

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.**

---



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

FEGHOUL Djihane

GUENOUSKhadra

*Sujet du mémoire*

**DEVELOPPEMENT D'UNE APPROCHE POUR LE  
CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT**

*Soutenu publiquement le 12 octobre 2020 devant le jury composé de :*

Mr .BEKKI.H

Président

Mr .SERBAH.B

Rapporteur

M<sup>elle</sup> .RENNAK.Z

Examineur

Mme .DRAOUI.A

Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

*En premier lieu, je remercie mon DIEU qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études en post graduation.*

*Je tiens à exprimer, au terme de mon travail de mémoire, toute ma reconnaissance et adresser mes vifs remerciements à tous mes enseignants, en particulier Mr SERBAH BOUMEDIENE pour son encadrement et sa disponibilité, Mme DRAOUI et Mme RENNAK d'avoir accepté d'examiner ce travail, et à tous ceux et celles qui m'ont aidé de près ou de loin à sa réalisation.*

*Je remercie également le président de Jury Mr BEKKI pour sa disponibilité.*

*Je réserve enfin une pensée chaleureuse à mes chers parents et toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu et encouragé.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire :*

*A mon père pour son soutien aux moments difficiles de mon travail et  
surtout pour sa patience,*

*A ma mère qui m'a éclairée mon chemin et qui m'a encouragée et  
soutenue*

*Toute au long de mes études*

*A toute ma famille : BOUFARES, BELRAMDA, DAHMANI et*

*LACHEN*

*A mon binôme Khadra*

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

*A tous qu'ils m'aiment*

*FEGHOUL Djihane*

## *Dédicace*

*Je dédie le présent travail,*

*D'abord à la mémoire de mon cher père Kadour puisse Dieu lui prêter le  
paradis,*

*A ma mère Senia,*

*à mes seconds parents Abdelkader et Halima pour leur soutien, leur  
tendance et leur patience.*

*Mes dédicaces vont, ensuite, à mes chers frères, amine, Youssef, Rayane.*

*A Mes sœurs Fatima, Rouia, Kheira, et rachida,*

*A mon binôme Djihane.*

*Atousmesami(e)s*

*A Mon Promoteur, sans oublier tous mes enseignants auxquels j*

*'exprime mon profond respect.*

## ***Résumé***

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Ce 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 comme 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 de renversement, le glissement et le poinçonnement. En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

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 en T renversé en béton armé.

Ainsi un calcul manuel a été mené pour la stabilité de l'ouvrage et le calcul du ferrailage du mur prenant en compte l'effet sismique est présenté dans ce mémoire.

## **Mots clés**

Murs de soutènement, séisme, glissement de terrain, stabilité, Robot expert.

## الملخص

جدران الإسنادية مهمة بسبب تكلفتها وظيفتها. هي منشآت هامة جدا في استقرار و دعم الأتربة كذا من جهة التكلفة بالمقارنة مع منشآت أخرى ذات نفس الصلة، تحديد أبعاد جدار الاستناد يتمثل في تحديد العناصر الهندسية و الهيكلية من اجل أن يكون مستقر تحت تأثير القوى المطبقة خاصة قوى الدفع و رد فعل التربة، من جهة و كذا الاستقرار بالنظر إلى الانقلاب، الانزلاق و تمركز القوى في المركز. في المناطق الزلزالية يتم تضخيم المخاطر و الحفاظ على هذه الأعمال يبدأ بتصميم جيد و بالتالي حساب جيد. عملنا المتواضع يتمثل في دراسة عامة حول جدران الاستناد، والتحقق من الاستقرار الداخلي و الخارجي للجدار.

وهكذا تم إجراء حساب يدوي لاستقرار البنية و تقوية الجدار مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير الزلزال.

## الكلمات المفتاحية

جدار الاسناد، الانزلاق، زلزال، الاستقرار، الروبوت

## ***Abstract***

The retaining walls are very important because of their cost and function. These are very important structures in the stability and retention of soil masses, and in terms of cost 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 passive earth he retains, on the other except that it is stable vis-à-vis the overthrow, sliding and punching. In seismic zones the risks are amplified and the preservation of these works begins with a good design and therefore a good calculation.

This is why our modest work will focus on the study of the stability and the verification of the internal and external stability of a reinforced concrete T shaped retaining wall.

Thus a manual calculation was conducted for the stability of the structure and the calculation of the reinforcement of the wall taking into account the seismic effect is presented in this memoir.

## **Keywords**

Retaining walls, landslide, stability, reinforcement, robot expert



## *Liste des figures*

Figure I. 1 Glissement plan .....	3
Figure I. 2 Glissement rotationnel .....	4
Figure I.3 Glissement circulaire superficiel .....	4
Figure I.4 Glissement circulaire profond .....	5
Figure I. 5 Glissement complexe.....	6
Figure I.6 Glissement de Puerto Rico, 1985.....	6
Figure I.7 Glissement de Philippines, Février 2006 .....	7
Figure I.8 Glissement de Hiroshima (Japon), 20 August .....	7
Figure I.9 Glissement de Washington, USA, 22 Mars 2014.....	8
Figure I.10 Glissement de La chine, 21 Décembre 2015.....	8
Figure I.11 un glissement de terrain à Chlef, novembre 2019 .....	9
Figure I.12 Conséquence des glissements de terrains de Constantine .....	9
Figure I.13 Modèle de cisaillement simple .....	11
Figure I.14 Etat de contrainte en un point .....	11
Figure I.15 Courbe intrinsèque selon Mohr .....	13
Figure I.16 Courbes intrinsèques selon Coulomb pour sol pulvérulent et sol cohérent.....	14
Figure I.17 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.....	15
Figure I.18 Contraintes totales et contraintes effectives .....	16
Figure I.19 l'essai triaxial dans le plan de Mohr .....	16
Figure II.1 Mur en maçonnerie de pierres sèches. ....	20
Figure II.2 Mur en maçonnerie                      Figure II.3 Mur poids en béton. ....	20
Figure II.4 Mur en gabion .....	20
Figure II.5 Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion .....	21
Figure II.6 Mur en pierres sèches.....	21
Figure II.7 Mur en éléments préfabriqués en béton empilés.....	22
Figure II.8 Mur en « T renversé » classique .....	23
Figure II.9 présentation murs en déblai.....	24
Figure II.10 Diverses dispositions de bèches .....	25
Figure II.11 Mur à contreforts en béton armé .....	26
Figure II.12 Les murs divers .....	27
Figure II.13 Les rideaux de palplanches .....	27
Figure II.14 Les parois moulées avec des tiges d'ancrages .....	28
Figure II.15 Les parois berlinoises.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure II.16 Mur en terre armée .....	30
Figure II.17 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	32
Figure III.1 Les forces agissant sur le mur.....	34
Figure III.2 Principe de la poussée et de la butée.....	35
Figure III.3 État initial du sol au repos.....	36
Figure III.4 État initial, sol sans déplacement.....	38
Figure III.5 déplacement nécessaire à la mobilisation .....	38
Figure III.6 État limite de poussée du sol.....	39
Figure III.7 État limite de butée du sol.....	40
Figure III.8 Équilibre du coin coulomb.....	41
Figure III.9 cas du sol au repos .....	43
Figure III.10 cas du sol en état de poussée.....	44
Figure III.11 cas du sol en état de butée.....	45
Figure III.12 Équilibres de Boussinesq et Rankine .....	46
Figure III.13 Formule de Poncelet .....	51
Figure III.14 Stabilité des murs.....	55

Figure IV.1 Diagramme parabole-rectangle.....	59
Figure IV.2 Diagramme des déformations limites de la section .....	60
Figure IV.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier .....	63
Figure IV.4 pré-dimensionnement d'un mur de soutènement.....	64
Figure IV.5 montre le point O situé à gauche de mur .....	68
Figure IV.7 Schéma de coffrage .....	76
Figure V.1 donnée de Géométrie (général). .....	80
Figure V.2 donnée de Géométrie (voile).....	81
Figure V.3 donnée de Géométrie (semelle).....	82
Figure V.4 donnée de Géométrie (tablettes). .....	83
Figure V.5 donnée de Sols .....	84
Figure V.6 donnée de Sols .....	85
Figure V.7 donnée de charge.....	86
Figure V.8 Donnée Paramètres de calcul .....	87
Figure V.9 fenêtre de résultats .....	88
Figure V.10 données de déplacement.....	89
Figure V.11 données de ferrailage .....	90
Figure V.12 données de ferrailage .....	91
Figure V.13 donnée de tablette .....	92
Figure V.14 donnée de résultats .....	93
Figure V.15 données de ferrailage .....	94
Figure V.16 système de drainage.....	95

## Listes de tableau

Tableau I.1 Les causes de glissement.....	10
Tableau III.3 Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).....	52
Tableau IV.1 Les moments stabilisateurs .....	67

## Sommaire

Introduction général.....	
<b>Chapitre II L'état de l'art sur la Stabilité des talus .....</b>	
I.1 Définition.....	2
I.2 Types de glissements .....	2
I.2.1 Glissement plan .....	2
I.2.2 Glissement rotationnel.....	3
I.2.3 Glissement complexe .....	5
I.3 Glissements des terrains observés à travers le monde: .....	6
I.4 En Algérie :.....	9
I.5 Les causes de glissement du terrain :.....	10
I.5.1 Causes naturelles .....	10
I.5.2 Causes humaines .....	10
I.6 Etat de contrainte .....	10
I.7 Hypothèse de rupture de Mohr .....	12
I.8 Représentations de Coulomb .....	13
I.9 Contraintes totales et contraintes effectives .....	15
I.10 Conclusion .....	17
<b>Chapitre II généralité sur les ouvrages de soutènement .....</b>	
II.1 Définition.....	18
II.2 Historique .....	18
II.3 Principe du soutènement.....	18
II.4 Type des murs de soutènement rigides .....	19
II.4.1 Mur poids .....	19
II.4.2 Mur en gabions.....	20
II.4.3 Mur en pierres sèches .....	21
II.4.4 Les murs en éléments préfabriqués .....	22
II.4.5 Les murs en béton armés .....	22
II.5 Types de soutènement flexible (souple) .....	27
II.5.1 Les rideaux de palplanches.....	27
II.5.2 Les parois moulée et berlnoises .....	28
II.5.3 Mur en terre armée .....	29
II.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement .....	30
II.7 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus.....	30
II.8 Cause de la rupture .....	31
<b>Chapitre III Les Approches Et Les Méthodes De Calcul .....</b>	

III.1	Introduction.....	34
III.2	Efforts qui sont appliqués sur un ouvrage de soutènement.....	34
III.3	La poussée et butée .....	35
III.4	État de repos.....	35
III.5	Frottement sol-mur.....	36
III.6	Équilibres de poussée et de butée .....	37
III.6.1	Équilibre de poussée.....	38
III.6.2	Équilibre de butée.....	39
III.7	Les méthodes de calcul .....	40
III.7.1	Théorie de COULOMB.....	40
III.7.2	Théorie de Rankine .....	42
III.7.3	Théorie de BOUSSINESQ.....	46
III.7.4	Théorie de Caquot – Kérisel.....	48
III.7.5	Formule de Poncelet.....	49
III.8	Règlementation parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003.....	51
III.8.1	Principes fondamentaux .....	51
III.8.2	Coefficients sismiques de calcul .....	52
III.8.3	Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique.....	53
III.8.4	Vérification de la stabilité du mur.....	53
<b>Chapitre IV Etude de cas réel " mur de soutènement de 12 m d'hauteur" situe à Tiaret.....</b>		
IV.1	Introduction.....	56
IV.2	Déroulement de l'étude.....	56
IV.3	Les caractéristiques géotechniques .....	56
IV.4	Propriété des matériaux.....	56
IV.5	Les caractéristiques du béton .....	57
IV.5.1	La résistance à la compression .....	57
IV.5.2	La résistance à la traction .....	57
IV.6	Module de déformation longitudinale du béton (E).....	57
IV.7	Les aciers .....	58
IV.8	Les états limitent .....	58
IV.8.1	Etat limite ultime.....	58
IV.8.2	Etat limite de service (ELS) .....	60
IV.9	Charges considérées dans le calcul .....	61
IV.10	Règlement utilise .....	61
IV.10.1	Principe du béton armé .....	61
IV.10.2	Principe d'application des règles CBA/93.....	61
IV.11	Contraintes limites .....	62
IV.11.1	À l'Etat limite ultime.....	62

IV.11.2	Etat limite de service .....	62
IV.11.3	Diagramme contraintes-déformations .....	62
IV.12	Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement .....	63
IV.12.1	Calcul dynamique .....	64
IV.12.1.4	<i>Calcul poussée dynamique due à la surcharge</i> .....	65
	Le coefficient de poussée $K_a$ .....	66
IV.12.2	Vérification de la stabilité externe .....	68
IV.12.3	Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement .....	69
IV.13	Ferraillages du mur de soutènement .....	71
IV.13.1	Ferraillage de la semelle .....	71
IV.13.2	Ferraillage du Rideau .....	73
<b>Chapitre V Calcul du mur par le programme ROBOT EXPERT (version 2010).....</b>		
V.1	Introduction .....	78
V.2	Programme EXPERT Appliqué sur le Mur de Soutènement .....	79
V.2.1	Géométrie du mur .....	79
V.2.2	Modélisation des sols .....	83
V.2.3	surcharges appliquée .....	85
V.2.4	Paramètres de calcul .....	86
V.2.5	Résultats et interprétation .....	87
V.2.6	Déplacement de la fondation du mur .....	88
V.2.7	Ferraillage après l'utilisation de la bêche .....	89
V.2.8	Stabilité du mur après l'utilisation d'une tablette .....	92
V.2.9	Ferraillage après l'utilisation d'une console .....	94
V.3	conception de système de drainage .....	95
	conclusion .....	
<b>VI. References .....</b>		<b>108</b>

## NOTATION

Pad : Appliquée horizontalement à  $H/2$  au-dessus de la base de la semelle du mur.

Kad : Coefficient de poussée dynamique.

$\gamma$  : Poids volumique du sol de remblai.

$\theta$  : Angle de frottement interne du remblai.

H : de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce Pad

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

Ka : Coefficient de poussée.

$\varphi$ : Angle de frottement.

d : Le bras de levier.

M : Moment.

As : Section de ferrailage.

Amin : Section de ferrailage minimal.

ft28 : Résistance à la traction a 28 jours.

fe : Résistance élastique de l'acier.

fc28 : Résistance à la compression a 28 jours

h :Hauteur du voile.

Q : La surcharge.

A : Longueur du patin.

C :Épaisseur du voile.

D :La longueur de la console

B : Section de la semelle.

# *Introduction générale*



Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séisme, explosions souterraines ou sous marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les secousses sismiques, phénomène naturel souvent catastrophique, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structure se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception parasismique des ouvrages.

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. La Terre Armée est l'un des premiers types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couches successives horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement.

L'objet de ce travail de mémoire est donc d'étudier la stabilité d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques.

### **Organisation de mémoire :**

Notre mémoire est composé de cinq chapitres décrivant d'une manière succincte et ordonnée tous les phénomènes qui s'articulent autour de l'étude des ouvrages de soutènements :

**Chapitre II l'état de l'art sur la Stabilité des talus :** Ce chapitre traite tous les problèmes d'instabilité des terres. Relatives aux différents phénomènes naturels tels que l'effondrement, le glissement des terres y compris leur ruptures et déplacement et leurs origines.

**Chapitre II généralité sur les ouvrages de soutènement :** Dans ce chapitre nous donnons un aperçu général sur les différents types de murs de soutènements et leurs modes de rupture.

**Chapitre III Les Approches Et Les Méthodes De Calcul :** Ce chapitre traite des différentes approches principales et méthodes de calcul utilisées dans l'analyse de la stabilité du talus (théories de calcul).

**Chapitre IV Etude de cas réel " mur de soutènement de 12 m d'hauteur" situe à Tiaret :** L'étude de la stabilité interne et externe d'un projet de mur de soutènement situé à zemalawilaya de Tiaret, l'ouvrage de soutènement est du type béton armé en T renversé.

Dans ce même chapitre nous avons enchaîné par le calcul manuel du ferrailage en prenant compte l'effet sismique.

**Chapitre V :** ce chapitre calcul Les caractéristiques les plus importantes du programme EXPERT Murs de soutènement.

# ***Chapitre I***

*L'état de l'art sur la Stabilité des talus*

## I.1 Définition

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles, ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, des forces extérieures (hydraulique, ou sismique), ou d'une modification des conditions aux limites.

Il peut affecter seulement les couches les plus superficielles, ou être profond.

Le déplacement reste plus ou moins lent (quelques mm à quelques dm par an) et peut aussi s'accélérer, jusqu' à la rupture.

## I.2 Types de glissements

Les glissements de terrain apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes et dans tous types de matériaux.

Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque).

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissement :

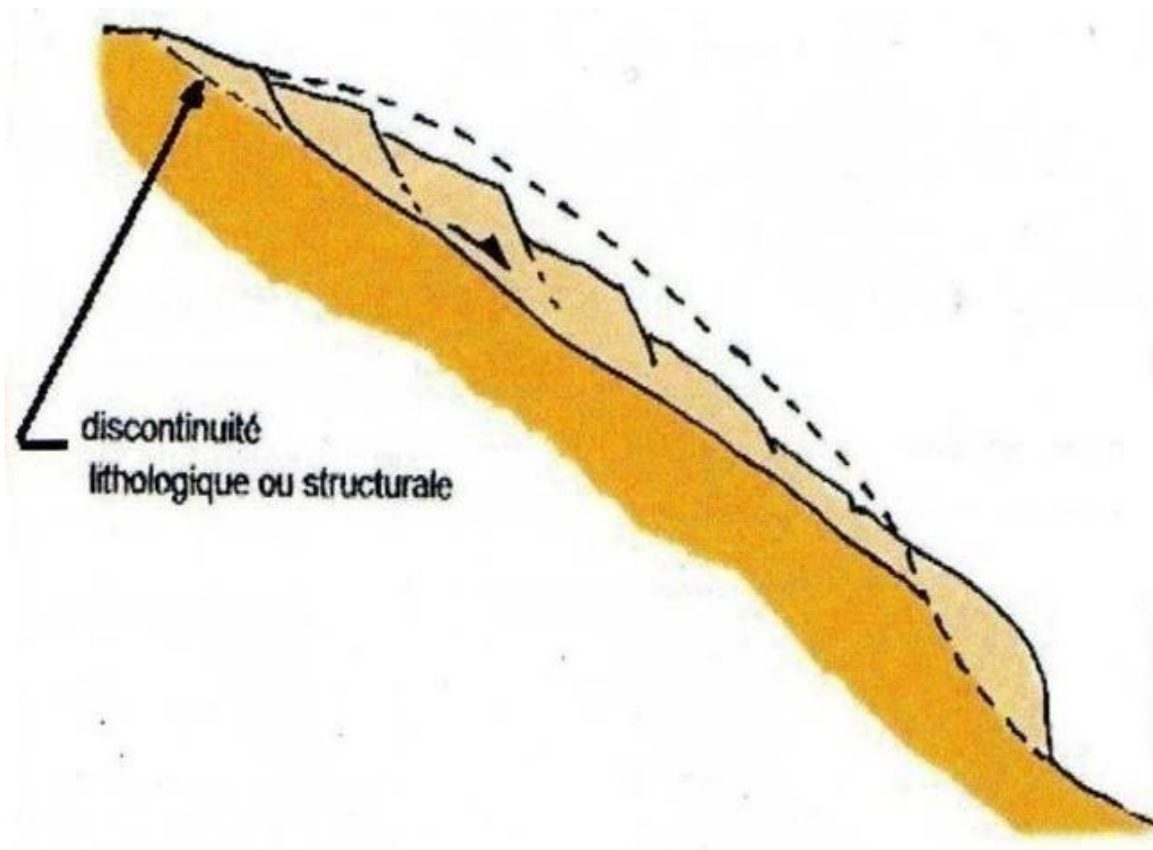
### I.2.1 Glissement plan

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier.

Il peut être :

- Glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelé : couche savon.
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.
- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau "lubrification" (limon sur argile par exemple).

Dans ce cas la limite entre le fluage peut être mal définie.



**Figure I.1** Glissement plan

### **I.2.2 Glissement rotationnel**

Les matériaux en mouvement basculent le long d'une surface qui peut être rapprochée d'une surface cylindrique. Ce glissement se produit dans les sols homogènes ou les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement, celle-ci est concave, à pente forte vers le haut du versant et aplatie vers le bas d'où des appellations comme "fauteuil" ou "cuillère" faisant référence au profil et à la forme générale.

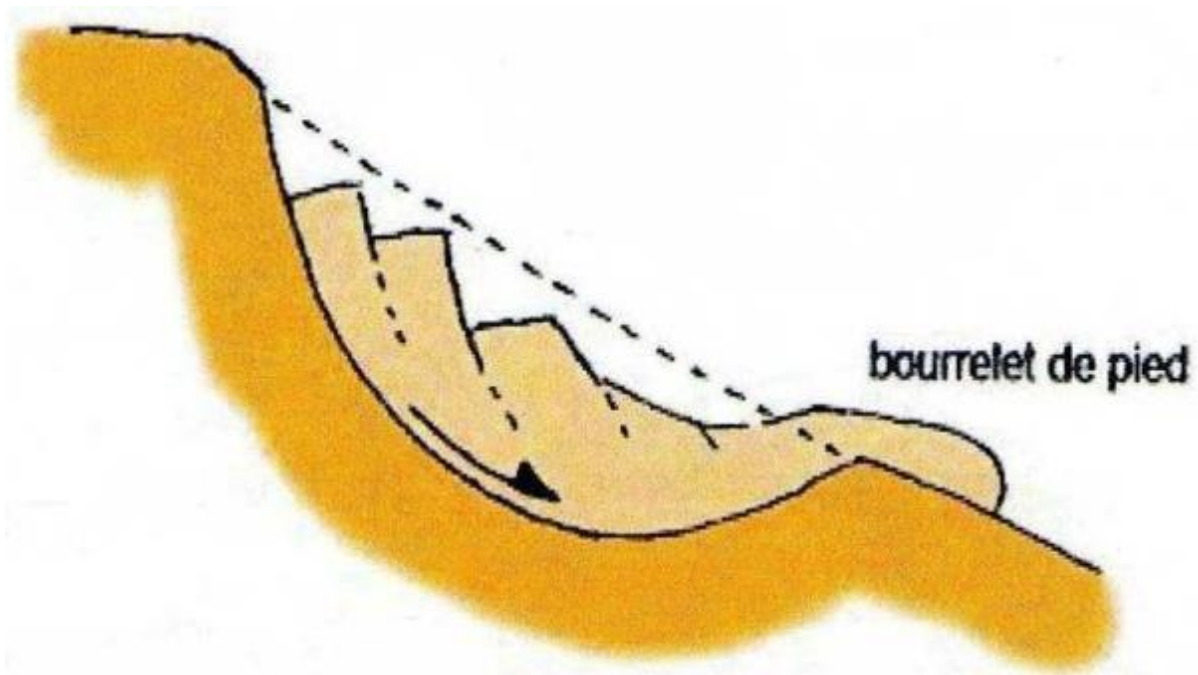


Figure I.2 Glissement rotationnel

Le glissement rotationnel peut être superficiel ou profond.

#### 1.2.2.1 Glissement superficiel

Les deux cas les plus fréquents sont :

- a- Glissement circulaire de crête (tête).
- b- Glissement circulaire de pied.

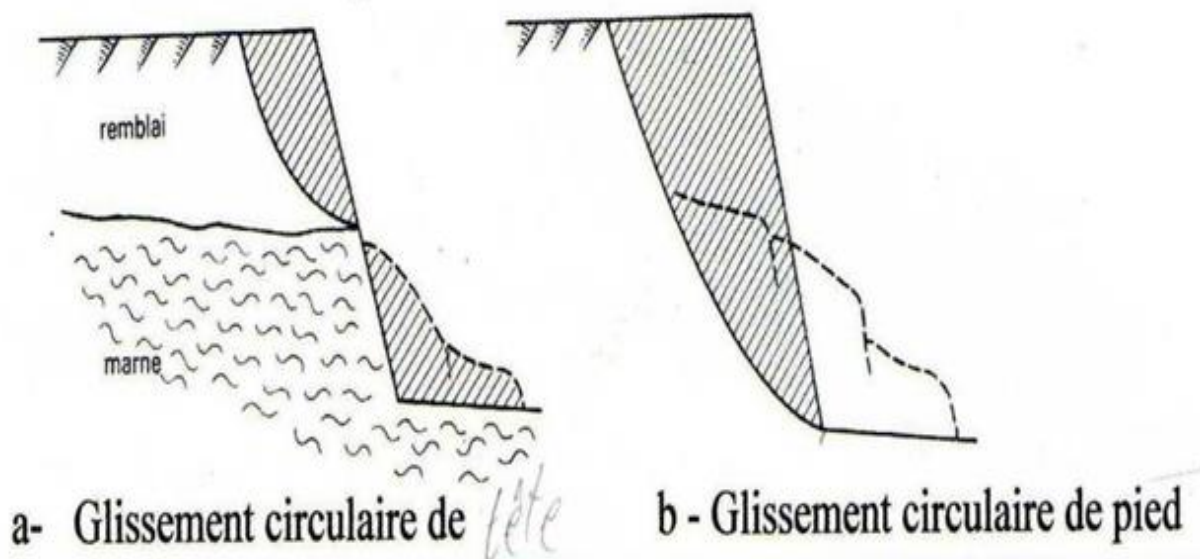


Figure I.3 Glissement circulaire superficiel

### 1.2.2.2 Glissement profond

Il apparait dans les remblais sur sol mou .ou quand le cercle de rupture est tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas profond.

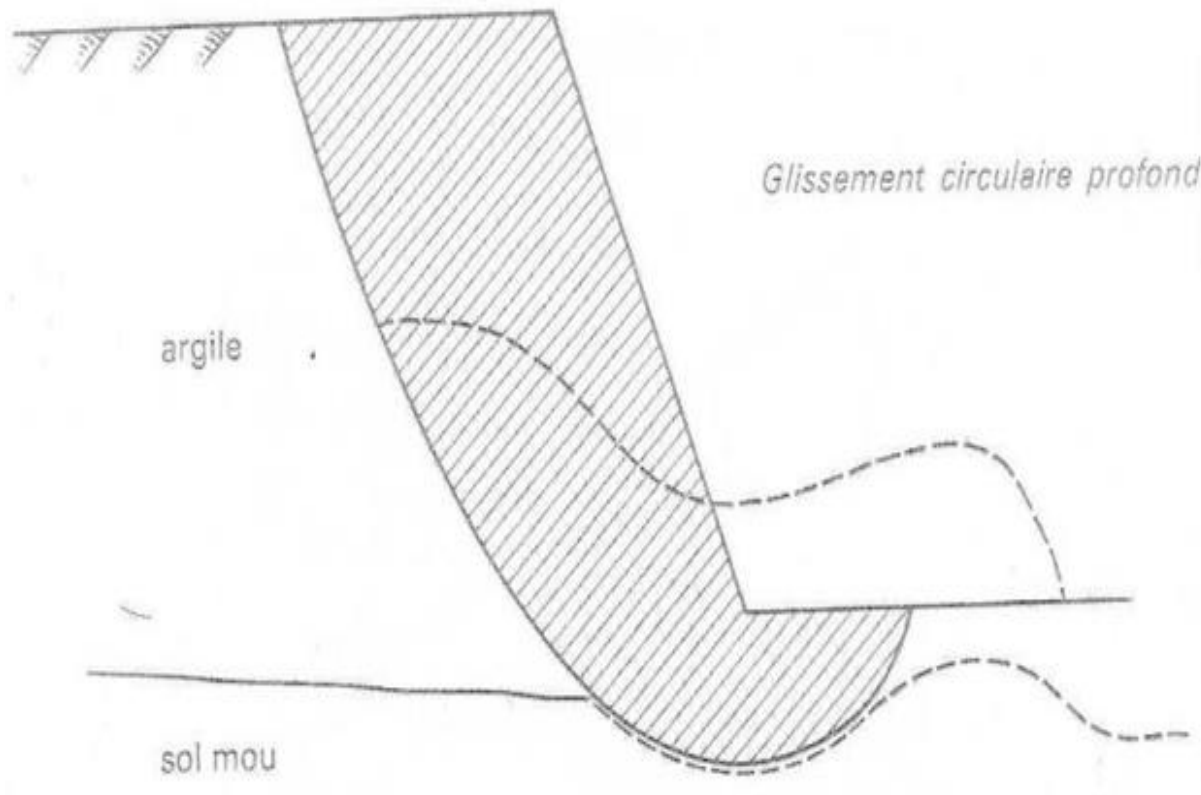


Figure I.4 Glissement circulaire profond

### 1.2.3 Glissement complexe

Les glissements complexes, ont souvent une surface de rupture non circulaire, et par fois quelconque.

Ces ruptures peuvent avoir différentes causes :

- Anisotropie de structure.
- Anisotropie mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variantes en profondeur.
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou effondrant.



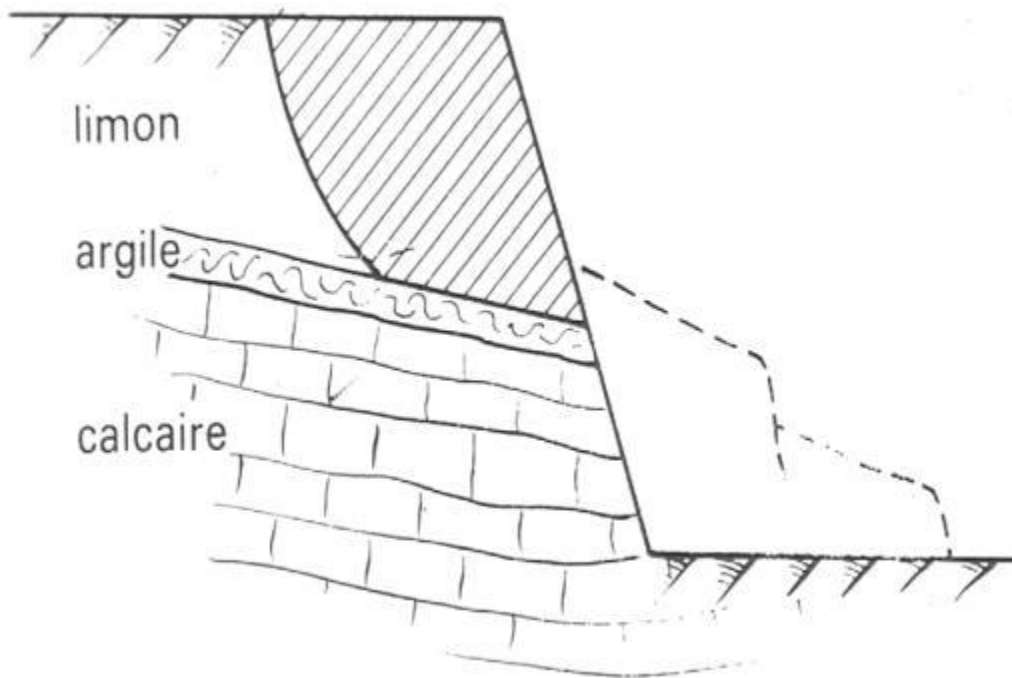


Figure I. 5 Glissement complexe

### I.3 Glissements de terrains observés à travers le monde:

Les photos de cinq cas de la stabilité des pentes sont indiquées ci-dessous, afin de fournir une description plus détaillée: Philippines, Japon, Puerto Rico, USA et Chine.(1)



Figure I.6 Glissement de Puerto Rico, 1985





**Figure I.7 Glissement de Philippines, Février 2006**



**Figure I.8 Glissement de Hiroshima (Japon), 20 August**



(a) L'unité de soutien aérien

(b) Bureau du shérif du comté

**Figure I.9 Glissement de Washington, USA, 22 Mars 2014**



**Figure I.10 Glissement de La chine, 21 Décembre 2015**



**I.4 En Algérie :**

La géomorphologie du nord algérien étant caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides, les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus répandus. (1)



**Figure I.11 un glissement de terrain à Chlef, novembre 2019**



**Figure I.12 Conséquence des glissements de terrains de Constantine**

### I.5 Les causes de glissement du terrain :

De nombreux facteurs rendent les pentes instables. Certains sont ceux naturels, d'autres humaine et parfois sont la combinaison de causes diverses. En général, il est peu probable d'envisager un motif isolé qui agit seul et provoque l'instabilité de la pente. Ici, nous allons discuter des causes naturelles et des causes humains des glissements de terrain.(2)

**Tableau I.1 Les causes de glissement**

Causes naturelles	Causes humaines
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Une rupture dans le sol et la cohésion</li> <li>-Une diminution des résistances dusol la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effetde l'eau.</li> <li>-Une augmentation de la chaleur,la terre sèche et s'effrite.</li> <li>-L'instabilité gravitaire estégalement connue sous le nom de processus de pente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Déforestation extrême, érosion des sols.</li> <li>-Présence d'établissements humains dansdes zones exposées aux glissements deterrain.</li> <li>-Présence de routes ou de voies de communication dans des zones de montagne.</li> <li>-Présence de conduites et canalisations en terre</li> <li>-Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.</li> </ul>

### I.6 Etat de contrainte

Lorsqu'une force horizontale  $H$  est appliquée sur un bloc de poids  $W$  mis sur un plan horizontal, cela génère une réaction  $R$  inclinée d'angle  $\alpha$  (**figure 1.13**). Ce dernier augmente si la force horizontale augmente jusqu'à ce que le glissement soit éminent, donc l'angle  $\alpha$  atteint sa valeur limite  $\varphi$ . Dans ce cas si la force horizontale augmente et l'angle  $\varphi$  reste constant. Le bloc ayant atteint sa résistance maximale au cisaillement. La (**figure 1.14**) présente l'état de contrainte en un point.(3)

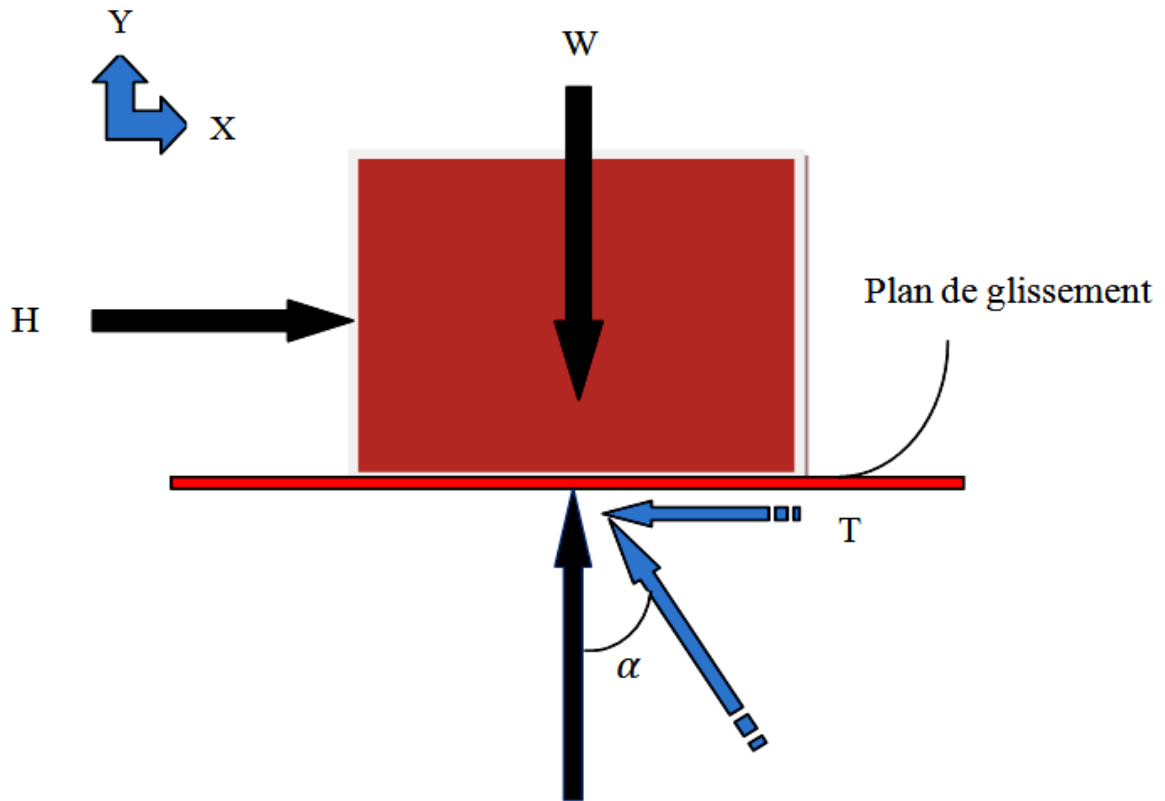


Figure I.13 Modèle de cisaillement simple

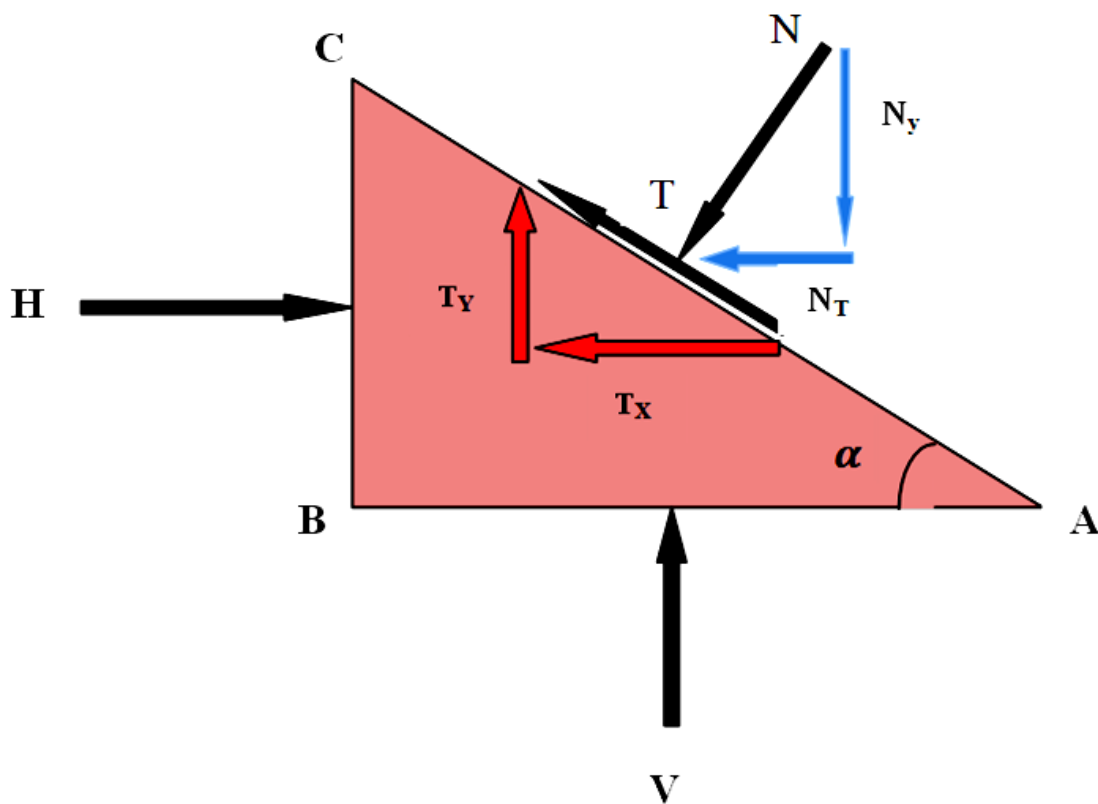


Figure I.14 Etat de contrainte en un point

A l'équilibre

Somme des forces selon x :

$$\sum Fx = H - N \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) - T \cos \alpha = 0, \text{ avec } \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) = \sin \alpha$$

$$\sum Fx = H - N \sin \alpha - T \cos \alpha = 0$$

Somme des forces selon y :

$$\sum Fy = V - N \sin\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + T \sin \alpha = 0, \text{ avec } \sin\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) = \cos \alpha$$

$$\sum Fy = V - N \cos \alpha + T \sin \alpha = 0$$

En termes de contraintes

$$\begin{cases} \sigma x \sin \alpha - \sigma \alpha \sin \alpha - \tau \alpha \cos \alpha = 0 \\ \sigma y \cos \alpha - \sigma \alpha \cos \alpha - \tau \alpha \sin \alpha = 0 \end{cases}$$

On résout ce système pour  $\sigma \alpha$  et  $\tau \alpha$

-Premièrement pour  $\sigma \alpha$

$$\sigma \alpha = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} - \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \cos 2\alpha$$

-Deuxièmement pour  $\tau \alpha$  :

$$\tau \alpha = \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \sin 2\alpha$$

$$\begin{cases} \left( \sigma \alpha - \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \right) = \frac{\sigma y - \sigma x}{2} \cos 2\alpha \\ \tau \alpha = \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \sin 2\alpha \end{cases}$$

$$\left( \sigma \alpha - \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \right)^2 + \tau \alpha^2 = \left( \frac{\sigma y - \sigma x}{2} \right)^2$$

En termes de contraintes principales on obtient :

$$\left( \sigma \alpha - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau \alpha^2 = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \text{ Equation d'un cercle } \begin{cases} \text{Rayon} = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \\ \text{Centre} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right) \end{cases}$$

Ce cercle est appelé cercle de Mohr, avec  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  contraintes principales

## I.7 Hypothèse de rupture de Mohr

Otto Mohr était un ingénieur allemand qui a mis au point plusieurs procédés de construction géométrique ramenant des problèmes spatiaux à des solutions de géométrie plane simples.

Selon Otto MOHR (1900) on peut définir le critère de rupture comme suit :

La contrainte de cisaillement sur un plan de rupture à la rupture est fonction unique de la contrainte normale sur ce plan.(3)

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff})$$

$\tau_{ff}$  : La résistance au cisaillement du matériau.

$\sigma_{ff}$  : La contrainte normale.

Cette relation peut être représentée dans le plan des contraintes comme le montre la **figure 1.15** elle sépare la zone dans laquelle les matériaux considérés comme stables de celle où ils sont instables. Le matériau est à l'équilibre limite lorsque l'enveloppe de rupture est tangente aux cercles de Mohr.(3)

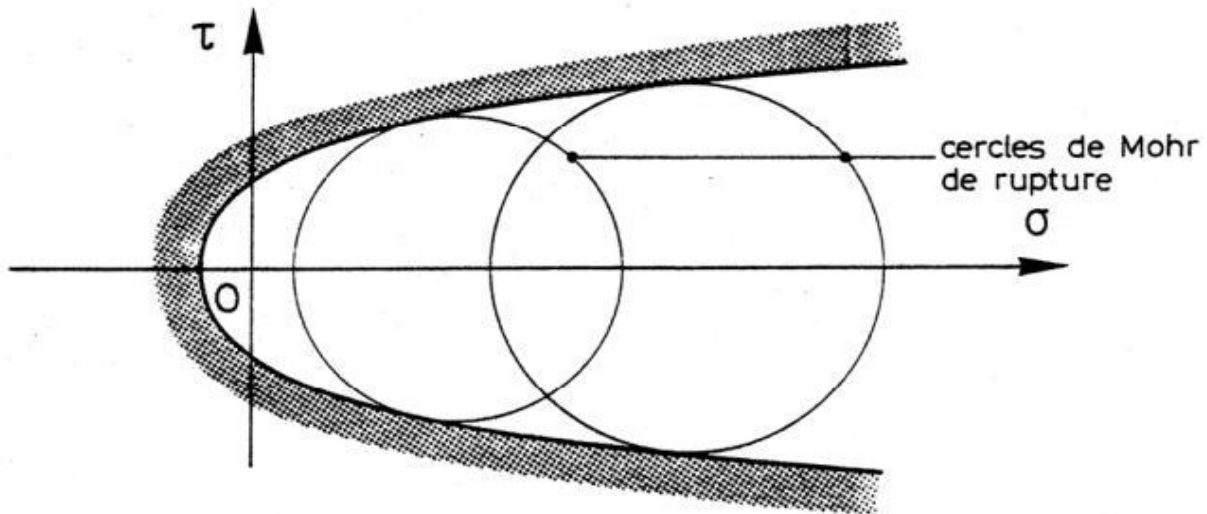
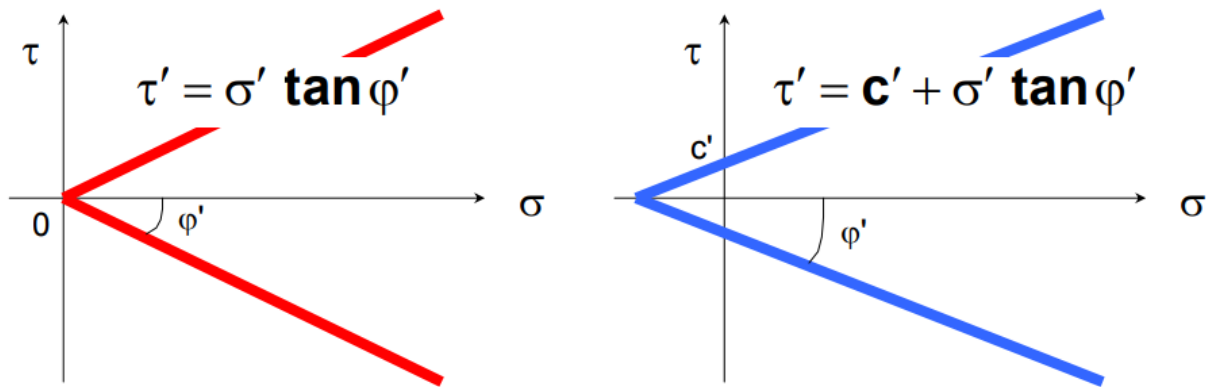


Figure I.15 Courbe intrinsèque selon Mohr

### I.8 Représentations de Coulomb

Expérimentalement, il a été montré que:

- les deux demi-droites sont symétriques par rapport à o (**figure 1.16**)
- pour les sols pulvérulents : les droites passent par l'origine
- pour les sols cohérents : existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle. (3)



**Figure I.16** Courbes intrinsèques selon Coulomb pour sol pulvérulent et sol cohérent

Où  $\sigma$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

Le critère est aussi exprimé avec une fonction qu'on appelle fonction de charge.

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = 2C \cos \varphi - (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi = 0$$

Si  $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ , rupture du sol.

Si  $f(\sigma_1, \sigma_3) < 0$ , stabilité de sol (domaine élastique).

Si  $f(\sigma_1, \sigma_3) > 0$ , on ne peut rien dire.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb comme le montre la **figure 1.17**



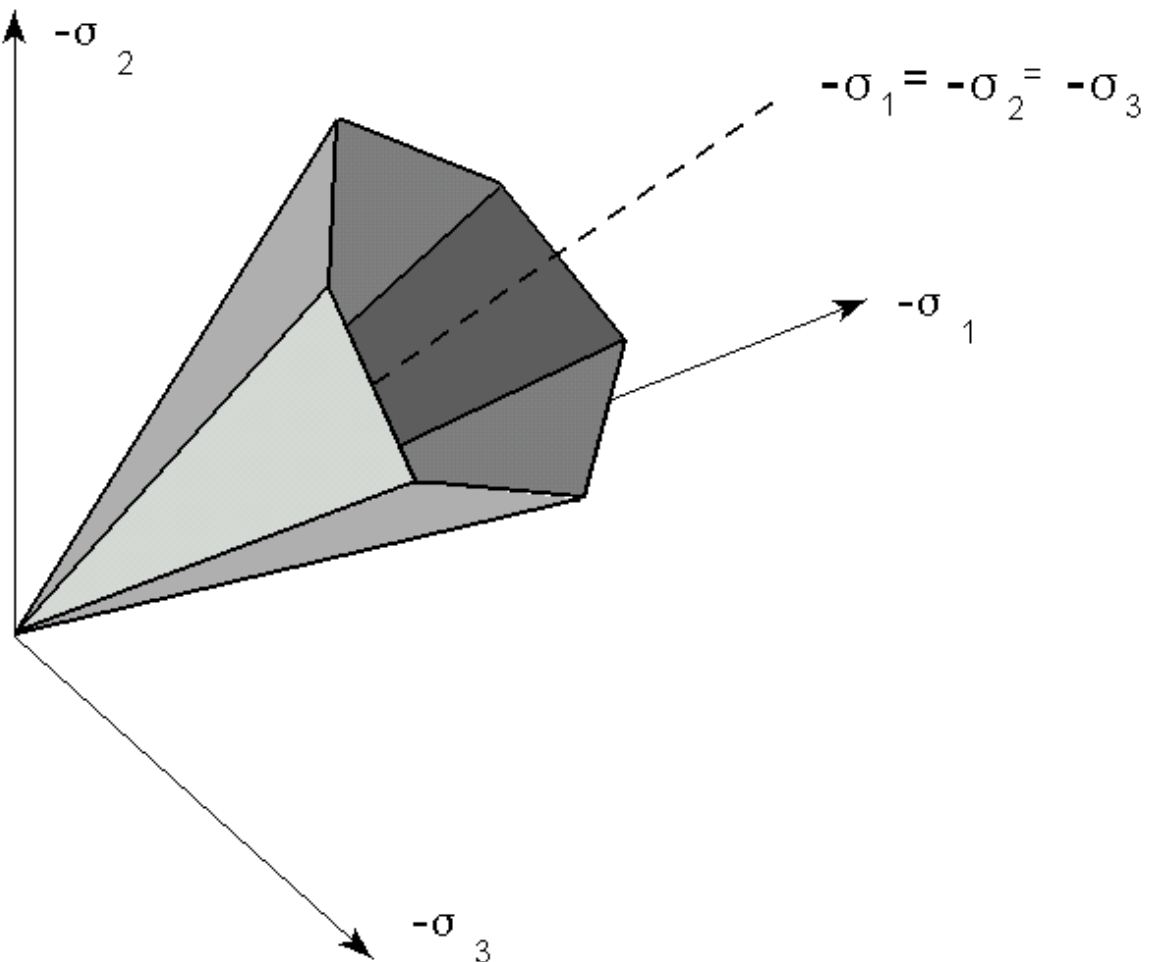


Figure I.17 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes

### I.9 Contraintes totales et contraintes effectives

Différents systèmes de contraintes sont utilisés pour l'étude des problèmes de mécanique des sols. Dans les sols saturés, on distingue classiquement:

- les contraintes totales  $\sigma$  ;
- les pressions interstitielles  $u$  ;
- les contraintes effectives  $\sigma'$ .

Dans la représentation de Mohr, les cercles de Mohr en contraintes effectives se déduisent des cercles de Mohr en contraintes totales par une translation d'amplitude égale à la pression interstitielle  $u$ , parallèlement à l'axe des contraintes normales (**figure1.18**). (3)

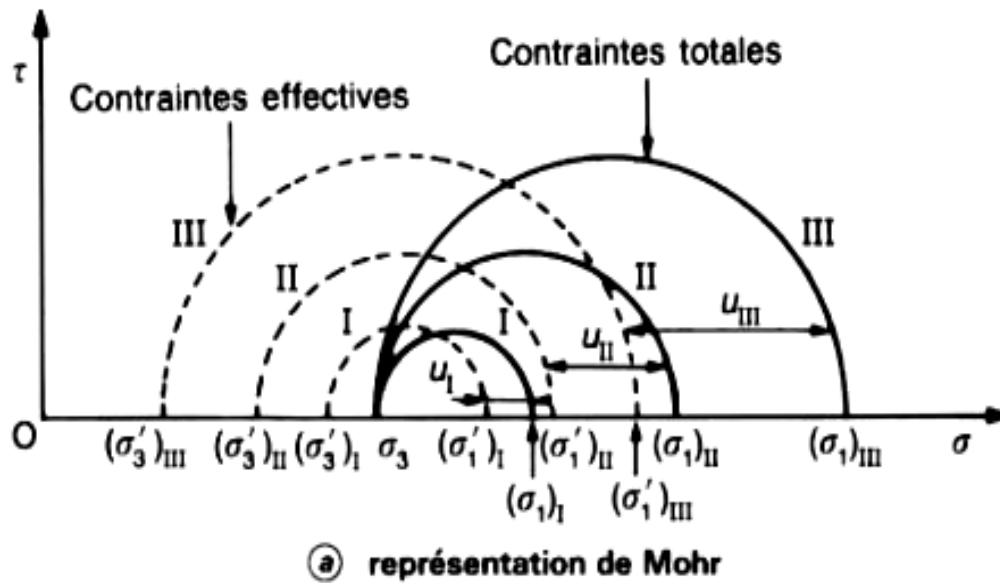


Figure I.18 Contraintes totales et contraintes effectives

➤ Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial sont traditionnellement exploités en utilisant la représentation de Mohr pour les états de contraintes totales ou effectives. On en déduit le cercle de Mohr correspondant à l'état limite considéré ( $\sigma_1, \sigma_3$ ). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales et la courbe intrinsèque. A partir de cette représentation on peut définir les paramètres de cisaillement  $C$  et  $\phi$ .(3)

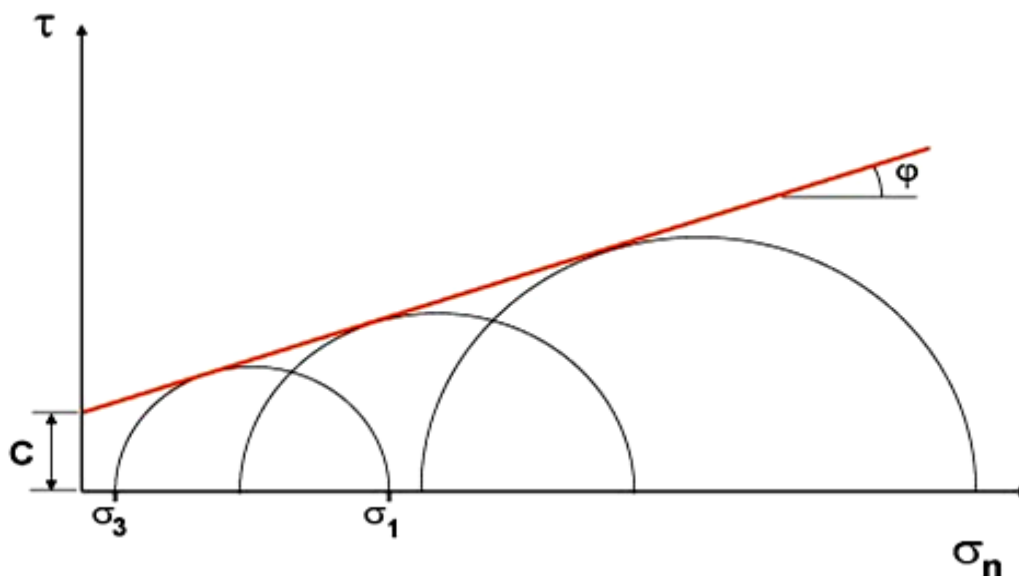


Figure I.19 l'essai triaxial dans le plan de Mohr

**I.10 Conclusion**

En mécanique des sols le critère le plus utilisé est le critère de Mohr-Coulomb pour déterminer les paramètres de cisaillement d'un sol. Ce critère se traduit par la fameuse équation :  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  Telle que  $c$  est la cohésion et  $\varphi$  est l'angle de frottement. A la suite nous avons défini quelques essais en laboratoire et en place qui permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols.

# *Chapitre II*

**Généralité sur les ouvrages de soutènement**

### II.1 Définition

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

Ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation: Mur rigide

Ceux composés d'une paroi flexible (palplanches): Mur flexible

### II.2 Historique

Dans les premiers besoin générant le mur de soutènement se trouve la fabrication des terrasses sur les terrains pierreux en en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre. Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierres.

XX<sup>e</sup> siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente du talus naturel du matériau retenu par le mur).

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marchées, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement.

### II.3 Principe du soutènement

La principale considération le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi.

Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé.

## Chapitre II Généralité sur les ouvrages de soutènement

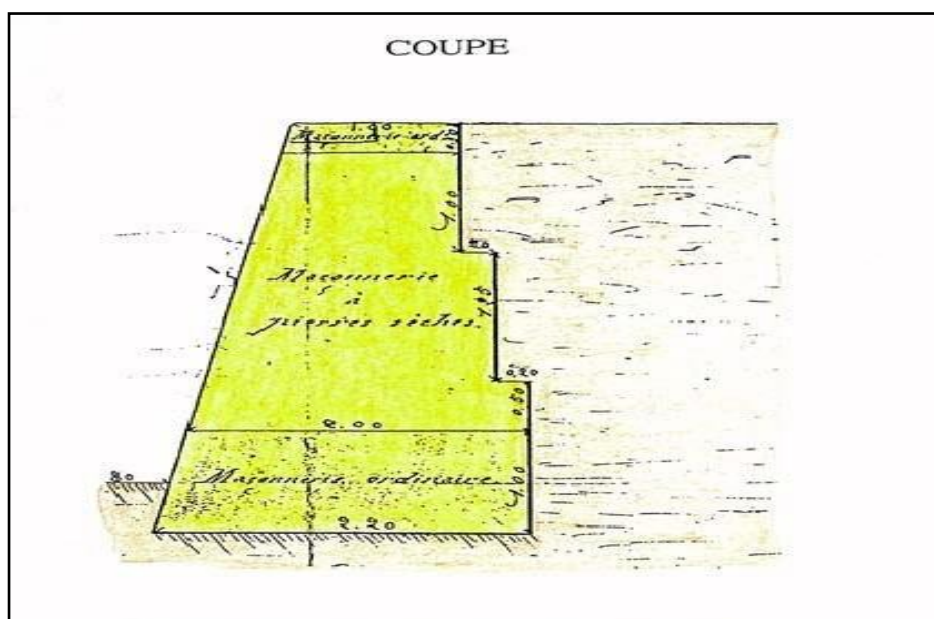
Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons.

- Etre ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou a une meilleure composition afin que la poussée soit contenue , éviter le glissement et annuler le moment de basculement : ce sont les parois ancrées
- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement.
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans Les murs de soutènement , quel que soit leur type , doivent en principe être drainés , car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la « consistance » du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante , la friction (phénomène de s'agripper ) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

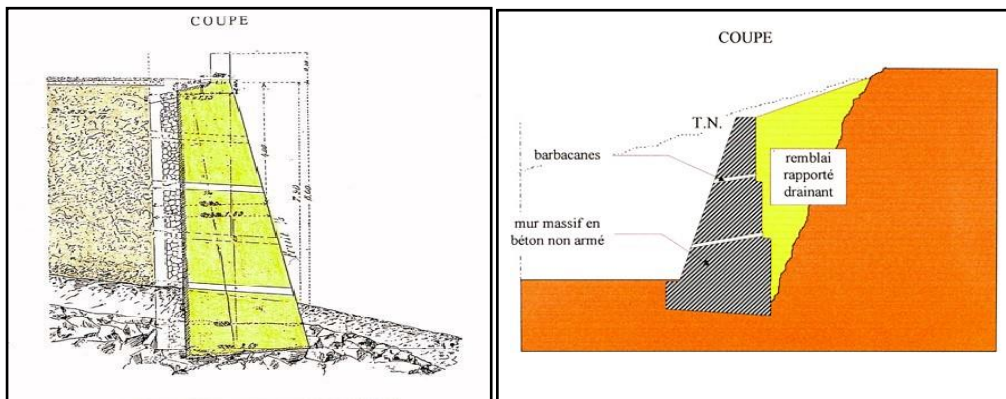
### II.4 Type des murs de soutènement rigides

#### II.4.1 Mur poids

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels (4). C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais.



**Figure II.1 Mur en maçonnerie de pierres sèches.**



**Figure II.2 Mur en maçonnerie Figure II.3 Mur poids en béton.**

### II.4.2 Mur en gabions

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles.



**Figure II.4 Mur en gabion**





**Figure II.5** Chantier en cours de réalisation utilisant le technique gabion

### II.4.3 Mur en pierres sèches

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènement 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. (5)



**Figure II.6** Mur en pierres sèches



### II.4.4 Les murs en éléments préfabriqués

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme certains éléments étant avancés ou reculés les uns par rapport aux autres.

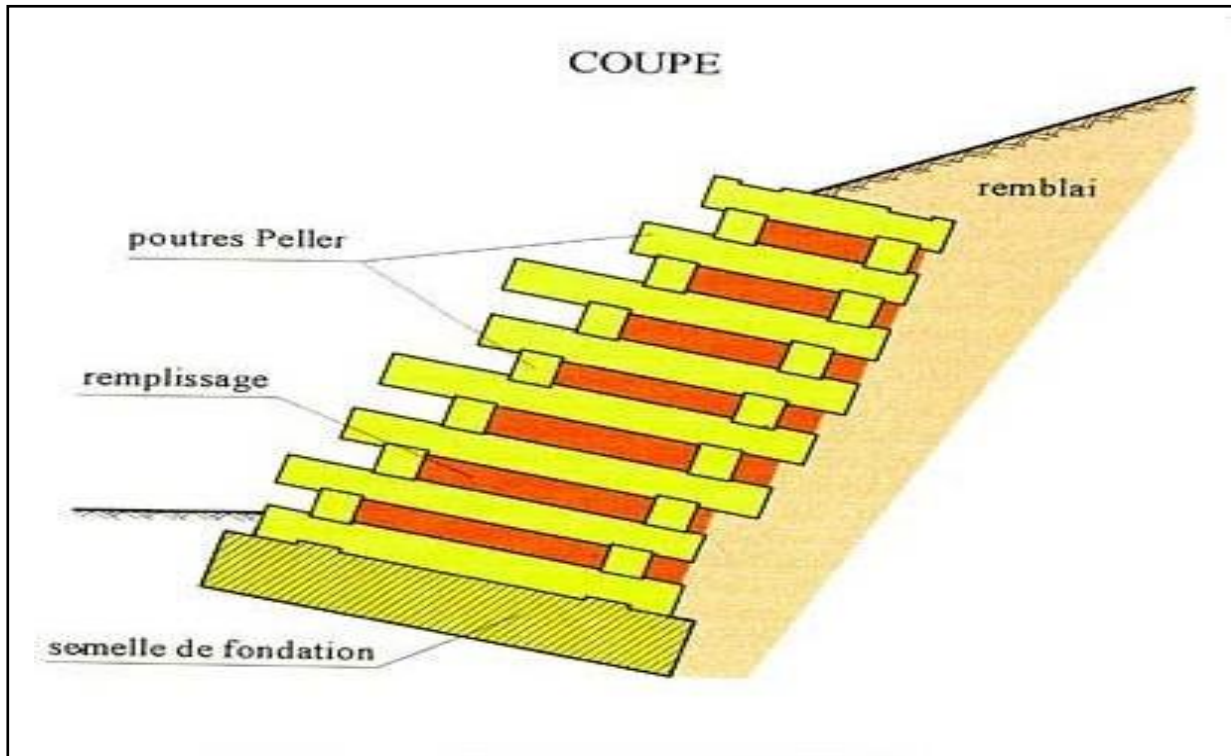
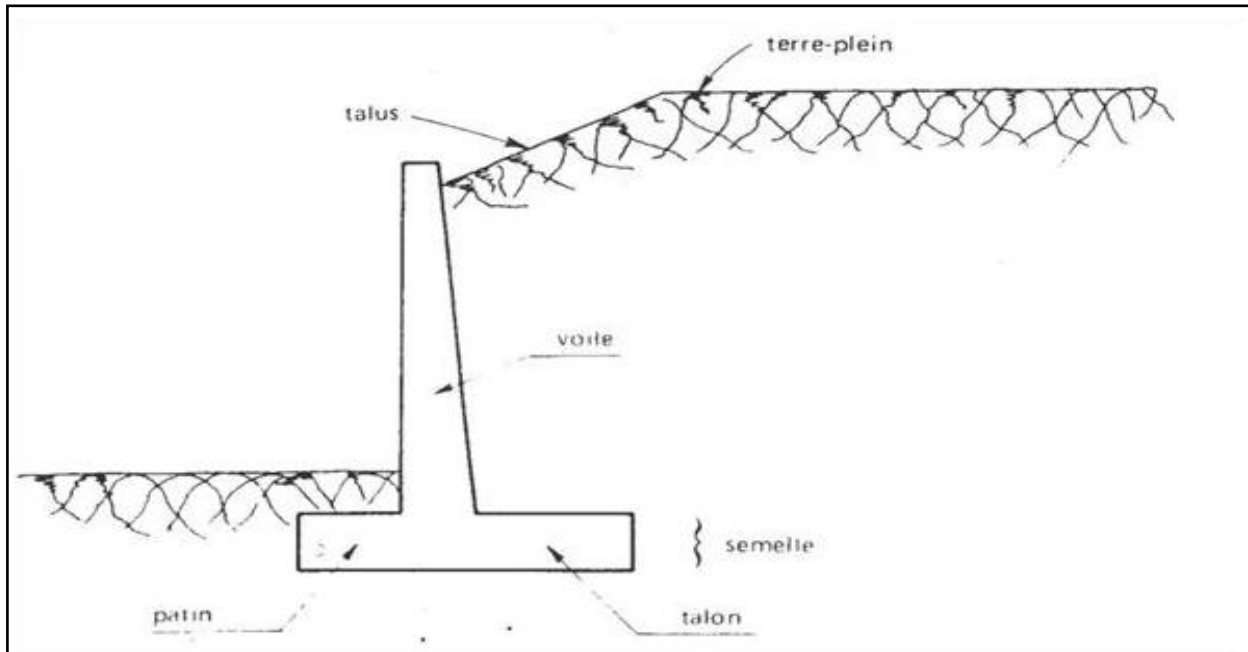


Figure II.7 Mur en éléments préfabriqués en béton empilés

### II.4.5 Les murs en béton armés

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façons multiples.

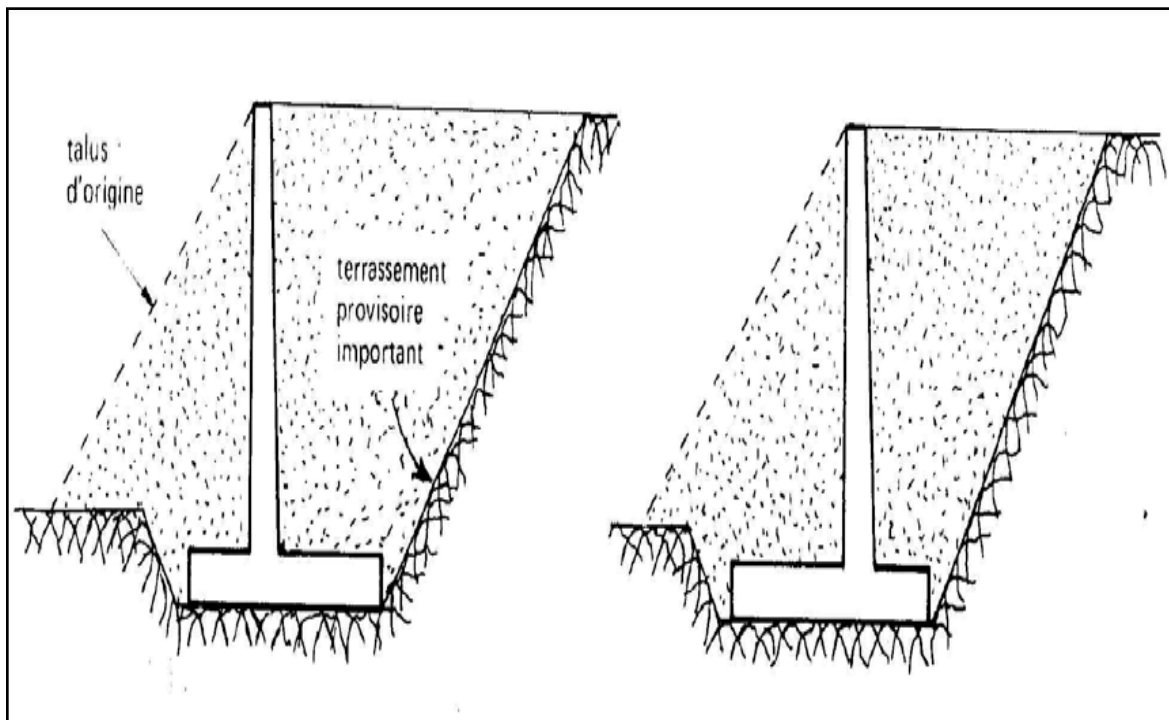
#### II.4.5.1 Mur en « T renversé » classique



**Figure II.8 Mur en « T renversé » classique**

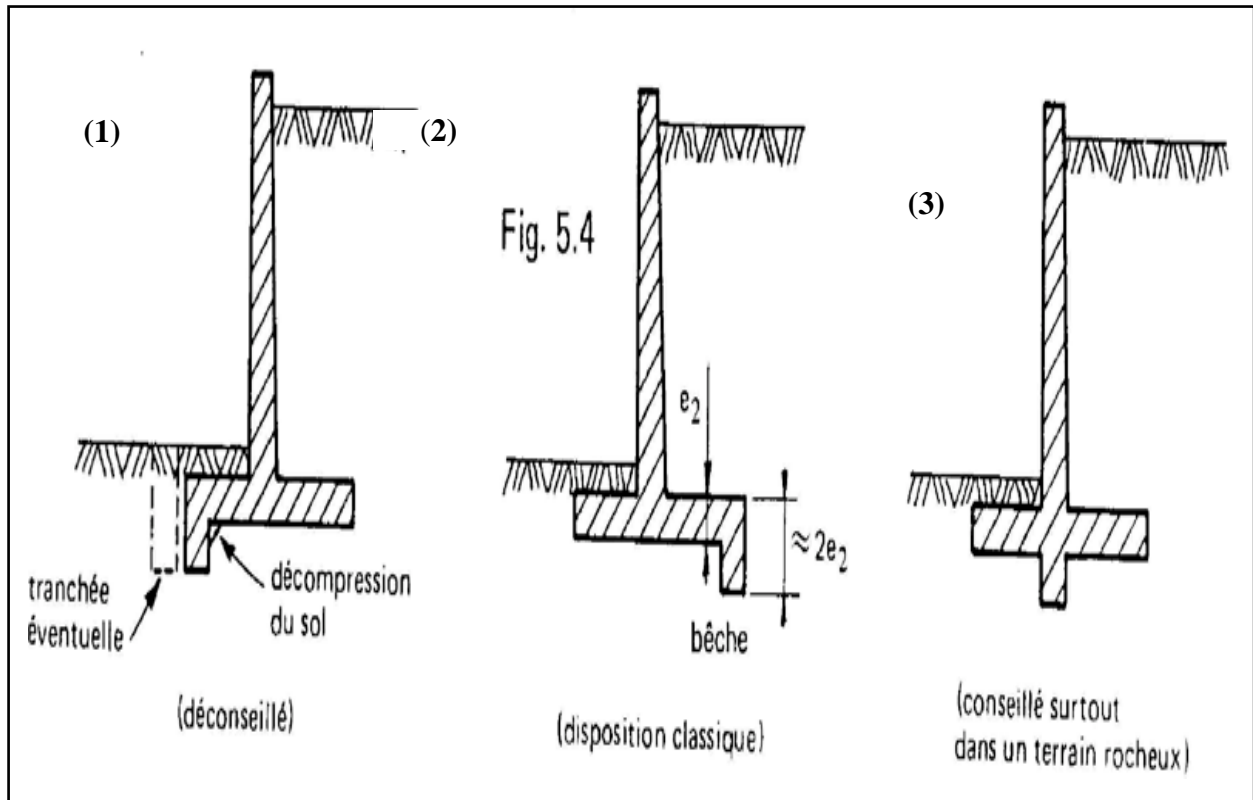
Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé ou des ferrillages dépendants de la hauteur. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées en effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin. (6)



**Figure II.9 présentation murs en déblai**

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille » sans coffrage. Le premier cas (1) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

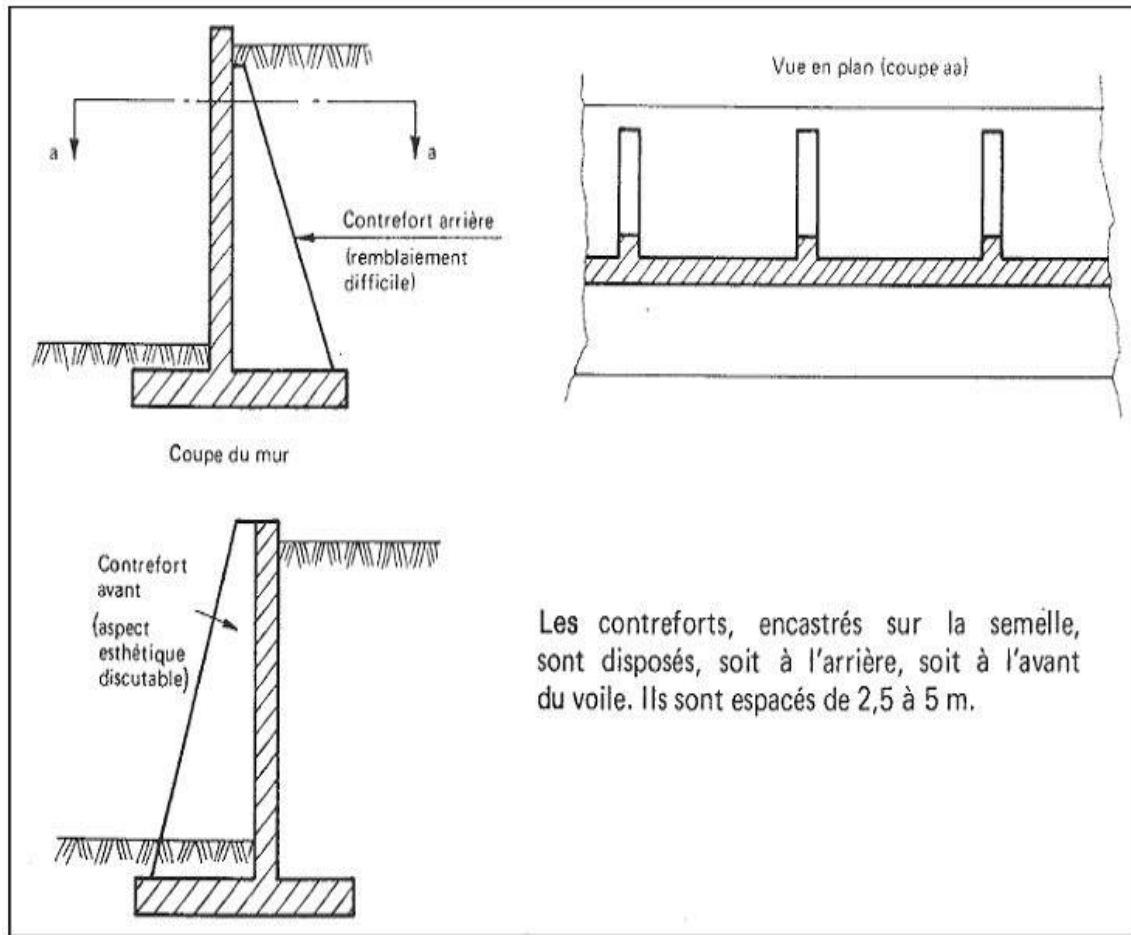


**Figure II.10 Diverses dispositions de bêtes**

Le troisième cas (3) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bête les treillis soudés formant armatures en attente.

### II.4.5.2 Mur à contreforts

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



**Figure II.11 Mur à contreforts en béton armé**

### **II.4.5.3 Murs divers**

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière. (7)

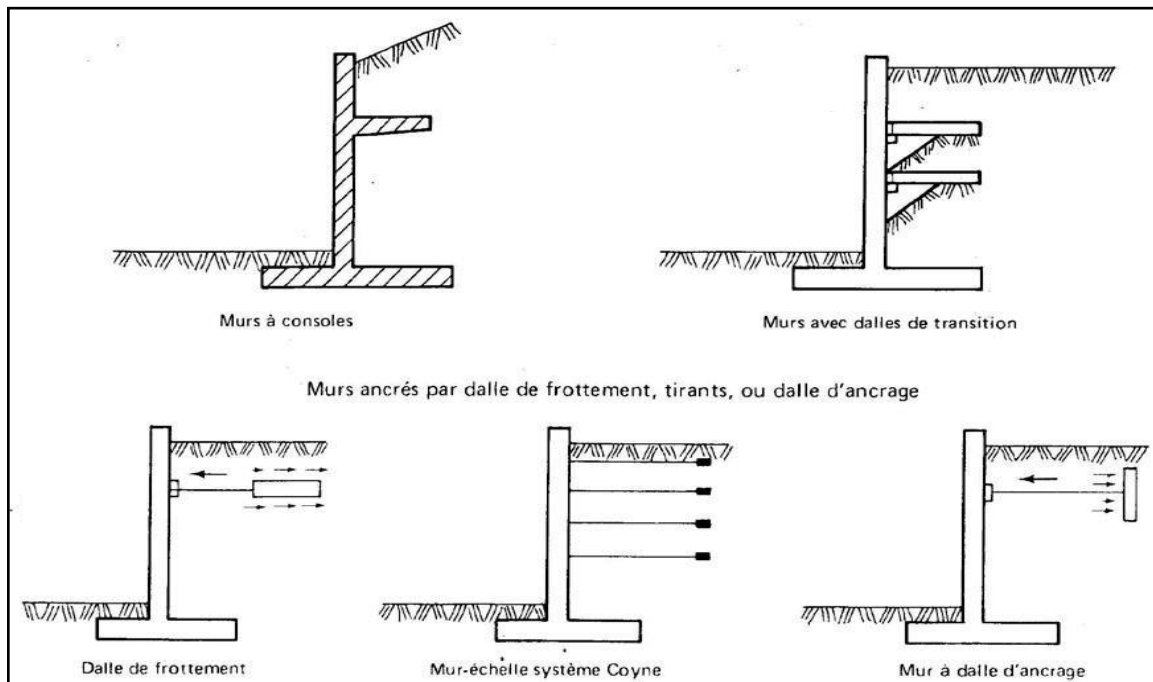


Figure II.12 Les murs divers

### II.5 TYPES DE SOUTÈNEMENT flexible (souple)

#### II.5.1 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. (4)



Figure II.13 Les rideaux de palplanches



### A. Les avantages :

- Pas de décompression des terrains
- Ecran semi-entache

### B. Les inconvénients :

- Nuisances pour les riverains (bruit-vibration)
- Limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains
- En règle générale la palplanche non récupérable (8)

## II.5.2 Les parois moulées et berlinoises

### II.5.2.1 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 fabriqué avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche 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.



Figure II.14 Les parois moulées avec des tiges d'ancrages

### II.5.2.2 Les parois berlinoises

Dans son originalité qui se développée lors de la construction de Berlin, au début de 20<sup>ème</sup> siècle, il s'agit de profile en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux.(9)



**Figure II.15 Les parois berlinoises**

#### **A. Les avantages de paroi moulée**

- Pas de décompression de terrains, pas de limitation en profondeur
- Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive
- Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux (8)

#### **B. Les inconvénients de la paroi moulée :**

- Nécessaire une plateforme de travail horizontale –matériel lourd
- Raccordement des radiers
- Ne permet pas une étanchéité(8)

### II.5.3 Mur en terre armée

La terre armée est une technique relativement récente. Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures. Les principaux avantages de la terre armée résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre et surtout dans sa grande déformabilité qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements de terre importants. (5)



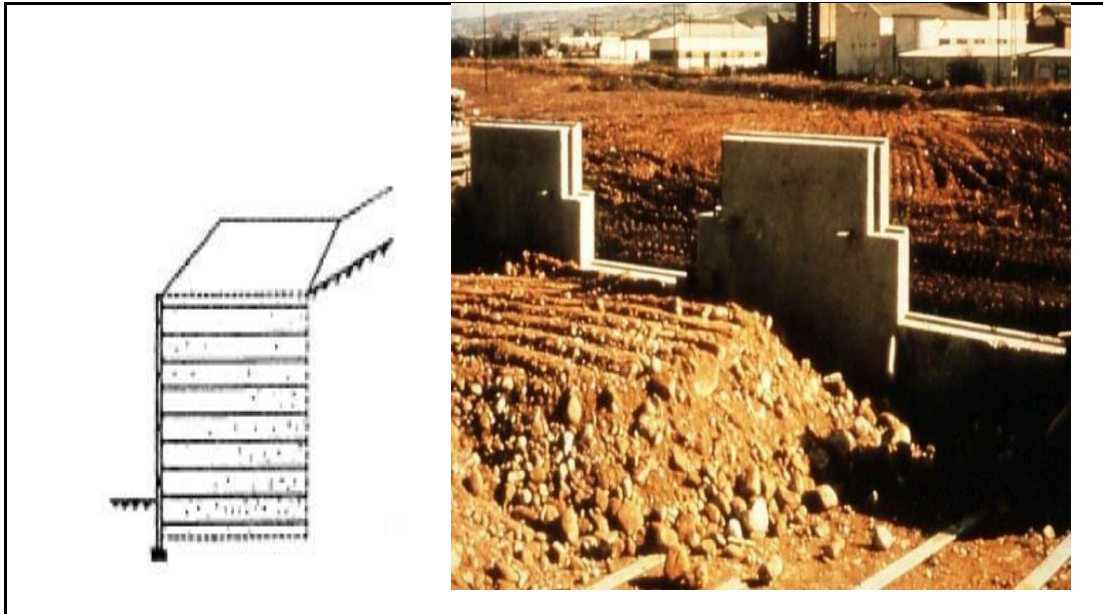


Figure II.16 Mur en terre armée

### II.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

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

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

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi. (10)

### II.7 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, savoir que lorsqu'il ya glissement suivant une surface de rupture. L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Le calcul à la rupture, on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse des ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. (11)

### II.8 Cause de la rupture

Les glissements de terrains sont la cause de trois facteurs : Hydraulique, géométriques et géo mécaniques. Ces derniers engendrent soit une diminution de la résistance du sol ou soit une augmentation des contraintes dans le sol. Causes majeures de l'instabilité peuvent être résumée comme suit :

- Causes dues aux augmentations des contraintes :
  1. Charges extérieures : bâtiments, eau, neige.
  2. Augmentation de poids volumique du sol ou a l'augmentation de teneur en eau(w).
  3. Travaux excavation.
  4. Chocs, séisme.
  5. Fissures de tractions dans le sol
  6. Effondrement des sous-sols : cavernes et travaux des tunnels.
  7. Erosion due aux écoulements des souterrains.
- Causes dues à la diminution de la résistance du sol.
  1. Gonflement d'argiles par absorption d'eau.
  2. Augmentation des pressions interstitielles.
  3. Désintégration graduelle de la structure du sol (craquement due au gonflement et rétrécissement).
  4. Cassure de la structure due au choc et aux activités sismiques.
  5. Déformation et rupture progressive dans des sols sensibles.
  6. L'effet de gel dégel. (11)

Dans la plupart des glissements des terrains un certain nombre de causes agissent simultanément, et dire lequel est le facteur final est non seulement difficile mais aussi incorrect. Souvent un facteur final est ni plus ni moins qu'une autre cause de plus qui provoque le mouvement d'un sol déjà sur le point de la rupture.

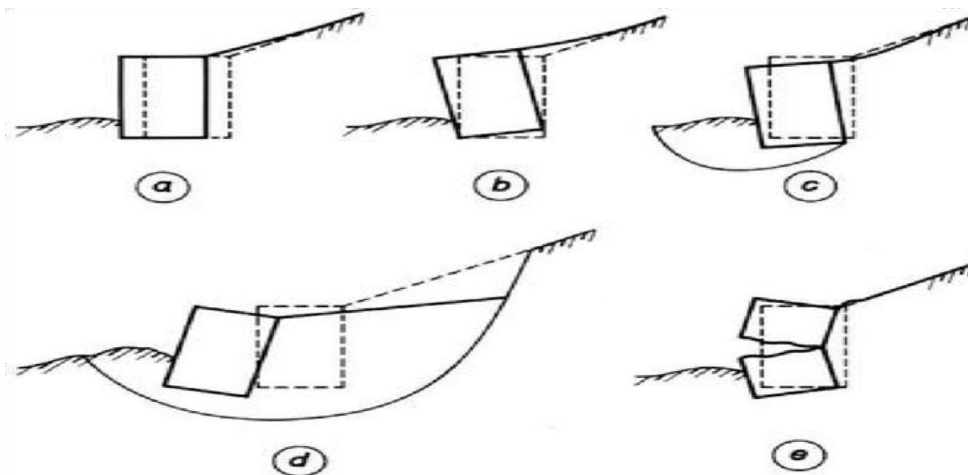
## Chapitre II Généralité sur les ouvrages de soutènement

Le premier signe d'un glissement de sol imminent, est l'apparence des fissures à la direction du mouvement. Ces fissures peuvent graduellement se remplir d'eau, qui affaiblit le sol et augment les forces horizontales. Celles-ci en fin de compte causeront le glissement. Fréquemment, des fissures de sol instable, ainsi qu'un bourrelet au pied du talus.

Les calculs ont montré que les contraintes de cisaillement maximales naissent près ou au pied des talus, et que la résistance au cisaillement est dépassée en ces points avant de progresser et atteindre le niveau supérieur du talus.

L'analyse de la stabilité des pentes est basée sur le principe qu'un talus est instable à moins que « la résistance au des forces de résistance au cisaillement sur toutes les surfaces traversant le talus est supérieure à la résultante de tous les forces de cisaillement agissants sur ces mêmes surfaces » Dans l'analyse de stabilité des pentes, il faut toujours déterminer l'angle maximum auquel la pente (talus) est stable et examiner la stabilité en fonction du coefficient de sécurité ( $F_s$ ). Différentes étapes d'une étude de stabilité sont (11):

- Etude de la structure du massif.
- Etude de ses propriétés mécaniques.
- Etude des conditions hydrauliques.
- Modélisation et calcul de stabilité.
- Amélioration de la stabilité.
- Contrôle et surveillance.



**Figure II.17 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.**

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

## Chapitre II Généralité sur les ouvrages de soutènement

---

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figa).
- Le renversement de l'ouvrage (Fig b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figc).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figd).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Fige).

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

La paroi de soutènement (paroi palplanches, paroi moulées) ont une instabilité externe limitée à la rupture par renversement et par glissement .par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique

Lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi.

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages .Nous ne les détailleront que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie

Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage .Nous l'expliciteras systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie ou cette étude relève des calculs classiques de béton (12).

# *Chapitre III*

**Les Approches Et Les Méthodes De Calcul**

### III.1 Introduction

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité raisonnables et économiques. C'est le cas en particulier pour les ouvrages rigides (murs poids, murs en béton armé).

### III.2 Efforts qui sont appliqués sur un ouvrage de soutènement

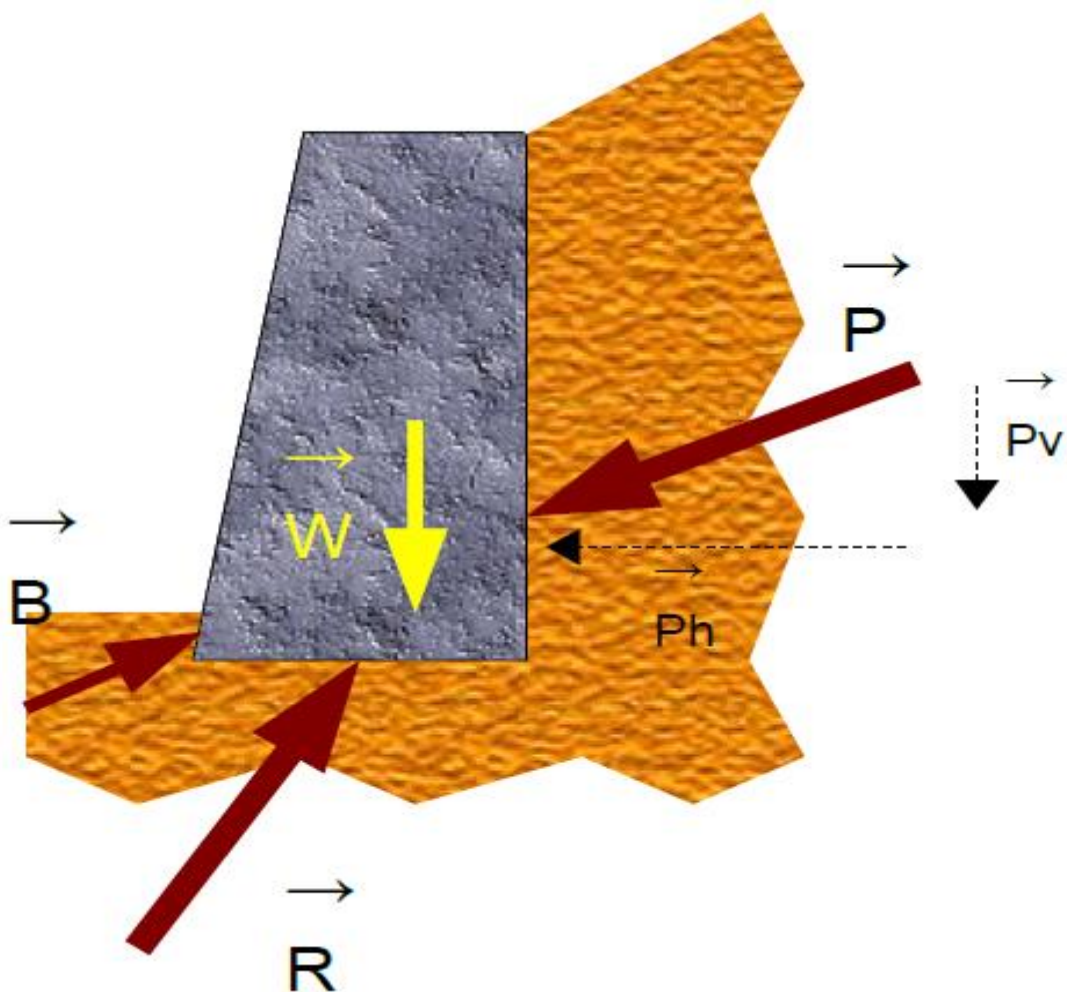


Figure III.1 Les forces agissant sur le mur

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 cote 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).(13)

### III.3 La 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).

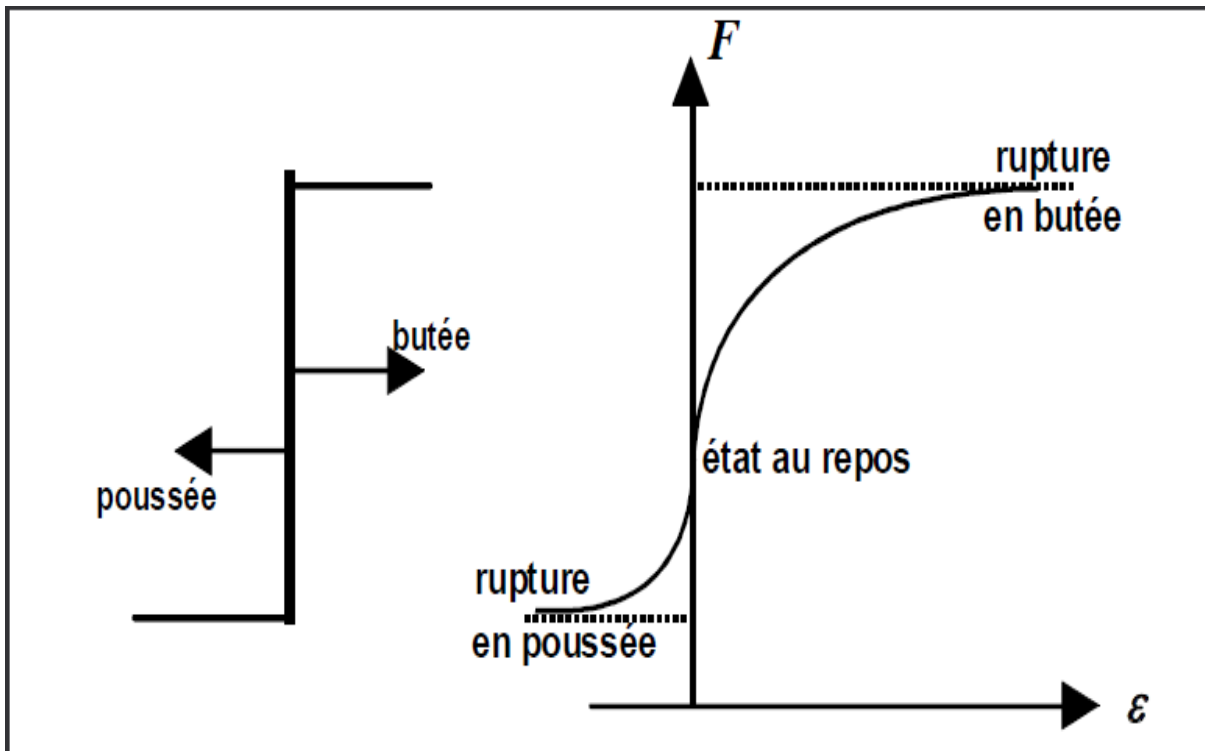


Figure III.2 Principe de la poussée et de la butée

### III.4 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 ce type de sol.

Si le sol est supposé un matériau pesant, homogène, les contraintes horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire :

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v$$

Soit  $\sigma_v$  la contrainte verticale sur une facette horizontale en point **M** 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.

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos s'écrit : (14)

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

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 :  $K_0 \geq 1$

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 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

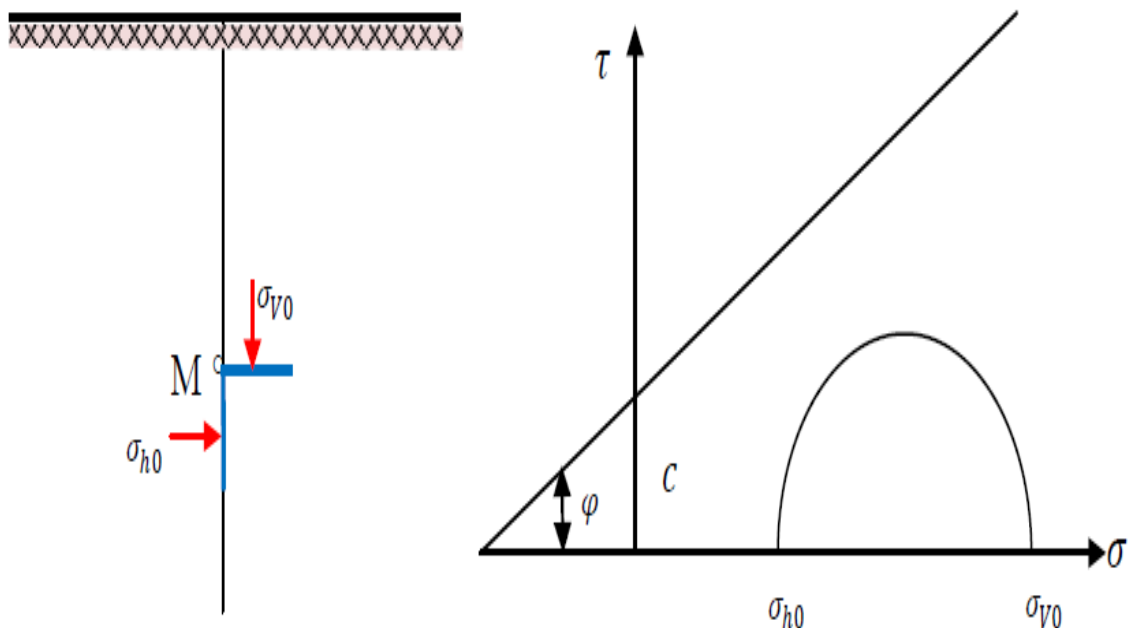


Figure III.3 État initial du sol au repos

### III.5 Frottement sol-mur

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement 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 3.1.

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  $\frac{2}{3}\varphi$  est celle à retenir. Calcul du ferrailage d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'effet sismique (5)

**Tableau 3.1 de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement**

<b>État de surface du parement</b>	<b>Angle de frottement sol-mur</b>
Surfaces très lisses	$\delta = \varphi$
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	$\delta = \varphi$

### III.6 Équilibres de poussée et de butée

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

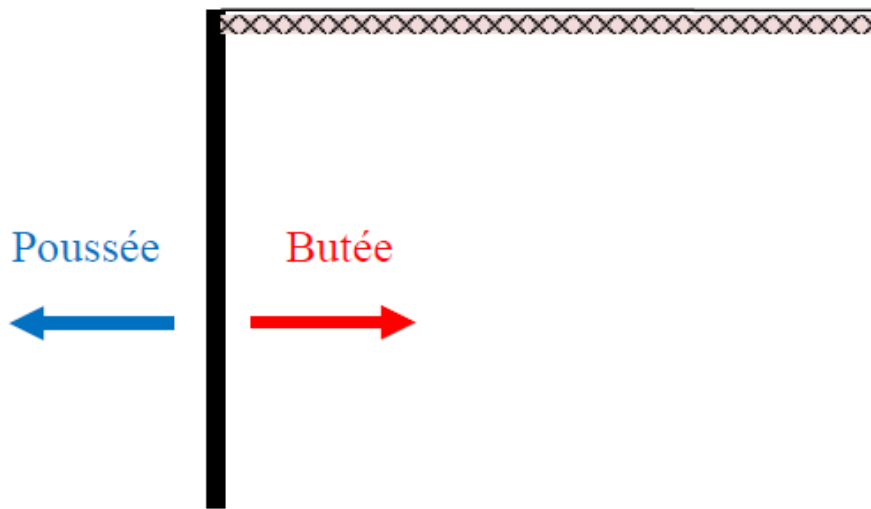


Figure III.4 État initial, sol sans déplacement

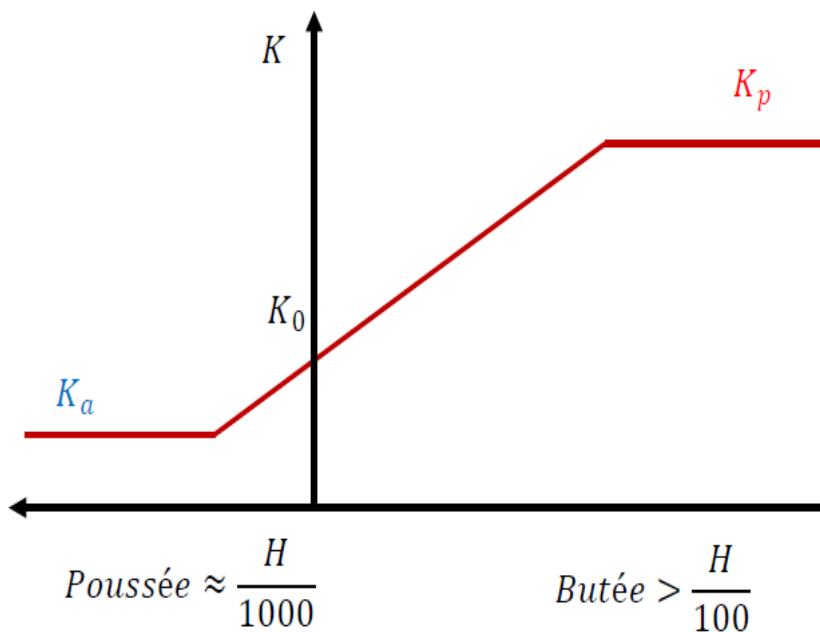


Figure III.5 déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée

**III.6.1 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  $\sigma_a$  (équilibre actif ou inférieur) inférieure à  $\sigma_h0$ . (15)

Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma_v0$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma_h0$  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)  $\sigma_a = K_a * \sigma_{v0}$

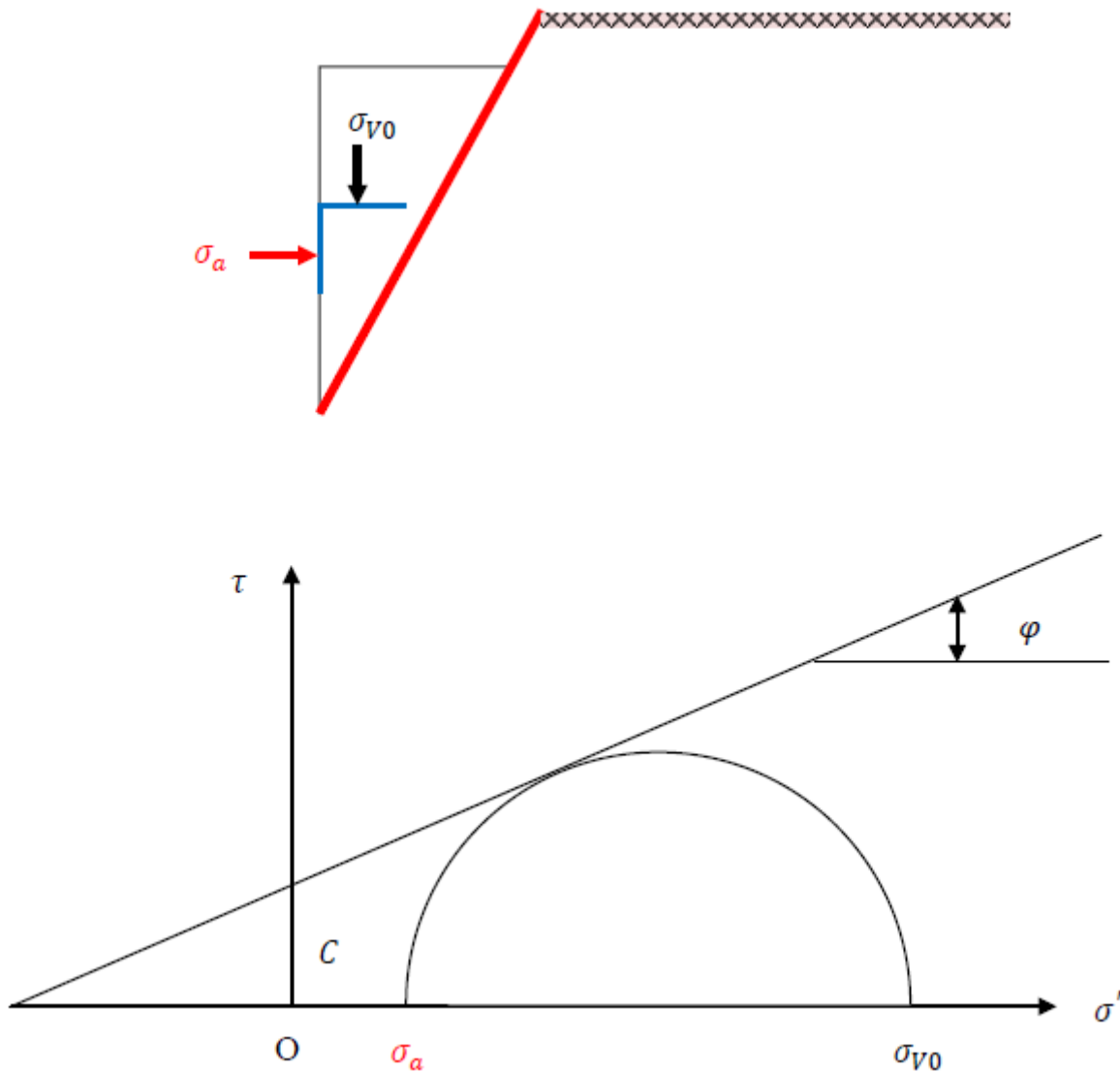


Figure III.6 État limite de poussée du sol

**III.6.2 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 reliée 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).  $\sigma_p = K_p * \sigma_v$

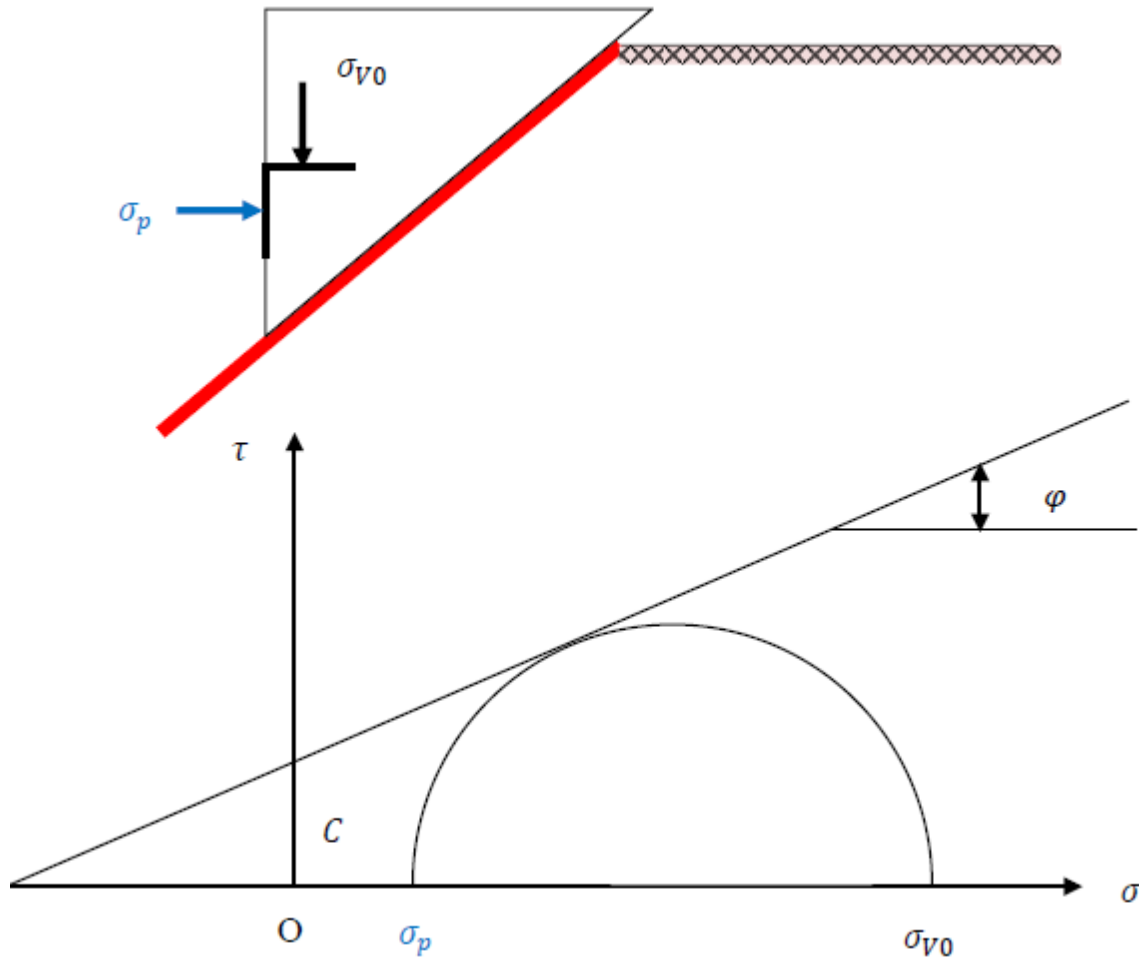


Figure III.7 État limite de butée du sol

### III.7 Les méthodes de calcul

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.

#### III.7.1 Théorie de COULOMB

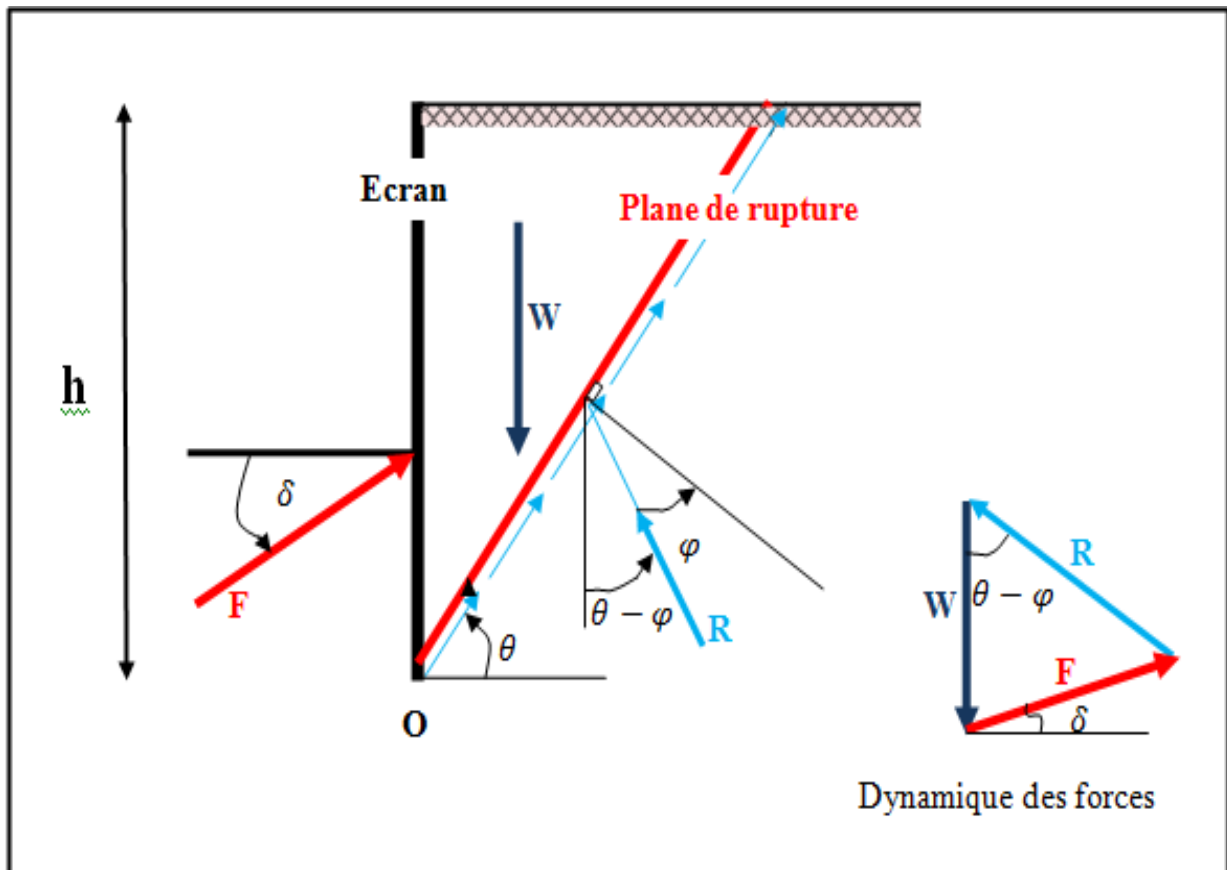
**Charles Augustin Coulomb** (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791.

**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 maximums et de minimums sa valeur maximums

**Les hypothèses de Coulomb**

- Parement rectiligne( $\lambda$ )
- Surface du sol rectiligne( $\beta$ )
- Sol homogène pulvérulent  $c=0$



**Figure III.8 Équilibre du coin coulomb**

**W** : centre de gravité verticale vers le bas

**F** : résistance des forces de frottement

**R** : réaction de l'écran

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  $\tau = \sigma \tan \varphi$  est complètement mobilisée le 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  $\vec{R}$  sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc incliné de l'angle  $\varphi$  sur la normale au plan de rupture.

Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces en présence  $\vec{R}$ ,  $\vec{W}$  et  $\vec{Fa}$ ;  $\vec{W}$  étant le poids du mur et  $\vec{Fa}$  la poussée du sol incliné de  $\delta$  sur la normale à l'écran.

On détermine ainsi  $\vec{F}$  en fonction de l'angle  $\theta$ . La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de  $(\theta)$  Maximum) pour calculer la poussée  $\vec{Fa}$ , ce serait le contraire pour la butée (Minimum).

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

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

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

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

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

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

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

La solution de cette équation :  $\theta = \frac{\pi}{4} + \varphi$

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

$$Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)$$

Et

$$Fa = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) \frac{1}{2} \gamma h^2$$

### III.7.2 Théorie de Rankine

#### ➤ Les hypothèses de Rankine

- Massif indéfini limité par un plan incliné de  $\beta$

- Sol pulvérulent=0
- Massif en équilibre plastique
- Etat d'équilibre identique à la même profondeur

Au cours des paragraphes qui suivent, vont être détaillés les 3 états possibles des terres situées derrière l'écran selon la théorie de Rankine. La répartition des contraintes horizontales ainsi que la valeur de la résultante en seront déduites.

Selon Rankine, cette résultante est toujours perpendiculaire à l'écran : autrement dit, le frottement sol-écran n'est jamais mobilisé au niveau de la paroi verticale.

### III.7.2.1 Sol au repos

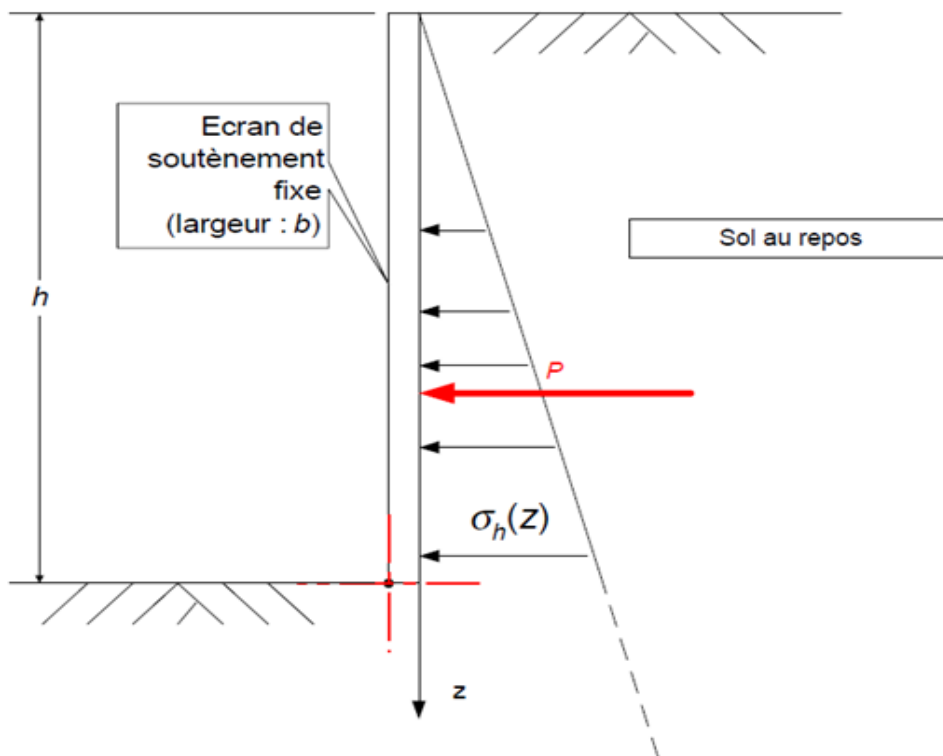


Figure III.9 cas du sol au repos

Le cas du sol au repos se rencontre lorsque l'écran est réputé fixe ou supposé très rigide : c'est l'équilibre de Rankine.

La contrainte horizontale  $\sigma_H$  est supposée proportionnelle à, elle-même proportionnelle à la profondeur  $z$  (voir la section précédente).

On obtient donc une répartition de contrainte croissante le long du mur de soutènement telle que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma \cdot z \text{ Avec } K_0 \text{ coefficient des terres au repos.}$$

## III.7.2.2 Etat de poussée

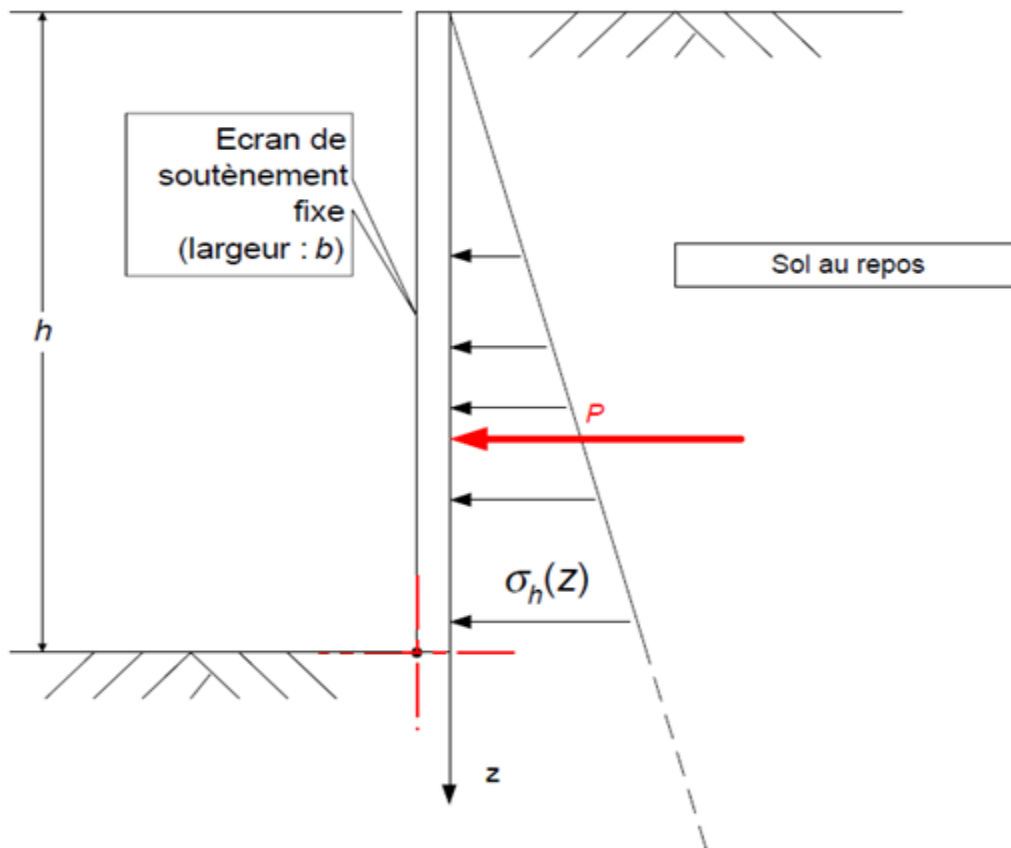


Figure III.10 cas du sol en état de poussée

Le cas du sol en état de poussée est le cas le plus fréquent : il suffit que l'écran se soit légèrement avancé (déplacement de  $1/1000$  de la hauteur  $h$  suffit !) réduisant ainsi les contraintes horizontales appliquées par le sol. Un tel cas est très courant puisque une légère déformation de l'écran vers l'extérieur suffit à mobiliser cet état de poussée.

La contrainte horizontale  $\sigma_h$  reste malgré tout proportionnelle à  $\sigma_v$ , elle-même toujours proportionnelle à la profondeur  $z$  (voir la section précédente).

$\Leftrightarrow \sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a \cdot \gamma \cdot z$  avec  $K_a$  coefficient de poussée (l'indice « a » signifie « actif » : le massif de terre est actif et pousse l'écran de soutènement).

➤  $K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$   $\varphi$  est appelé l'angle interne de frottement.

➤ La contrainte en poussée est inférieure que dans la situation de repos, en conséquence :  
 $K_a < K_0$



## III.7.2.3 Etat de butée

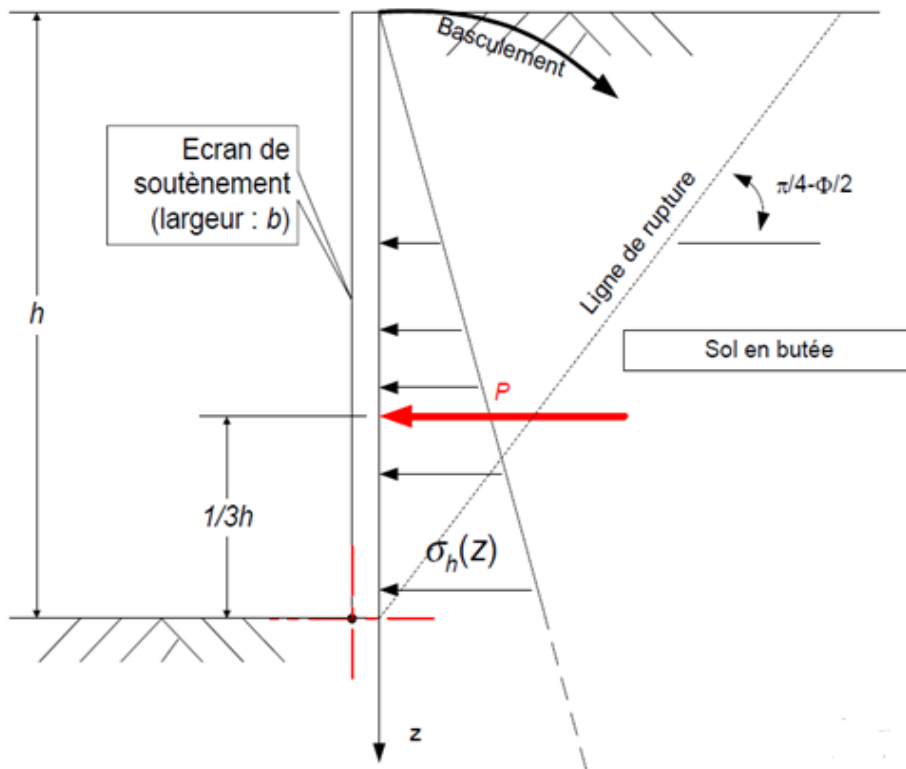


Figure III.11 cas du sol en état de butée

Le cas du sol en état de butée est plus difficile à obtenir : il faudrait que l'écran se soit sensiblement reculé augmentant ainsi les contraintes horizontales appliquées par le sol. Pour solliciter un sol en butée, le déplacement doit être assez grand (10 fois plus que pour l'état de poussée).

La contrainte horizontale  $\sigma_h$  reste malgré tout proportionnelle à  $\sigma_v$ , elle-même proportionnelle à la profondeur  $z$ .

On obtient donc une répartition de contrainte croissante le long du mur de soutènement telle que :

$\sigma_H = K_p \cdot \sigma_v = K_p \cdot \gamma \cdot z$  Avec  $K_p$  coefficient de butée (l'indice « p » signifie

« Passif » : le massif de terre est passif et s'oppose au recul de l'écran de soutènement).

- $K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  est appelé l'angle interne de frottement.
- La contrainte en poussée est inférieure que dans la situation de repos, en conséquence :  
 $K_p < K_0$

### III.7.3 Théorie de BOUSSINESQ

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.(7)

#### ➤ Les hypothèses de Boussinesq

- Parement intérieur rectiligne ( $\lambda$ )
- Surface du sol rectiligne ( $\beta$ ) non surchargé
- Sol homogène pulvérulent  $c=0$
- Sol en équilibre plastique

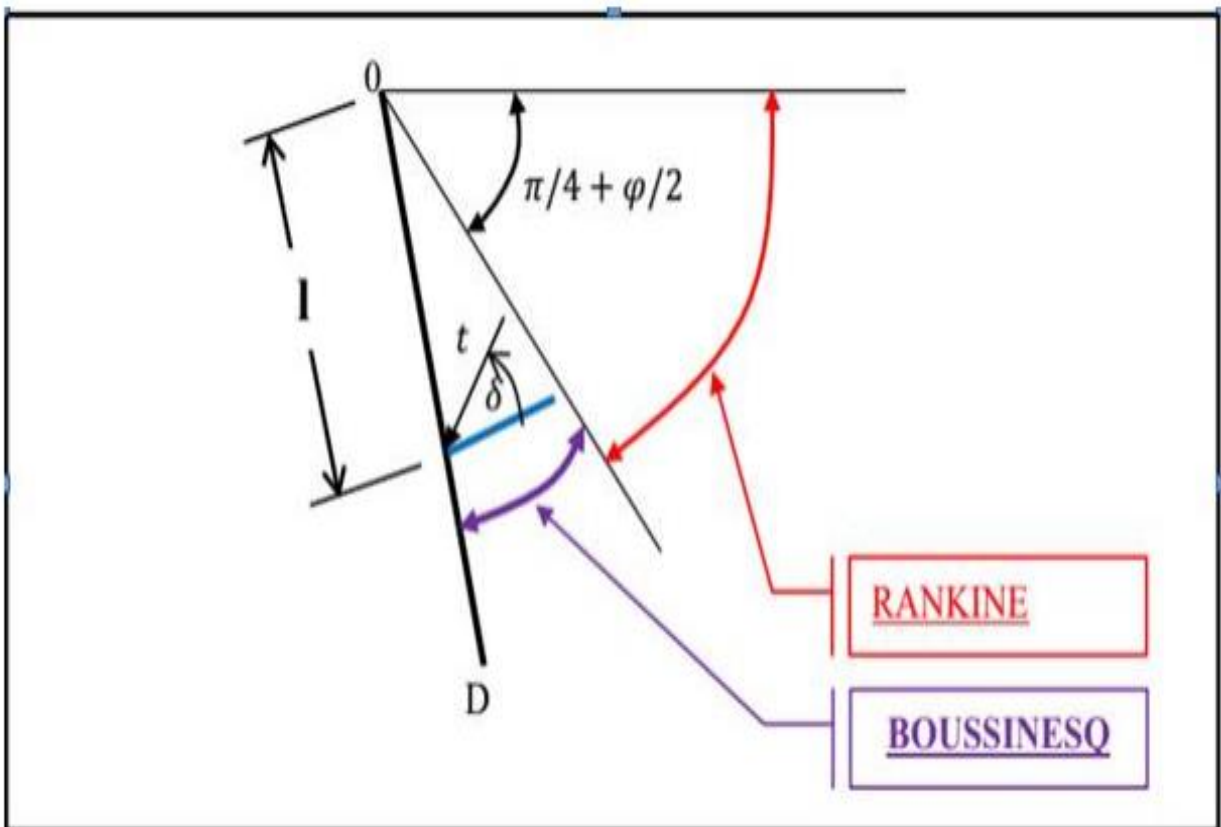


Figure III.12 Équilibres de Boussinesq et Rankine

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

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

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

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

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

$$\text{div}\tau + F = 0$$

S'écrivent(5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \\ \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{array} \right.$$

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale.

$\sigma_\theta$  : Contrainte normale ortho radiale.

$\tau$ : 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 :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2\tau &= -\gamma r \sin \theta \\ \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) &= -\gamma r \cos \theta \end{aligned}$$

Avec :  $\sigma_\theta = K \sigma_r$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les Coefficients **Ka** et **Kp**.

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.

### III.7.4 Théorie de Caquot – Kérisel

Caquot et Kérisel ont introduit un élément supplémentaire non pris en compte par Rankine : le frottement sol-écran.

En effet, le sol en particulier sous l'effet du tassement va frotter contre la paroi interne de l'écran et générer un effort vertical descendant non négligeable.

L'effort  $P$  décrit précédemment subsiste mais fait maintenant un angle  $\delta$  avec la perpendiculaire à la surface de l'écran. ( $\delta$  est l'angle de frottement sol-écran). Par contre, les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  fournis par Rankine sous forme d'équation ne sont plus valables et doivent être remplacés par les tables de Caquot et Kérisel.

Dans le cas général, on prend :  $\delta = \frac{2}{3}\varphi$

Compte tenu de la figure suivante, la décomposition de  $P$  en deux efforts l'un perpendiculaire l'autre parallèle à l'écran est :

$$H = P \cos \delta$$

$$V = P \sin \delta$$

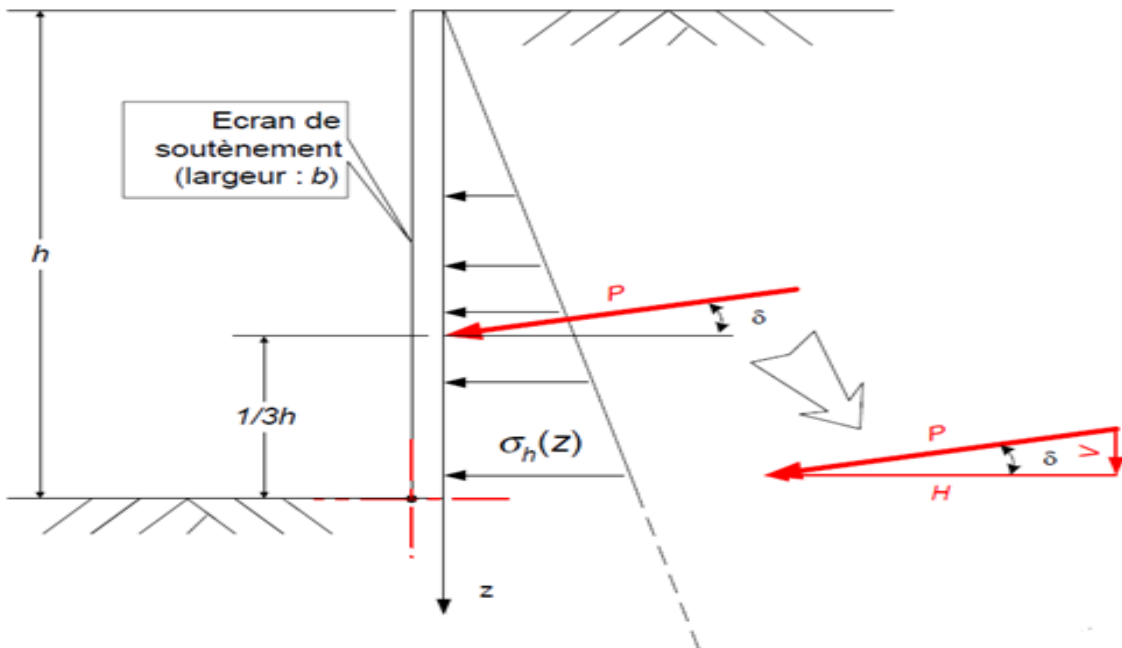


Tableau III.1 Coefficients  $K_a$  et  $K_p$  de Caquot – Kérisel

Poussée et butée des terres											
		Valeurs de $\phi$									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
		Equilibre de Caquot – Kérisel	$\frac{\delta}{\phi} = 1..{\}$	0.81 0.99	0.65 0.98	0.53 0.97	0.44 0.95	0.37 0.93	0.31 0.90	0.26 0.86	0.22 0.80
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3}..{\}$	0.81 1.08		0.66 1.16	0.54 1.24	0.44 1.33	0.36 1.56	0.30 1.56	0.25 1.68	0.20 1.8	0.16 1.7	0.13 1.6
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3}..{\}$	0.82 1.15		0.67 1.30	0.56 1.49	0.45 1.70	0.37 1.93	0.30 2.20	0.25 2.5	0.20 2.8	0.16 3.2	0.13 3.6
$\frac{\delta}{\phi} = 0..{\}$	0.84 1.19		0.70 1.42	0.59 1.70	0.49 2.04	0.41 2.46	0.33 3	0.27 3.7	0.22 4.6	0.17 5.8	0.13 7.5
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3}..{\}$	0.88 1.22		0.75 1.52	0.64 1.89	0.52 2.38	0.46 3.03	0.39 4.02	0.32 5.55	0.26 8.1	0.20 12	0.16 19
$\frac{\delta}{\phi} = -\frac{2}{3}..{\}$	0.94 1.24		0.81 1.59	0.72 2.06	0.64 2.72	0.56 3.61	0.46 5.25	0.40 8.0	0.34 12.8	0.27 21	0.22 41
$\frac{\delta}{\phi} = -1..{\}$	1.04 1.26		1.06 1.66	1.05 2.20	1.04 3.04	1.32 4.26	0.98 6.56	0.94 10.7	0.88 1.2	0.82 35	0.75 75

### III.7.5 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 (FigIII.13) montre les éléments de la démonstration :(16)

- ❖ l'écran  $AB$ ,
- ❖ le terre-plein  $AT$ ,
- ❖ la ligne de glissement possible  $BC$ , qui fait un angle avec l'horizontale,
- ❖ une ligne auxiliaire  $BD$  qui fait un angle  $\phi$  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 :

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

$$W = \frac{\gamma}{2} * l * Ac$$

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

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

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

En posant  $BD=a$ ,  $BK=b$ ,  $Bg=x$ , 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. (16)



- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;

Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

### III.8.2 Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux  $K_h$  et vertical  $K_v$  à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement:

$$K_h = A (\%g)$$

$$K_v = \pm 0.3 K_h$$

Ces coefficients sont appliqués au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons ( $K_h$ ,  $K_v$ ) et ( $K_h$ ,  $K_v$ ). Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau III.3.1ci-après :

**Tableau II.3 Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003)**

<b>Zone</b> <b>Groupe</b>	<b>I</b>	<b>IIa</b>	<b>IIb</b>	<b>III</b>
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	0,15	0,20	0,25
<b>3</b>	0,07	0,10	0,14	0,18

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur.



(Enabsence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).(5)

### III.8.3 Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique

L'article 10.4.1 du RPA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} k_{ad}(1 \pm K_v) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Avec:

- $K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres (statique et dynamique)

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi (\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

- $\gamma$  : poids volumique du sol de remblai
- $\theta$ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce  $F_{ad}$
- $H$  : hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $F_{ad}$
- $\beta$ : angle de la surface du remblai sur horizontale
- $\theta$ : arc tg ( $K_h / (1 + K_v)$ )

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme  $q$ , la poussée dynamique est égale à:

$$F_{ad} = \frac{qH}{\cos \beta} (1 + K_v) K_{ad}$$

- Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.
- L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

### III.8.4 Vérification de la stabilité du mur

- La vérification de la stabilité globale du mur (stabilité des pentes).

- La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2.
- La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.
- La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.
- La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent
- La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur(5)

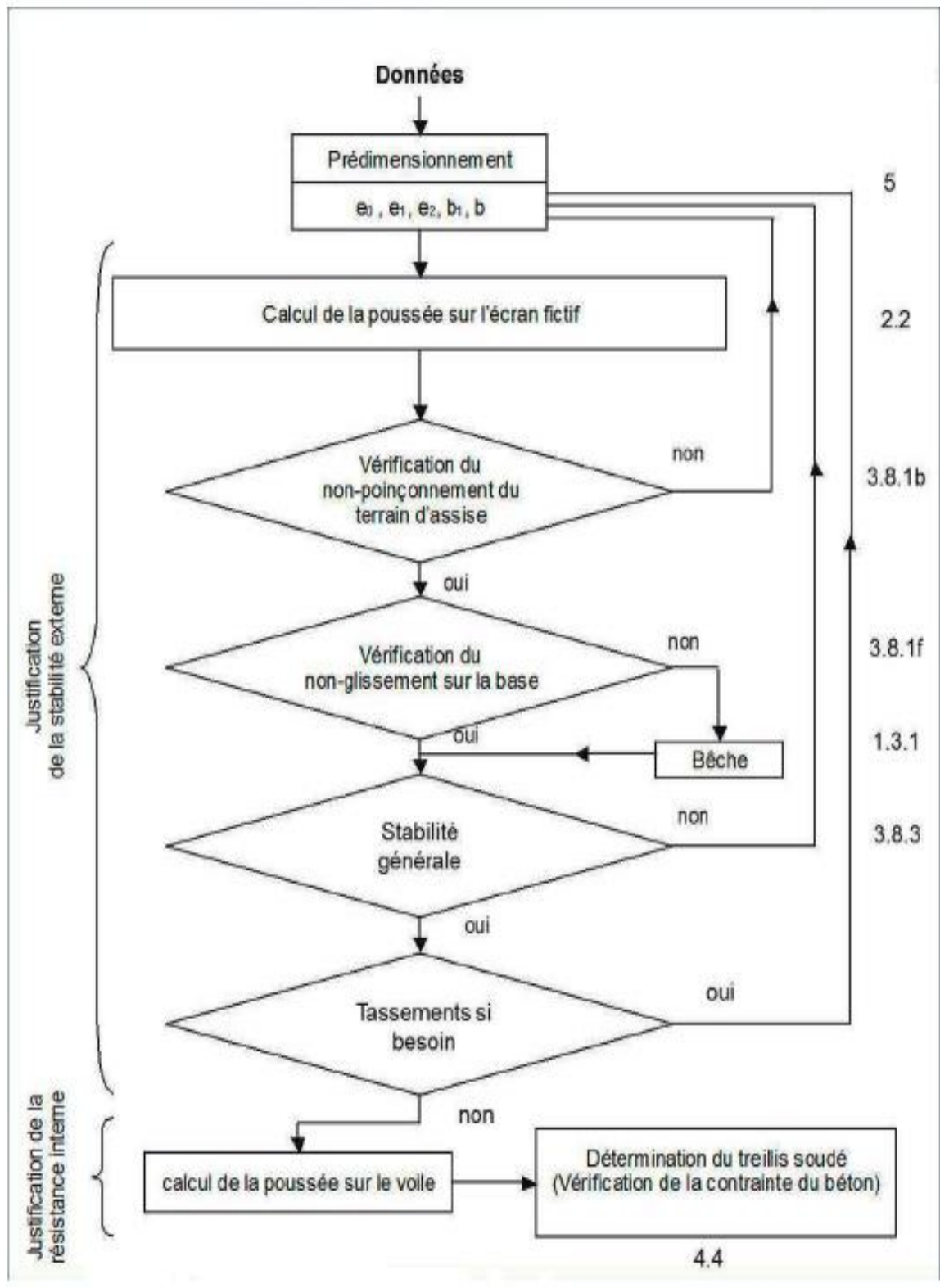


Figure III.14 l'organigramme de pré-dimensionnement du mur de soutènement

## *Chapitre IV.*

**Etude de cas réel " mur de soutènement de  
12 m d'hauteur" situe à Tiaret**

### IV.1 Introduction

La présente étude est établie suite à la demande de la D.L.E.P DE TIARET et consiste en l'étude d'un mur de soutènement avec contrefort au niveau dezemala Wilaya de TIARET.

### IV.2 Déroulement de l'étude

Notre étude consiste en réalisation d'un mur de soutènement en B.A avec contrefort ancré au moins à 150 cm ; car la hauteur du mur devient importante supérieure à 6 m, ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient très grand.

On fera le pré dimensionnement selon la recommandation de RPA 99 V 2003 et SETRA, les résultats de calcul sont comme suit :

Une semelle d'une largeur de 5.60 m, et une épaisseur de 1m, la tête du mur est de 0.50m, la hauteur du voile est de 12m, nous avons aussi opté pour des joints de rupture de 10cm d'épaisseur tous les 18 m, afin que les poussées qui seraient localisées ne déstabilisent pas l'ensemble du mur.

### IV.3 Les caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques et les données géotechniques d'un sol de notre site selon le rapport N° : TRS/1973 établi –le 28/10/2007 de LTPO –TIARET :

Poids spécifiques des terres :  $\gamma_s = 21 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement interne de terre  $\varphi_s = 30^\circ$

Poids spécifiques de remblais  $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement interne de remblais  $\varphi_r = 30^\circ$

### IV.4 Propriété des matériaux

Le mur étudié sera réalisé entièrement en béton armé, il est donc nécessaire de connaître avec précision les caractéristiques des deux matériaux constituant le béton armé à savoir le béton et l'acier.

Le calcul des ouvrages en béton armé se fait à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le béton armé, c'est-à-dire béton-acier. Ces caractéristiques concernent : Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression.

### IV.5 Les caractéristiques du béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$ ).

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage de ciment, de la quantité d'eau de gâchage et de l'âge du béton. Cette dernière sera conforme aux règles CBA/93 actuellement en vigueur en Algérie

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Poids spécifiques du béton  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

#### IV.5.1 La résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours notée  $f_{c28}$  est plus forte que la résistance à la traction :

Pour le présent projet, on adoptera une résistance caractéristique du béton en compression de :

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique à la compression à l'âge du 28 jours.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  (avec un dosage en ciment = 400 Kg/m<sup>3</sup>).

Et la contrainte admissible du sol de fondation  $\sigma_s = 250 \text{ KN/m}^2$

#### IV.5.2 La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée  $f_{t28}$  est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

### IV.6 Module de déformation longitudinale du béton (E)

Le module de déformation  $E_{ij}$  est en fonction de la durée d'application des charges, on distingue :

✓ Sous charges d'une courte durée < 24 heures :

Le module de déformation longitudinale instantané

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32\,164,2 \text{ MPa}$$

✓ Sous charges d'une longue durée > 24 heures :

Le module de déformation longitudinale différé

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa}$$

### IV.7 Les aciers

On utilisera :

- a- **Acier à haute adhérence:** de la classe  $FeE400$  de limite d'élasticité,  $f_e=400Mpa$  pour les armatures longitudinales.
  
- b- **Les ronds lisses (acier doux):** dont la nuance est de  $FeE235$  de limite d'élasticité  $f_e =235Mpa$  Pour les armatures transversales.
  
- c- **Les treillis soudés:**  $f_e=520Mpa$  pour la dalle de compression.

### IV.8 Les états limitent

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

#### IV.8.1 Etat limite ultime

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- ✓ Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.
- ✓ Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- ✓ Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- ✓ Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite,
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton ( $f_{bu}$ ) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_c}{\theta * \gamma_b}$$

Est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1.15$  Situation accidentelle,

$\gamma_b = 1.5$  Situation courante.

$\theta$  Est un coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$  Si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$  Si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$  Si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

Pour une contrainte en compression de 25MPa on aura donc contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton 14.16MPa.

#### Diagramme contraintes-déformations du béton

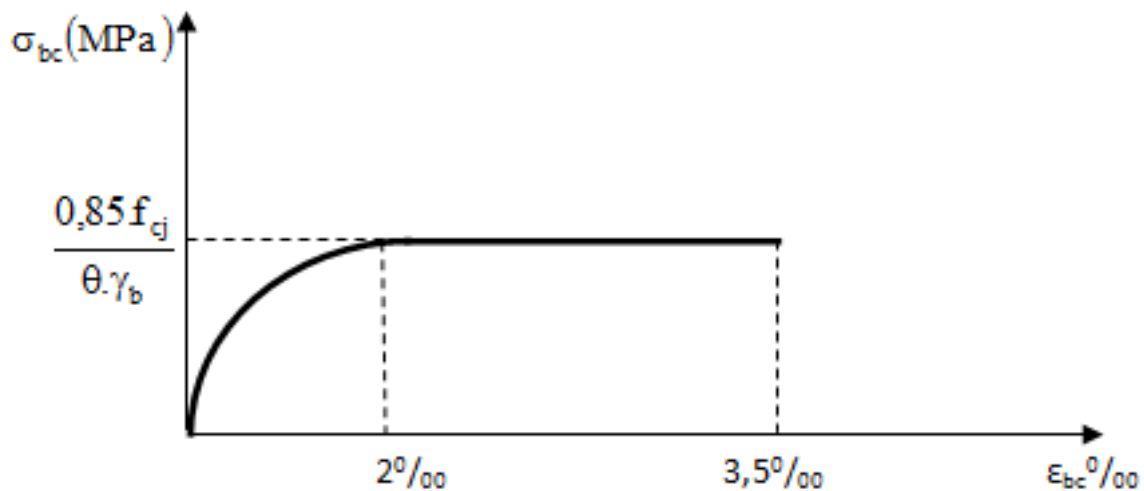


Figure IV.1 Diagramme parabolique-rectangle

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C**.

– **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

– **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

– **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple



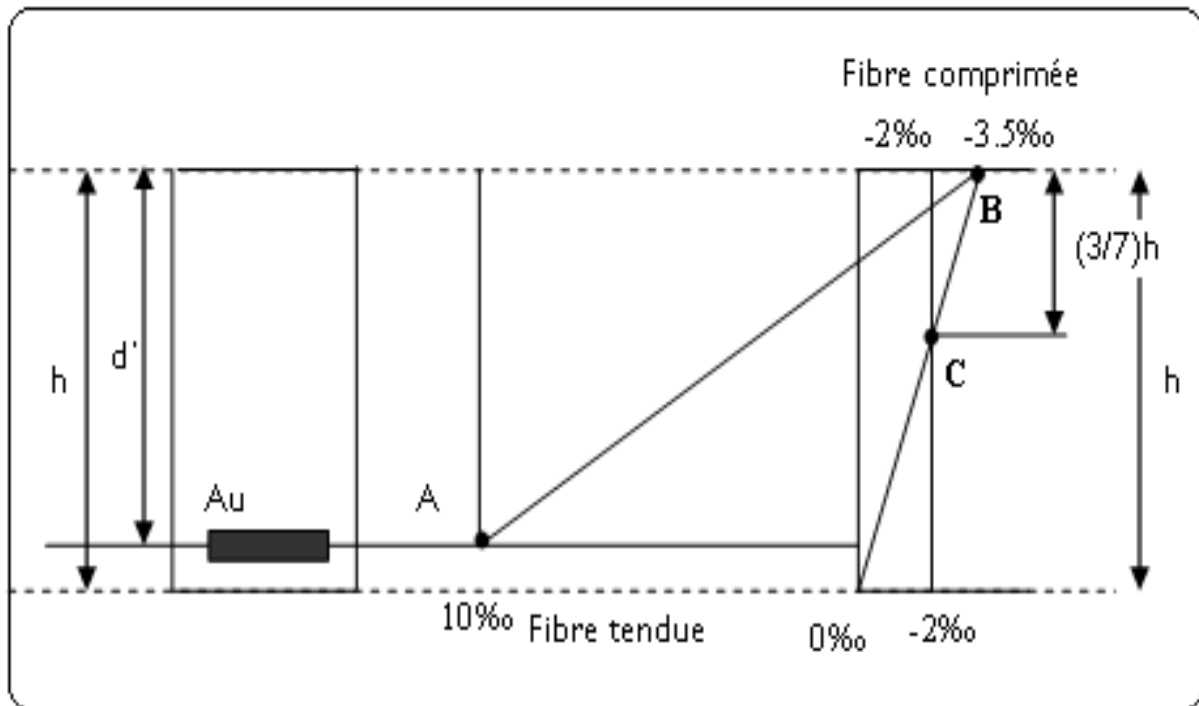


Figure IV.2 Diagramme des déformations limites de la section

#### IV.8.2 Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures,
- Compressions excessives du béton,
- Déformations excessives et ou inconfortables,
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à  $f_{cj} * 0.06$ , dans notre cas

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$$

- La contrainte de cisaillement est en fonction de la nature des fissurations. Ainsi :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 5Mpa \right\} = 3.33Mpa$$

- Lorsque la fissuration est préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4Mpa \right\} = 2.5Mpa$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,

- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

#### IV.9 Charges considérées dans le calcul

Nous avons considérées uniquement les charges permanentes «G» et la surcharge d'exploitation «Q».

##### - Combinaisons de calcul

Nous avons considéré les 2 combinaisons suivantes

- A l'état limite ultime :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma q_1 * Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{oi} Q_i$$

- A l'état limite de service

$$G + Q$$

#### IV.10 Règlement utilise

##### IV.10.1 Principe du béton armé

Le béton est un matériau qui a une bonne résistance en compression qu'en traction, en revanche l'acier résiste bien et de la même façon en compression qu'en traction. Le principe du béton armé consiste donc à insérer dans la matrice « béton » dans toutes les zones tendues et éventuellement dans les zones comprimées. Béton et acier, associés, donnent un matériau plus efficace car l'adhérence acier-béton permet la transmission des efforts de traction du béton aux aciers.

##### IV.10.2 Principe d'application des règles CBA/93

En Algérie c'est le document technique DTR-B.C 2.41 intitulé «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en Abrégé «CBA/93» qui sert de référence pour spécifier les principes et les méthodes de calculs des ouvrages réalisés en béton armé. Le principe général consiste à vérifier la condition suivante :

$$S_1 \leq S_2$$

Tel que :

S1: Sollicitations agissantes de calcul,

S2: Sollicitations résistantes de calcul.

## IV.11 Contraintes limites

### IV.11.1 À l'Etat limite ultime

Le coefficient de sécurité est de 1.15 pour les combinaisons courantes, soit une contrainte de calcul pour les aciers de :

$$\frac{fe}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

### IV.11.2 Etat limite de service

La contrainte à l'état limite de service est en fonction de la nature des fissures. Trois cas de figures se présentent :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

✓ **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des aciers est limitée à hauteur du seuil suivant :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta ft_j} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} * 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right\} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les aciers a haute adhérence} \end{cases}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

La contrainte de traction des aciers est limitée à du seuil suivant :

$$\bar{\sigma} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} fe; 90 \sqrt{\eta ft_j} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} * 400; 90 \sqrt{1.6 * 2.1} \right\} = 164.97 \text{ Mpa}$$

### IV.11.3 Diagramme contraintes-déformations

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à  $\varepsilon_1$ , une droite oblique d'équation  $\sigma_s = E_s * \varepsilon$  et de pente ( $E_s = 200000 \text{ Mpa}$ ).

Et de  $\varepsilon_1$  à 10%, une droite horizontale d'équation :  $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$

Avec :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation fondamentales} \\ 1 & \text{situation accidentelles} \end{cases}$

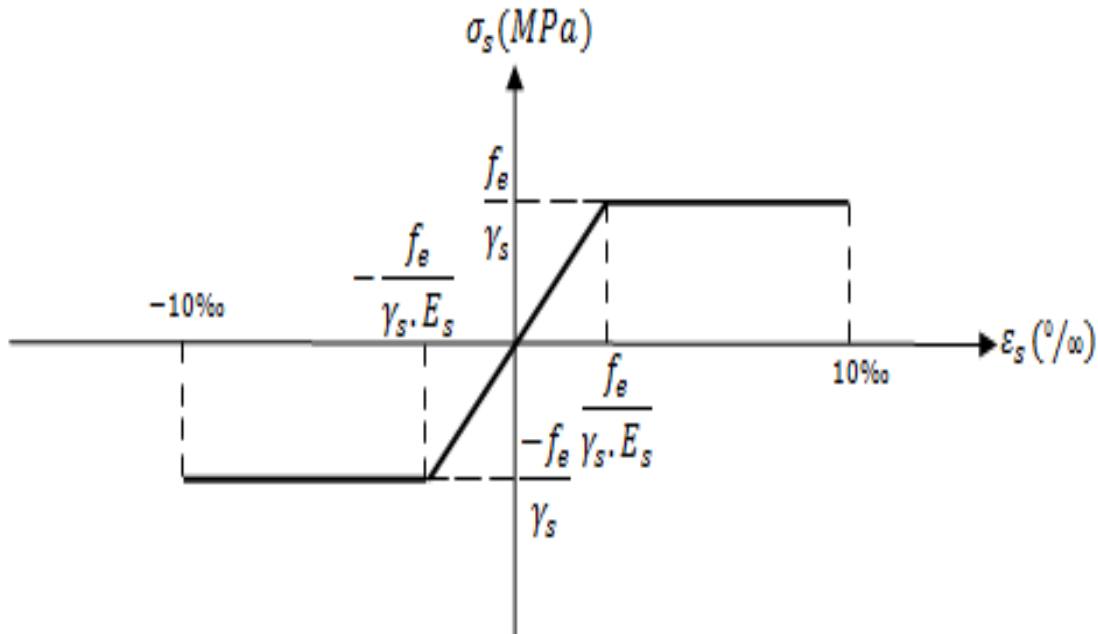


Figure IV.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier

#### IV.12 Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement

Les dimensions des fondations dépendent de deux paramètres :

La portance du solqui dépend de la nature du sol, et les charges qui vont être appliqués sur la fondation, pour définir les dimensions de la fondation un calcul de pré dimensionnement sera fait par des formules simples.

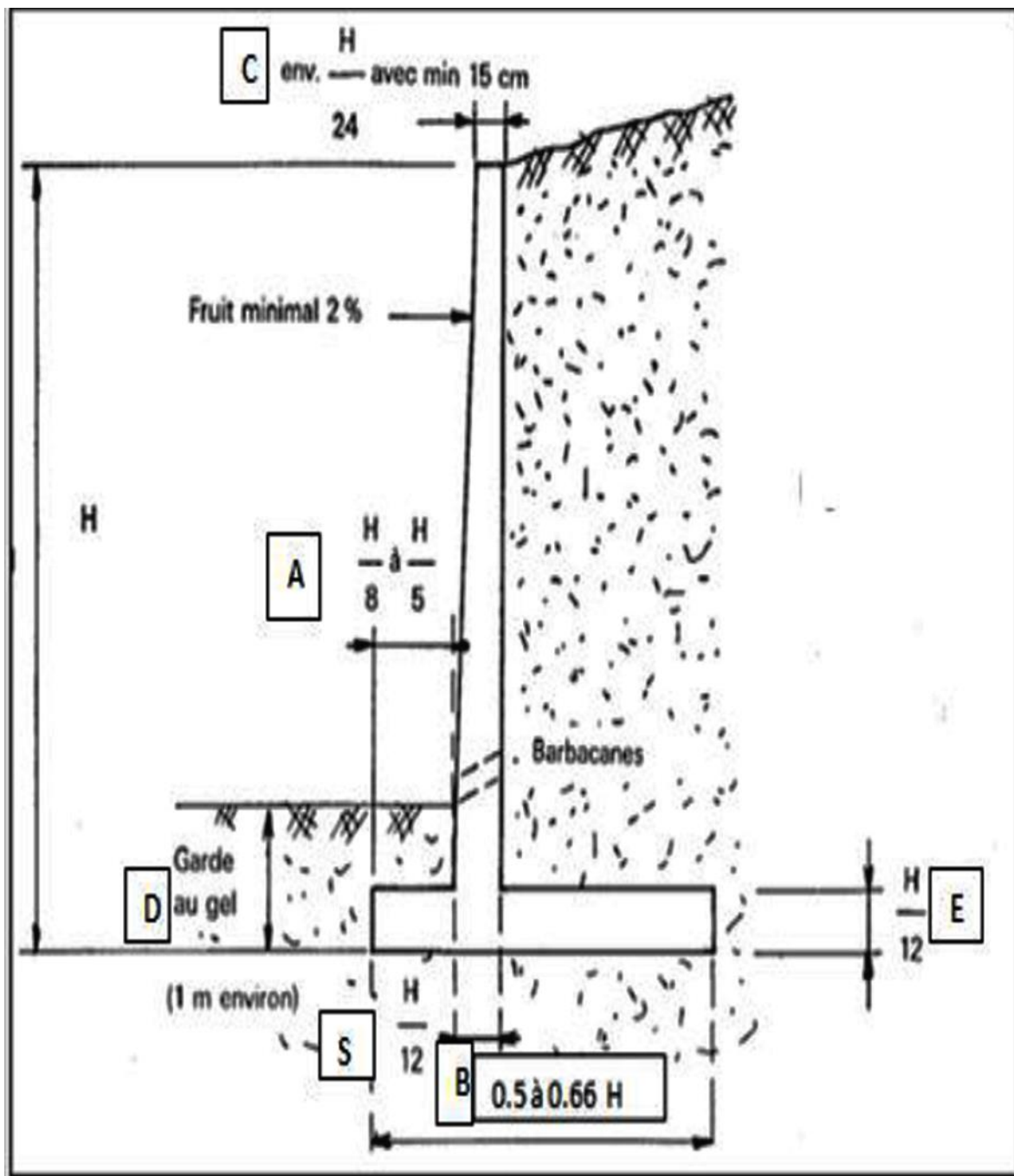


Figure IV.4 pré-dimensionnement d'un mur de soutènement

#### IV.12.1 Calcul dynamique

##### IV.12.1.1 Calcul coefficient de poussée dynamique globale

Le coefficient  $A$  est le coefficient d'accélération de zone (tableau III.3) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de  $A$  correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

Selon RPA 99 V2003A=0.10 (zone 01 groupe 01)

**IV.12.1.2 Calcul de Kh et Kv:**

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques

kh = A (%g) et kv = ± 0,3 kh au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (kh, kv) et (kh, - kv).

$$\begin{cases} Kh = A(\%g) \\ Kh = 0.1 * \frac{9.81}{100} \\ Kh = 0.01 \end{cases}$$

$$Kv = \pm 0.3Kh \rightarrow \begin{cases} 0.003 \\ -0.003 \end{cases}$$

**IV.12.1.3 Calcul de coefficient de poussée des terres**

K<sub>ad</sub>= coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P<sub>ad</sub>
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- θ = arctan (  $\frac{Kh}{1 \pm Kv}$  )  $\begin{cases} \theta = 0.571 \\ \theta = 0.574 \end{cases}$

$$\begin{cases} \phi = 30 \\ \theta = 0.571 \\ \beta = 0 \end{cases}$$

$$Kad = \frac{\cos^2(3 - 0.571)}{\cos^2 0.571} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 35 \sin(35 - 1 - 0.571)}{\cos 0.571 \cos 1}} \right]^2$$

$$Kad = 0.38$$

**IV.12.1.4 Calcul poussée dynamique due à la surcharge**

Lorsque l'équilibre du mur nécessite la prise en compte de la butée (P<sub>pd</sub>) des terres situées à l'aval du mur sur une hauteur D, correspondant à la profondeur d'ancrage de la

semelle du mur, la valeur ( $P_{pd}$ ) sera prise égale à  $1/2 \gamma D^2$ , appliquée horizontalement à  $D/3$  au-dessus de la base de la semelle du mur ; où  $\gamma$  est le poids volumique du sol en butée.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme  $q$ , la poussée dynamique est égale à :

$P_{pd}(q) = K_{ad}(1 \pm k_v) qH / \cos \beta$ , appliquée horizontalement à  $H/2$  au-dessus de la base de la semelle du mur.

$$P_{pd} = \frac{qH}{\cos \beta} (1 + K_v) K_{ad}$$

$$P_{pd} = \frac{2 * 11}{\cos 1} (1 + 0.003) * 0.38$$

$$P_{pd} = 8.385KN$$

#### IV.12.1.5 Calcul poussée dynamique des terres

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 + K_v) H^2 * K_{ad}$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} * 18 (1 + 0.003) 11^2 * 0.38$$

$$P_{ad} = 415.06KN$$

Le coefficient de poussée  $K_a$

$$\begin{cases} \varphi = 30^\circ \\ \pi = 180^\circ \end{cases}$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ Donc } K_a = 0.27$$

#### IV.12.1.6 Calcul poussée dynamique des terres

$$P_a = \frac{1}{2} K_a * \gamma r * H t^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 0.27 * 18 * 11^2$$

$$P_a = 294KN$$

$$\begin{cases} PH = P_a \cos \beta \\ Pv = P_a \sin \beta \end{cases} \rightarrow \begin{cases} PH = 294 \cos 1 \\ Pv = 294 \sin 1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} PH = 294 \\ Pv = 0 \end{cases}$$

#### IV.12.1.7 Calcul des forces agissant sur le mur

$$S1(\text{trapéze}) = \frac{1 + 0.5}{2} * 11 = 8.25m^2$$

$$S2 = 5.6 * 1 = 5.6m^2$$

$$S3 = 2.1 * 1.5 = 3.15m^2$$

$$S4 = 11 * 2.5 = 27.5m^2$$

#### IV.12.1.8 Calcul des poids

Le calcul a été fait par la méthode de division des sections du mur :

W1 : le poids calculé à basé de la section de le rideau

W2 : le poids calculé à basé de la section de la fondation

W3 : le poids calculé à basé de la section de le talon

W3 : le poids calculé à basé de la section de le patin

$$W1 = S1 * \gamma b = 8.25 * 25 \rightarrow W1 = 206.25KN$$

$$W2 = S2 * \gamma b = 5.6 * 25 \rightarrow W2 = 140KN$$

$$W3 = S3 * \gamma r = 3.15 * 18 \rightarrow W3 = 56.7KN$$

$$W4 = S4 * \gamma r = 27.5 * 18 = 495KN$$

#### IV.12.1.9 Calcul la distance par rapport à X

Les centres de gravités des éléments du rideau et fondations ont été calculés par rapport de l'abscisse X par la méthode de Huygens

$$CG1/X = \frac{1}{2} + 2.1 = 2.6m$$

$$CG2/X = \frac{2}{3} + 2.1 = 2.8m$$

$$CG3/X = \frac{2.5}{2} + 1 + 2.1 = 4.35m$$

$$CG4/X = \frac{2.1}{2} = 1.05$$

**Tableau IV.1 Les moments stabilisateurs**

Surface (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN)	Distance (m)	moment stabilisateurs (kN.m)
8.25	25	206.25	2.6	536.25
5.6	25	140	2.8	392
3.15	18	56.7	1.05	59.535
27.5	18	495	4.35	2153.25
		897.95		3141.03



#### IV.12.2 Vérification de la stabilité externe

La poussée des terres est une action permanente et doit donc être affectée du coefficient 1,35 ; tandis que la surcharge sur le remblai est une action variable à laquelle doit être appliqué le coefficient 1,5. Toutefois ces coefficients ne sont pas à prendre en considération lorsqu'ils agissent dans un sens favorable pour l'effet étudié.

##### IV.12.2.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai.

$$CSR = \frac{Ms}{Mr} \geq 1.3$$

- **Les moments renversants ( $M_r$ )**

Sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

$$Y = \frac{H}{2} = 6m$$

$$Mr = PH * Y = 294 * 6$$

$$Mr = 1764kN.m$$

- **Les moments stabilisateurs ( $M_s$ )**

Sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.



Figure IV.5 montre le point O situé à gauche de mur

$$M_s = 3141.03 \text{ kN.m}$$

$$CSG = \frac{3141}{1764} = 1.78 > 1.3 \text{ Donc la sécurité vis-à-vis du renversement est vérifiée}$$

#### IV.12.2.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de **1,2**.

La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.

$$CSG = \frac{\frac{2}{3} * Cd * B + \sum v * \tan\left(\frac{2}{3} \varphi_s\right)}{PH} \geq 1.2$$

$$\sum v = 897.95$$

$$CSG = \frac{\frac{2}{3} * 2.77 * 5.6 + 897.95 * \tan\left(\frac{2}{3} * 30\right)}{294} = 1.14 < 1.2 \text{ Donc la sécurité vis-à-vis du glissement est n'est pas vérifiée.}$$

Lorsque les données géotechniques ne sont pas exactes ; il faut ajouter une bêche de forme rectangulaire (0.50m x 0.70m) de côté du talus pour plus de stabilité du mur vis à vis du glissement.

#### IV.12.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles, pour cela on doit dans un premier temps ramener tous les efforts appliqués au centre de la semelle (face inférieure)

##### • Calcul de l'excentricité :

$$d = \frac{M_s}{\sum v} = \frac{3141}{897.5} \rightarrow d = 3.49$$

$$e = d - \frac{b}{2} = 3.49 - \frac{5.6}{2} \rightarrow e = 0.69$$

##### • Calcul des contraintes au sol :

$$\sigma_{max} = \frac{v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{897.5}{5.6} \left( 1 + \frac{6 * 0.69}{5.6} \right) \rightarrow \sigma_{max} = 278.75 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{v}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{897.5}{5.6} \left( 1 - \frac{6 * 0.69}{5.6} \right) \rightarrow \sigma_{min} = 41.78 \text{KN/m}^2$$

• Calcul de  $p_u$

$$P_u = \frac{3 * \sigma_{max} * \sigma_{min}}{4}$$

$$P_u = \frac{3 * 278.75 + 41.78}{4} \rightarrow P_u = 219.5 \text{KN/m}^2$$

• Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que  $P_u > q = \frac{qu}{2}$

Avec :

$p_u$ : Charges réelles appliquées ultimes

$q$  : Contrainte de calcul

$qu$  : Contrainte ultime (capacité portante de la semelle de fondation)

• Calcul de  $qu$ :

$$qu = Sc \cdot ic \cdot C \cdot Nc + Sq \cdot iq \cdot \gamma \cdot D \cdot Nq + S\gamma i\gamma \left( \frac{1}{2} B' \right) \gamma N\gamma$$

La semelle étant filante. Donc les coefficients de forme  $Sc = Sq = S\gamma = 1$

$$ic = iq = \left( 1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2 \text{ Et } i\gamma = \left( 1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

Les données du sol de fondation sont comme suit :

$$\varphi = 30 \quad ; \quad D=1.5 \quad ; \quad \gamma=18.8 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad C=27.7 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 23.3$$

Les facteurs de capacité portante sont données par :

$$Nc = \frac{Nq-1}{\tan \varphi} \quad ; \quad Nq = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] e^{\pi \tan \varphi} \quad ; \quad N\gamma = 2(Nq - 1) \tan \varphi$$

$$Nq = 4.07 \quad ; \quad Nc = 5.31 \quad ; \quad N\gamma = 3.54$$

On a:  $\delta = 23.3$

$$ic = iq = \left( 1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2 \text{ Et } i\gamma = \left( 1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{2 * 23.3}{180}\right)^2 = 0.549$$

$$i\gamma = \left(1 - \frac{23.3}{30}\right)^2 = 0.049$$

La largeur  $B'$  est donnée par la formule suivante :  $B' = B - 2e$

$$B' = 5.6 - 2(0.71) = 4.18m$$

D'où

$$qu = (1 * 0.549 * 27.7 * 5.31) + (1 * 0.549 * 18.8 * 1.5 * 4.07) + (1 * 0.049 * \frac{1}{2} * 4.18 * 18.8 * 3.45)$$

$$qu = 150.40KN/m^2$$

$Pu = 219.5KN/m^2 > \frac{qu}{2} = \frac{150.4}{2} = 75.20KN/m^2$  Donc la sécurité vis-à-vis du poinçonnement est vérifiée.

#### IV.13 Ferrailage manuel

##### IV.13.1 Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise à son poids propre, aux du remblai, des surcharge sur le remblai, et aux réactions du sol.

- **Longueur de la console D**

$$D = A + \frac{C}{2} = 2.5 + \frac{1}{2}$$

$$D = 3m$$

$$\sigma d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * D}{B} = 278.75 - \frac{(278.75 - 41.78) * 3}{5.6}$$

$$\sigma d = 151.8KN/m^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d) * D}{2} = \frac{(278.75 + 151.8) * 3}{2}$$

$$R = 645.825KN$$

- **Le bras de levier**

$$d = \frac{\sigma d + 2\sigma_{max}}{\sigma d + \sigma_{max}} * \frac{D}{3} = \frac{151.8 + 2 * 278.75}{151.8 + 278.75} * \frac{3}{3}$$

$$d = 1.64$$

- **Le moment** :  $M=R*d$

$$M=645.825*1.65$$

$$M=1059.15 \text{ KN/m}^2$$

- **Section D'encastrement du patin**

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 0.7$$

$$d = 0.63m$$

$$\mu = \frac{M}{0.85 * d^2 * Fbu} \quad Fbu = \begin{cases} 0.85 * 25 \\ 1.5 \\ 14.2 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{1059.15 * 10^{-3}}{0.85 * 0.63^2 * 14.2} = 0.221 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.221}) = 0.32$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.63(1 - 0.4 * 0.32) = 0.5497$$

$$As = \frac{M}{Z * \sigma_s} \begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} \\ 400 \\ \sigma_s = \frac{400}{1.15} \end{cases}$$

$$As = \frac{1059.15 * 10^{-3}}{0.549 * 348} = 55.43 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 * 1000 * 630 * 2.1}{400} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$As > A_{min}$  Donc on adopte  $As$  pour ferrailée la semelle.

**Choix : A=7HA32/ml=56.29cm<sup>2</sup>**

- **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{55.43}{4} = 13.85 \text{ cm}^2$$

**Choix : 9 HA14**

$A_{rep}=9HA14=13.85$

- **Choix des Barres**

Pour la nappe inférieure on prend : **7 T 32 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **9 T 14/ ml** espacement de 20 cm

Pour la nappe supérieure on prend : **7 T 32 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **9 T 14 / ml** espacement de 20 cm

#### IV.13.2 Ferrailage du Rideau

À défaut d'abaques ou de programmes permettant le calcul de dalles encastrées sur trois côtés, libre sur le quatrième et supportant une charge trapézoïdale, on décompose le voile en bandes horizontales de 1 m de hauteur en partant du bas. Chaque bande est considérée comme une poutre continue horizontale prenant appui sur les contreforts et supportant une charge linéaire uniforme égale à pression moyenne prégnant à mi-hauteur de la bande considérée (multipliée par 1 mètre).

Les armatures principales sont donc horizontales, et côté extérieur pour les zones entre contreforts. Elles sont complétées par des armatures de répartition.

La première bande en partant du bas est particulière, puisqu'elle est encastrée dans la semelle de fondation. On peut, dans cette bande, conserver les mêmes armatures horizontales, côté extérieur, que dans la bande située immédiatement au-dessus et, en revanche, placer côté remblai des armatures verticales, calculées pour que la bande considérée équilibre, en console, la moitié de la pression s'exerçant sur sa hauteur.

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle.

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage  $M$  est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total plus le moment dû au charge d'exploitation qui égale  $2 t/m^2$ .

- **Le moment**

$$M = PH * \frac{H}{3} + q * \frac{H}{2} + Pad * \frac{H}{2} = 294 * \frac{11}{3} + 20 * \frac{11}{2} + 415.06 * \frac{11}{2}$$

$$M = PH * \frac{H}{3} + q * \frac{H}{2} + Pad * \frac{H}{2} = 294 * \frac{11}{3} + 20 * \frac{11}{2} + 415.06 * \frac{11}{2}$$

$M=343.4kN/m^2$

- **Section D'encastrement du patin**

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * Fbu} = \frac{343.4}{1 * 630^2 * 14.2}$$

$$\mu = 0.060$$

$\mu < 0.186$ (Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimés)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06})$$

$$\alpha = 0.077$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.63 * (1 - 0.4 * 0.077)$$

$$Z = 0.610$$

$$As = \frac{M}{\sigma_s * Z} = \frac{343.4}{348 * 0.610}$$

$$As=16.17cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$Amin = \frac{0.23 * b * d * ft28}{Fe} = \frac{0.23 * 1000 * 630 * 2.1}{400}$$

$$Amin = 7.60cm^2$$

$$A = \max(As, Amin)$$

$$A = 16.17cm^2$$

**Choix : A = 9 HA 16/ml =18.09 cm<sup>2</sup>**

- **Armatures de répartition :**

$$Arep = \frac{A}{4} = \frac{18.09}{4} = 4.52cm^2$$

**Choix : 6 HA 12**

**Arép** = 6 HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>

**4.13.4 Choix des Barres :**

- Pour la nappe inférieure on prend : 9 T 16/ml espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartition on prend : 6 T 12 /ml espacement de 20cm
- Pour la nappe supérieure on prend : 9 T 14 espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 6 T 12 espacement de 20 cm



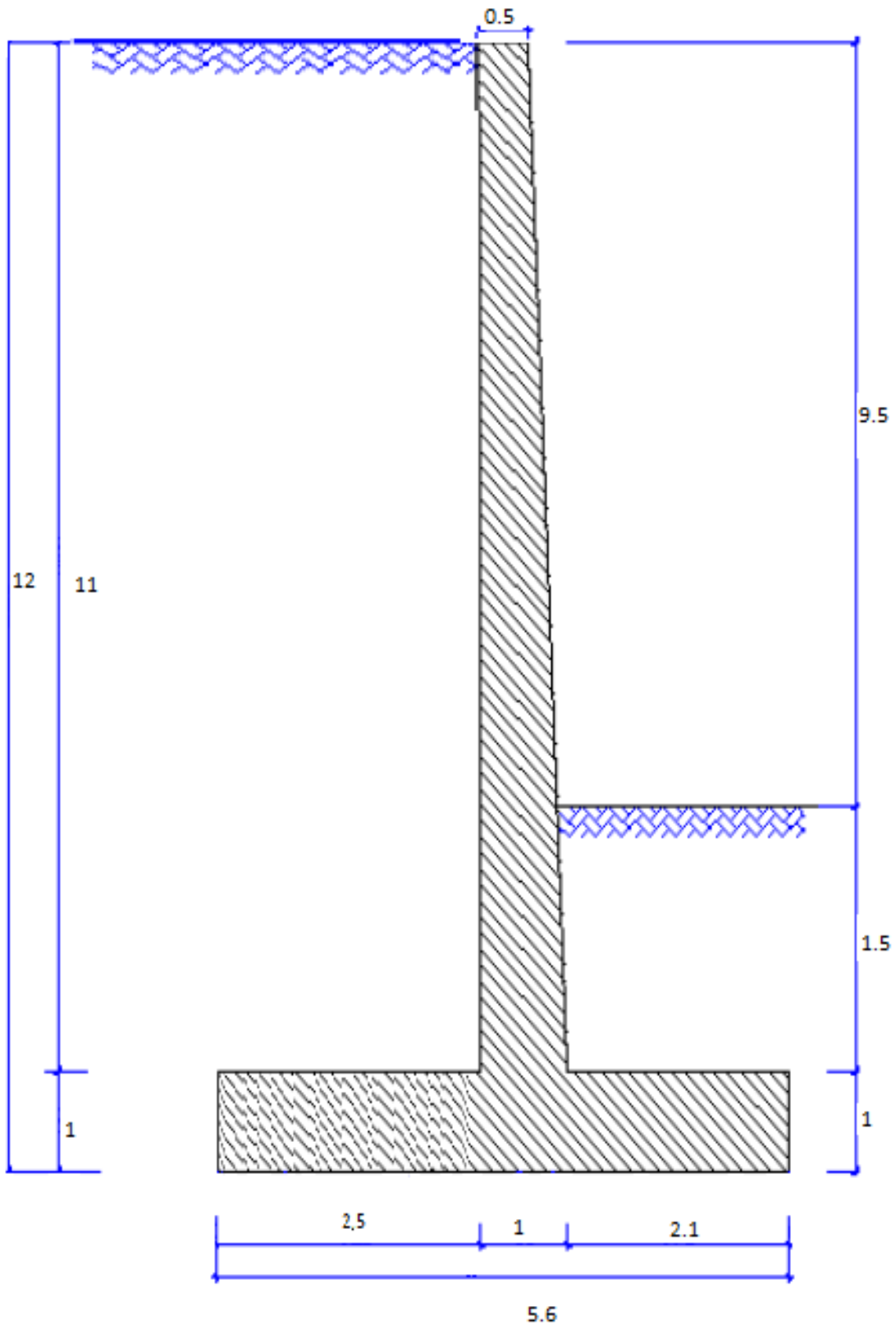


Figure IV.6 Schéma de coffrage

# *Chapitre V*

**Calcul du mur par le programme ROBOT  
EXPERT  
(version 2010)**

### **V.1 Introduction**

Le programme EXPERT Murs de soutènement est un outil performant permettant d'effectuer les calculs de la stabilité des ouvrages géotechniques et les calculs de la structure en béton armé (résistance ultime, surface théorique de ferrailage ....etc.).

L'outil permet aussi d'effectuer le pré dimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en béton armé. Les calculs des murs de soutènement ont été effectués selon les normes françaises suivantes :

- paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 - Titre
- BAEL 91 ou BAEL 91 mod.99

Les caractéristiques les plus importantes du programme EXPERT Murs de soutènement sont:

- Personnalisation des systèmes d'unités utilisés, des formats d'affichage des valeurs numériques, des caractéristiques des matériaux
- Sélection de la géométrie du mur de soutènement
- Définition de différents types de profilé du talus
- Définition des couches du sol composé de différents strates et de nappe phréatique
- Définition libre d'un nombre quelconque de charges appliquées (sur le talus et/ou sur le mur).
- Édition et modification de la base de sols : il est également possible de charger les stratifications du sol à partir des autres logiciels (ROBOT, EXPERT Semelles, etc.)
- Calculs des armatures du mur de soutènement pour la flexion et les fissurations très préjudiciables
- Sélection et génération des types d'armatures.
- Génération du dessin des armatures dans l'éditeur des plans d'exécution du logiciel ROBOT

Le dimensionnement du mur de soutènement comprend :

- Vérifications des contraintes dans le sol sous la semelle du mur de soutènement (la contrainte admissible du sol > la contrainte totale du mur)
- Définition des tassements moyens et le tassement différentielle
- Vérifications de la stabilité au renversement globale et au glissement
- Calcul du déplacement et du renversement du mur
- Définition de la section d'acier théorique dans le voile et la semelle
- Définition des combinaisons dimensionnelles lors de la vérification de la résistance du

mur de soutènement

### **V.2 Programme EXPERT Applique sur le Mur de Soutènement**

Pour faciliter l'étude des murs de soutènement, le programme EXPERT Murs de Soutènement comprend six onglets prédéfinis:

#### **V.2.1 Géométrie du mur**

Les options disponibles sur cet onglet servent à définir la géométrie du mur de soutènement.

La partie centrale de la boîte de dialogue contient le schéma du mur de soutènement.

Dans la partie droite de la boîte de dialogue, les onglets suivants sont disponibles :

##### ***V.2.1.1 Général***

Après la sélection de l'onglet Général, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante. (8)

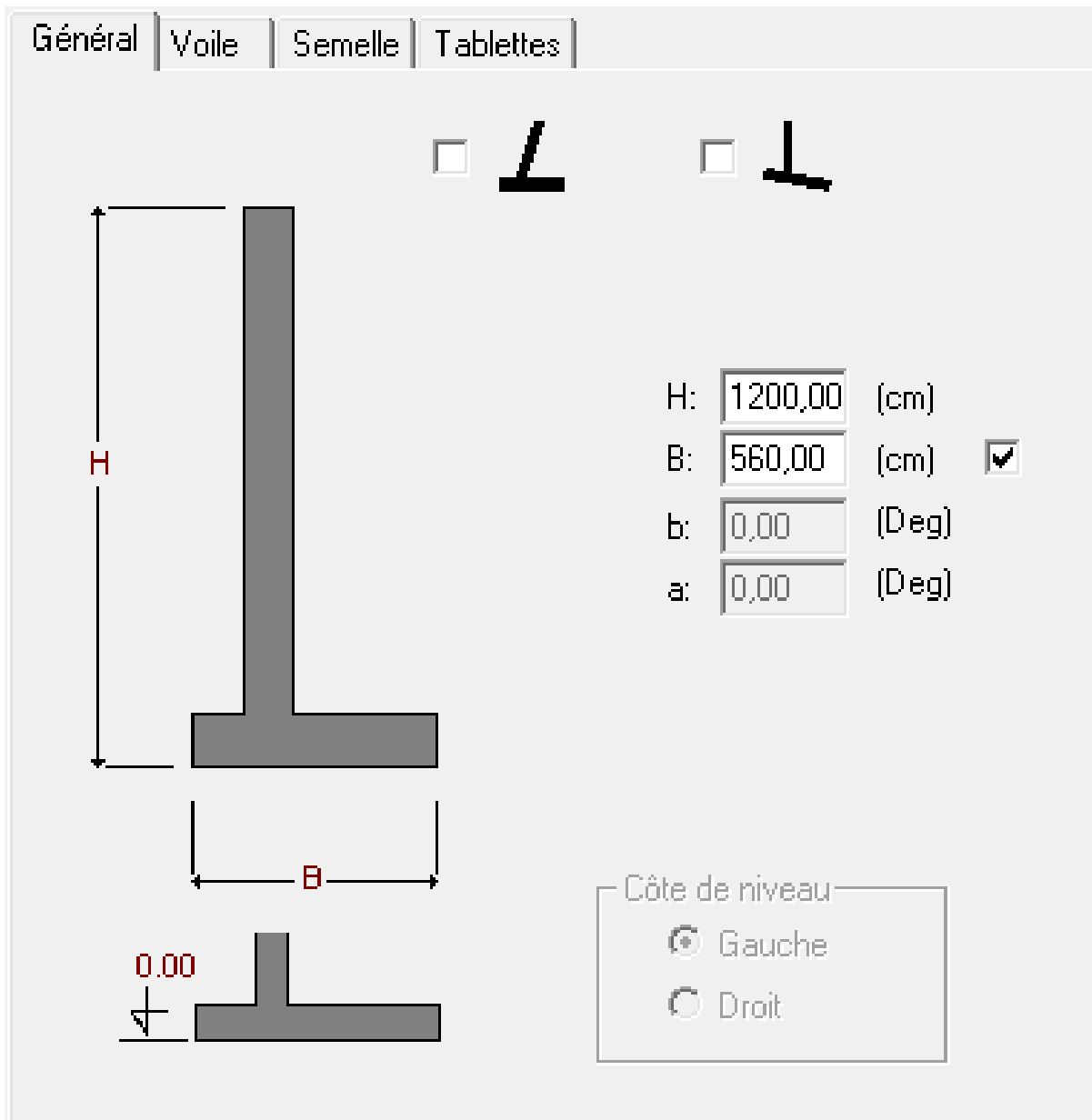


Figure V.1 donnée de Géométrie (général).

### V.2.1.2 Voiles

Après la sélection de l'onglet Voile, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante.

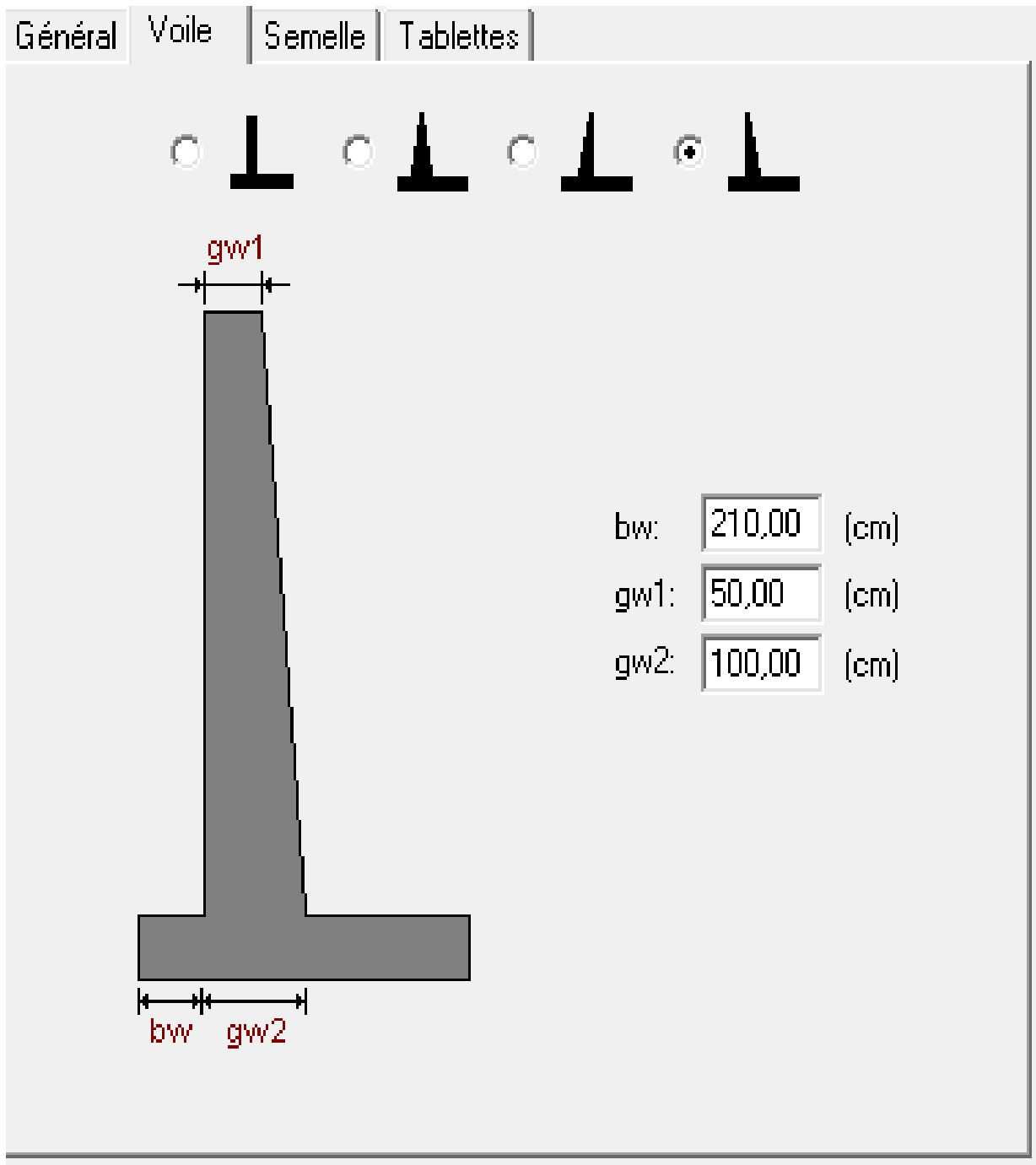


Figure V.2 donnée de Géométrie (voile).

### V.2.1.3 Semelle

Après la sélection de l'onglet Semelle, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante.

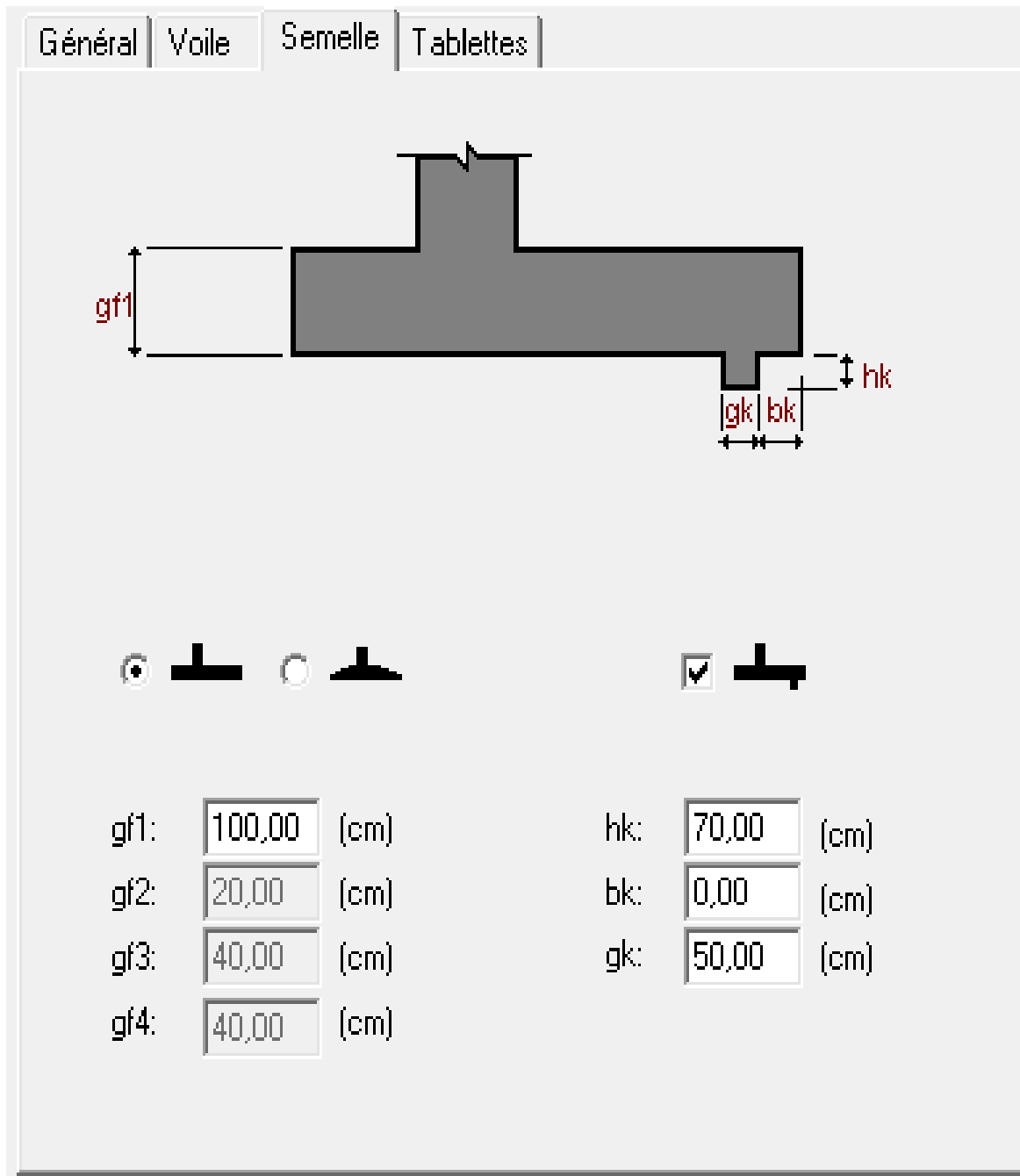


Figure V.3 donnée de Géométrie (semelle)

#### V.2.1.4 Tablettes

Après la sélection de l'onglet Tablettes, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante.(8)

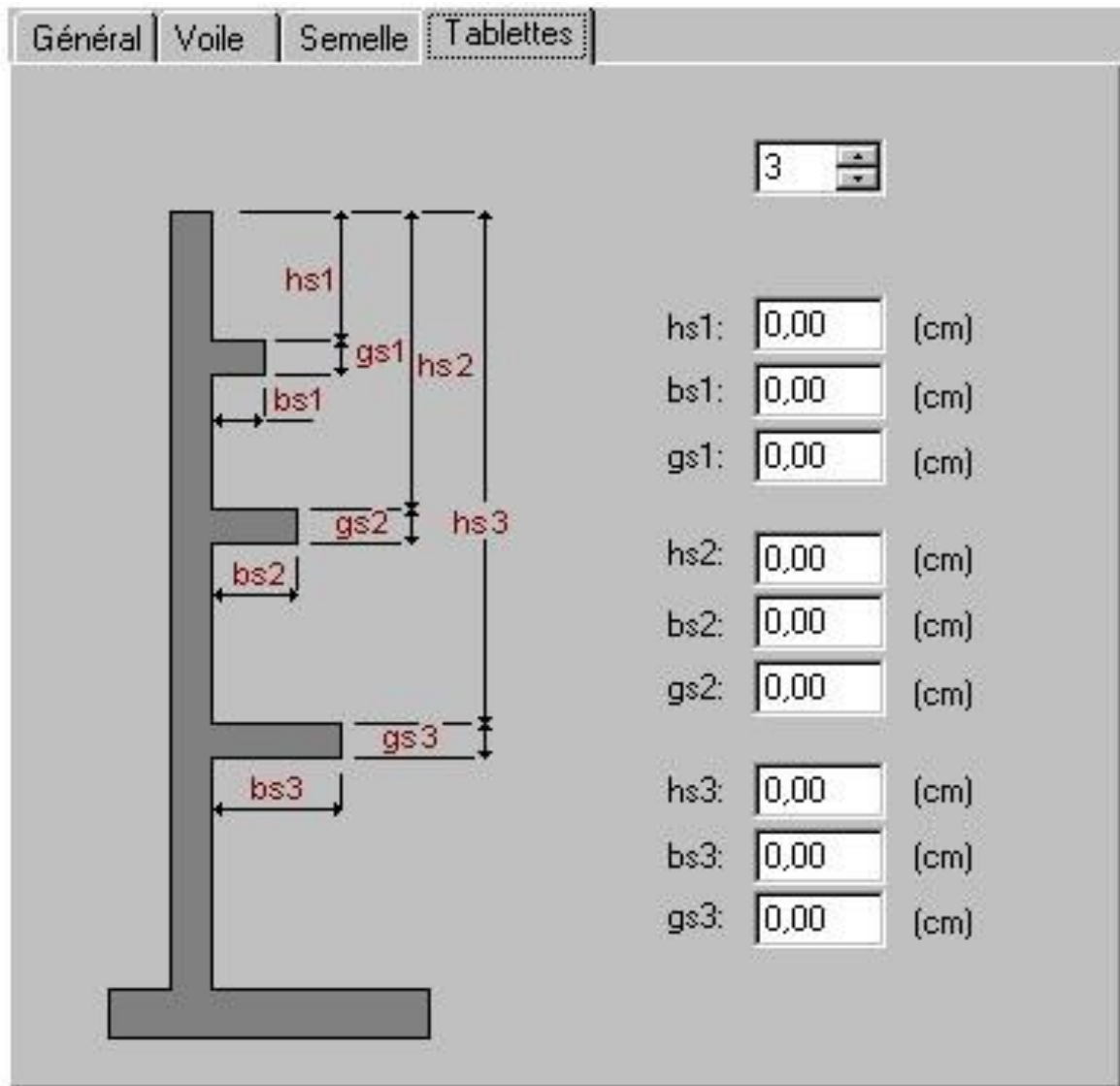


Figure V.4 donnée de Géométrie (tablettes).

### V.2.2 La modélisation des Sols

Les sols qui se trouvent du côté droit/gauche du mur et ceux au-dessous du mur peuvent être définis dans l'onglet Sols présenté sur la figure ci-dessous. La définition des sols concerne les sols situés en amont et en aval du mur de soutènement.



## Chapitre V Calcul du mur par le programme ROBOT EXPERT (version 2010)

Géométrie Sols Charges Paramètres de calcul Paramètres du ferrailage Résultats Ferrailage

	a (m)	$\alpha$ (Deg)	b (m)
1	0,00	0,00	0,00
2			

Ho: 11,50 (m)  
Site: 0,00 (m)

Stratification primaire    Charger stratification    Enregistrer stratification     A     B     C

Niveau de la nappe phréatique -2,00 (m)    Editer base de sols     $\gamma = 1 \pm$  0,100

	Nom	Symbole de consolidation	Type d'humidité	IL / ID	Niveau (m)	Couleur r	Poids volumique (kN/m3)	Angle de frottement (Deg)	Cohésion (kN/m2)	Coeff frotter
1	Argiles et limons fe		-----	0,000	0,00		20,00	30,00	20,00	0,38
2	Sables et graves c		-----	0,000	-3,00		19,00	35,00	0,00	0,46
3										

stratification primaire / aval / amont /

Figure V.5 donnée de Sols

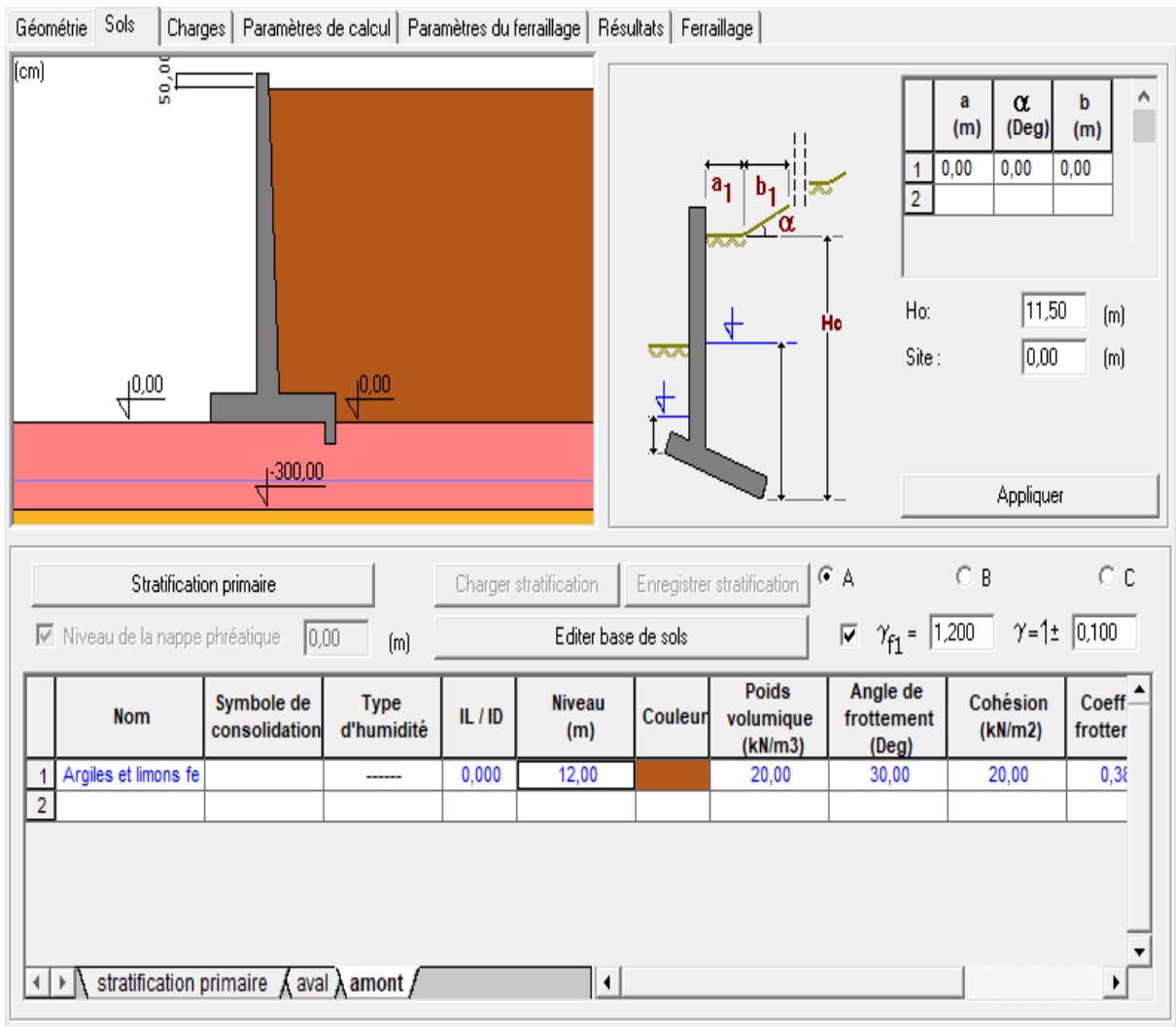


Figure V.6 donnée de Sols

### V.2.3 Surcharges appliquées

Les charges appliquées sur le talus ou directement sur le voile du mur de soutènement peuvent être définies dans l'onglet Charges représenté sur la figure ci-dessous.

	Catégorie	Nom	Nature							
1	uniforme	a1	permanente	x (m)	0,00	P (kN/m2)	20,00			
2										

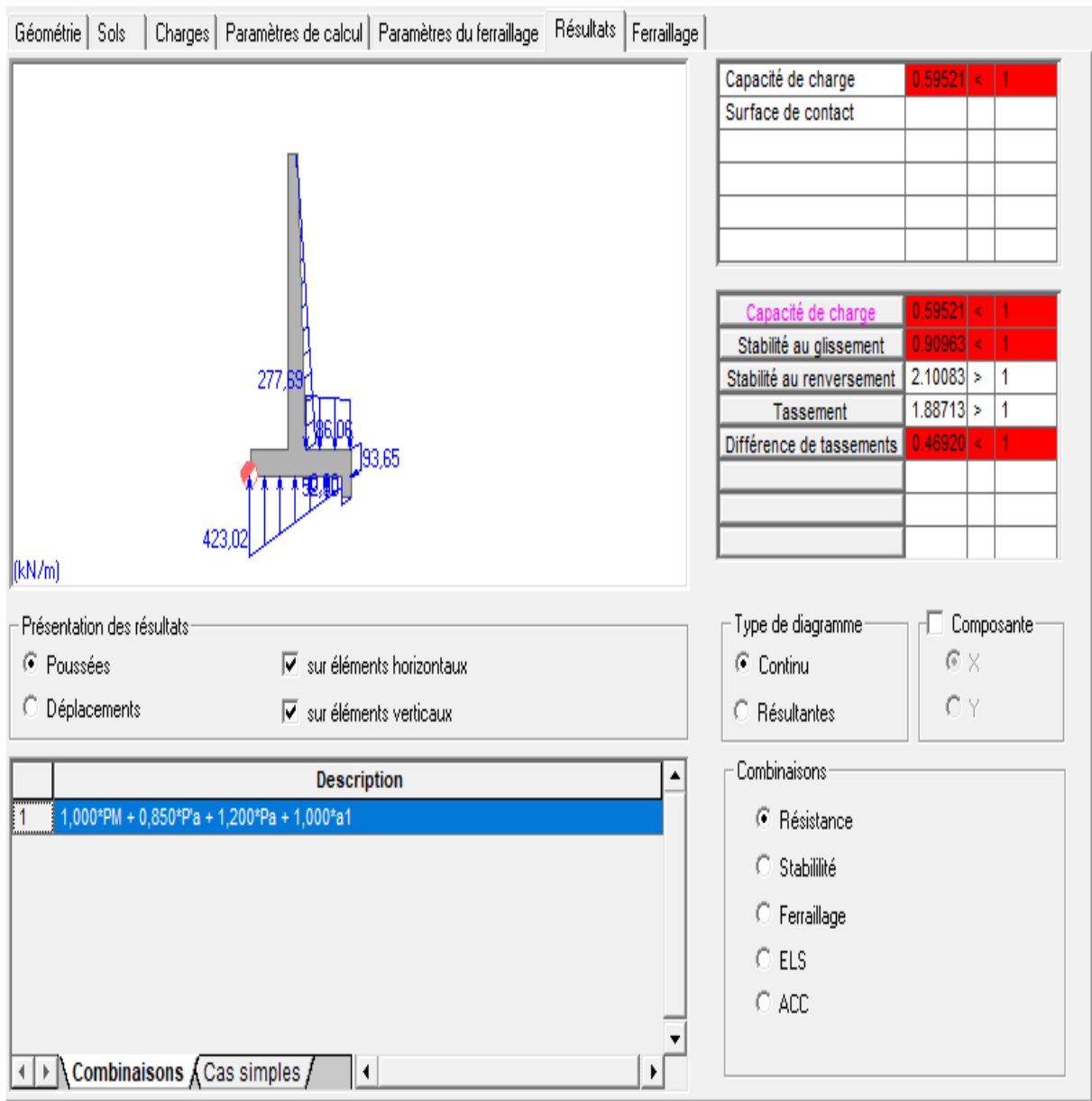
Figure V.7 donnée de charge

### V.2.4 Paramètres de calcul

Dans l'onglet de calcul, les paramètres géotechniques à utiliser lors des calculs du mur de soutènement sont :

- l'étendue des calculs pour ELS et ELU,
- coefficients de réduction et de correction,
- sélection de la méthode de calcul de la poussée,
- coefficients de frottement sol-voile.



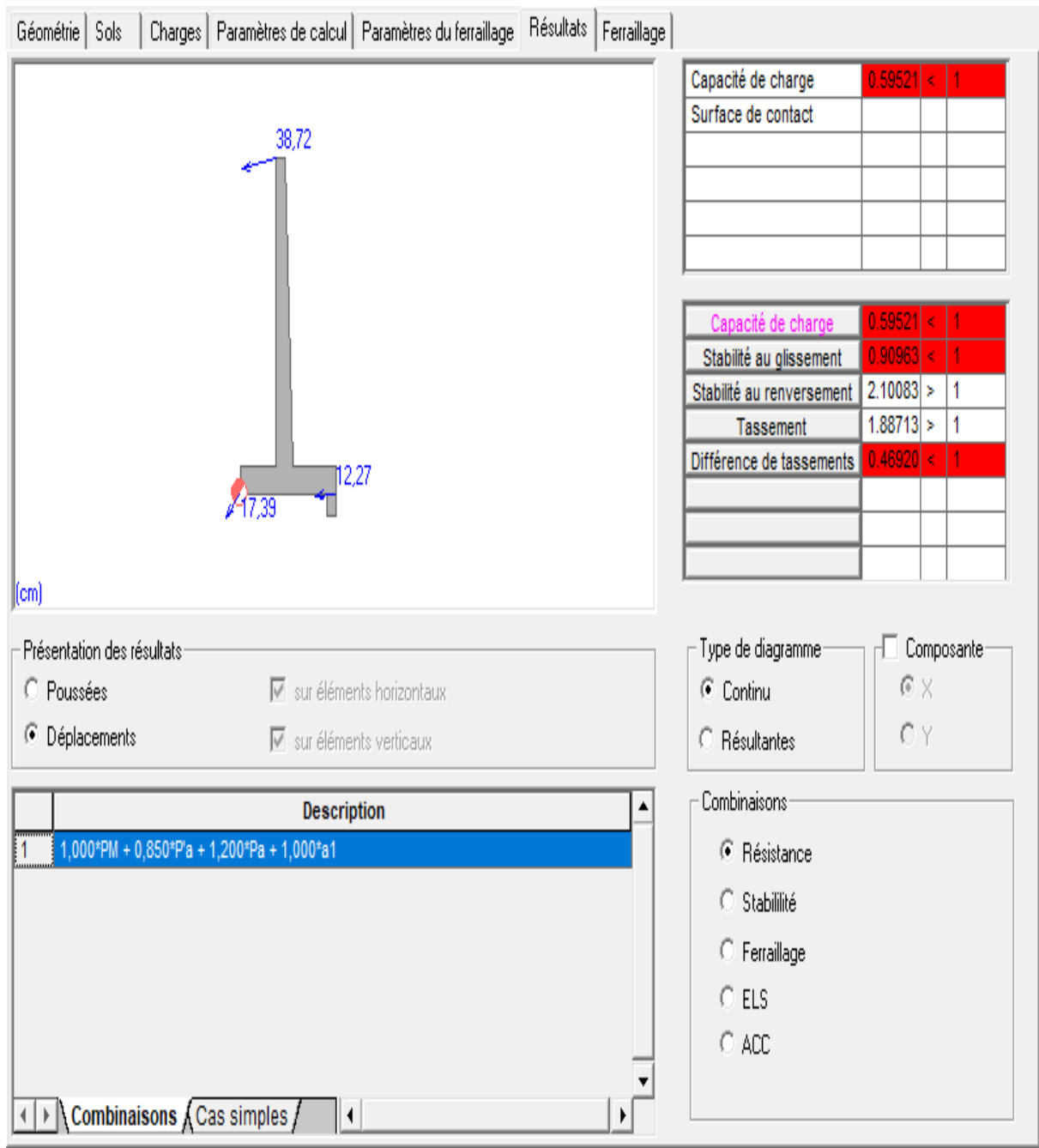


**Figure V.9** fenêtre de résultats

### V.2.6 Déplacement

Cet onglet présente le déplacement de l'ouvrage par rapport au déplacement admissible de mur de soutènement.

Vous devez voir le tassement admissible dans les fondations voir les mémoires de bâtiment je pense  $L/500$



**Figure V.10 données de déplacement**

### V.2.7 Ferrailage après l'utilisation de la bèche

Cet outil est permet de choisir la position et le diamètre de ferrailage de rideau, patin et talons ainsi que la fondation.

## Chapitre V Calcul du mur par le programme ROBOT EXPERT (version 2010)

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage

(kN\*m)

Ferrailage

Type	barres	espacement (cm)	nombre	longueur (cm)
	25	7,00	14	1313,28
	20	11,00	9	1290,55

Réel / Théorique

Déplacement de la crête du mur

Elastique :  (cm) Total :  (cm)

Béton armé :  (cm)

Moments

Enveloppe

	Description
1	1,100*PM + 1,100*Pa + 1,320*Pa + 1,100*a1
2	0,900*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
3	1,100*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
4	0,900*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
5	1,100*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
6	0,900*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1
7	1,100*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1
8	0,900*PM + 1,100*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1

Combinaisons

ELU  ELS  ACC

Moments extrêmes sur le voile :

Mmax  (kN\*m)  (m)

Mmin  (kN\*m)  (m)

Moments extrêmes sur la semelle :

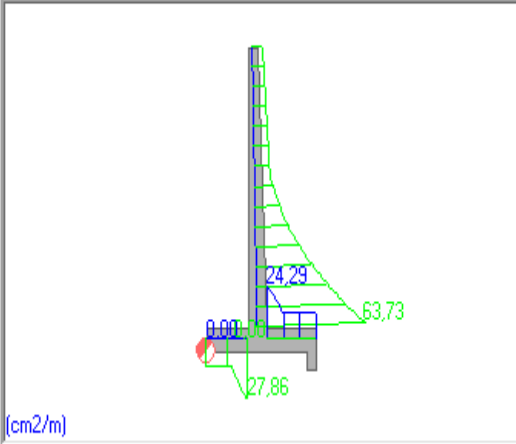
Mmax  (kN\*m)  (m)

Mmin  (kN\*m)  (m)

Figure V.11 données de ferrailage

## Chapitre V Calcul du mur par le programme ROBOT EXPERT (version 2010)

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage



(cm2/m)

Ferrailage

Type	barres	espacement (cm)	nombre	longueur (cm)
	25	7,00	14	1313,28
	20	11,00	9	1290,55

Réel / Théorique

Déplacement de la crête du mur

Elastique :  (cm) Total :  (cm)

Béton armé :  (cm)

Moments

Enveloppe

	Description
1	1,100*PM + 1,100*Pa + 1,320*Pa + 1,100*a1
2	0,900*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
3	1,100*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
4	0,900*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
5	1,100*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
6	0,900*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1
7	1,100*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1

Combinaisons

ELU  ELS  ACC

Moments extrêmes sur le voile :

Mmax  (kN\*m)  (m)

Mmin  (kN\*m)  (m)

Moments extrêmes sur la semelle :

Mmax  (kN\*m)  (m)

Mmin  (kN\*m)  (m)

Figure V.12 données de ferrailage

**Remarque :** Lorsque les stabilités vis-à-vis auglissement, tassement n'ont pas vérifié on ajoute une tablette en béton armé coté amont pour résoudre ces problèmes.



### V.2.8 Stabilité du mur après l'utilisation d'une tablette

on propose une tablette en béton armé d'épaisseur 40cm et largeur 250cm et la distance entre la tête et la tablette 300cm.

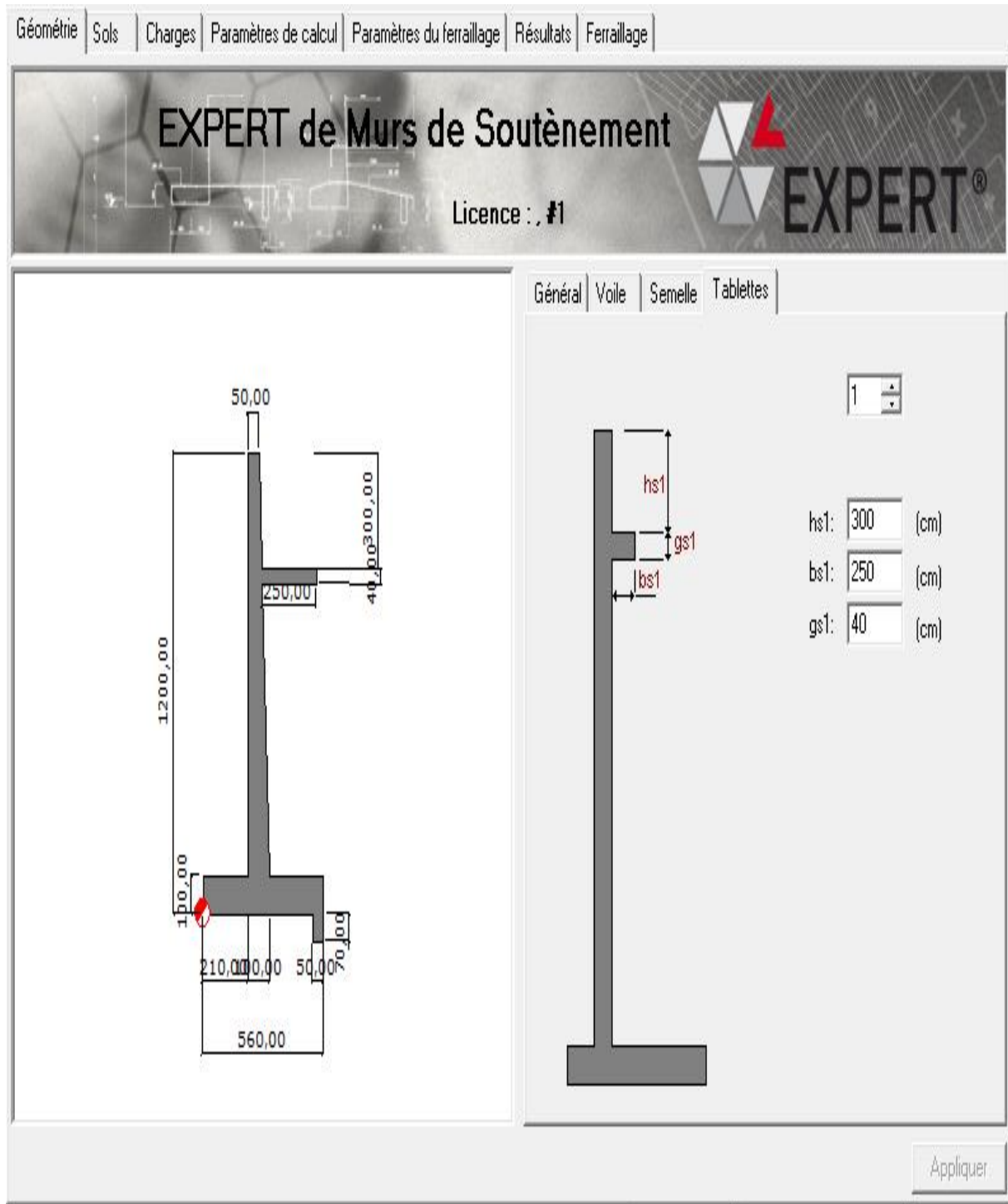
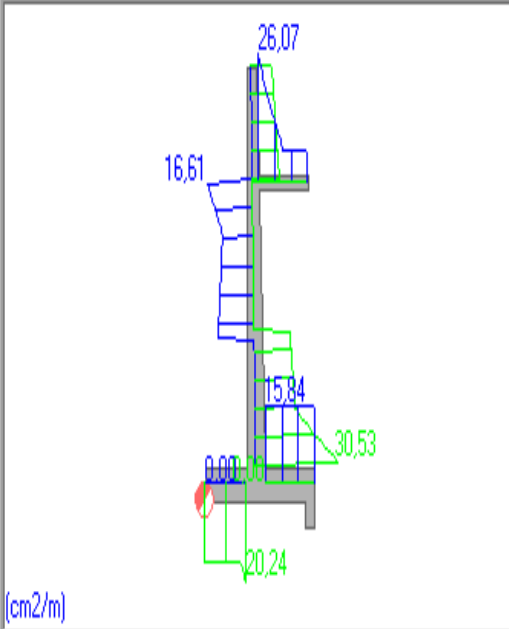


Figure V.13 donnée de tablette



V.2.9 Ferrailage après l'utilisation du console

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage



(cm<sup>2</sup>/m)

**Ferrailage**

Type	barres	espacement (cm)	nombre	longueur (cm)
	14	5,00	19	1304,78
	16	12,00	8	1192,00
	16	12,00	8	1192,00

Présentation des résultats

Moments  sur éléments horizontaux  
 Ferrailage  sur éléments verticaux

Déplacement de la crête du mur

Elastique :  (cm) Total :  (cm)

Béton armé :  (cm)

Moments

Enveloppe

	Description
1	1,100*PM + 1,100*Pa + 1,320*Pa + 1,100*a1
2	0,900*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
3	1,100*PM + 0,765*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
4	0,900*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
5	1,100*PM + 1,100*Pa + 0,900*Pa + 0,900*a1
6	0,900*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1
7	1,100*PM + 0,765*Pa + 1,320*Pa + 0,900*a1

Combinaisons

ELU  ELS  ACC

Moments extrêmes sur la voile :

Mmax	994,55 (kN*m)	1,01 (m)
Mmin	-350,01 (kN*m)	8,80 (m)

Moments extrêmes sur la semelle :

Mmax	657,77 (kN*m)	2,10 (m)
Mmin	-242,49 (kN*m)	3,10 (m)

Figure V.15 données de ferrailage

V.3 Conception de système de drainage

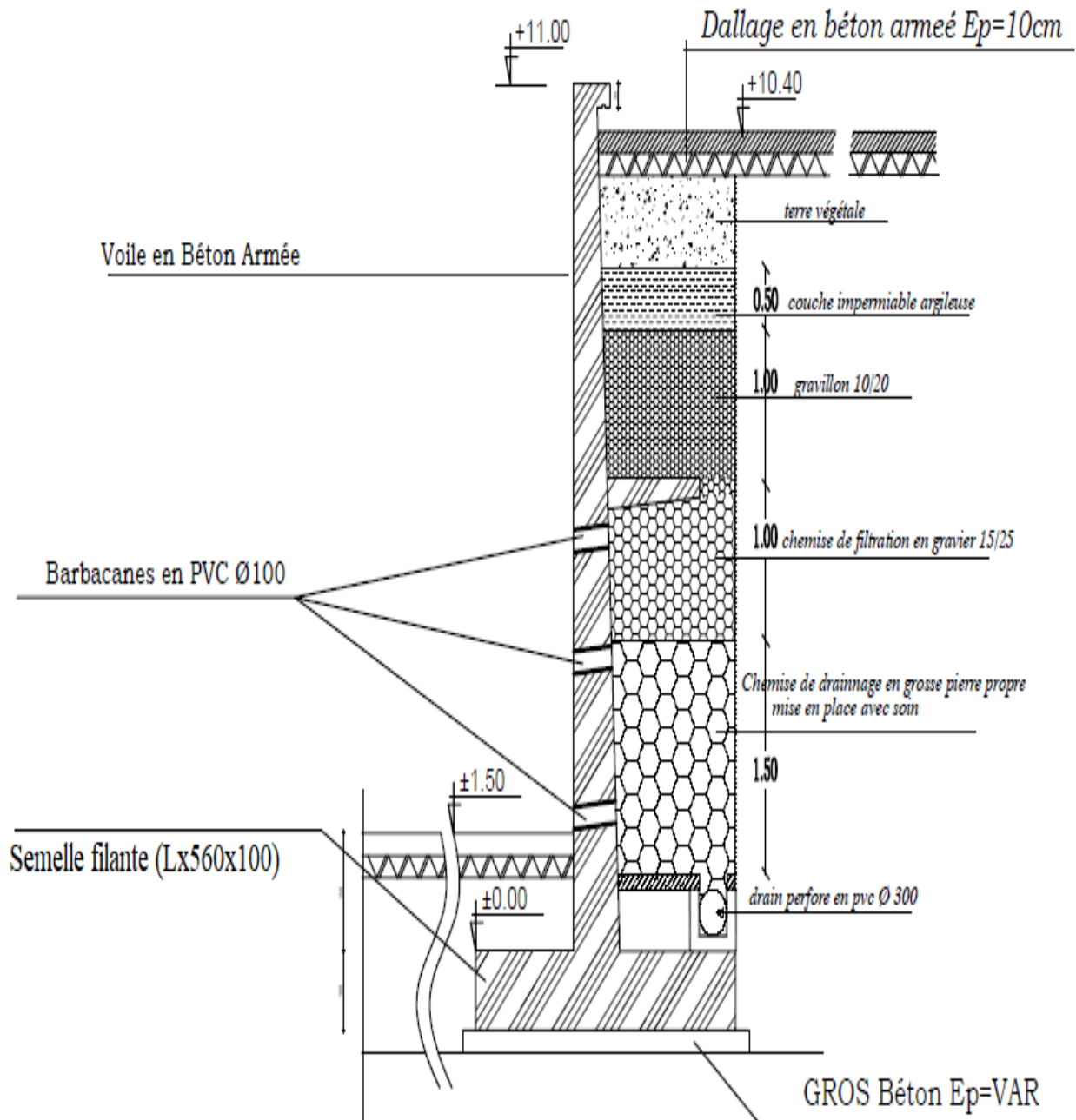


Figure V.16 système de drainage

# *Conclusion Générale*

A travers le déroulement de notre étude pour l'élaboration de ce mémoire, par lequel nous avons essayé de donner un maximum d'informations en synthétisant la recherche bibliographique concernant une grande partie des différents types de soutènement, Les effets du séisme et les méthodes de calcul. Nous avons lors de notre travail, retenu que la conception et le calcul complet d'un mur de soutènement est assez laborieux, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demande une succession de calculs longs itératifs. Alors pour arriver aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Dans le cas de notre étude nous avons On a traité le coté stabilité vis-à-vis au glissement, au renversement, au poinçonnement et la capacité portante (statique et dynamique) d'un projet réel calculer, leur ferrailage pris en compte l'effet sismique. Puis on à calculé avec le logiciel robot, notre comparaison montre que nous avons beaucoup des problèmes vis-à-vis au glissement au tassement et nous résoudrons le problème avec une tablette de largeur 250 cm on à trouvé que :

La contrainte de charge : 1.06Mpa

La contrainte de glissement : 1.09Mpa

La contrainte de renversement : 2.8Mpa

La contrainte de tassement : 1.8Mpa

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

## **Annexe :**

### 1. Paramètres de calcul:

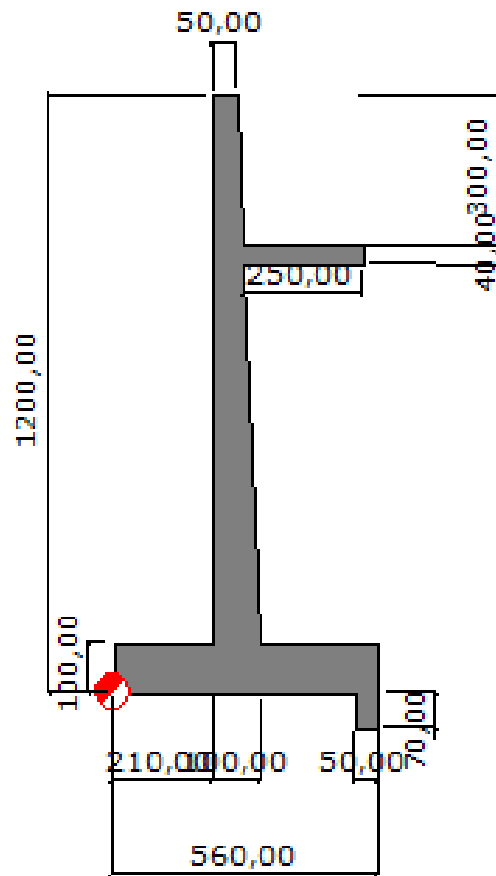
#### MATERIAU:

- **BETON:** Classe B 30,  $f_{ck} = 25,00$  (MN/m<sup>2</sup>),  
Poids volumique = 24,00 (kN/m<sup>3</sup>)
- **ACIER:** Classe A - III,  $f_{yk} = 400,00$  (MN/m<sup>2</sup>)

#### OPTIONS:

- Calculssuivant la norme: béton: **PN-B-03264(2002)**  
sols: **PN-83/B-03010**
- Enrobage:  $c_1 = 30,0$  (mm),  $c_2 = 50,0$  (mm)
- Agressivité du milieu: X0
- Dimensionnement du mur en fonction de:
  - Résistance  $m = 1,000$
  - Glissement  $m = 1,000$
  - Renversement  $m = 1,000$
- Vérification du mur en fonction de:
  - Tassementmoyen:  
 $S_{dop} = 10,00$  (cm)
  - Différence de tassements:  
 $DS_{dop} = 5,00$  (cm)
- Coefficients de réductionpour:
  - Cohésion du sol 100,000 %
  - Adhésionsemelle-sol0,000 %
  - Butée du voile 50,000 %
  - Butée de la bêche100,000 %

## 2. Geometrie:



## 3. Sol:

- Talus Profondeur du sol aval  $H_o = 1150,00$  (cm)
- Stratification primaire:

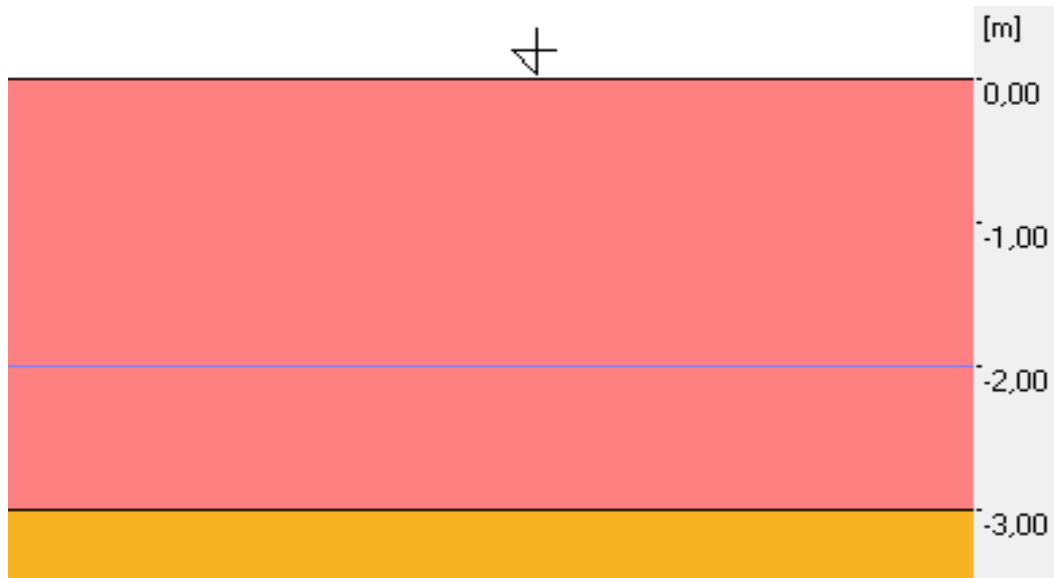
Description:

N°	Nom du sol	Niveau[cm]	Epaisseur[m]	Type de consolidation	Type d'humidité	$I_D/I_L$
1.	Argiles et limonsfermes	0,00	300,00	-	-	0,000
2.	Sables et graves compacts	-300,00	-	-	-	0,000

Paramètre:

N°	Cohésion[kN/m <sup>2</sup> ]	Angle de frottement[Deg]	Densité[kN/m <sup>3</sup> ]	M[MN/m <sup>2</sup> ]	Mo[MN/m <sup>2</sup> ]
1.	20,00	30,00	20,00	3,71	3,71
2.	0,00	35,00	19,00	74,29	74,29





- Sols en amont:

Description:

N°	Nom du sol	Niveau* [cm]	Epaisseur [cm]	Type de consolidation	Type d'humidité	I <sub>D</sub> /I <sub>L</sub>
1	Argiles et limons fermes	1200,00	1150,00	-	-	0,000

\* Par rapport au point inférieur droit de la semelle

Paramètres:

N°	Cohésion [kN/m <sup>2</sup> ]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m <sup>3</sup> ]	M [MN/m <sup>2</sup> ]	Mo [MN/m <sup>2</sup> ]
1	20,00	30,00	20,00	3,71	3,71

- Sols en aval:

Description:

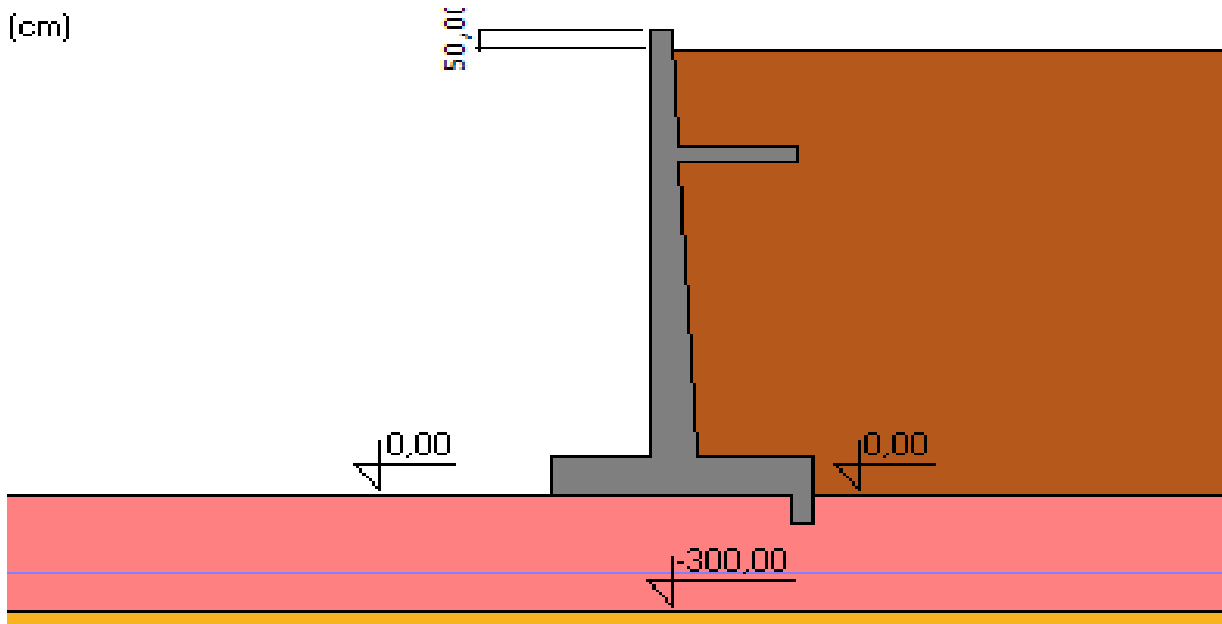
N°	Nom du sol	Niveau* [cm]	Epaisseur [cm]	Type de consolidation	Type d'humidité	I <sub>D</sub> /I <sub>L</sub>
----	------------	--------------	----------------	-----------------------	-----------------	--------------------------------

\* Par rapport au point inférieur gauche de la semelle

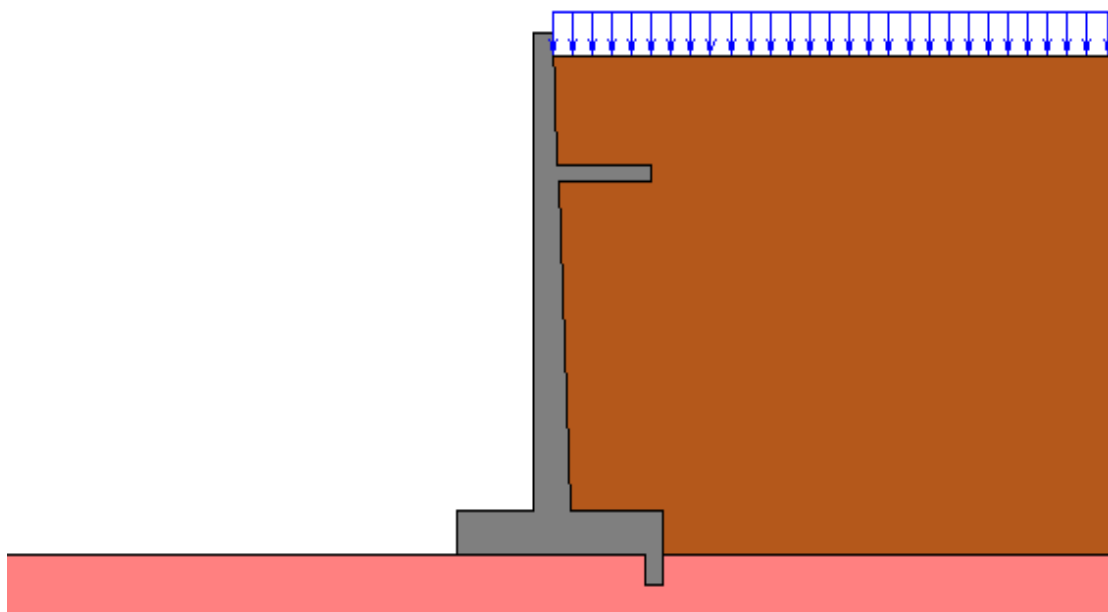
Paramètres:

N°	Cohésion [kN/m <sup>2</sup> ]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m <sup>3</sup> ]	M [MN/m <sup>2</sup> ]	Mo [MN/m <sup>2</sup> ]
----	-------------------------------	---------------------------	------------------------------	------------------------	-------------------------

(cm)



### 3. Charges



- Liste de charges
- 1 uniforme
- a1 permanente  $x = 0,00$  (m)  $P = 20,00$  (kN/m<sup>2</sup>)

### 5. Résultats de calcul géotechniques

Poussée:

Poussée et butée des terres: conforme aux déplacements du mur

Coefficients de poussée et butées limites et équilibres pour les sols:

Angle d'inclinaison moyen du talus  $\varepsilon = 0,00$  (Deg)

Angle d'inclinaison du voile  $\beta = 2,60$  (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_2) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Solsenamont:

N°	Nom du sol	Niveau [cm] l	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.	Argiles et limons fermes	1150,00	30,00	0,316	0,500	2,853

- Déplacements limites totaux
- Butée 0,110
- Poussée 0,011

Solsenaaval:

N°	Nom du sol	Niveau [cm] l	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.		0,00		0,297	0,500	3,000

- Déplacements limites totaux
- Butée 0,132
- Poussée 0,013

*Resistance*

- Type de sol sous la semelle: stratifiés
- Combinaison dimensionnante:  $1,000 \cdot PM + 0,850 \cdot P'a + 1,200 \cdot Pa + 1,000 \cdot a1$
- Charge dimensionnante réduite:

$$N = -1275,87 \text{ (kN/m)} \quad M_y = -243,00 \text{ (kN*m)} \quad F_x = -457,21 \text{ (kN/m)}$$

- Dimensions équivalentes de la semelle:  $A = 486,42$  (cm)

- Coefficient de résistance et d'influence de l'inclinaison de la charge:

$$N_B = 4,662 \quad i_B = 0,183$$

$$N_C = 23,942 \quad i_C = 0,381$$

$$N_D = 13,199 \quad i_D = 0,420$$

- Résistance limite du sol:  $Q_f = 1361,50$  (kN/m)

Coefficient de sécurité:  $Q_f * m / N_r = 1,067 > 1,000$

#### Tassement

- Type de sol sous la fondation: stratifiés
- Combinaison dimensionnante:  $1,000 * P_M + 1,000 * P'_a + 1,000 * P_a + 1,000 * a_1$
- Charge dimensionnante réduite:
  - $N = -1143,21$  (kN/m)  $M_y = -199,93$  (kN\*m)  $F_x = -389,43$  (kN/m)
- Charge caractéristique unitaire due aux charges totales:  $q = 0,20$  (MN/m<sup>2</sup>)
- Epaisseur du sol en tassement active:  $z = 430,00$  (cm)
- Contrainte au niveau z:
  - additionnelle:  $s_{zd} = 0,02$  (MN/m<sup>2</sup>)
  - due au poids du sol:  $s_{zg} = 0,10$  (MN/m<sup>2</sup>)
- Tassement:  $S = 5,55$  (cm)  $< S_{dop} = 10,00$  (cm)

#### Renversement

- Combinaison dimensionnante:  $1,000 * P_M + 0,850 * P'_a + 1,200 * P_a + 1,000 * a_1$
- Charge dimensionnante réduite:
  - $N = -1275,87$  (kN/m)  $M_y = -243,00$  (kN\*m)  $F_x = -457,21$  (kN/m)
- Moment de renversement:  $M_o = 1635,48$  (kN\*m)
- Moment empêchant le renversement de la fondation:  $M_{uf} = 4738,51$  (kN\*m)
- Coefficient de sécurité:  $M_{uf} * m / M_o = 2,897 > 1,000$

#### GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnante:  $1,000 * P_M + 0,850 * P'_a + 1,200 * P_a + 1,000 * a_1$
- Charge dimensionnante réduite:
  - $N = -1275,87$  (kN/m)  $M_y = -243,00$  (kN\*m)  $F_x = -457,21$  (kN/m)
- Dimensions équivalentes de la semelle:  $A = 560,00$  (cm)
- Coefficient de frottement:

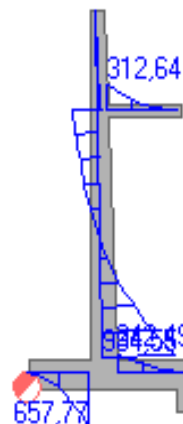
- du sol (position du sol):  $\mu = 0,377$
- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 100,000 %
- Cohésion:  $C = 3,67$  (kN/m<sup>2</sup>)
- Valeur de la force de glissement:  $Q_{tr} = 457,21$  (kN/m)
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur:
  - $Q_{tf} = N * \mu + C * A$
  - - au niveau du sol:  $Q_{tf} = 501,47$  (kN/m)
- Coefficient de sécurité:  $Q_{tf} * m / Q_{tr} = 1,097 > 1,000$

## ANGLES DE ROTATION

- Type de sol sous la fondation: stratifiés
- Combinaison dimensionnante:  $1,000 * PM + 1,000 * P'a + 1,000 * Pa + 1,000 * a1$
- Charge dimensionnante réduite:
  - $N = -1143,21$  (kN/m)  $M_y = -199,93$  (kN\*m)  $F_x = -389,43$  (kN/m)
- Contraintes unitaires maximales caractéristiques dues aux charges totales:
  - $q_{max} = 0,28$  (MN/m<sup>2</sup>)
- Contraintes unitaires minimales caractéristiques dues aux charges totales:
  - $q_{min} = 0,12$  (MN/m<sup>2</sup>)
- Angle de rotation:  $ro = 0,48$  (Deg)
- Coordonnées du point de rotation du voile:
  - $X = 994,49$  (cm)
  - $Z = 0,00$  (cm)
- Coefficient de sécurité:  $1,063 > 1,000$

## 6. Résultats de calcul béton armé

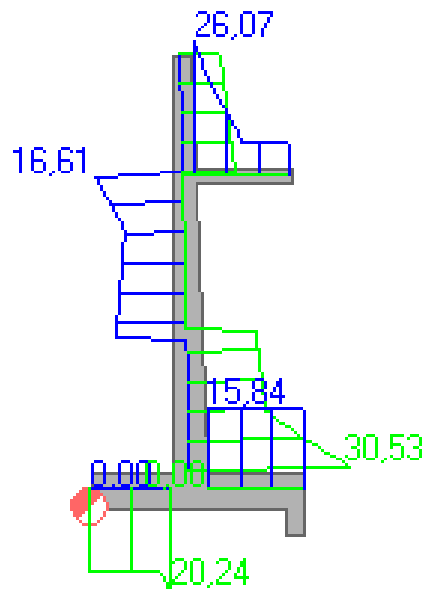
- Moments



(kN\*m)

·Elément	Moments	Valeur/[ kN*m]	Position/[ cm]	Combinaison
Voile	maximum	1001,27	101,14	0,900*PM + 0,765*P'a + 1,320*Pa + 1,100*a1
Voile	minimum	-350,01	880,00	1,100*PM + 1,100*P'a + 1,320*Pa + 1,100*a1
Semelle	maximum	657,77	210,00	1,100*PM + 1,100*P'a + 1,320*Pa + 1,100*a1
Semelle	minimum	-267,26	310,00	0,900*PM + 0,765*P'a + 1,320*Pa + 1,100*a1

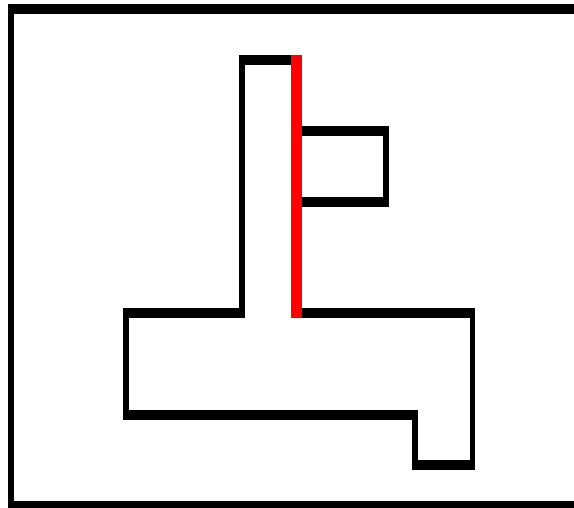
- Ferrailage



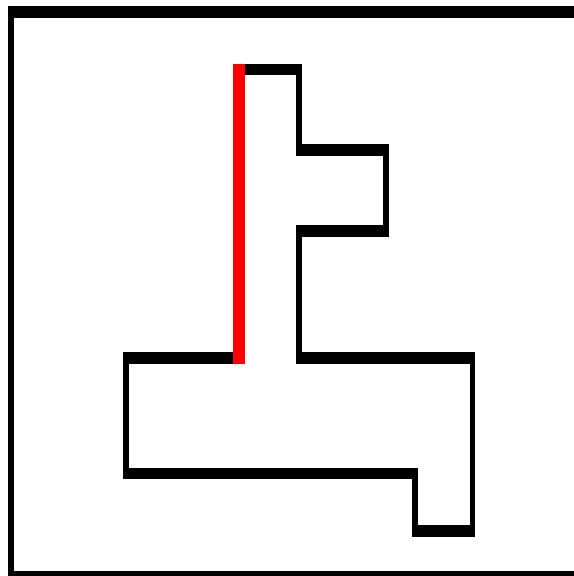
(cm<sup>2</sup>/m)

Position	Section d'acier théorique[cm <sup>2</sup> / m]	Barres		Espacement[cm ]	Surface réelle[cm <sup>2</sup> /m]
voile r gauche	16,61	16,0	tous les	12,00	16,76
voile r gauche (h/3)	13,39	12,0	tous les	8,00	14,14
voile r gauche (h/2)	12,00	12,0	tous les	9,00	12,57
voile r droite	30,53	14,0	tous les	5,00	30,79
voile r droite (h/3)	8,94	12,0	tous les	12,00	9,42
tablette 1 (+)	26,07	25,0	tous les	17,00	28,87

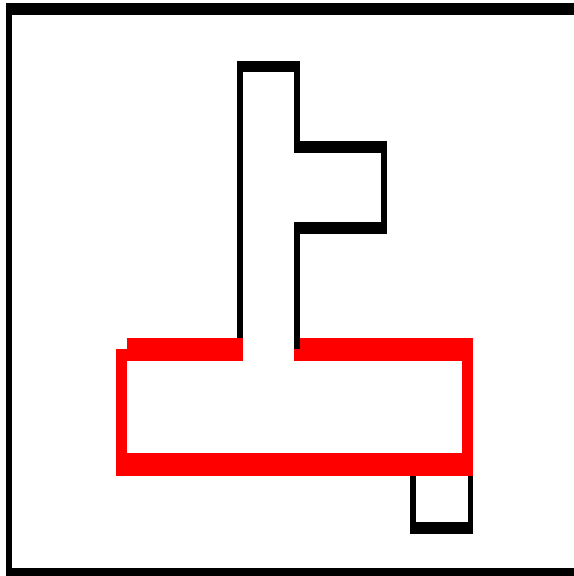
semelle gauche (-)	20,24	25,0	tous les	24,00	20,45
semelle droite (+)	15,84	25,0	tous les	24,00	20,45
semelle gauche (+)	0,00	25,0	tous les	24,00	20,45
semelle droite (-)	0,00	25,0	tous les	24,00	20,45



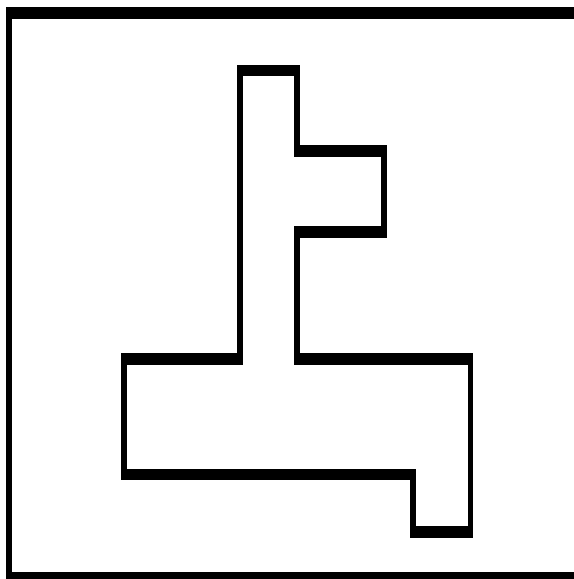
- Type:
- Barres: 14,0
- Espacement: 5,00 (cm)
- nombre: 19
- longueur: 1304,78 (cm)



- Type:
- Barres: 16,0
- Espacement: 12,00 (cm)
- nombre: 8
- longueur: 1192,00 (cm)



- Type: 25,0
- Barres: 24,00 (cm)
- Espacement: 4
- nombre: 4
- longueur: 1267,12 (cm)



- Type: 10,0
- Barres: 19,00 (cm)
- Espacement: 5
- nombre: 5
- longueur: 110,98 (cm)







## References

1. **Hosni, Taleb.***LES GLISSEMENTS DES TERRAINS.* 2019.
2. **CHEBIRA HOUCINE, MEKKI ABDELKRIM.***Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable .* 2016.
3. **Ouarda, BOUDRA.***Détermination de la résistance au cisaillement résiduelle d'un sable argileux compacté et renforcé par la poudre de caoutchouc.* 2018.
4. **SCHOLLER, FRANCOIS.***technique de l'ingenieur c244.*
5. **IMENE, MERIEME.***calcul du ferrailage dun murde soutènement .* 2018.
6. **M.CAVE, M.LEVEILLARD,M.SANDROLINI,M.JALIL,M.PERCHAT.***regles de BEAL91 modifées.* 2005.
7. **ABDALLAH, ANNANE.***mur de soutènement zone sismiques.* 2013.
8. **SARAH, TEDJINI.***conception et verification dun mur de soutènement par la methode de chargement progresseves.* 2017.
9. **M.KAMEL.***stabilisation des talus par mur de soutènement.* 2015.
10. [www.ipnsn.fr](http://www.ipnsn.fr). [Interactiv]
11. **ABDELAZIZ, ATHMANE.** *etude de renforcement des talus au niveau la route R.N16.* 2013.
12. **GUENTOUR, BOULAICH.** *murs de soutènement.* 2012.
13. **Emmanuel, M. BIETH.** *Murs de soutènement .* 2010.
14. **BUAFIA, Ali.** «CALCUL PRATIQUE DES FONDATION ET DES SOUTENEMENT. 2009.
15. **ALBIGÈS, Gérard PHILPPONNAT Maurice.** «FONDATION ET OUVRAGES EN TERRE».
16. **Jean Costet / Guy Sanglerat.** *Cours pratique de mécanique des sols ». 1983.*