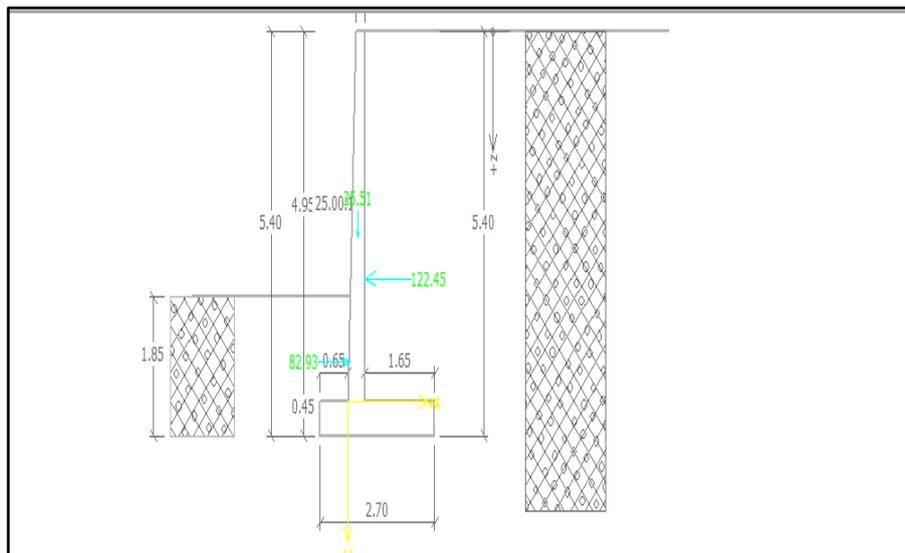
Le logiciel GEO5 vous aide à résoudre un large éventail de problèmes géotechniques. Outre les études courantes de l'ingénierie géotechnique, la suite comprend également des applications très sophistiquées pour l'analyse des tunnels, des dommages dus à la construction d'un tunnel, la stabilité des pentes rocheuses etc. GEO5 se compose d'une large gamme de programmes puissants basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

Les programmes GEO5 supportent :

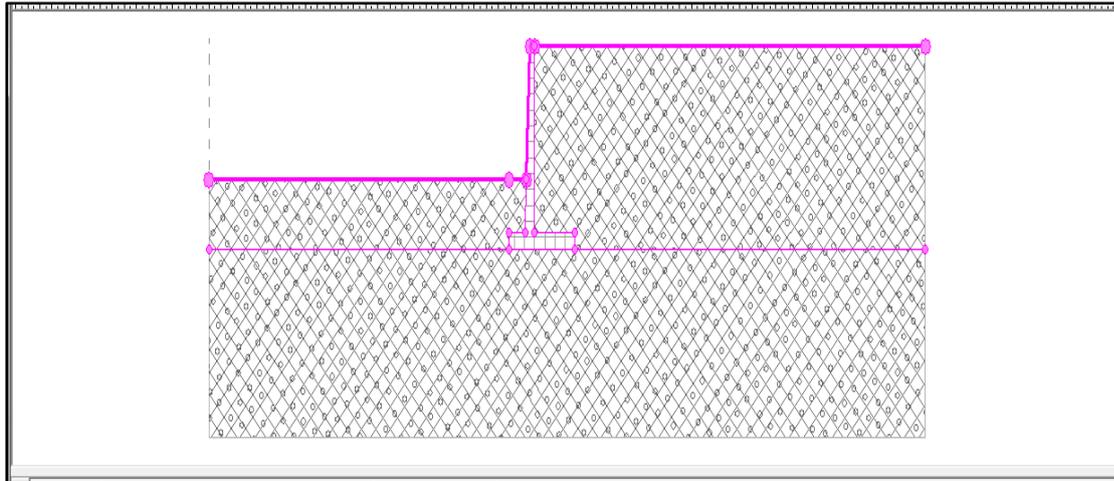
- L'analyse de vérification générale selon les facteurs de sécurité ;
- L'analyse de vérification générale selon la théorie des états limites ;
- L'analyse de vérification selon les normes EN 1997 avec les annexes nationales ;
- L'analyse de vérification selon LRFD 2003, LRFD 2012 ;
- L'analyse de vérification selon les normes nationales (SNIP- Russie, GB- Chine).

### 2. Model simple(sol)

#### A. Dimensionnement



#### B. Stabilité



### C. Rapport de calcul

#### Material of structure

$$\gamma_{\text{bét}} = 24.00 \text{ kN/m}^3$$

#### Geometry of structure:

No.	Coordonnée X [m]	profondeur Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	4.95
3	1.65	4.95
4	1.65	5.40
5	-1.05	5.40
6	-1.05	4.95
7	-0.40	4.95
8	-0.20	0.00

#### ❖ Paramètres de base de sol

No.	Nom	Pattern	$\phi_{\text{eff}}$ [°]	$C_{\text{eff}}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{su}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	sol		30.00	5.00	20.00	10.00	10.00

#### Profile du terrain:

Terrain behind the structure is flat.

#### Influence de l'eau:

Ground water table is located below the structure.

**Resistance on front face of the structure**

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - sol 2

Soil thickness in front  $h = 1.8 \text{ M}$ Angle of friction struc.-soil  $\delta = 0^\circ$ **Analysis settings**

- Active earth pressure calculation - Mazindrani (Rankin)
- Passive earth pressure calculation - Mazindrani (Rankin)
- Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)
- 

**Analysis carried out according to classical theory (safety factor)**

- Safety factor for slip = 1.5
- Safety factor for Overturning = 1.5
- Factor of safety for bearing capacity = 1.5

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

❖ **Verification No. 1**

- **Forces acting on construction**

Name	Fhor [kN/m]	App.Pt. Z [m]	Fvert [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design Coefficient
Weight – wall	0.00	-1.56	64.66	1.10	1.000
FF resistance	-134.72	-0.69	0.00	0.71	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.40	47.15	1.60	1.000
Active pressure	68.52	-1.51	0.00	1.05	1.000

**Verification of complete wall**

- **Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{re} = 146.3 \text{ Kn/m}$ Overturning moment  $M_o = 10.60 \text{ Kn/m}$ **Safety factor = 13.81 > 1.50****La condition de l'équilibre est vérifiée**

- **Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{re} = 76.7 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_a = -66.2$  kN/m

**Safety factor = 1000.00 > 1.50**

**La condition de l'équilibre est vérifiée**

- **Forces acting at the centre of footing bottom:**

Overall moment  $M = 15.06$  kNm/m  
 Normal force  $N = 111.8$  kN/m  
 Shear force  $Q = 66.20$  kN/m

**Overall check - wall is satisfactory**

### Capacité portante de la fondation

- **Force active par rapport au centre de gravité :**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	15.06	111.81	-66.20	0.13	46.04

### Bearing capacity of foundation soil check

- **Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 134$  m  
 Maximum allowable eccentricity  $e_{al} = 890$  m

**L'excentricité de la force normale est vérifiée**

- **Footing bottom bearing capacity verification :**

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 46$  kPa  
 Bearing capacity of  $R = 0$  kPa

**Safety factor = 0.00 < 1.50**

**La capacité portante de la fondation sont non vérifiée, il faut redimensionnée la fondation**

### **Conclusion**

La capacité portante de mur sous leurs dimensions, selon Geomur, et non vérifiée donc risque de rupture de sol de fondation, il faut donc redimensionner le mur sur tout la semelle, ou bien on prévoit des patins.

- ❖ **Dimensionnement**

• Forces acting on construction

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.20	35.51	0.24	1.000
FF resistance	-82.93	-0.53	0.00	0.06	1.000
Pressure at rest	122.45	-1.65	0.00	0.40	1.000

❖ Wall stem check

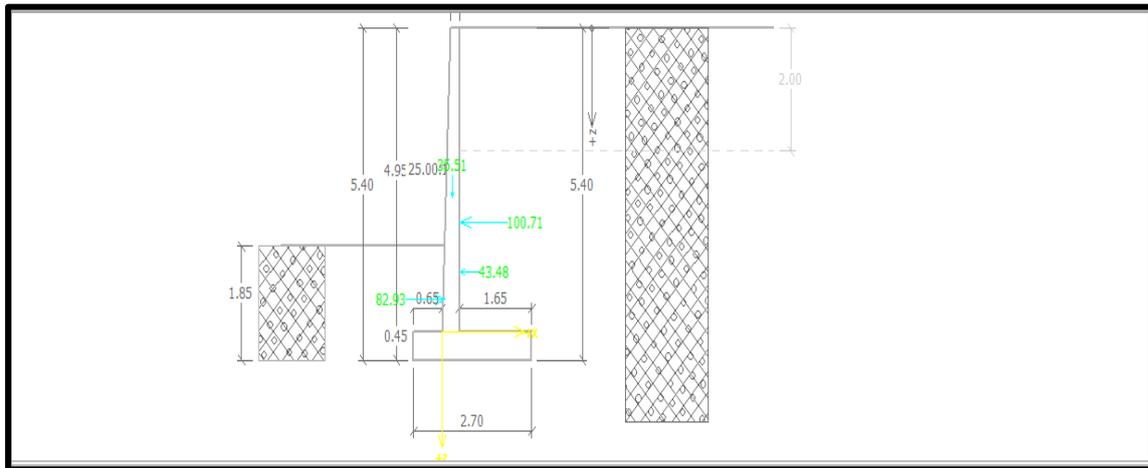
Reinforcement and dimensions of the cross-section

- Bar diameter = 20m
- Number of bars = 5
- Reinforcement cover = 30m
- Cross-section width = 10m
- Cross-section dep = 0.4 m
- Reinforcement ratio  $\rho = 0.44 \% > 0.14 \% = \rho_{min}$
- Ultimate moment  $M_R = 193 \text{ Kn/m} > 156 \text{ kNm} = M_{ed}$

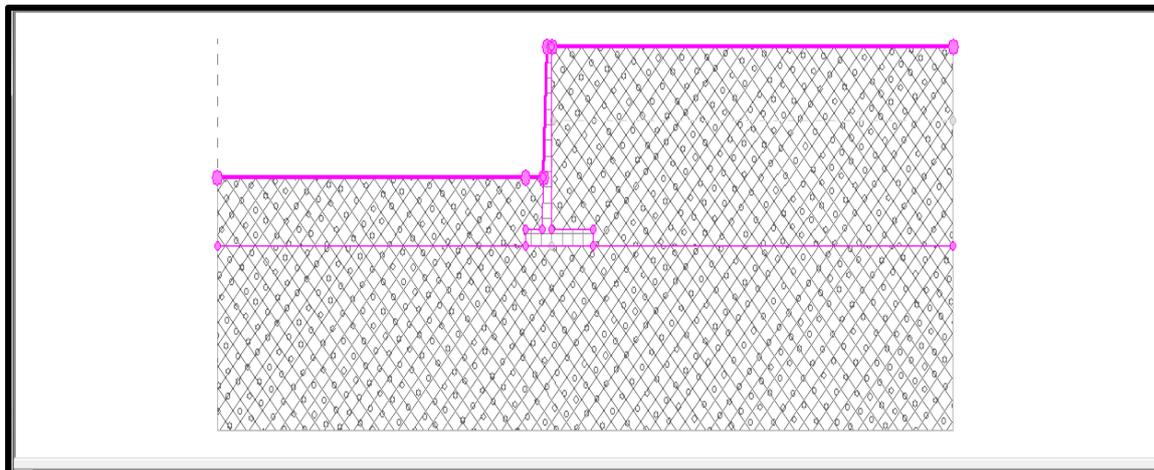
**Cross-section is satisfactory.**

3. Modelé géométrique (sol linéaire+ la nappe)

A. Dimensionnement



C- Stabilité



❖ **Verification No. 1**• **Passive pressure on front face of the structure - partial results:**

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_p$	Comment
1	1.00	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.866	MODIFIED
2	0.40	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.619	MODIFIED
3	0.00	89.88	30.00	5.00	20.00	0.00	3.618	MODIFIED
4	0.45	0.00	30.00	5.00	20.00	0.00	3.468	

• **Passive pressure distribution on front face of the structure :**

Layer No.	Start [m]	End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	1.00	0.00	0.00	17.32	17.32	0.00
	1.00	1.40	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
2	1.00	1.40	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
	1.40	1.85	28.00	0.00	101.32	101.32	0.00

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of 2.00 m

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 108.71$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 54.27$  kNm/m

**Safety factor = 2.00 > 1.50**

**Wall for overturning is satisfactory**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 57.11$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = -27.66$  kN/m

**Safety factor = 1000.00 > 1.50**

**Wall for slip is satisfactory**

• **Forces acting at the centre of footing bottom**

Overall moment  $M = 64.60$  kNm/m

Normal force  $N = 88.24$  kN/m

Shear force  $Q = -27.66$  kN/m

**Over all check - wall is satisfactory**

- **Forces acting at the centre of the footing bottom**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	64.60	88.24	-27.66	0.73	71.52

#### Bearing capacity of foundation soil check

- **Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 732.1 \text{ Mm}$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 890.3 \text{ Mm}$

**Eccentricity of the normal force is satisfactory**

#### Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 71.52 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 0.00 \text{ KPa}$

**Safety factor = 0.00 < 1.50**

**Bearing capacity of foundation soil is not satisfactory**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is not satisfactory**

#### ❖ Dimensioning No. 1

- **Passive pressure on front face of the structure - partial results:**

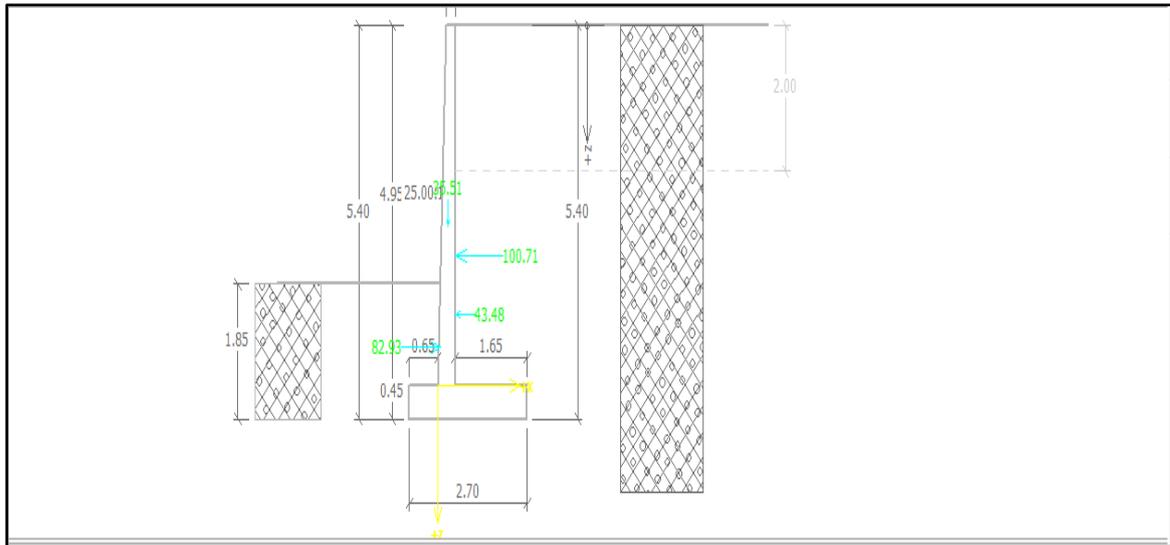
Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_p$	Comment
1	1.00	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.866	MODIFIED
2	0.40	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.619	MODIFIED

#### Conclusion

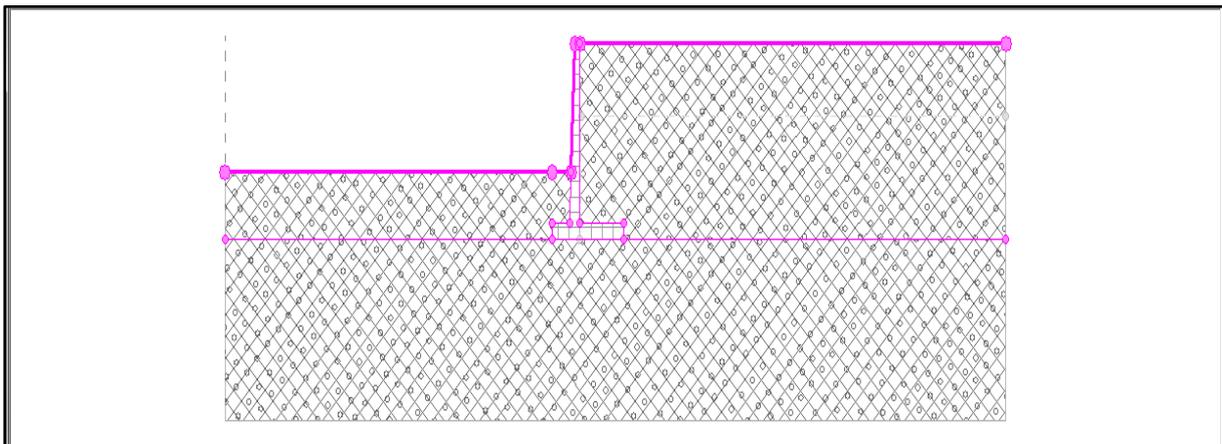
Dans cette partie on a essayé d'appliquer une nappe phréatique au niveau de 2.00 m de profondeur, et on a vérifié la stabilité vis-à-vis, le renversement, le glissement et la capacité portante de fondation, en remarquant que les deux premières conditions sont vérifiées alors que la capacité portante n'est pas vérifiée donc il faut redimensionner la semelle ou bien prévoir des patins.

#### 4. modèle géométrique (sol linéaire+ la force)

##### A. Dimensionnement



##### B. stabilité :



##### Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - sol

Soil thickness in front of structure  $h = 1.85 \text{ M}$

Angle of friction struc.-soil  $\delta = 0^\circ$

Terrain in front of structure is flat.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force		Name	Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	new	change						
1	YES		Force No. 1	5.00	5.00	0.00	50.00	50.00
2	YES		Force No. 2	5.00	5.00	0.00	50.00	50.00
3	YES		Force No. 3	5.00	5.00	0.00	50.00	50.00

**❖ Verification No. 1**

- **Passive pressure on front face of the structure - partial results:**

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_p$	Comment
1	1.00	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.866	MODIFIED
2	0.40	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.619	MODIFIED
3	0.00	89.88	30.00	5.00	20.00	0.00	3.618	MODIFIED
4	0.45	0.00	30.00	5.00	20.00	0.00	3.468	

- **Passive pressure distribution on front face of the structure**

Layer No.	Start [m]	End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	1.00	0.00	0.00	17.32	17.32	0.00
	1.00	20.00	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
2	1.00	1.40	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
	1.40	28.00	28.00	0.00	101.32	101.32	0.00
3	1.40	1.40	28.00	0.00	101.32	101.32	0.00
	1.40	28.03	28.03	0.00	101.40	101.40	0.00
4	1.40	1.85	28.03	0.00	101.40	101.40	0.00
	1.85	37.00	37.00	0.00	128.32	128.32	0.00

- **Active pressure behind the structure - partial results**

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_a$	Comment
1	0.87	0.00	30.00	5.00	20.00	10.00	0.000	
2	1.13	0.00	30.00	5.00	20.00	10.00	0.189	
3	0.09	0.00	30.00	5.00	10.00	10.00	0.192	
4	2.86	30.00	30.00	5.00	10.00	30.00	0.250	MODIFIED
5	0.45	0.00	30.00	5.00	10.00	10.00	0.255	

- **Active pressure distribution behind the structure (without surcharge):**

Layer No.	Start [m] End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.87	17.32	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.87	17.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.00	40.00	0.00	7.56	7.56	0.00
3	2.00	40.00	0.00	7.56	7.56	0.00
	2.09	40.92	0.92	7.87	7.87	0.00
4	2.09	40.92	0.92	7.87	7.87	0.00
	4.95	69.50	29.50	17.39	17.39	0.00
5	4.95	69.50	29.50	17.39	17.39	0.00
	5.40	74.00	34.00	18.89	18.89	0.00

- **Water pressure distribution**

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.87	0.00	0.00
3	2.00	0.00	0.00
4	2.09	0.92	0.00
5	4.95	29.50	0.00
6	5.40	34.00	0.00

- **Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. Z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight – wall	0.00	-1.56	64.66	1.10	1.000
FF resistance	-134.72	-0.69	0.00	0.71	1.000

### Verification of complete wall

- **Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 108.71$  kNm/m

Overturning moment  $M_{Ovr} = 54.27$  kNm/m

**Safety factor = 2.00 > 1.50**

**Wall for overturning is satisfactory**

- **Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 57.11$  kN/m  
 Active horizontal force  $H_{act} = -27.66$  kN/m

**Safety factor = 1000.00 > 1.50**

**Wall for slip is satisfactory**

- ❖ **Forces acting at the centre of footing bottom**

Overall moment  $M = 64.60$  kNm/m  
 Normal force  $N = 88.24$  kN/m  
 Shear force  $Q = -27.66$  kN/m

**Over all check - wall is satisfactory**

- ❖ **Bearing capacity of foundation soil**

- **Forces acting at the centre of the footing bottom:**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	64.60	88.24	-27.66	0.73	71.52

- ❖ **Bearing capacity of foundation soil check**

- **Eccentricity verification :**

Max. eccentricity of normal force  $E = 732.1$  Mm  
 Maximum allowable eccentricity  $e_{al} = 890.3$  Mm

**Eccentricity of the normal force is satisfactory**

### **Footing bottom bearing capacity verification**

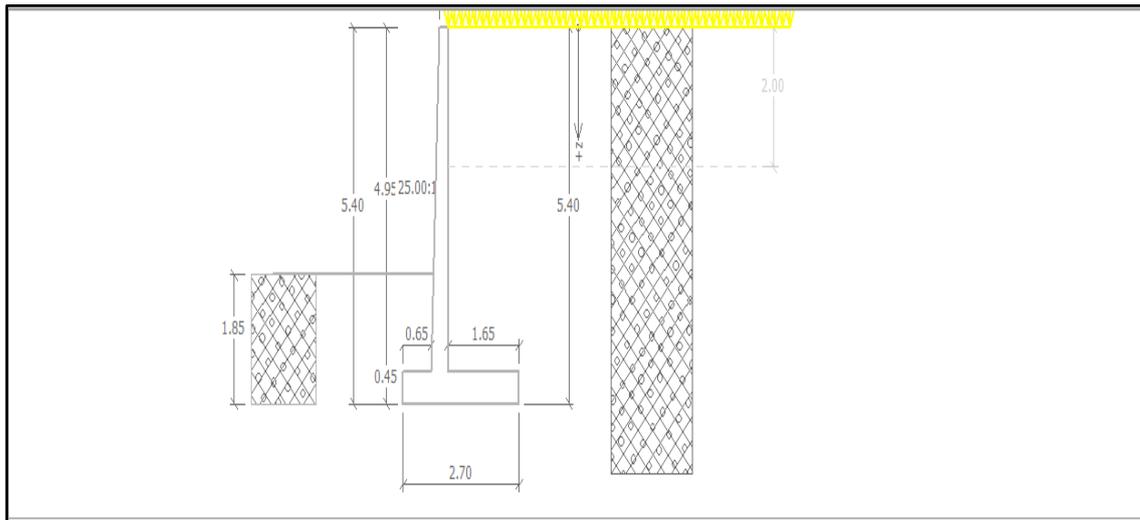
Max. stress at footing bottom  $\sigma = 71.52$  kPa  
 Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 0.00$  kPa

**Safety factor = 0.00 < 1.50**

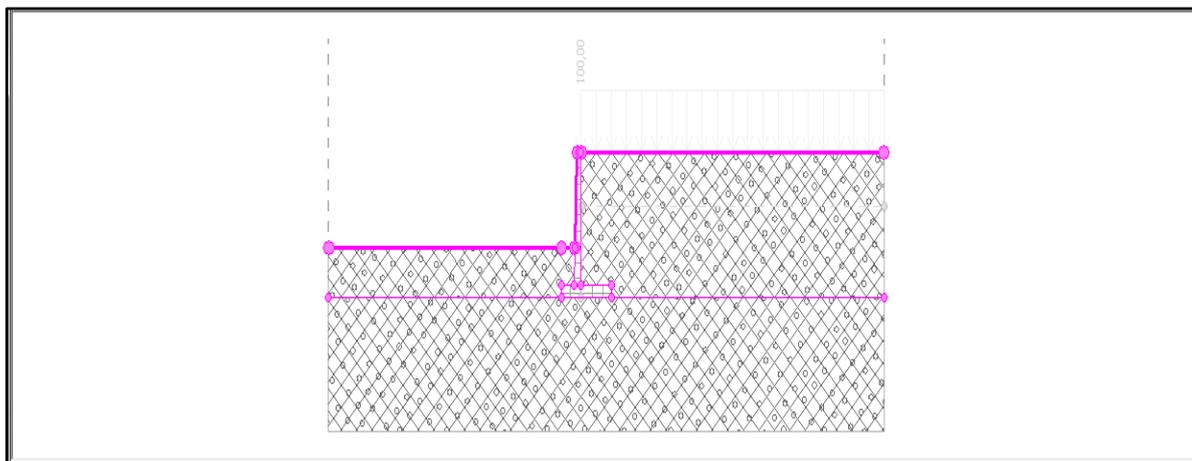
**Bearing capacity of foundation soil is not satisfactory**

### **5 modèle géométrique (sol linéaire+ la surcharge)**

**A. Dimensionnement**



**B. Stabilité :**



• **Inserted surface loads :**

No.	Surcharge new	change	Type	Name	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	YES	—	Surface	—	100.00	—	—	—	on terrain

❖ **Verification No. 1**

• **Passive pressure on front face of the structure - partial results:**

Layer No.	Thickne ss [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_p$	Comment
1	1.00	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.866	MODIFIED
2	0.40	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.619	MODIFIED
3	0.00	89.88	30.00	5.00	20.00	0.00	3.618	MODIFIED
4	0.45	0.00	30.00	5.00	20.00	0.00	3.468	

- **Passive pressure distribution on front face of the structure**

Layer No.	Start [m] End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	17.32	17.32	0.00
	1.00	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
2	1.00	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
	1.40	28.00	0.00	101.32	101.32	0.00
3	1.40	28.00	0.00	101.32	101.32	0.00
	1.40	28.03	0.00	101.40	101.40	0.00
4	1.40	28.03	0.00	101.40	101.40	0.00
	1.85	37.00	0.00	128.32	128.32	0.00

- **Active pressure behind the structure - partial results**

Layer No.	Thickne ss [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_a$	Comment
1	0.87	0.00	30.00	5.00	20.00	10.00	0.000	
2	1.13	0.00	30.00	5.00	20.00	10.00	0.189	
3	0.09	0.00	30.00	5.00	10.00	10.00	0.192	
4	2.86	30.00	30.00	5.00	10.00	30.00	0.250	MODIFIED
5	0.45	0.00	30.00	5.00	10.00	10.00	0.255	

- **Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)**

Layer No.	Start [m] End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.87	17.32	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.87	17.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.00	40.00	0.00	7.56	7.56	0.00
3	2.00	40.00	0.00	7.56	7.56	0.00
	2.09	40.92	0.92	7.87	7.87	0.00
4	2.09	40.92	0.92	7.87	7.87	0.00
	4.95	69.50	29.50	17.39	17.39	0.00
5	4.95	69.50	29.50	17.39	17.39	0.00
	5.40	74.00	34.00	18.89	18.89	0.00

- **Water pressure distribution**

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.87	0.00	0.00
3	2.00	0.00	0.00
4	2.09	0.92	0.00
5	4.95	29.50	0.00
6	5.40	34.00	0.00

- **Forces acting on construction :**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. Z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-1.56	64.66	1.10	1.000
FF resistance	-134.72	-0.69	0.00	0.71	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-1.40	23.58	1.60	1.000
Active pressure	49.26	-1.66	0.00	1.05	1.000
Water pressure	57.80	-1.13	0.00	1.05	1.000
Surch.1 - surface	106.21	-2.15	0.00	1.05	1.000

- ❖ **Verification of complete wall**

- **Check for overturning stability :**

Resisting moment  $M_{res} = 108.71$  kNm/m  
 Overturning moment  $M_{ovr} = 282.20$  kNm/m

**Safety factor = 0.39 < 1.50**  
**Wall for overturning is not satisfactory**

- ❖ **Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 31.28$  kN/m  
 Active horizontal force  $H_{act} = 78.55$  kN/m

**Safety factor = 0.40 < 1.50**  
**Wall for slip is not satisfactory**

- ❖ **Forces acting at the centre of footing bottom**

Overall moment  $M = 292.53$  kNm/m  
 Normal force  $N = 88.24$  kN/m  
 Shear force  $Q = 78.55$  kN/m

**Overall check - wall is not satisfactory**

- ❖ **Bearing capacity of foundation soil**

- **Forces acting at the centre of the footing bottom:**

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	292.53	88.24	78.55	3.32	10000.00

- ❖ **Bearing capacity of foundation soil check**

- **Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 3315.3$  Mm

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 890.3 \text{ Mm}$

**Eccentricity of the normal force is not satisfactory**

❖ **Footing bottom bearing capacity verification**

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 10000.00 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 0.00 \text{ kPa}$

**Safety factor = 0.00 < 1.50**

**Bearing capacity of foundation soil is not satisfactory**

❖ **Overall verification - bearing capacity of found. soil is NOT SATISFACTORY**

❖ **Dimensioning No. 1**

• **Passive pressure on front face of the structure - partial results**

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta_d$ [°]	$K_p$	Comment
1	1.00	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.866	MODIFIED
2	0.40	2.29	30.00	5.00	20.00	0.00	3.619	MODIFIED

• **Passive pressure distribution on front face of the structure**

Layer No.	Start [m]	End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	1.00	0.00	0.00	17.32	17.32	0.00
	1.00	1.40	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
2	1.00	1.40	20.00	0.00	77.32	77.32	0.00
	1.40	1.80	27.98	0.00	101.25	101.25	0.00

• **Pressure at rest behind the structure - partial results**

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_r$
1	2.00	0.00	30.00	5.00	20.00	0.500
2	2.95	0.00	30.00	5.00	10.00	0.500

• **Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)**

Layer No.	Start [m]	End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.00	2.95	40.00	0.00	20.00	20.00	0.00
2	2.00	2.95	40.00	0.00	20.00	20.00	0.00
	2.95	3.90	69.49	29.49	34.74	34.74	0.00

- **Water pressure distribution :**

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	2.00	0.00	0.00
3	4.95	29.49	0.00

- **Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. Z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight – wall	0.00	-2.20	35.51	0.24	1.000
FF resistance	-82.93	-0.53	0.00	0.06	1.000
Pressure at rest	100.71	-1.79	0.00	0.40	1.000
Water pressure	43.48	-0.98	0.00	0.40	1.000
Surch.1 - surface	247.44	-2.47	0.00	0.40	1.000

- ❖ **Wall stem check**

Reinforcement and dimensions of the cross-section

Bar diameter = 20.0 Mm

Number of bars = 5

Reinforcement cover = 30.0 Mm

Cross-section width = 1.00 M

Cross-section depth = 0.4 M

Ultimate moment  $M_{Rd} = 193.01 \text{ kNm} < 789.74 \text{ kNm} = M_{Ed}$

**Cross-section is not satisfactory; increase reinforcement ratio.**

**Conclusion générale:**

# *Conclusion générale*

*Dans ce travail on a essayé de donner une idée générale sur les ouvrages de soutènement à prévenir l'éboulement ou le glissement des terrains.*

*A travers ce mémoire, on a présenté les différentes classifications des murs de soutènements, aussi les théories générales utilisées dans la vérification de la stabilité ainsi que l'étude de la poussé et la butté.*

*Enfin, on a traité le coté stabilité vis-à-vis au glissement, au renversement, au poinçonnement et la capacité portante, aussi que la poussé et la butté, à travers un exemple pratique.*

*Atitre comparatif, nous avons réalisé un calcul analytique et une modélisation numériques. Les résultats des deux méthodes de calculs sont proches.*

## **References *Bibliographiques***

- [1] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [2] Habib, P. : Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches. Ellipses 1997.
- [2] Mini projet: Mur de soutènement (université de Jijel 2009-20010)
- [3] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
- [4] Mémoire de master : Stabilité des sols par les murs de soutènement (Université de Jijel 2008)
- [5] Philipponnat, G. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 1987.
- [6] Philipponnat, G. & Hubert, B. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 2002.
- [7] Recommandations clouterre 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 1991.
- [8] Renforcement des sols: expérimentation en vrais grandeurs des années 80: Soil Reinforcement Full Scale experiments of 80s. Civil Engineering European Courses. Presse Ponts et Chaussées.