

الشعبية الديمقراطية الجزائرية الجمهورية  
العلمي والبحث العالي التعليم وزارة  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

Département de : **Génie Civil & Hydraulique**  
Spécialité : **Génie Civil**

**Option : GEOTECHNIQUE**

Présenté par : **ROUABHIA Bochra**  
**BOUSSEREDJE Halima**

---

*Thème*  
**STABILISATION MECANIQUE DES TALUS  
ROUTIERS**

---

**Sous la direction de : Pr. BELABED Lazhar**

**2020**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **REMERCIEMENT**

*L'exprime toute ma gratitude à Monsieur le professeur BELABED Lazher pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa patience et sa persévérance dans le suivi.*

*J'adresse également mes remerciements, à tous mes enseignants, qui m'ont donnée les bases de la science, et sur tout Mme le DOCTEUR BENAMARA Fatima Zohra et M. le DOCTEUR LAFIFI Ibrahim*

*Et monsieur l'ingénieur DEBABSIA Fares*

*Je remercie très sincèrement, les membres de jury d'avoir bien voulu accepter de faire partie de la commission d'examineur,*

*A toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire :*

*A mon père (que Dieu ait son âme), pour son soutien aux moments difficile de mon travail et surtout sa patience,*

*A ma mère qui m'a éclairée mon chemin et qui m'a encouragé et soutenue Tout au long de mes études*

*A mes sœur : Amina, Nour El Houda*

*A mon mari : Abdel Ghani*

*A mes frère : Issam, Imad*

*A tous mes ami(e)s,*

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

*A tous qui' ils m'aiment*

***BOUSSERDJE Halima***

## *Dédicace*

*Je dédie ce travail à :*

*La plus chère personne dans le monde, Ma mère **Souhila** la femme sans elle je n'ai pas vu le jour, la femme qui m'a fait têter la bonté qui m'arrosé de tendresse et patience que dieu te protège pour moi.*

*Mon père **Abdelkrim**, le héros de ma vie, l'homme qui m'a élevé de son mieux, qui m'a soutenu dans chaque étape dans ma vie dès le premier pas et qui a voulu toujours me voir réussie que dieu te préserver pour moi.*

*A mes frères : **Mohammed Ali, Ammar***

*A toute ma famille*

*A mon mari : **Djalal eddine***

*A tous mes ami(e)s*

*A tous mes profs de primaire jusqu'à l'université qui ont m'éclairé de leur savoir.*

*A tous ce qui m'aiment*

**ROUABHIA Bochra**

## ملخص

في فن المهندس ، يمكن أن يحدث الانهيار الأرضي فيما يتعلق بالأعمال التي يمكن أن تعدل التوازن المحدد مسبقاً (الردم الطبيعي ، أو ردم الطرق السريعة أو قنوات الري ، إلخ). يهدف حساب ثبات المنحدر إلى منع هذه الحوادث ، أي العثور على زاوية المنحدر بحيث يقدم درجة معينة من الأمان ضد الانزلاق. عادة ما يتم إجراء تحليل استقرار المنحدر ضد الانزلاقات الأرضية عند الانهيار. يتم تثبيت الأرض غير المستقرة عن طريق المسامير منذ سبعينيات القرن الماضي ، وهي تقنية تعمل على استخدام التربة في مكانها وتركيب قضبان حديدية تسمى المسامير. الهدف الرئيسي من هذا العمل هو تقديم هذه التقنية ودراسة ثبات جدران التربة المسامية ضد تخضع الجدران المسامية لأنماط مختلفة من (FEM). الانزلاقات بطريقة التوازن الحدي وبالطريقة العددية تم إجراء الحساب العددي لردم طريقي . الانهيارات. يتم التعبير عن الأمان ضد الانزلاقات بواسطة معامل الأمان تم إجراء دراسة حدودية. التشوهات التي تم الحصول عليها . Plaxis 2D-8.2 مقوى بالمسامير باستخدام برنامج قريبة من نماذج الانهيارات الكلاسيكية المستخدمة بواسطة طريقة التوازن الحدي. لقد تم تبيان تأثير المسامير على معامل الأمان ضد النزلاقات .

## الكلمات الدالة

الردم الطريقي ، تسمير ، ثبات ، آلية الانهيار ، حد التوازن ، نموذج ميكانيكي ، بلاكسيس.

## **Résumé :**

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...). Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture. La stabilisation des terrains ou talus instables s'effectue au moyen de plusieurs techniques.

Développé à partir des années 70, le clouage des sols est une technique qui permet de stabiliser des talus routiers en utilisant le sol en place et en y installant des barres passives appelées clous. L'objectif principal de ce travail est de présenter cette technique et d'étudier la stabilité des murs en sol cloué vis-vis de la rupture par la méthode de l'équilibre limite et par une méthode numérique (MEF). Les murs en sol cloué subissent différents modes de rupture. La sécurité vis-à-vis de la rupture est exprimée par un coefficient de sécurité.

Le calcul numérique d'un talus routier renforcé par des clous a été réalisé au moyen du logiciel Plaxis 2D-8.2. Une étude paramétrique a été effectuée. Les déformations obtenues sont proches des modèles de rupture classiques utilisés par la méthode d'équilibre limite.

## **Mots clés :**

Talus routier, clouage, stabilité, mécanisme de rupture, équilibre limite, modèle mécanique, Plaxis.

## **Summary**

In the art of the engineer, landslide can intervene in connection with works that can modify a pre-established balance (natural embankments, embankment of highways or irrigation canals, etc.). The calculation of slope stability is intended to prevent these incidents that is to say to find the inclination to give to a slope so that it presents a certain degree of safety against sliding. Slope stability analysis against landslides is usually performed at failure. The stabilization of unstable land or slopes is carried out using several techniques. Developed from the 1970s, ground nailing is a technique that stabilizes road embankments by using the soil in place and installing passive bars called nails. The main objective of this work is to present this technique and to study the stability of nailed soil walls against failure by the limit equilibrium method and by a numerical method (FEM). Nailed retaining earth walls undergo different modes of failure. The safety against failure by sliding is expressed by a safety coefficient. The numerical calculation of a road embankment reinforced by nails was carried out using the Plaxis 2D-8.2 software. A parametric study was performed. The strains obtained are close to the classical models of failure used by the limit equilibrium method. The influence of nails on the safety coefficient is highlighted.

### **Keywords:**

Road embankment, nailing, stability, failure mechanism, limit equilibrium, mechanical model, Plaxis.

## Listes des Figures

<b>Figure</b>	<b>Nom</b>	<b>Page</b>
<b>Chapitre I</b>		
Figure I.1	Murs poids	6
Figure I.2	Murs en gabion	6
Figure I.3	Murs en béton préfabriqué	7
Figure I.4	Murs en « T renversé » classique	8
Figure I.5	Murs à contreforts	8
Figure I.6	Murs divers	9
Figure I.7	Murs en sol cloué	10
Figure I.8	Murs en terre armée	10
Figure I.9	Domaines d'utilisation de la terre armée	11
Figure I.10	Éléments d'un mur en Terre Armée	11
Figure I.11	Produits géo synthétiques	12
Figure I.12	Écran de soutènement	13
Figure I.13	Les rideaux de palplanches	14
Figure I.14	Exécution d'une paroi moulée	14
Figure I.15	Construction de paroi moulée avec butons	15
Figure I.16	Parois berlinoise	15
Figure I.17	Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise	16
Figure I.18	Paroi parisienne	16
Figure I.19	Parois berlinoise et parisienne	17
Figure I.20	Paroi de pieux sécants	17
<b>Chapitre II</b>		
Figure II.1	Travaux de réalisation d'un remblai	20
Figure II.2	Remblai routier	20
Figure II.3	Remblai ferroviaire	22
Figure II.4	Le remblaiement	23
Figure II.5	Étape de construction d'un remblai	25
Figure II.6	Banquette du remblai	25
Figure II.7	Surcharge temporaire du remblai	26
Figure II.8	Remblai allégé	26
Figure II.9	Remblai de grande hauteur	27
Figure II.10	État de contrainte de le long de la courbe de rupture	28
Figure II.11	Surface de rupture potentielle	29
Figure II.12	Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle	30
Figure II.13	Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches	31
Figure II.14	Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m	33
Figure II.15	Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n	33

<b>Chapitre III</b>		
Figure III.1	Schématisation de la zone active et de la zone résistante	39
Figure III.2	montre une stabilisation de pente par clouage	40
Figure III.3	MUR DE SOUTÈNEMENT REALISÈ PAR CLOUAGE (mÈthode par scellement de barres)	40
Figure III.4	Exemple d' <i>Hurpinoise</i> . SchÈma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS) 1974	39
Figure III.5	Clouage classique. Coupe du mur d'HERBOUVILLE (LYON) Entreprise : CAMPENON BERNARD (1977)	41
Figure III.6	Le dÈtail d'une section transversale typique d'un mur en sol clouÈ	43
Figure III.7	Phases de construction d'un mur en sol clouÈ	46
Figure III.8	Contraste de la sÈquence de construction	48
Figure III.9	dÈformations des structures en sol renforcÈ clouÈ	48
Figure III.10	Rupture par cassure des armatures dans l'expÈrimentation n°1 du mur en sol clouÈ du CEBTP	50
Figure III.11	Observation de la rupture du mur en sol clouÈ de l'expÈrimentation n°3 du CEBTP	52
Figure III.12	SchÈma des dÈplacements à la rupture dans le mur des Eparris	52
Figure III.13	DiffÈrents type de rupture d'un mur en sol clouÈ	54
Figure III.14	MÈcanismes de rupture des murs en sol clouÈ	55
Figure III.15	Profil type d'une dÈnivellation de terre clouÈ en Ètat limite - modÈle de rotation à solide rigide	56
Figure III.16	mÈcanisme de rotation à solide rigide : MÈthode globale	56
Figure III.17	DÈcoupage en tranche d'un talus	57
Figure III.18	Force agissant sur une tranche	58
Figure III.19	DÈformations schÈmatiques d'un mur en sol clouÈ	59
Figure III.20	Profil type d'une dÈnivellation de terrain pour le modÈle de translation à deux solides rigides	59
<b>Chapitre IV</b>		
Figure IV.1	GÈomÈtrie du modÈle	63
Figure IV.2	GÈomÈtrie du modÈle	64
Figure IV.3	Maillage	64
Figure IV.4	Pression interstitielle	65
Figure IV.5	Contrainte effective du sol au repos	65
Figure IV.6	Les diffÈrentes phases	66
Figure IV.7	Sol soumis à la charge	66
Figure IV.8	DÈplacement horizontal (sans renforcement)	67
Figure IV.9	Deformed mesh (Renforcement avec 5 clous)	67
Figure IV.10	DÈplacement horizontal (Renforcement avec 5 clous)	68
Figure IV.11	Deformed mesh (5 clous +paroi)	68

Figure IV.12	Déplacement horizontal (5 clous +paroi)	69
Figure IV.13	Déplacement total le long de la paroi	70
Figure IV.14	Moment max appliqué sur la paroi	70
Figure IV.15	Effort tranchant	71
Figure IV.16	Facteur de sécurité	71
Figure IV.17	Valeurs des coefficients de sécurité	72
Figure IV.18	Valeurs des coefficients de sécurité (avec 3 clous actives)	73
Figure IV.19	Des coefficients de sécurité (3 clous avec 2m espacement)	74

## Liste des tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Nom</b>	<b>Page</b>
<b>Chapitre II</b>		
Tableau II.1	Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif	33
<b>Chapitre III</b>		
Tableau III.1	ordres de grandeur des principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué	42
Tableau III.2	Différences entre le renforcement de type Terre-Armée et le renforcement par clouage	47
<b>Chapitre IV</b>		
Tableau IV.1	Caractéristiques géotechniques des matériaux	62
Tableau IV.2	Propriétés des éléments de renforcement	63
Tableau IV.3	Les résultats	69
Tableau IV.4	Coefficient de sécurité	72
Tableau IV.5	Coefficient de sécurité (Trois Clous (3))	72
Tableau IV.6	Coefficient de sécurité ((3 clous avec 2m espacement))	73

## Notations et abréviations

$h(m)$  : Hauteur du mur cloué.

$H(m)$  : longueur des armatures.

$L(m)$  : Longueur des clous.

$\theta$  (degré) : Inclinaison des clous par rapport à l'horizontale.

$\beta$  (degré) : Angle d'inclinaison du talus sur l'horizontale.

$\eta$  (degré) : Fruit du parement.

$i$  (degré) : Angle d'incidence des clous par rapport à la normale de la surface de rupture.

$b(m)$  : largeur.

$C$  : la cohésion de sol.

$F$  : vecteur force de volume.

$F_s$  : Facteur de sécurité.

$\tau_{\max}$  : désigne la résistance au cisaillement.

$\tau$  : la contrainte de cisaillement mobilisée.

$c_m$  et  $\phi_m$  : cohésion mobilisée et angle de frottement interne mobilisé.

$W$  [kN/m] : poids propres des solides

$P$  [kn/m] : les résultantes des surcharges

$H$  : la hauteur du mur de soutènement.

$U$  : la pression hydrostatique.

$\beta$  : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.

$\phi$  : Angle de frottement interne en contraintes effectives.

$\delta$  : Frottement entre sol-mur.

$D_{\max}$  : diamètre de tamisât.

$I_c$  : l'indice de consistance.

$I_{pi}$  : l'Indice Portant Immédiat.

$W_{\text{opt}}$  : la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal.

$W_n$  : la teneur en eau.

$m, n$  : paramètre des Abaques de Bishop-Morgenstern.

$r_u$  : régime hydraulique.

$k$  : coefficient d'amortissement.

$c'$  et  $\varphi'$  : les caractéristiques de cisaillement.

$\gamma$  : poids volumique du sol.

$\delta_h$  : déplacements horizontal.

$\delta_v$  : déplacements vertical.

## Sommaire

Remerciement

Dédicaces

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Listes de symboles

N°	Titre	Page
	Introduction générale	2
<b>Chapitre I : Les murs de soutènement</b>		
I.1	Introduction	4
I.2	Historique	4
I.3	Principe du soutènement	4
I.3.1	Les Murs-poids	5
I.3.2	Murs en gabion	6
I.3.3	Les murs en béton préfabriqué	7
I.3.4	Les murs en béton armé	7
I.3.5	Murs à contreforts	8
I.3.6	Murs divers	9
I.3.7	Les murs en sol cloué	9
I.3.8	Les murs en Terre Armée	10
I.3.9	Les murs en géosynthétiques	11
I.4	Les écrans de soutènement	12
I.4.1	Les rideaux de palplanches	14
I.4.2	Les parois moulées	14
I.4.3	Les parois berlinoises	15
I.4.4	Les parois parisiennes	16
I.4.5	Les parois de pieux sécants	17
<b>Chapitre II : Stabilité des remblais</b>		
II.1	introduction	20
II.2	Les types de remblai	20
II.2.1	Remblai routier	20
II.2.2	Remblai ferroviaire	21

II.3	Les remblaiements	22
II.4	Les travaux en remblai	23
II.5	Les matériaux de remblai	23
II.5.1	Les sols	23
II.5.2	Les matériaux rocheux	24
II.5.3	Les sous-produits industriels	24
II.6	Description de la technique constructive de remblai	25
II.6.1	Construction par étape	25
II.6.2	Banquette latérale	25
II.6.3	Surcharge temporaire	26
II.6.4	Remblais allégés	26
II.6.5	Renforcement par armatures	26
II.7	Les remblais de grande hauteur	26
II.8	La stabilité des remblais	27
II.9	Stabilité des pentes	28
II.9.1	Méthodes analytiques	29
II.9.1.1	Méthodes d'équilibre limite	29
II.9.1.2	Méthode de l'analyse limite	30
II.9.1.3	Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de Fellenius	30
II.9.1.4	Méthode simplifiée de Bishop	30
II.9.1.5	Méthode de Spencer	31
II.9.1.6	Méthode complète de Janbu	31
II.9.1.7	Calculs de stabilité Sans Séisme	31
II.9.1.8	La méthode de Fellenius	31
II.9.1.9	La méthode de Bishop	32
II.9.1.10	Calcul manuel à l'aide d'abaques	32
II.9.2	Méthodes Numériques	34
II.9.2.1	La méthode des éléments finis	35
II.9.2.2	La méthode des différences finies	35
II.9.2.3	Choix de La méthode	35
II.9.2.4	Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis	35
<b>Chapitre III : Analyse de la stabilité des murs en sol cloué</b>		
III.1	Introduction	38
III.2	Définition de clouage du sol	38
III.3	Différentes types d'utilisations	39
III.3.1	La stabilisation des pentes (naturelles)	39
III.3.2	Le soutènement des excavations (pentes artificielles)	40
III.4	Les catégories de soutènement par clouage	40
III.4.1	Le soutènement par barres coutres	41

III.4.2	Le soutènement par barres longues	41
III.5	Comportement des murs en sol cloué	42
III.5.1	Principe de construction	42
III.5.2	Comparaison Terre armé-clouage	47
III.5.3	Avantages et inconvénients de la technique de louage	49
III.6	La stabilité d'un mur en sol cloué	49
III.6.1	Mode de rupture d'un mur en sol cloué	49
III.6.1.1	Rupture par cassure des clous (rupture interne)	49
III.6.1.2	Rupture par défaut d'adhérence (rupture interne)	51
III.6.1.3	Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue (rupture interne)	53
III.6.1.4	Rupture par d'ébourrage (rupture interne)	53
III.6.1.5	Rupture externe et rupture mixte	53
III.6.2	Rupture circulaire des murs de soutènement en sol cloué	54
III.6.2.1	Méthodes de calcul	55
III.7	Méthode cinématique des solides rigides	59
<b>Chapitre IV : Modélisation numérique</b>		
IV.1	Présentation du logiciel PLAXIS 8.2	62
IV.2	Introduction	62
IV.3	Caractéristique	62
IV.4	Début de la modélisation	63
IV.5	Résultats géométrie	64
IV.5.1	Calculs	65
IV.5.2	Résultats état statique	66
IV.5.2.1	Modèles sans renforcement	66

# Introduction générale

## Introduction générale

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...). La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement des terrains. Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. En pratique il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terres devant celui-ci. Ils sont essentiellement employés soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanche, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de technique d'amélioration des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion.

Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols qui peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants.

Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations.

Notre travail est scindé en quatre chapitres

**Le premier chapitre** présente les principaux types d'ouvrages de soutènement et leurs conditions générales d'emploi.

**Le deuxième chapitre** présente les différents types de remblais et les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais.

**Le troisième chapitre** du mémoire concerne les connaissances bibliographiques en matière de comportement des parois clouées, et les résultats obtenus sur les modèles réduits développés dans le cadre de ces travaux.

**Le quatrième chapitre** est consacré à la modélisation numérique avec le code de calcul PLAXIS 8.2 d'un profil type d'un talus renforcé avec des clous dans le but d'étudier sa stabilité avec la présentation des différents résultats obtenus.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.

# Chapitre I

## Mur de soutènement

### **I.1 Introduction**

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de 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 et ceux composés d'une paroi (palplanches) [3].

### **I.2 Historique**

Dans les premiers besoin générant le mur de soutènement se trouve la fabrication des terrasses sur les terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols: ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche). 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 (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

XXe 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.

### **I.3 Principe du soutènement**

La principale considération dès 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. 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 à 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.

L'effort de poussée exercé par le massif des terres retenu peut être repris de diverses manières. Deux principaux modes peuvent être distingués :

La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage soutènement (Les murs-poids).

La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (la fiche) et/ou par des ancrages (butons, tirants) (Exemple : Parois Berlinoises) [4].

### **I.3.1 Les Murs-poids**

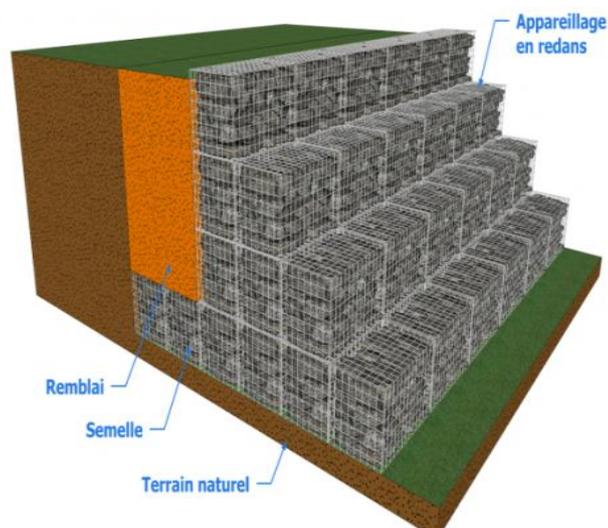
Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels, C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3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



**Figure I.1** Murs poids [3]

### I.3.2 Murs en gabion

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux. 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.

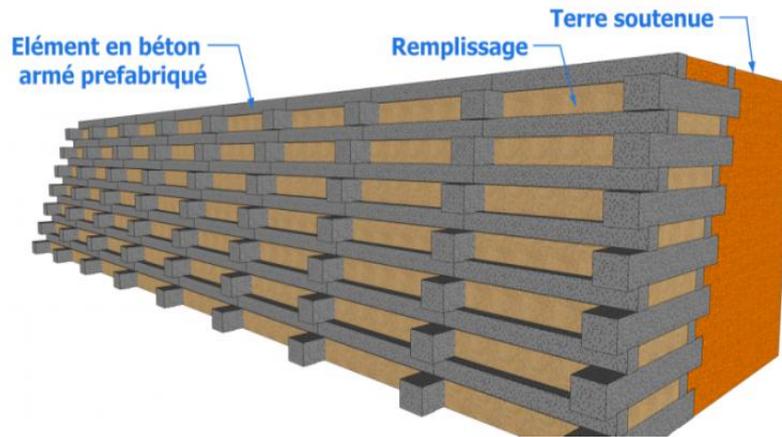


**Figure I.2** Murs en gabion

### I.3.3 Les murs en béton préfabriqué

Les éléments préfabriqués utilisés peuvent être de différentes formes. Leur mise en œuvre et le système de stabilisation sont similaires à celui des murs en terre armée. En

effet, il consiste à alterner une rangée d'éléments préfabriqués puis une couche de remblais jusqu'à la hauteur voulue. Les étapes de mise en œuvre de ce type de mur commencent par l'implantation et le terrassement de la plateforme qui est constitué essentiellement par le nivellement du sol d'assise autrement dit rendre plat le sol de fondation [5].



**Figure I.3** Murs en béton préfabriqué [5]

### I.3.4 Les murs en béton armé

Les murs en béton armés peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façon multiples.

#### Mur en « T renversé » classique

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, 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 faible 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 I.4 Murs en « T renversé » classique [6]

### I.3.5 Mur à contreforts

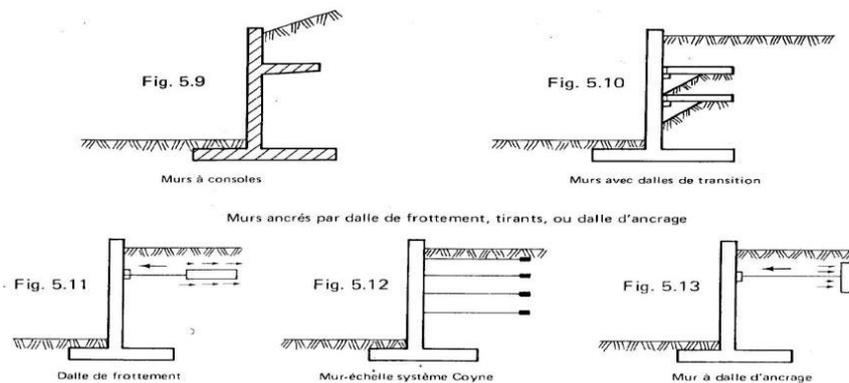
Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5m à 5m ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce dernier dépasse environ 6 à 8m). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable [4].



Figure I.5 Murs à contreforts [4]

### I.3.6 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 [4].



**Figure I.6 Murs divers [4]**

### I.3.7 Les murs en sol cloué

Le clou dans le sol est entièrement cimentée et généralement non-précontraint et relativement rapprochées. Aucune force va agir sur le système de clou de sol jusqu'à ce que l'échec de la masse de sol.

Habituellement le clouage du sol impliquent une technique d'installation plus simpliste que ancrages au sol et sont plus faciles à construire.

Le clouage d'un massif de sol est une technique de renforcement des terrains in situ, par inclusions linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces inclusions sont généralement mises en place dans des forages, puis scellées avec un coulis ; elles peuvent aussi être battues ou vibrofoncées. Cette technique s'est principalement développée depuis une dizaine d'années dans deux domaines : le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

La construction d'un mur en sol cloué se fait par phases successives descendantes sont généralement construits en plusieurs étapes et il implique les étapes suivantes:

- Un terrassement, généralement limité à 1 ou 2m de hauteur et éventuellement limité en longueur selon les terrains ;
- Le forage des trous de scellement.
- La mise en place des clous subhorizontaux ou inclinés au sein du sol en place ; et coulis des clous.
- La réalisation d'un parement qui peut être fait sur place (béton projeté sur treillis soudé ou béton de fibres) ou à l'aide d'éléments préfabriqués.



**Figure I.7** murs en sol cloué

### **I.3.8 Les murs en Terre Armée**

La terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure I.8), 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 [7]. 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.



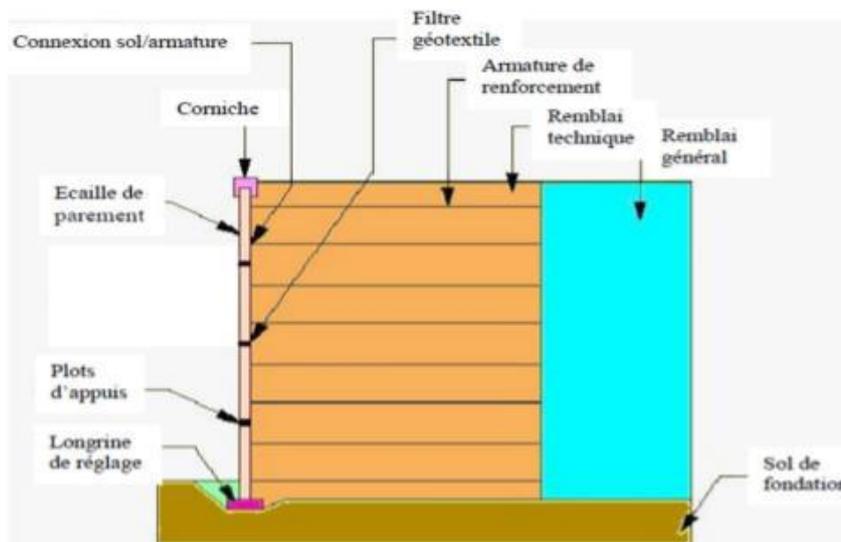
**Figure I.8** Murs en terre armée [7]



a : ouvrages ferroviaires



b : ouvrages routiers

**Figure I.9** Domaines d'utilisation de la terre armée [7]**Figure I.10** Éléments d'un mur en Terre Armée [7]

### 1.3.9 Les murs en géosynthétiques

Sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction

(haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable [7].

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



**Figure1.11** Produits géo synthétiques [8]

#### **I.4 Les écrans de soutènement**

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings souterrains, des tranches de métro ou autres infrastructures enterrées ou encore des murs de quai, etc... [9].

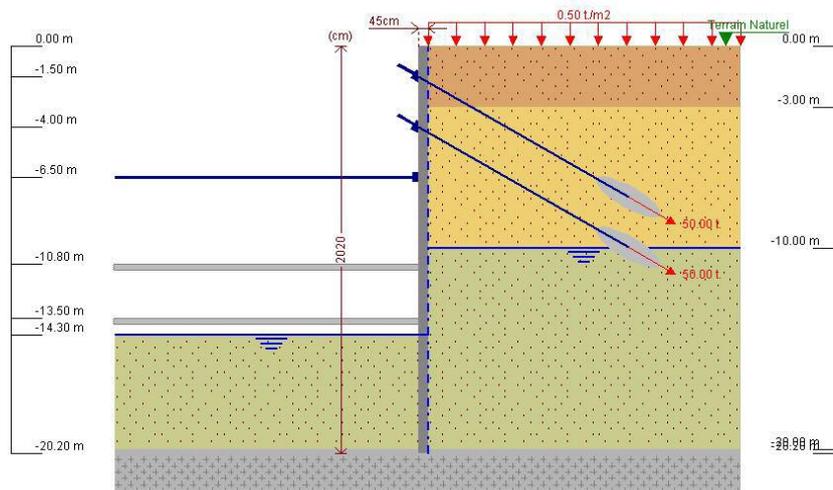


Figure I.12 Écran de soutènement [9]

Le fonctionnement des parois est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et, d'autre part, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran. L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche, pour une paroi ancrée, varie de 30 à 50 % de la hauteur de fouille. En permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage. La nature de cet appui est variable suivant les propriétés du terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons, en partie aérienne. Elle peut se réduire à un appui simple, pour des écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte, tandis que, pour des écrans ne possédant pas d'appui en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être total. Dans le cas général, l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain. Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5 m, de façon à limiter les déplacements en tête de l'ouvrage et à assurer sa stabilité. Il s'agit alors de tirants permettant de renvoyer les efforts d'appui suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable du massif de sol. Il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort d'appui peut être renvoyé à une autre structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple). La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans celui des tirants [10].

### I.4.1 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes aux autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement [4].



Figure I.13 Les rideaux de palplanches [4]

### I.4.2 Les parois moulées

Une paroi moulée est un mur en béton armé coulé dans le sol. Le principe est de creuser une tranchée constamment tenue pleine de boue durant l'excavation, puis de couler du béton dedans [11].

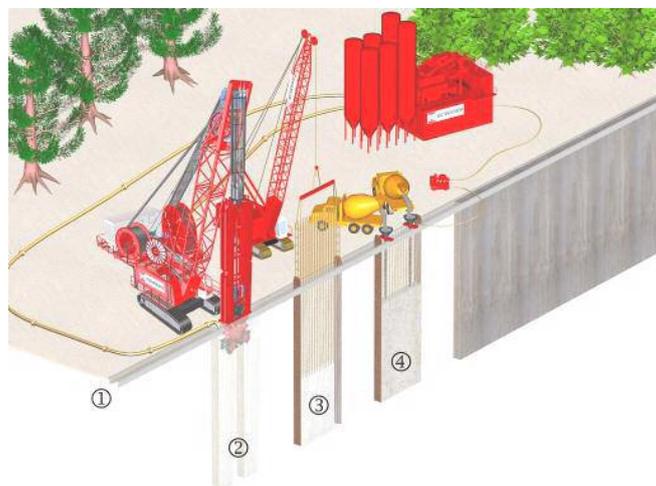


Figure I.14 Exécution d'une paroi moulée [11]



**Figure I.15** Construction de paroi moulée avec butons [11]

### I.4.3 Les parois Berlinoises

La paroi berlinoise englobe à la fois des soutènements provisoires et des soutènements permanents, porteurs et non porteurs. Elle consiste en la mise en place dans le sol d'éléments structurels verticaux (profilés métalliques) séparés les uns des autres par une distance définie et qui sont ensuite reliés entre eux à l'avancement de l'excavation par des éléments horizontaux (béton projeté, blindage bois).



**Figure I.16** Parois berlinoise

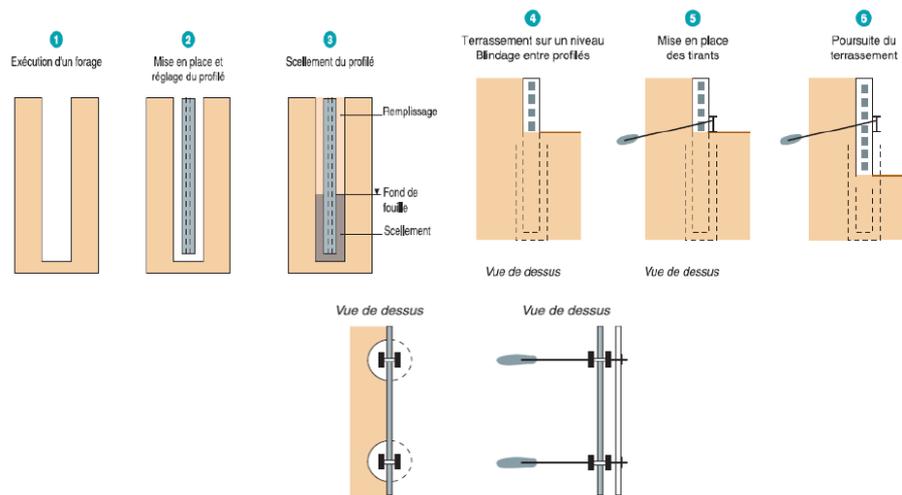


Figure I.17 Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise [12]

#### I.4.4 Paroi parisienne

Dans une paroi parisienne, les éléments verticaux sont constitués par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'un coulis de bentonite ciment [13].

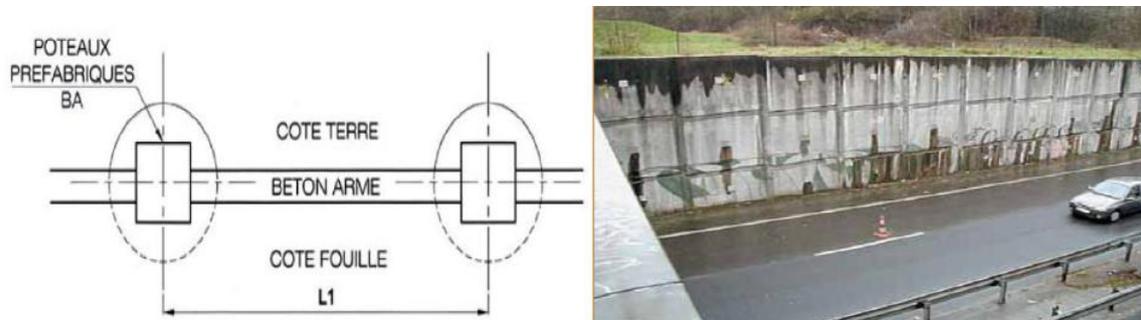


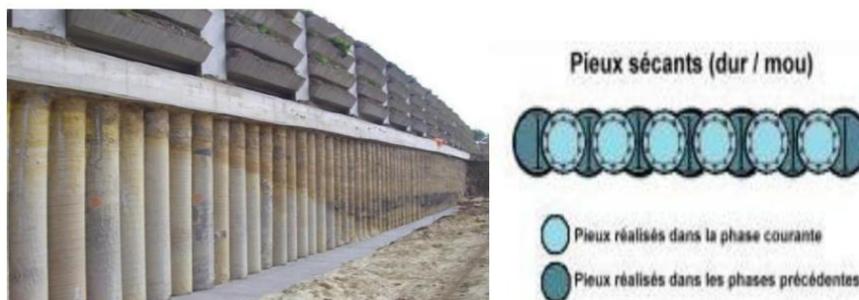
Figure I.18 Paroi parisienne [13]



**Figure I.19** Parois berlinoise et parisienne [12]

#### I.4.5 Parois de pieux sécants

Soutènement constitué de pieux forés en béton dont l'espacement est inférieur au diamètre, et réalisé en exécutant successivement des pieux primaires, puis des pieux secondaires. Les pieux primaires ne sont pas ferrailés, peuvent être plus courts que les pieux secondaires et constituent le blindage ; les pieux secondaires viennent mordre sur les pieux primaires et sont armés pour constituer l'élément résistant de l'écran vis-à-vis de la flexion. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées [13].



**Figure I.20** Paroi de pieux sécants [13]

**Site web**

[1] [www.adets.fr/app/download/22552513/Chapitre+5+-+Les+murs+de+soutènement.pdf](http://www.adets.fr/app/download/22552513/Chapitre+5+-+Les+murs+de+soutènement.pdf) Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement (ELS) .... La problématique consiste, à partir des données, de dimensionner le voile et la ...

[7] <http://www.enpc.fr>.

[10] [www.ifsttar.fr/fileadmin/.../GuideTechnique/GuideTechnique-LCPC-SOUTMOUL.pdf](http://www.ifsttar.fr/fileadmin/.../GuideTechnique/GuideTechnique-LCPC-SOUTMOUL.pdf) 4 juil. 2014 - Le service Politique éditoriale scientifique et technique de l'Ifsttar diffuse ... Contact : diffusion-publications@ifsttar.fr ....

[11] [www.memoireonline.com](http://www.memoireonline.com) › Géographiell existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les...

**Livres**

[2] [livres-ebooks-gratuits.com/PDF/570.pdf](http://livres-ebooks-gratuits.com/PDF/570.pdf) Ce document n'est pas un traité de mécanique des sols. D'excellents ouvrages existent auxquels le lecteur pourra se reporter (voir bibliographie en annexe

[6] Livre De Fondations et ouvrages en terre juillet 2003« Gérard Philipponnat Bertrand Hubert ».

[3] François SCHLOSSER «Techniques de l'Ingénieur C244» Murs de soutènement.

[12] LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques, 2003, 82 p.

[13] Winkler, E., Die Lehre von Elastizität und Festigkeit, Prague, H. Dominicus, 1867.

**Memoires**

[4] **Bennour Meryem, Khedimallah Imene** calcul du ferrailage d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'effet sismique mémoire de master. Université 8 mai 1945 de Guelma 2017.

[5] Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna, Alger

[8] **BELABED Lazhar**. CALCUL DES ECRANS DE SOUTENEMENT ANCRÉS. Mémoire de master. Université 8 mai 1945. GUELMA 2017.

[9] Sonja MARTEN. Soutenue le 7 mars 2005 ... Un travail de thèse, surtout lorsqu'il comprend une part expérimentale ... marie et Klaus Marten et mon frère Holger Marten. ... Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de.

# Chapitre II

## Stabilité des remblais

## II.1 Introduction

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...). La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



Figure II.1 Travaux de réalisation d'un remblai [1]

## II.2 Les types de remblai

Il existe plusieurs types de remblai :

### II.2.1 Remblai routier

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain de manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite.



Figure II.2 Remblai routier [1]

En principe un remblai routier doit donc avoir acquis une géométrie figée dès la fin de sa construction, mais certaines tolérances peuvent être admises suivant le contexte technico- économique des chantiers considérés. Cette exigence impose que :

La stabilité interne du corps de remblai vis à vis d'éventuelles ruptures soit assurée ;

Les risques de déformations plastiques de la plate-forme, résultant notamment de tassements différentiels, soient maîtrisés pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé. La construction des remblais routiers chaussée adoptée et le niveau de service visé.

La construction des remblais routiers requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne 100000 m<sup>3</sup>/km dans le cas d'autoroutes). De ce fait, il est presque toujours nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents. Cette hétérogénéité est la cause principale des difficultés de construction de ces ouvrages car chaque classe de matériaux est tributaire de modalités de mise en œuvre qui lui sont propres et qui doivent être respectées sous peine de livrer un ouvrage potentiellement déformable, voire instable à court ou long terme.

Il faut par ailleurs rappeler que le coût de la réalisation des remblais atteint 20 à 30 % du coût d'une autoroute et qu'en cas de manifestations d'instabilité les dispositions confortatives sont toujours très onéreuses, complexes à définir et jamais totalement garanties. Lorsque ces instabilités se produisent dans l'ouvrage en service, il faut encore y ajouter les coûts de la reconstruction de la chaussée et de la perte de niveau de service, qui peuvent s'avérer énormes dans certains cas.

Enfin, il faut être conscient que les causes des désordres sur un remblai sont à posteriori toujours difficiles à identifier objectivement, ce qui réduit d'autant les possibilités d'en attribuer incontestablement la responsabilité à l'un ou l'autre des intervenants dans la réalisation.

### **II.2.2 Remblai ferroviaire**

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille. Sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement à la base. Cela entraîne des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages.



**Figure II.3** Remblai ferroviaire [1]

La réalisation d'un viaduc ou de structures en béton représente une alternative encore plus dispendieuse, également pour son impact sur l'environnement. Pour limiter les frais, il est possible soit de réaliser des ouvrages avec des pentes abruptes, soit conserver la même géométrie en utilisant des matériaux moins chers, dont les caractéristiques mécaniques sont de mauvaise qualité. L'emploi des géo-grilles TENAUX TT permet de réaliser des talus avec des inclinaisons extrêmes (jusqu'à 80 - 85° à l'horizontal), tout en garantissant la sécurité de l'ouvrage.

Pour dimensionner l'ouvrage, il faut considérer toutes les forces auxquelles il est soumis (la surcharge ou d'éventuels risques sismiques). Il est également possible d'utiliser tout type de terrain disponible sur place. Cela permet de faire des économies en termes de coût et de réalisation de l'ouvrage [1].

### **II.3 Le remblaiement**

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

La profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation ;

Le terrain doit être mis à l'abri des inondations ;

Le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons [2].



**Figure II.4** Le remblaiement

## **II.4 Les travaux en remblai**

Il existe 2 types de remblai :

Les remblais ponctuels qui consistent à refermer des tranchées, à boucher des petits trous. Et les remblais massifs qui consistent de grandes fouilles, à combler des zones naturellement. En cuvette il est conseillé de remblayer et de compacter par couches de 20 à 30 cm.

De manière générale, les travaux de remblai sur un terrain sont prohibés, à l'exception de Travaux d'excavation dans le cadre de l'émission d'un permis de construction d'un bâtiment, uniquement pour le périmètre ceinturé par les fondations ainsi que pour la construction d'une installation septique. Toutefois, si l'aménagement de voies de circulation, d'espaces de stationnement et d'aires d'agrément y est impossible, des travaux de remblai sont autorisés ; - travaux de remblai d'une hauteur maximale de 0,3 mètre nécessaire dans le cadre d'un aménagement paysager.

## **II.5 Les matériaux de remblai**

Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

### **II.5.1 Les sols**

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et / ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous faction d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, ébouais de pentes.

Les possibilités d'emploi d'un sol pour la construction des remblais sont contrôlées par deux éléments essentiels : la nature et l'état hydrique, qui constituent le support de base de la classification des sols utilisée en France.

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas, ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granularité d'un grave et l'argilo site d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais, les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité ( $D_{max}$ , Tamisât à 80 m, tamisât à 2 m), l'argilo site (indice de plasticité IP, valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols.

Ce sont le rapport de la teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal ( $W_{opnl}$ ) l'indice de consistance (Ic) et l'Indice Portant Immédiat (Ipi).

### **II.5.2 Les matériaux rocheux**

Dans cette catégorie nous pouvons distinguer deux types de matériaux : les matériaux sains, qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous définitive une fois l'extraction réalisée, et les matériaux rocheux évolutifs.

Le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous pouvons citer le granite et le basalte, et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie. Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

La classification des matériaux rocheux utilisés pour les corps de remblais, s'appuie en premier lieu sur des paramètres tels que la nature pétrographique de la roche (roches sédimentaires, magmatiques ou métamorphiques) et en second lieu, sur l'état de la roche et ses caractéristiques mécaniques (fragmentable, dégradable, coefficients Los Angeles et Micro Deval).

### **II.5.3 Les sous-produits industriels**

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire

ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée.

Les principaux sous-produits industriels utilisés dans la construction des remblais routiers en France [GTR, septembre 1992] sont les cendres volantes, les schistes houillers, les mâchefers d'incinération des ordures ménagères...

## II.6 Description de la technique constructive de remblai

Il existe cinq techniques principalement utilisées :

(Construction par étapes, banquettes latérales, surcharge temporaire, remblais allégés, renforcement par armatures (clous, géo-grilles)).

### II.6.1 Construction par étape

Le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

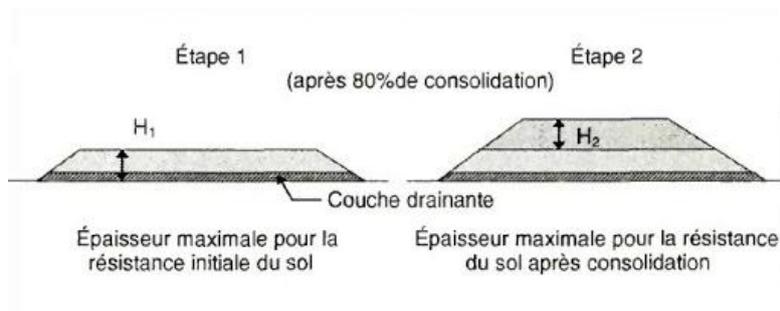


Figure II.5 Etape de construction d'un remblai [1]

### II.6.2 Banquette latérale

Ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de ruptures circulaires et améliorent également la stabilité au poinçonnement.

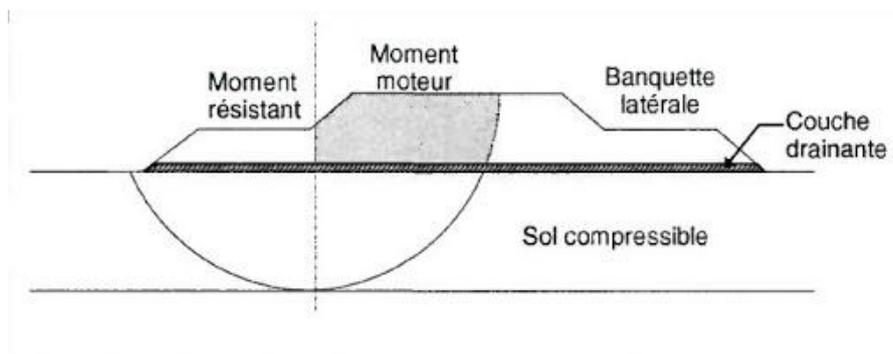


Figure II.6 Banquette du remblai [1]

### II.6.3 Surcharge Temporaire

L'application d'une surcharge temporaire permet de diminuer le tassement postérieur à la mise en service du remblai.

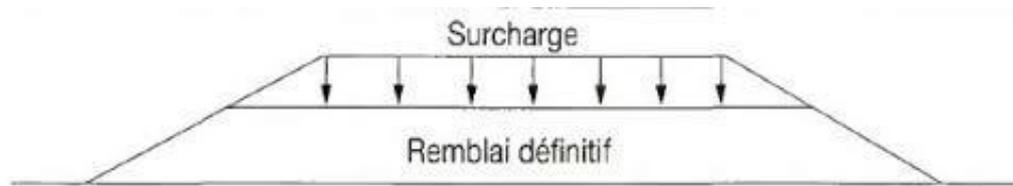


Figure II.7 Surcharge temporaire du remblai [1]

### II.6.4 Remblais allégés

La réduction du poids du remblai permet de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité. Le choix des matériaux est lié à l'allégement désiré, qui dépend de l'analyse géotechnique du site.



Figure II.8 Remblai allégé [1]

### II.6.5 Renforcement par armatures

La mise en place d'une ou plusieurs nappes d'armatures (clous ou géosynthétiques,.....etc) à la base du remblai permet d'augmenter sa résistance à la traction et d'améliorer sa stabilité vis-à-vis de ruptures circulaire.

### II.7 Les remblais de grande hauteur

Si la hauteur du remblai dépasse 15m, les remblais présentent des particularités techniques qui ne sont plus totalement couvertes par les règles techniques applicables aux terrassements routiers (GTR en France) : Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactés. Leurs déformations peuvent être importantes

et évoluer au cours du temps. Ils sont souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs, et toujours soumis à des circulations d'eau. Le «Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme» propose des règles précises pour définir les sols acceptables en remblai ainsi que les méthodes de mise en œuvre (essentiellement le compactage) à respecter pour s'assurer d'un niveau de qualité démontré comme satisfaisant par l'expérience. Toutefois les précautions du GTR conduisent implicitement à définir les paramètres jugés nécessaires et suffisants pour assurer la qualité du remblai au niveau élémentaire (en fait, au niveau d'une couche remblayée durant un poste), mais ne donne pas d'indications sur la conception globale du remblai (interactions entre couches élémentaires, conditions aux limites vis-à-vis des actions de l'environnement, etc.) conduisant à définir les pentes de talus, les dispositifs de drainage les précautions à prendre dans le cas de sols hétérogènes. Ces dernières indications sont généralement assez secondaires pour des remblais ne dépassant pas une hauteur moyenne, car les dimensionnement correspondant sont le plus souvent déduits de l'expérience locale des géotechniciens sans étude consistante. C'est pourquoi le GTR est considéré comme le document de référence pour des remblais n'excédant pas une quinzaine de mètres de hauteur environ [1].



**Figure II.9** Remblai de grande hauteur [2]

### **II.8 La stabilité des remblais**

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

1. Des méthodes d'équilibre limite ;
2. Des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

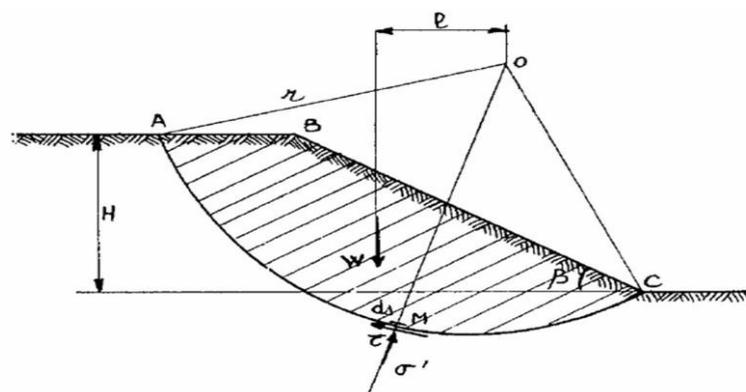
Les méthodes d'équilibre limite donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente  $F_s$  est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (II.1)$$

Dans laquelle  $\tau_{max}$  désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et  $\tau$  la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture.



**Figure II.10** État de contrainte de le long de la courbe de rupture [2]

Si  $F_s > 1$ , il n'y a pas rupture ;

Si  $F_s < 1$ , il y a rupture ;

Si  $F_s = 1$ , il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

## II.9 Stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

### II.9.1 Méthode Analytique

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

Les méthodes incluent : des méthodes à l'équilibre limite, des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

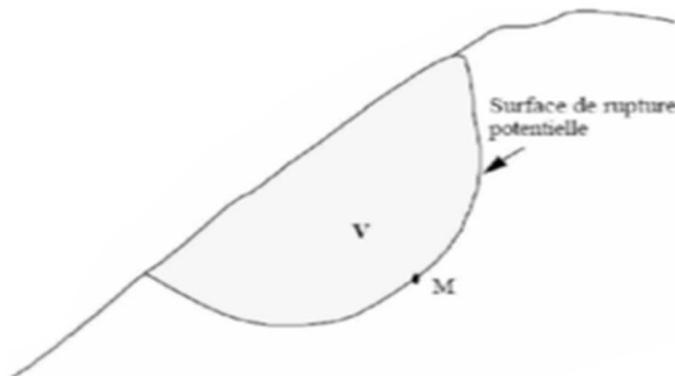
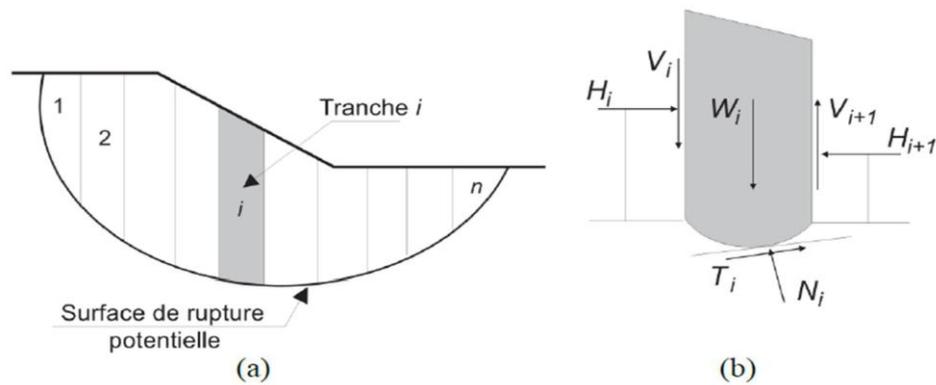


Figure II.11 Surface de rupture potentielle [2]

#### II.9.1.1 Méthode d'équilibre limite

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al, 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure II.11 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche  $i$ , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).



**Figure II.12** Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle [2]

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global  $F_{sest}$  défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  et de la contrainte de cisaillement  $\tau$  mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (II.2)$$

\* $F_s = 1$ , il n'y a pas de rupture ;

\* $F_s < 1$ , la rupture se produit.

### II.9.1.2 Méthode de l'analyse limite

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\phi}{tg\phi_m} \quad (II.3)$$

D'où  $c$  et  $\phi$ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol,

$c_m$  et  $\phi_m$ : cohésion mobilisée et angle de frottement interne mobilisé.

### II.9.1.3 Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de Fellenius

Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement,

### II.9.1.4 Méthode simplifiée de Bishop

Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical,

**II.9.1.5 Méthode de Spencer**

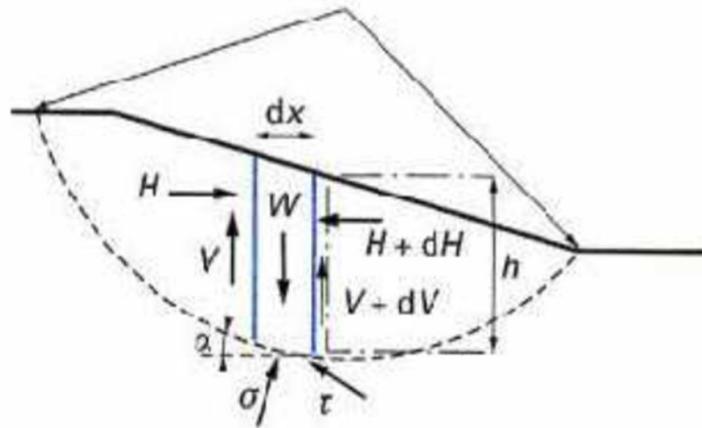
Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranchent,

**II.9.1.6 Méthode complète de Janbu**

Qui suppose que le point d'application de chaque force interbranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

**II.9.1.7 Calculs de stabilité Sans Séisme**

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches.



**Figure II.13** Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches [2]

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F_s = \frac{M_{résistants}}{M_{moteur}} \tag{II.4}$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

**II.9.1.8 La méthode de Fellenius**

Dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c' + (W \cos^2 \alpha - u) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \tag{II.5}$$

U : pression d'eau

Soit après identification :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c' + (y h^2 \cos^2 \alpha - u) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum y h \sin \alpha} \tag{II.6}$$

### II.9.1.9 La méthode de Bishop

Dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{bishop} = \frac{\sum [c'b + (W - ubtg\varphi)] / (\cos\alpha + \sin\alpha tg\varphi) / F_{Fellenius}}{\sum W \sin\alpha} \quad (II.7)$$

Soit après identification :

$$F_{bishop} = \frac{\sum \frac{[c'b + (\gamma h - u)tg\varphi]}{1 + tg\alpha tg\varphi} \cos\alpha}{\sum \gamma h \sin\alpha} \quad (II.8)$$

$$F_{bishop} = \frac{F_{Fellenius}}{\sum \gamma h \sin\alpha} \quad (II.9)$$

### II.9.1.10 Calcul manuel à l'aide d'abaques

Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

Les abaques de Bishop-Morgenstern

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont été établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre  $r_u$  donné par la formule ci-dessous :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h} \quad (II.10)$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car  $r_u$  n'est constant que si la surface piézométrique est confondue avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement),  $r_u$  est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de  $r_u$  diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous :

Tableau II.1 Variations de  $r_u$  en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif [2]

Conditions hydrauliques	$r_u$
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immergé	0.6

Le coefficient de sécurité d'une pente donné peut être alors défini par :

$$F_s = m(c', \phi', \beta) - n(c', \phi', \beta) \cdot r_u \tag{II.11}$$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs  $m$  et  $n$  sont adaptés aux cas où la cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figs.II.13 et II.14 ci-après.

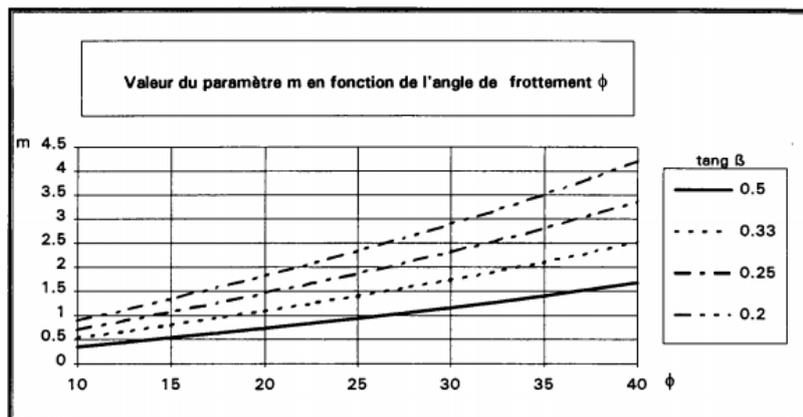


Figure II.14 Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m [2]

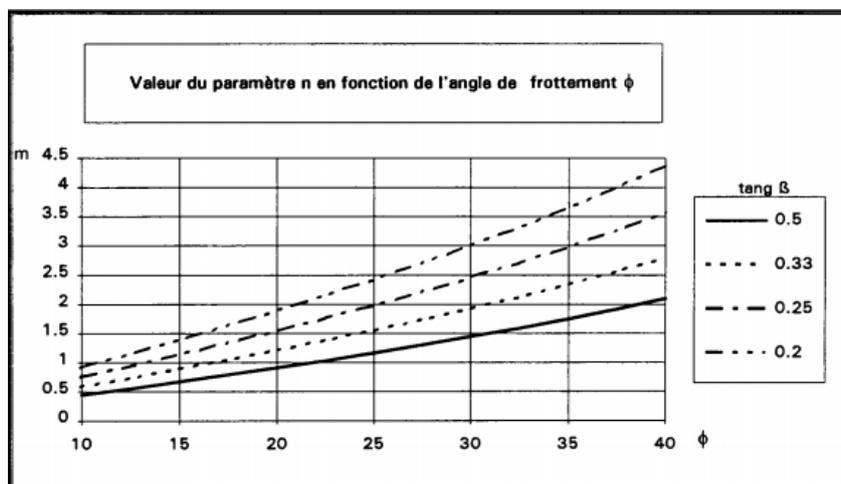


Figure II.15 Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n [2]

Les autres abaques

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement  $c'$  et  $\varphi'$ . La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la formule :

$$F_s = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II.12})$$

- **Les abaques de Hoek et Bray**, ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.
- **Les abaques de Kérisel**, permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes.

Pour terminer nous citons les abaques de Pilot qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles.

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élasto-plastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes.

### II.9.2 Méthodes Numériques

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

### **II.9.2.1 La méthode des éléments finis**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

### **II.9.2.2 La méthode des différences finies**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites, c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

### **II.9.2.3 Choix de La méthode**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

### **II.9.2.4 Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique [2].

[1] **M. KHEMISSA; A.SEDDIKI:** ANALYSE DE LA STABILITE SISMIQUE D'UN REMBLAI DE GRANDE HAUTEUR. Mémoire de master 2 Université Mohamed Boudiaf - M'sila. 2016

[2] **KHEMISSA. Mohamed; M.A.A. SEDDIKI. Ahmed :** ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif).Mémoire de master 2 Université Mohamed Boudiaf - M'sila. 2017

# Chapitre III

## Analyse de la stabilité des murs en sol cloué

### **III.1 Introduction**

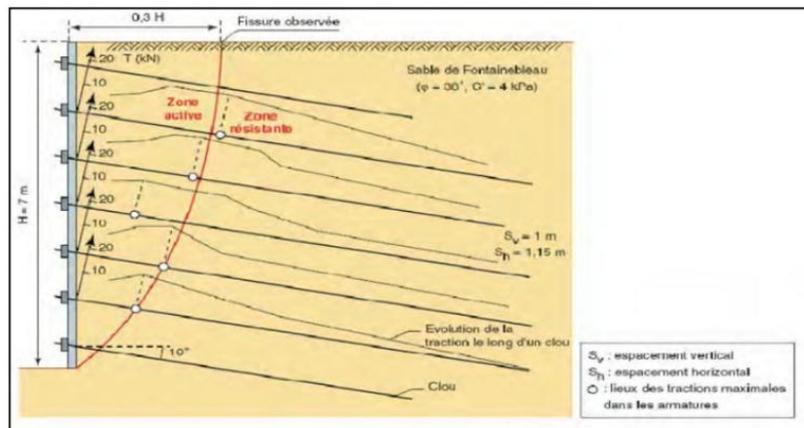
Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques d'amélioration des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion. Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols, qui peut être utilisé soit dans les domaines de stabilisation des pentes et du soutènement des excavations. Le clouage a débuté en France avec un premier mur en sol cloué construit à Versailles en 1972, la technique de clouage des sols s'apparente au procédé de la terre armée de point de vue théorique. Et de point de vue économique le clouage du sol on peut choisir comme une solution qui est en généralement la moins coûteuse parmi les techniques de renforcement [1].

### **III.2 Définition de clouage du sol**

Le clouage des sols. C'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'active la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, et mis en place (par frottement) dans la zone résistante. La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle. Le lieu géométrique des points de traction maximale  $T_{\max}$  permet de séparer le massif soutenu en deux zones (Figure III.1) :

- 1 - une zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.
- 2 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.



**Figure III.1** Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91) [1]

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes, mais plus récemment pour le soutènement de fouille. Deux méthodes en sont à l'origine : x le renforcement d'ouvrages miniers où le boulonnage était d'usage courant il y a déjà un demi-siècle. x la méthode autrichienne de construction de tunnels qui était utilisée dans des matériaux rocheux et que les constructeurs ont appliquée au soutènement des têtes de tunnels dans des sols plus meubles. A également été appliquée à la stabilisation des pentes rocheuses depuis le début des années 1960.

Le premier chantier de clouage, en temps que soutènement de fouille, a été réalisé en FRANCE en 1973 (le long d'une voie ferrée semi- enterrée), pour des ouvrages provisoires.

C'est à partir de 1986 que va être réalisé un programme de recherche sur le clouage des sols - projet CLOUTERRE, Ce projet s'est conclu en 1990 par la rédaction des "Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols". Une norme expérimentale XP P 94-240 concernant ces ouvrages a également été publiée en août 1998.

### III.3 Différentes type d'utilisations

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines (figure III.2)

#### III.3.1 La stabilisation des pentes. (Naturelles)

Le clouage des pentes consiste à solidariser par l'intermédiaire des clous, et Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle.. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé".

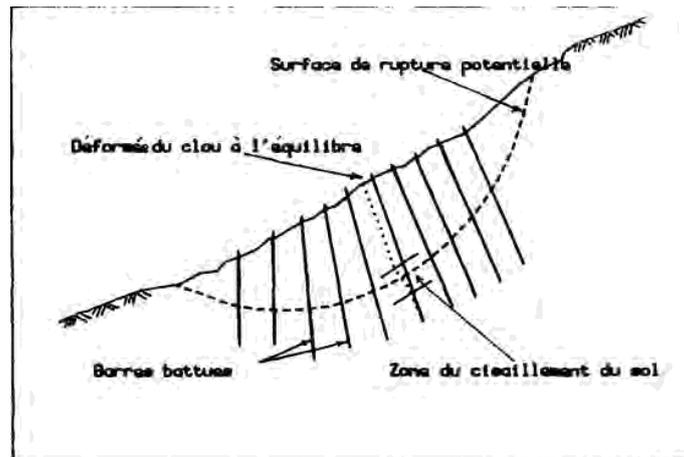


Figure III.2 Montre une stabilisation de pente par clouage [1]

### III.3.2 Le soutènement des excavations (pentes artificielles)

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille, les éléments Linéaires (barres, cornières, tubes..) sont mis en place Horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'au cisaillement. La figure 1.3 montre le schéma d'un mur de soutènement réalisé par clouage [1].

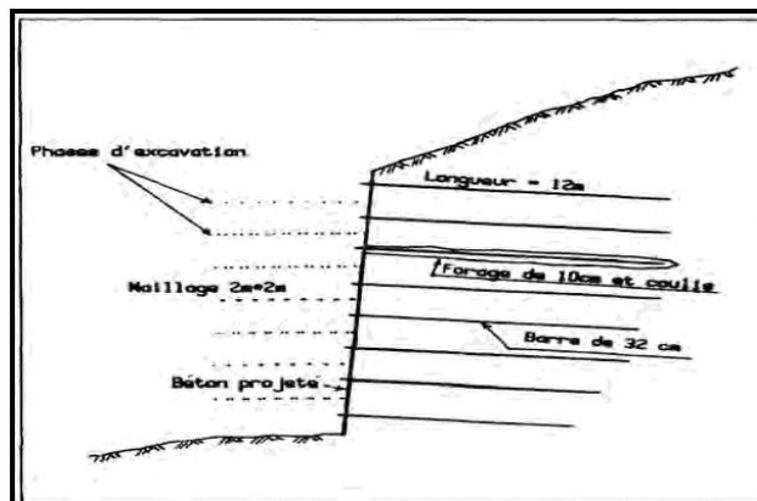


Figure III.3 MUR DE SOUTÈNEMENT RÉALISÉ PAR CLOUAGE (méthode par scellement de barres) [1]

### III.4 Les catégories de soutènement par clouage

Il en ressort que les ouvrages cloués se répartissent en deux grands catégories :

### III.4.1 Le soutènement par barres courtes « Hurpinoise » :

( $L = 0,5$  à  $0,6 H$ . longueur des armatures,  $H$  = hauteur du soutènement) mais relativement serrées: une à deux armatures par mètre carré de parement. Dans cette catégorie se situent principalement les murs de type « Hurpinoise », où les armatures sont mises en œuvre par battage ou vibrofonçage. Cette technique est utilisée préférentiellement dans les sols pulvérulents.

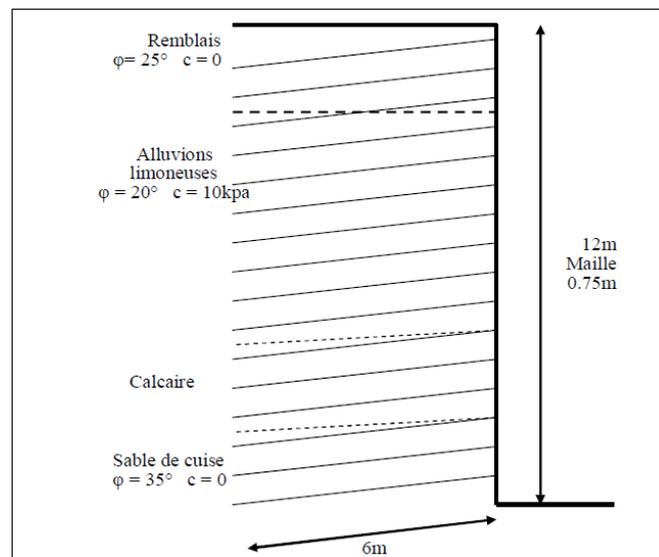
Un ouvrage de type Hurpinoise est présenté sur la figure III.4.

### III.4.2 Le soutènement par barres longues

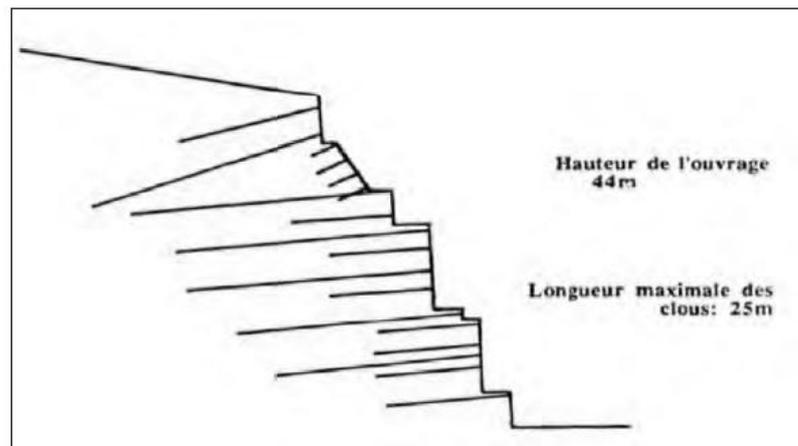
(Par barres scellées) ( $L = 0,8$  à  $1 H$ ) pour un terre-plein horizontal,  $L = 1$  à  $1,4 H$  pour les ouvrages surmontés d'un talus) mais plus espacées : une armature pour 3 à 6  $m^2$  de parement. D'une manière générale on trouve dans cette catégorie les ouvrages à barres scellées dans des forages. Les terrains concernés sont très divers (moraines, schistes, marnes, marno-calcaires) et souvent compacts ou cohérents. Un chantier représentatif mis en œuvre à LYON (cours d'HERBOUVILLE) est présenté sur la figure III.5 (GAUSSET, 1985).

Le choix entre ces deux variantes s'effectue d'après les possibilités de l'entreprise, la nature du sol, et bien sûr en fonction du coût de réalisation.

Figure III.5 Exemple d'Hurpinoise. Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS) 1974 [1].



**Figure III.4** Exemple *d'Hurpinoise*. Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS) 1974[1]



**Figure III.5** Clouage classique. Coupe du mur d'HERBOUVILLE (LYON)  
 Entreprise : CAMPENON BERNARD (1977) [1]

### III.5 Comportement des murs en sol cloué

#### III.5.1 Principe de constriction

Des murs en sol cloué se sont avérés une solution économique à beaucoup de problèmes de soutènement et la stabilité des pentes et excavation de sol.

Le tableau ci-dessous présente quelques ordres de grandeur caractéristique des murs en sol cloué.

**Tableau III.1** : ordres de grandeur des principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué [2].

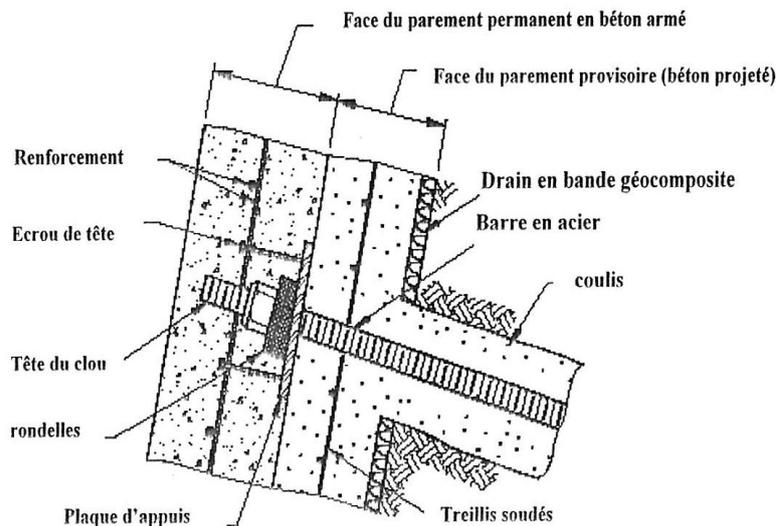
	<b>Renforcement à maille serrée (battues) ou scellée de petit diamètre</b>	<b>Renforcement de grand diamètre à maille large (scellées)</b>
Longueur des clous	0.5 à 0.7h	0.8 à 1.2h
Périmètre des clous	150 à 200 mm	200 à 600 mm
Nombre de clous par m <sup>2</sup> de parement	1 à 2	0.15 à 0.4
Résistance en traction des	120 à 200 kN	100 à 600 kN

armatures		
Densité des clouages	0.4 à 1.5	0.13 à 0.6

Avec  $h$  : hauteur de mur

Le clouement de sol offre une alternative fiable et lucrative du point de vue de la praticabilité technique, coût de construction et durée de construction une fois comparé aux murs de soutènement ancrés et terre armée [3].

Un mur en sol cloué se compose des clous forés dans le sol ; ce sont des barres en acier placées dans des trous perforés et puis scellés au coulis de ciment. Les clous sont installés généralement avec une orientation proche de l'horizontale (inclinaison de 10 à 20 degrés par rapport à l'horizontale) et sont principalement soumis aux efforts de traction [4]. La figure III.7 montre la section transversale d'un mur en sol cloué typique où les composants suivants sont illustrés :



**Figure III.6** Le détail d'une section transversale typique d'un mur en sol cloué [5]

1. Les barres de renforcement pleines qui sont le composant principal d'un système de mur en sol cloué. Ces éléments sont placés dans des trous forés et scellés au coulis de ciment. L'effort de tension est appliqué passivement aux clous pour maintenir le sol pendant la déformation durant les activités suivantes d'excavation [6].
2. Le coulis placé dans le forage perforé après que le clou était placé. La fonction primaire du coulis est de transmettre la pression des terres au clou. Le coulis fournit également une protection des clous contre la corrosion.
3. L'écrou, la rondelle, et la plaque d'appui sont attachés à la tête du clou ils sont

utilisés pour relier le clou aux revêtements [7].

4. le revêtement fournit la connectivité structurale. Les revêtements provisoires servent de surface d'appui à la plaque d'appui et soutient du sol. Les revêtements sont placés sur l'excavation non soutenue avant l'avancement d'excavation. Les revêtements permanents sont placés au-dessus des revêtements provisoires après que les clous sont installés et l'écrou est serré.

5. Le drainage en géo-composite : la canalisation de bande en géo-composite est mise antérieurement à l'application des revêtements provisoires pour permettre la collection et la transmission de l'eau de fuites qui peut passer aux revêtements provisoires.

La réalisation d'un mur en sol cloué présente comme une succession de phases de terrassement entre lesquelles sont réalisées des opérations d'insertions d'inclusions résistante dans le sol en phase et de mise en œuvre d'un parement en béton armé, le plus souvent par projection de béton. L'ordre typique de la construction d'un mur en sol cloué est décrit ci-dessous et présenté schématiquement sur la figure III.8.

**Phase 1. Excavation :** L'excavation initiale est effectuée à une profondeur pour laquelle la face de l'excavation a la capacité de rester sans support pendant une période courte de 24 à 48 heures et légèrement ci-dessous où des clous seront installés [7]. Le banc excavé doit être suffisamment large pour permettre l'accès du matériel d'installation. Le choix de la hauteur maximal de terrassement à chaque phase relève des justifications en phases de travaux et de l'appréciation de la stabilité locale des terrains. Il dépend nettement de la nature et de la qualité des terrains concernés, de la présence éventuelle d'eau, des conditions d'environnement et de l'inclinaison du parement. La profondeur d'excavation est habituellement entre 1 et 2 m.

**Phase 2. Le forage des trous :** Des trous sont forés à une longueur, diamètre, inclinaison teinter ligne horizontale déterminé au paravent. Le domaine d'emploi du forage couvre pratiquement tous les terrains, avec la possibilité d'obtenir toujours la longueur requise. Mais, il est bien souvent nécessaire d'adapter la technique du forage en fonction des variations de la nature et des qualités des terrains rencontrés. Les inclusions misent en place dans un forage sont inclinées sur l'horizontale (vers le bas). En règle générale, cette inclinaison ne doit pas être inférieure à  $10^\circ$ . Si l'inclinaison des clous est inférieure à cette valeur il conviendra d'attacher un soin particulier à la réalisation du scellement.

Les procédés les plus couramment employés pour la mise en œuvre des inclusions dans les terrains sont le battage et le forage. Le choix du procédé de mise en œuvre des inclusions est imposé par certaines contraintes liées à la nature et aux qualités des terrains concernés, certaines exigences liées à l'ouvrage lui-même (caractéristiques géométriques et caractéristiques des inclusions,...).

**Phase 3. Installation et mise en œuvre des clous :** Les clous sont mis dans des trous perforés. Les inclusions sont généralement constituées d'armatures à haute adhérence pour béton armé (parfois des tubes d'acier) scellées au terrain au moyen d'un coulis de ciment ou d'un mortier.

En règle générale, sauf dispositions particulières à justifier, « l'accrochage » de l'armature au parement s'effectue au moyen d'un écrou vissé à l'extrémité de celui-ci et bloqué contre une plaque d'appuis métallique [8]. Les armatures scellées dans un forage doivent être équipées de centreurs (non métalliques de préférence pour les structures définitives) régulièrement répartis en nombre suffisant (au moins 1 tous les 3 m) pour assurer un enrobage de coulis de scellement sensiblement régulier. Il est recommandé également de protéger les massifs contre les eaux de ruissellement qui peuvent migrer vers le parement et s'infiltrer le long de celui-ci.

La protection des talus contre les venues d'eau s'effectue généralement par la mise en place de drains subhorizontaux destinés à capter et à évacuer ces eaux. Pour éviter la mise en pression éventuelle du béton du parement encore frais, il est nécessaire de prévoir également des bandes de drainage en géo-composites qui sont installées sur la face d'excavation approximativement à mi-chemin entre chaque ensemble de clous adjacents. Les bandes de drainage sont alors déroulées pour la phase prochaine. Les bandes de drainage s'étendent au bas de l'excavation là où est accumulée l'eau puis transportée par l'intermédiaire d'un drain placé en arrière loin du mur en sol cloué.

**Phase 4. Réalisation du parement provisoire :** Un système provisoire de revêtements est alors construit pour supporter la section de sol avant que le prochain terrassement du sol soit excavé. Les revêtements provisoires les plus typiques se composent d'une couche de béton projeté légèrement renforcée généralement 100 millimètres d'épaisseur. Le renfort se compose du treillis soudé qui est mis approximativement au milieu de l'épaisseur de revêtements (Figure III.8). Après avoir mis les revêtements provisoires, une plaque d'appui en acier est mise au-dessus de la tête du clou. Le clou est alors légèrement appuyé dans la première couche de béton encore frais [3].

Les plaques d'appuis des inclusions, ainsi que tout autre obstacle, ne doivent être placées qu'après projection du béton. Un écrou et des rondelles sont ultérieurement installés pour fixer la tête du clou contre la plaque d'appui. Ceci exige habituellement un minimum de 24 Heures, avant de procéder ultérieurement à la prochaine étape d'excavation. Le béton doit avoir été placé pendant au moins 72 heures ou avoir atteint la résistance de trois jours indiquée (en général 10.5 MPa). Il est recommandé d'armer le parement en béton, même s'il est

faiblement sollicité et si la densité des clous est importante.

**Phase 5. Construction des niveaux ultérieurs :** Les étapes de 1 à 4 sont répétées pour le restant des phases d'excavation. À chaque phase d'excavation, la bande verticale de drainage est déroulée en bas pour la phase ultérieure [8].

**Phase 6. Construction du parement ou revêtement final (permanent):** Après que le bas de l'excavation est abouti et les clous sont installés, les revêtements finaux peuvent être construits. Les revêtements peuvent se composer du béton armé moulé sur place, béton armé ou panneaux préfabriqués.

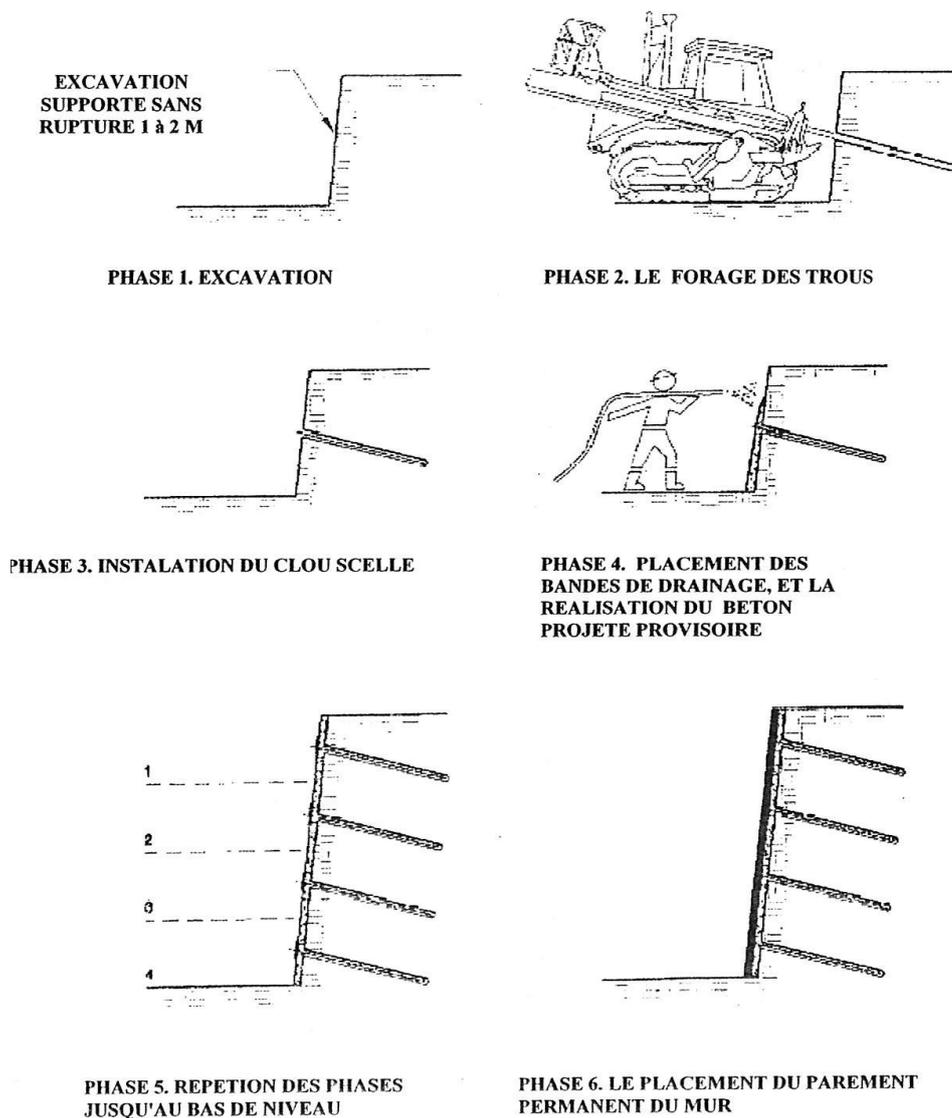


Figure III.7 Phases de construction d'un mur en sol cloué [5]

## III.5.2 Comparaison Terre armée- clouage

	<b>Renforcement des sols (mur de soutènement en terre armée)</b>	<b>Renforcement des sols par clouage (mur de soutènement en sol cloué)</b>
<b>Le mode de construction</b>	Est une méthode de renforcement de sol rapporté autrement dit de remblai.	S'applique au sol place c'est-à- dire en déblai.
<b>La nature du sol</b>	consiste à renforcer un matériau granulaire rapporté choisi et calibré; ses caractéristiques sont contrôlées.	seuls des prélèvements ponctuels et une étude géotechnique et géologique peuvent permettre de connaître l'état du sol en place,
<b>La construction du mur</b>	construit en montant, les armatures du bas sont donc les premières mises en place,	s'effectue en descendant, les clous supérieurs sont installés les premiers. (Figure III.8).
<b>les inclusions</b>	constituées de bandes métalliques souples, horizontales et de longueur constante, et sont mises en place (déposées) pendant le remblaiement.	elles sont plus rigides, peuvent être inclinées (en général vers le bas, pour faciliter l'injection), leur longueur est variable. Elles sont installées (battage ou Forage) au fur et à mesure de l'excavation.
<b>Le déplacement latéral maximal</b>	situé en pied d'ouvrage	Situé en tête de l'ouvrage (figure III.9).
<b>La peau de confinement</b>	les écailles employées en Terre armée	La peau est supportée par frottement contre le sol et par liaison aux clous.

<b>Efforts Dans Les armatures</b>	des efforts de traction.	Des efforts de traction, de flexion et de cisaillement
<b>Les contraintes</b>	Les contraintes dans le sol augmentent au cours de la construction.	Les contraintes dans le sol ont tendance à décroître au cours des excavations.

Tableau III.2 Différences entre le renforcement de type Terre-Armée et le renforcement par clouage (d'après Schlosser (1983)) [1]

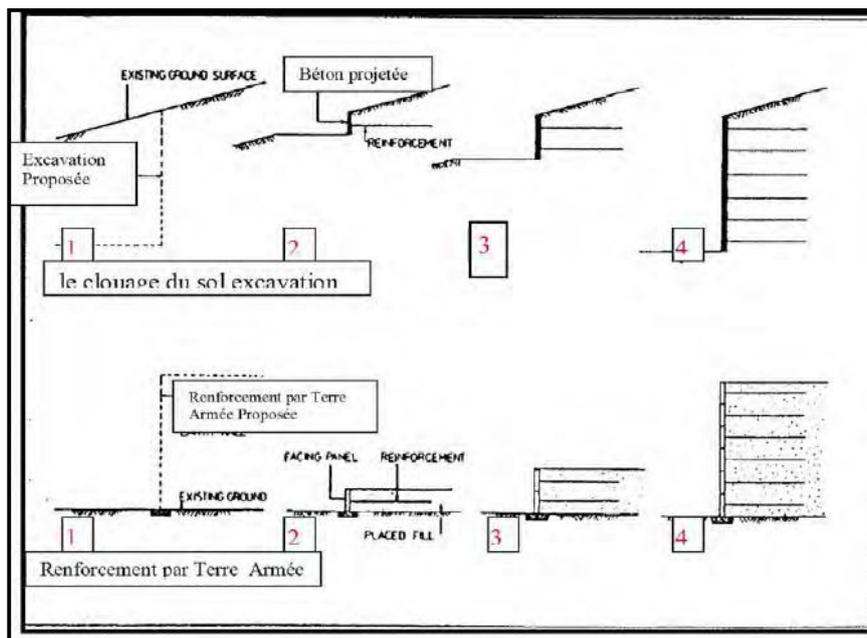


Figure III.8 Contraste de la séquence de construction (a) haut vers le bas dans le sol clouage (b) en bas de sol renforcé [1]

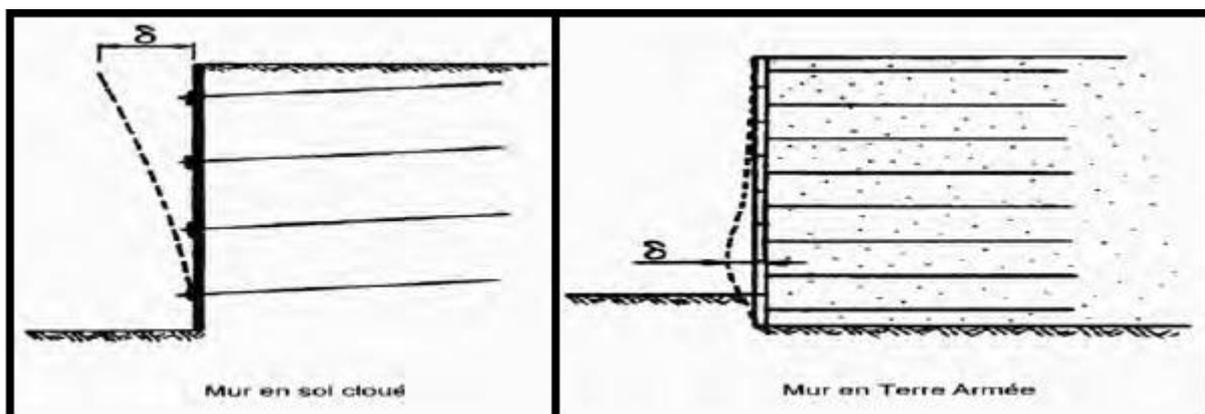


Figure III.9 Déformations des structures en sol renforcé cloué (D'après Schlosser (1983)) [1]

### **III.5.3 Avantages et inconvénients de la technique de clouage**

#### **III.5.3.1 Avantage**

- Coût peu élevé,
- Un matériel réduit pour la construction (engin de terrassement, engin de forage, centrale d'injection et une machine à projeter le béton),
- Une rapidité d'exécution, car la construction se fait en même temps que les terrassements,
- Une bonne adaptation au site, qu'a un accès très difficile,
- Une bonne adaptation aux sols hétérogènes, qu'est le cas de ce site,
- Soutènement léger.

#### **III.5.3.2 Inconvénients**

- La pose de parois clouées est fonction de la qualité du sol, Exemple : Pas utilisable si présence de nappe phréatique,
- Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée [9].

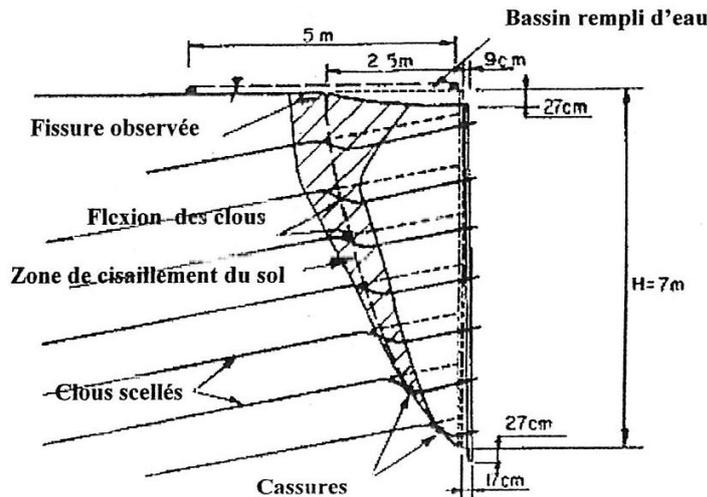
### **III.6 La stabilité d'un mur en sol cloué**

#### **III.6.1 Modes de rupture d'un mur en sol cloué**

On distingue les ruptures internes d'un mur en sol cloué et la rupture externe dans laquelle le mur se comporte comme un monolithe [10].

##### **III.6.1.1 Rupture par cassure des clous (rupture interne)**

La rupture par cassure des clous est celle qui a été la plus étudiée, à la fois dans les modèles réduits et les quelques expérimentations en vraie grandeur expérimentation n°1 du CEBTP, où le mur en sol cloué a été poussé à la rupture par saturation, a montré qu'il se développe dans le mur, au voisinage de la rupture et autour de la ligne des tractions maximales, une zone de sol cisailé où les armatures sont en flexion. La surface de rupture qui se développe dans le sol est très proche de la ligne des tractions maximales, qui peut donc être considérée comme une surface de rupture potentielle (figure III.10).



**Figure III.10** Rupture par cassure des armatures dans l'expérimentation n°1 du mur en sol cloué du CEBTP [10]

C'est la résistance à la flexion des barres qui empêche le développement d'une surface de rupture nette comme celle que l'on peut observer dans les essais en modèle réduit avec des clous parfaitement flexibles.

Avec des clous flexibles, la rupture est brutale et ne prévient généralement pas. La résistance à la flexion des clous permet de plus grandes déformation avant la rupture, ce qui constitue un signal d'alarme et permet en outre une rupture plus progressive.

Ce type de rupture peut se produire dans les cas énumérés ci-dessous :

Il peut provenir d'un sous-dimensionnement des sections d'armatures ;

Il peut être dû à une corrosion des armatures métalliques des clous. Ce type de rupture a été provoqué sur un mur en terre armés expérimentale (Guilloux et Jailloux, 1979). La rupture observée a été très brutale et correspondait tout à fait à la ligne des tractions maximales ;

Il peut être provoqué par un chargement en tête, si le mur n'a pas été dimensionné pour y résister ce type de rupture a été provoqué dans l'expérimentale d'un mur en sol cloué en Allemagne (Stocker et al 1979). La rupture étant là aussi assez brutale et la surface de rupture, dont la position en tête était liée à la surcharge, correspondait bien à la ligne des tractions maximales ;

Il peut provenir d'une saturation du mur sous l'effet d'infiltration d'eau (pluies ou dégel). C'est ce processus de mise en rupture qui a été utilisé pour le mur en sol cloué

de l'expérimentation n°1 de CEBTP. La résistance à la flexion des barres a empêché la rupture complète et la destruction de l'ouvrage ;

Il peut être provoqué par le gel dans les sols gélifs. Ce processus de mise en surtension des clous au voisinage du parement lors de la formation d'un front de gel a été observé récemment sur des murs en montagne et a conduit à des désordres dans le parement. Au cas où le parement serait très résistant, on peut craindre une cassure des clous en traction et une rupture du mur par dégraissage du parement.

### **III.6.1.2 Rupture par défaut d'adhérence (rupture interne)**

Cette rupture est plus difficile à modéliser en laboratoire et à provoquer en vraie grandeur. C'est la raison pour laquelle elle a été beaucoup moins étudiée que la rupture par cassure des armatures. Cependant, ce type de rupture plus fréquent que le précédent dans les ouvrages réels, résulte d'une mauvaise évaluation du frottement sol-clou et/ou d'erreurs d'exécution. Deux ouvrages connus se sont rompus de cette façon, un mur en service, dit «des Eparris », en 1980 et le mur en sol cloué de l'expérimentation n°3 du CEBTP (CLOUTERRE, CEBTP, décembre 1980).

La rupture par défaut d'adhérence se caractérise par le fait que les clous n'ont pas une longueur suffisante dans la zone résistance pour pouvoir équilibrer les tractions maximales. Les clous sont donc arrachés du sol. L'expérience montre que cette rupture n'est généralement pas brutale, sauf dans certains cas au cours de la construction, et qu'il s'accompagne de grandes déformations.

La fig.III.3 montre l'allure des déplacements dans ce cas c'est la diminution des caractéristiques mécaniques et donc du frottement sol-clou, à la suite de fortes pluies, qui fut la cause de la rupture.

Dans l'expérimentation n °3 du CEBTP, la rupture a été obtenue en diminuant la longueur des clous dans la zone résistante grâce à des clous télescopiques.

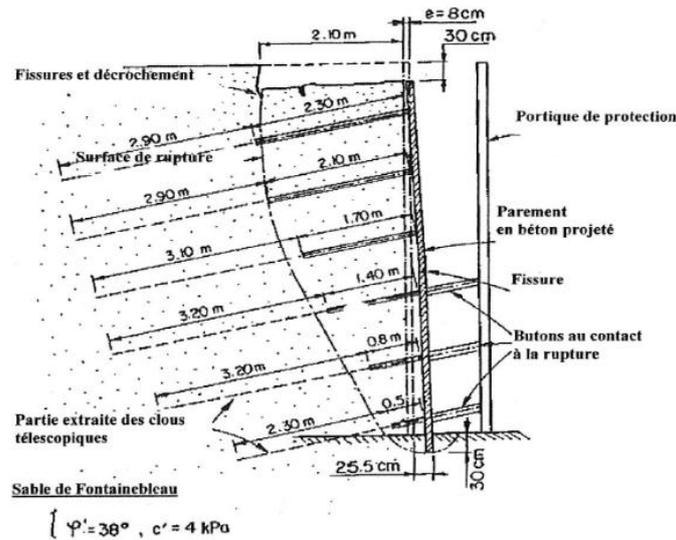


Figure III.11 Observation de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation n°3 du CEBTP [10]

Ce type de rupture peut se produire :

- Dans les sols fins sous l'effet d'une saturation ou d'une augmentation de la teneur en eau ;
- Lors de la construction, si la longueur des clous en tête du mur est insuffisante, notamment par suite d'une mauvaise évaluation du frottement sol clou.

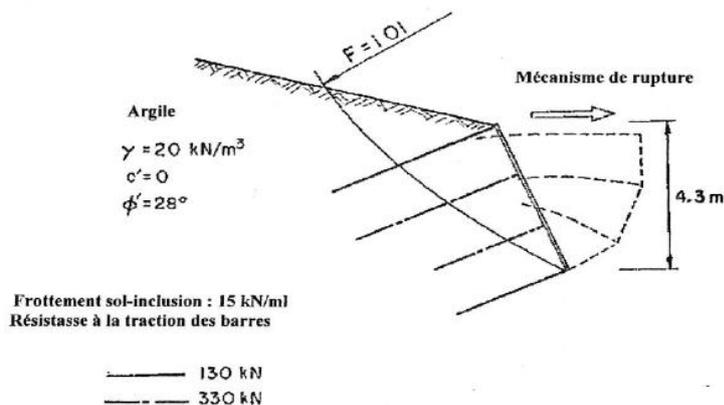


Figure III.12 Schéma des déplacements à la rupture dans le mur des Eparris [10]

### **III.6.1.3 Rupture par trop grande hauteur d'excavation continue (rupture interne)**

Durant la construction du mur, si la hauteur des phases d'excavation est trop grande, il peut survenir une rupture assez brutale par instabilité locale et propagation jusqu'au haut du mur. Dans ce type de rupture, le sol s'écoule derrière le parement par suppression successive des effets de voûte.

Le parement descend d'un bloc et peut se ficher dans le sol de fondation, les armatures se déformant par flexion, mais pouvant ne pas se rompre.

Ce type de rupture et d'instabilité a fait l'objet d'une recherche particulière dans le projet CLOUTERRE. Elle s'avère être beaucoup plus fréquente que les deux précédentes. Pour s'en prémunir, il convient de respecter une hauteur d'excavation inférieure à la hauteur critique ou de procéder à une excavation par plots.

### **III.6.1.4 Rupture par d'écoulement (rupture interne)**

Ce type de rupture est assez analogue au précédent dans la forme que prend la rupture. Il en diffère par la cause qui est, dans ce cas, l'existence d'une poche d'eau dans le sol cloué. Au moment de l'excavation, les pressions interstitielles dans cette poche, jointes aux forces d'écoulement qui apparaissent, déstabilisent localement le sol au droit de la zone d'excavation et, par une rupture rapide et régressive, font s'écouler le sol derrière le parement. Il en résulte un brusque affaissement du parement, qui peut se répercuter sur une certaine distance de part et d'autre de la poche d'eau. Ce type de rupture est fréquent et résulte soit de l'hétérogénéité des sols, soit d'un manque de drainage durant la construction.

### **III.6.1.5 Rupture externe et rupture mixte**

La rupture externe d'un mur en sol cloué se produit généralement par glissement le long d'une surface de rupture englobant tout l'ouvrage et passant donc dans le sol de fondation (figure III.13b).

Il s'agit d'un type de rupture commun à tous les ouvrages de soutènement. Une rupture externe est due, soit à un mauvais sol de fondation, soit à trop faible longueur des clous entraînant une rupture d'ensemble comprenant pour partie un glissement du mur sur sa base.

La rupture mixte se rapporte à une surface de glissement passant à la fois dans le mur et à l'extérieur du mur (figure III.13c). Elle combine donc à la fois une instabilité interne et une instabilité externe du mur. Une rupture mixte est généralement

provoquée par une trop faible longueur des clous, associée à un défaut de résistance des clous ou du frottement sol-clou [10].

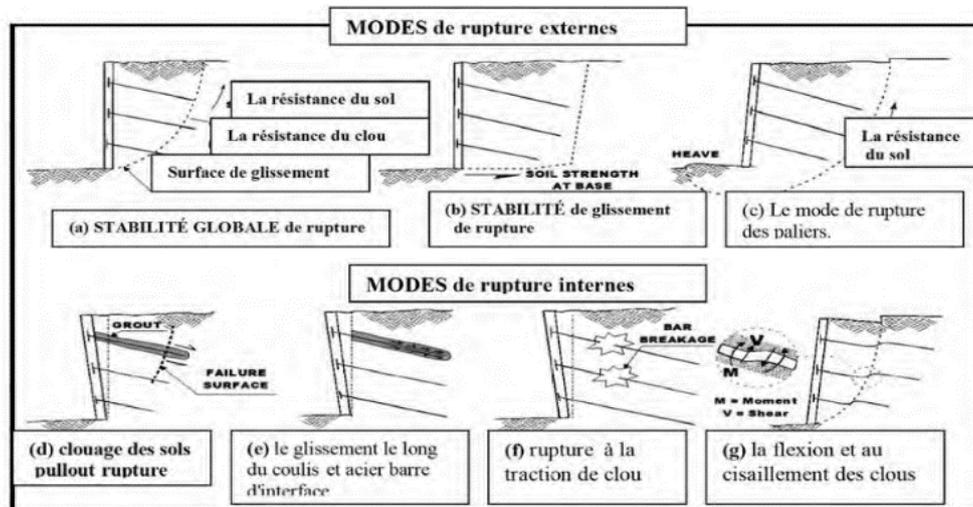


Figure III.13 Différents type de rupture d'un mur en sol cloué [1]

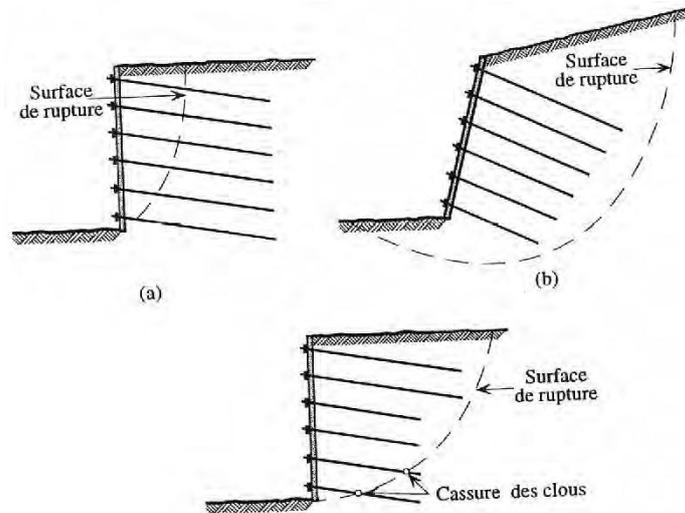
Suivant des modes de rupture externes :

- mode de rupture de glissement (cisaillement à la base) si l'on considère la zone de sol englobant les clous comme un ouvrage poids du même type qu'un mur, il faut vérifier les différentes conditions de stabilité propres à cette hypothèse (figure III.13b). Le calcul effectué est alors celui de la stabilité d'un mur de soutènement, prenant en compte le glissement et le renversement. Il n'y a dans ce calcul rien de spécifique au clouage.
- mode de rupture global; qu'une ligne de rupture potentielle passant à l'extérieur du massif cloué, mette en cause la stabilité de l'ouvrage. Il faut aussi étudier cette stabilité d'ensemble. La ligne de rupture ne traversant pas les armatures (figure III.13a), le calcul à effectuer est celui d'une stabilité de pentes. L'influence des clous et du parement à l'intérieur de la zone active est, pour ce calcul, négligeable (sauf peut-être le poids de la peau de confinement).
- Le mode de rupture des paliers. (Figure III.13c) en sol clouée (dimensionnement). [1]

### III.6.2 Rupture circulaire des murs de soutènement en sol cloué

Le dimensionnement traditionnel des murs en sol cloué est réalisé à l'aide des méthodes d'équilibre limite utilisant des surfaces de rupture potentielles arbitraires. Le calcul est fait à partir de logiciels utilisant la méthode des tranches, dans laquelle

interviennent l'effort de traction et l'effort tranchant de chaque barre traversée par la surface de rupture considérée [1].



**Figure III.14** Mécanismes de rupture des murs en sol cloué (d'après Schlosser (1982))  
(a) rupture interne ; (b) rupture externe ; (c) rupture mixte [1]

### III.6.2.1 Méthodes de calcul

La vérification de la stabilité des massifs renforcés par clouage : Calcul à l'ELU ont calculons les coefficients de sécurité partiels par les méthodes suivantes :

- Méthode du calcul à la rupture (spirales logarithmiques, J.Salençon 1983).
- Méthode des tranches : Fellenius, Bishop.
- Méthode globale : Perturbations (Raulin, Rouques, Toubol, LCPC 1974).
- Méthode de calcul : Bishop Pondérations partielles Traditionnel

La stabilité d'une structure en sol cloué est analysée en étudiant l'équilibre limite d'une partie du sol délimitée par une surface appelée surface de rupture potentielle [1].

#### **Modèle de rotation à solide unique (rupture circulaire) :**

Le mécanisme de rupture admis est constitué d'un seul solide de rupture rigide en forme cercle glissant (figure III.15)

Ce cercle passe par le pied du mur.

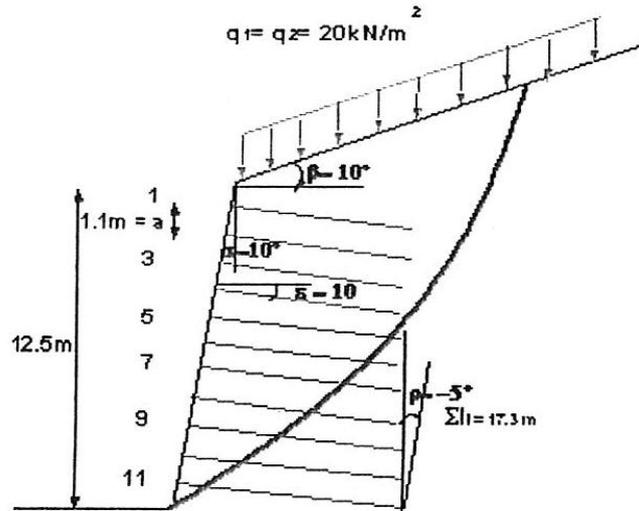


Figure III.15 Profil type d'une dénivellation de terre cloué en état limite - modèle de rotation à solide rigide [11]

Il existe deux méthodes de calcul de rupture circulaire :

La méthode globale de Bishop :

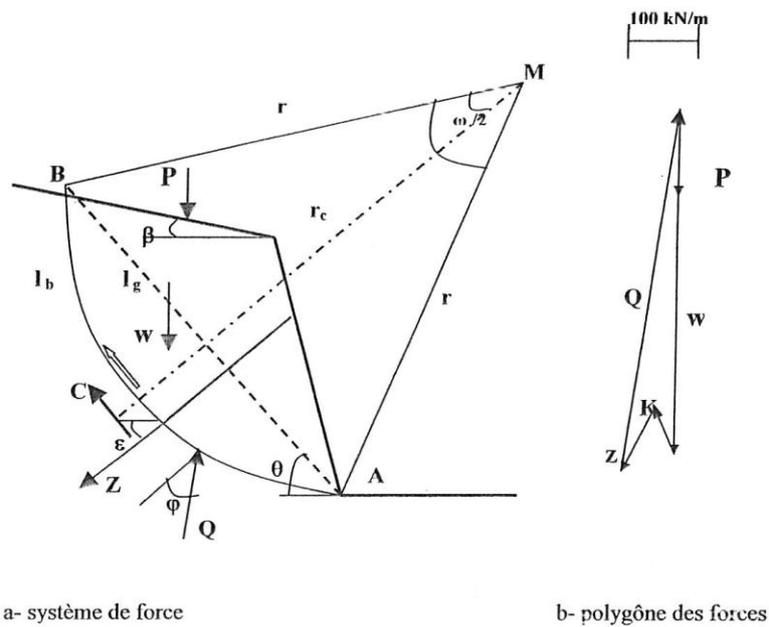


Figure III.16 Mécanisme de rotation à solide rigide : Méthode globale [11]

Les forces sont représentées sur la figure III.16 :

W : Le poids propre du solide en rupture.

P : la résultante de la surcharge verticale proportionnelle par unité de surface.

Comme pour le mécanisme de rotation, l'équilibre des forces et l'équilibre des moments doivent être remplis.

### Méthode des tranches (Méthode de BISHOP) :

Il n'y a pas de méthode précise pour définir le cercle, la méthode générale consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux.

Le but est de positionner un cercle de centre O et de rayon R pour déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

Soit un talus homogène qui a les caractéristiques suivantes :

c: cohésion.

$\varphi$  : angle de frottement interne.

$\gamma$  : poids volumique du sol [11].

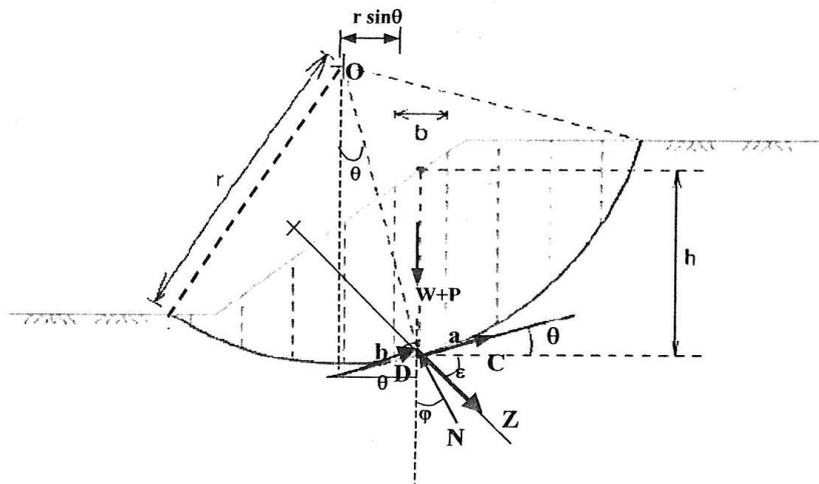


Figure III.17 Découpage en tranche d'un talus [11]

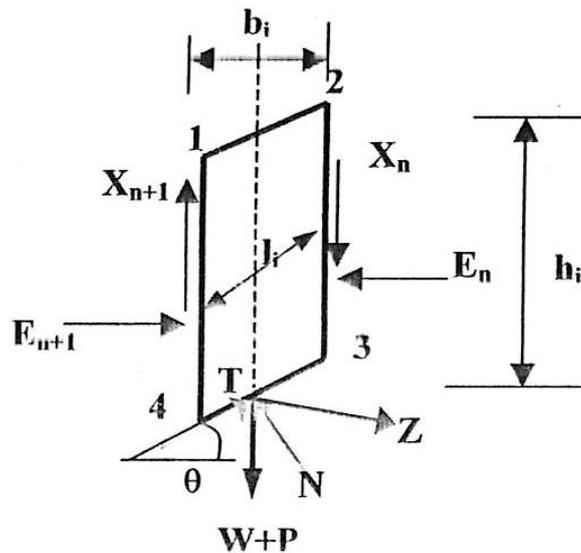


Figure III.18 Force agissant sur une tranche [11]

$b$ : Longueur de la tranche

$\theta$ : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

### Méthodes semi- empiriques

Dans la technique du clouage des sols, la méthode actuellement recommandée pour évaluer les déformations des ouvrages en service est de type semi-empirique, en l'absence d'autres méthodes éprouvées (Recommandations CLOUTERRE 1991). Les déplacements, horizontal  $\delta h$  et vertical  $\delta v$ , qui sont maximaux en tête du mur en sol cloué, sont estimés à partir de la formule suivante :

$$\lambda = H (1 - \tan \eta) \cdot K$$

où  $H$  est la hauteur du mur (ou profondeur d'excavation) ;

$\eta$  le fruit du parement et  $K$ , un coefficient d'amortissement lié à la nature du sol. La décompression horizontale a également pour effet de mettre en traction les clous déjà installés et situés à des niveaux supérieurs. Enfin, l'inclinaison des clous a une grande influence sur le fonctionnement d'un mur en sol cloué [1].

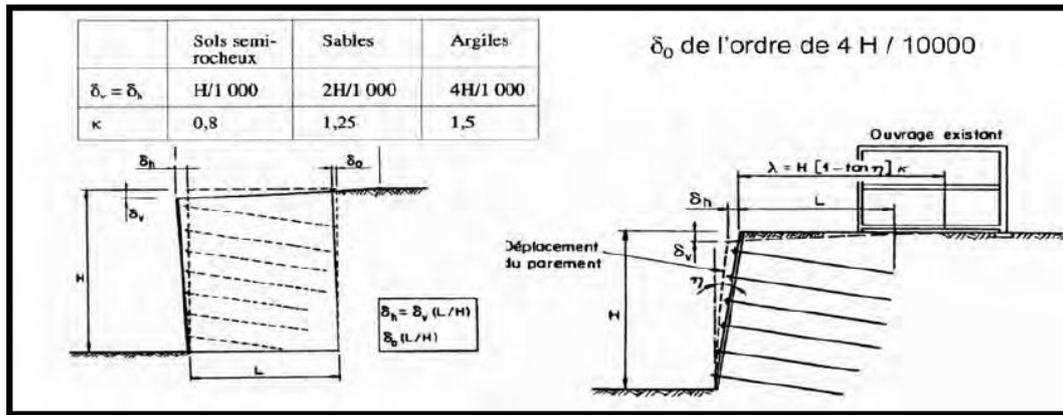


Figure III.19 Déformations schématiques d'un mur en sol cloué [1]

### III.7 Méthode cinématique des solides rigides

Le modèle de rupture est composé de plusieurs solides rigides qui exigent une translation du mur en sol cloué. Un exemple est donné sur la figure III.20.

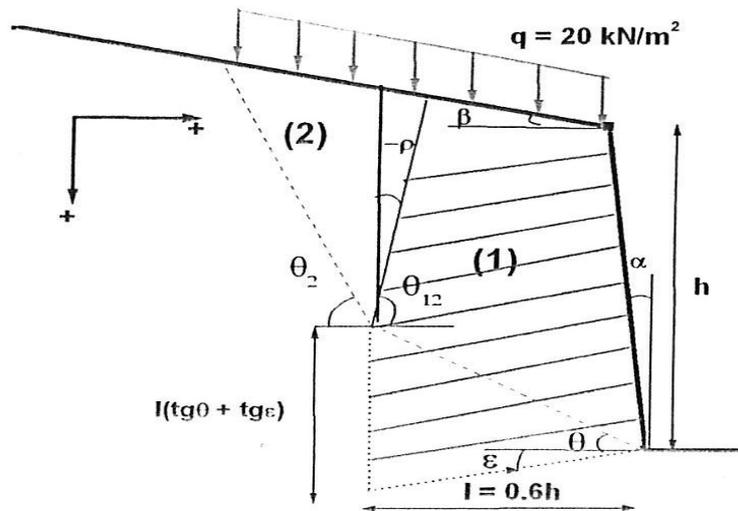


Figure III.20 Profil type d'une dénivellation de terrain pour le modèle de translation à deux solides rigides [11]

**Site web**

[3] [http://www.solem.ch/pente/proncofort/mues\\_cloucale.htm](http://www.solem.ch/pente/proncofort/mues_cloucale.htm)

[4] [http://w.forester.net/ec\\_0109\\_soil.html#nails](http://w.forester.net/ec_0109_soil.html#nails)

[6] <http://www.contechsystems.com/product-IB.TD.Htm>.

**Livres**

[2] recommandation clouterre 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole National des Ponts et Chaussées 1991.

[5] drucker, D. C & Prager, W. : Soil Mechanics And Plastic Analysis Or Limit Design Quart. Appl. Math, 1952.

[7] FHWA."FHWA SOIL NAILLING FIELD inspectors manual. Soil nail – demonstration"

[8] FHWA, FHWA GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR n°7, Soil Nails walls Report, Publication FHWA-O-IF-03-2017, Federal Highway Administration, Washington, D. C. mars 2003.

[10] recommandation clouterre 1991 [pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols].

**Mémoires**

[1] **Dr. KOULOUGHLI. SALIM** LE CLOUAGE DANS LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT: CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT. Mémoire de Magister. Université Constantine 1. 2014.

[9] **Dr. HAMADI KAMAL.** STABILITE DU TALUS PAR ENCRAGE. Mémoire de master. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics 2015.

[11] **Dr. BENAMARA Fatima Zohra.** STABILITE DES MURS EN SOL CLOUE. Mémoire de magister 2005. Université 8 mai 1945 GUELMA.2005

# Chapitre IV

## Modélisation numérique

### IV.1 Présentation du logiciel PLAXIS 8.2

PLAXIS 8.2 est un programme informatique à éléments finis bidimensionnel à usage spécial utilisé pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour de nombreux types d'ouvrages géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique.

L'interface utilisateur se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) qui sont exécutés pour être utilisés successivement dans une modélisation géotechnique.

Ces sous-programmes peuvent être traités un par un, formant une méthodologie logique et complète pour résoudre un problème géotechnique [1].

### IV.2 Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence de talus.

Pour cela, on va réaliser une modélisation numérique d'un talus routier renforcé par des clous.

Dans cet exemple, on propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par des clous à travers le calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement.

### IV.3 Caractéristiques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux et les propriétés de renforcement sont résumées sur le Tableau IV.1 et Tableau IV.2.

**Tableau. IV.1** Caractéristiques géotechniques des matériaux

Paramètres	Nom	Schistes micacés	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	22	kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$K_x$	$1.10^{-3}$	m/s
Perméabilité verticale	$K_y$	$1.10^{-3}$	m/s
Module de Young	$E_{\text{ref}}$ (sable)	$20.10^5$	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.3	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	5	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	25	°
Angle de dilatance	$\Psi$	0	°

Tableau IV.2 Propriétés des éléments de renforcement

Paramètres	Nom	Géogrilles	Plate	Unité
Type de comportement	Material type	Elastique	Elastique	-
Rigidité normale	EA	1.413E+06	1.367E+06	kN/m
Rigidité de flexion	EI	-	4557.330	KN/m <sup>2</sup> /m
Espacement	Lspacing	1	1	M
Epaisseur équivalente	D	0.3	0.2	M
Poids	W	-	7.680	kN/m/m
Coefficient de Poisson	$\nu$	-	0.2	-

IV.4 Début de la modélisation

Géométrie

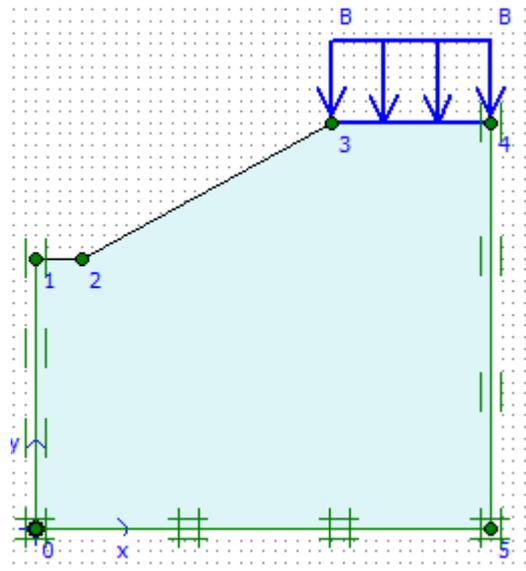


Figure IV.1 Géométrie du modèle

Avec :

$H=20\text{m}$ ;  $h=12\text{m}$ ;  $q=20\text{kN/m}^2$ ;  $\beta=10^\circ$ ;  $l=6\text{m}$ .

$H$ : la longueur total [m] ;

$h$ : la hauteur du talus [m] ;

$q$ : la surcharge ( $\text{kN/m}^2$ ) ;

$l$ : la longueur du clou [m];

$\beta$ : angle d'inclinaison [ $^\circ$ ]

IV.5 Résultats géométrie

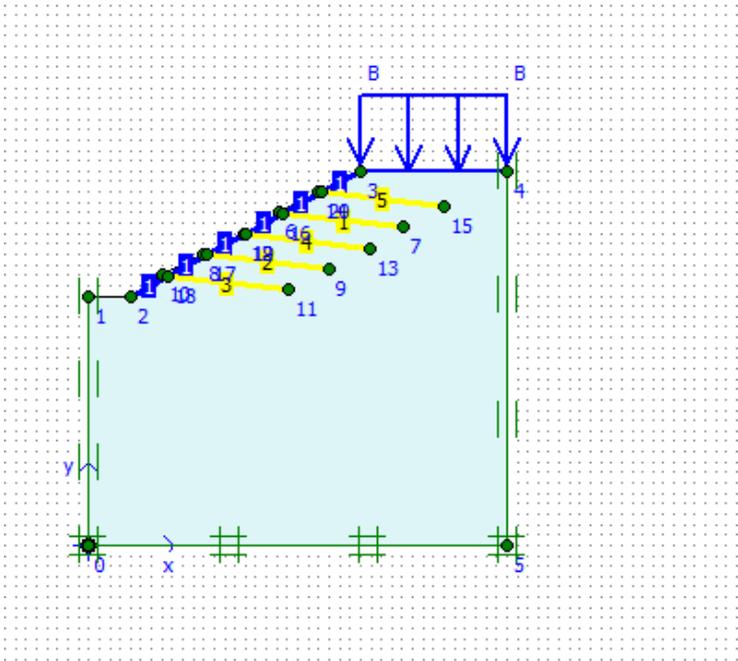


Figure IV.2 Géométrie du modèle

Maillage

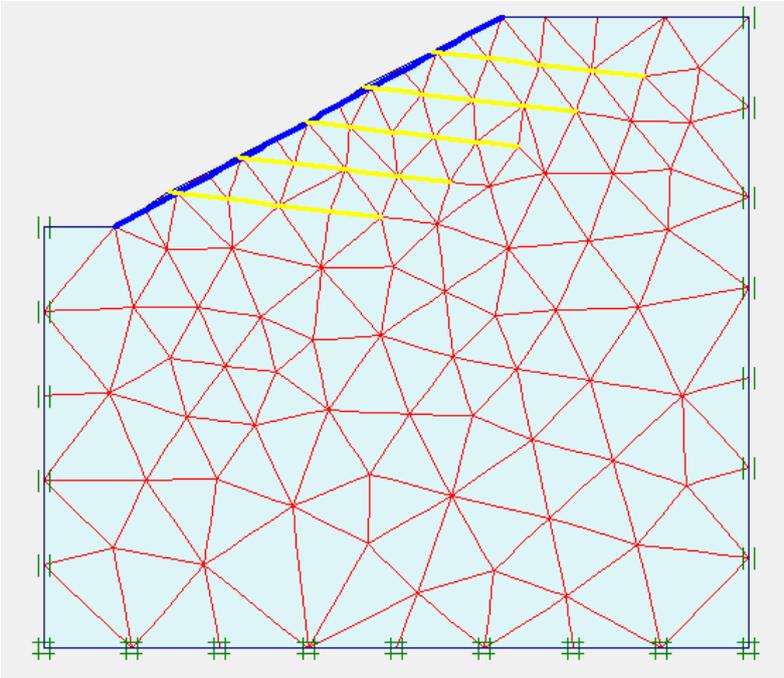


Figure IV.3 Maillage

## Conditions initiales

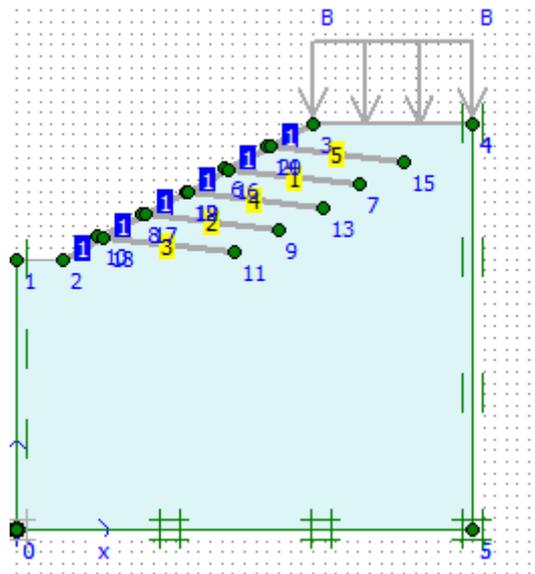


Figure IV.4 Pression interstitielle

On passe alors à la génération des contraintes en cliquant sur ce commutateur.

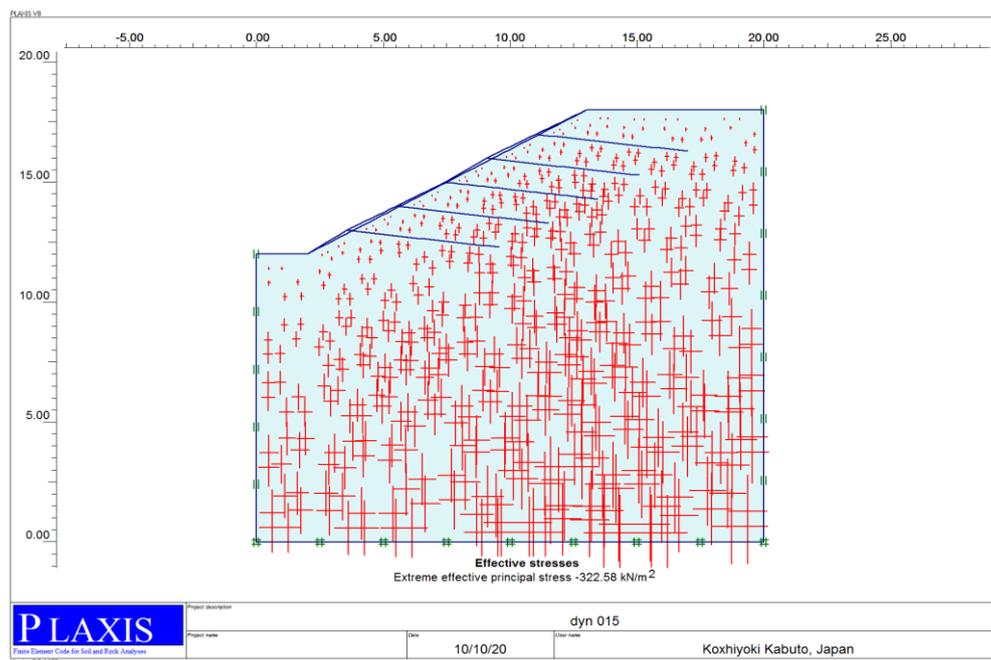


Figure IV.5 Contrainte effective du sol au repos

## IV.5.1 Calculs

**Phase initiale:** La construction est faite en différentes phases : d'abord, on définit le sol dans un état au repos.

- Phase 1 : sans surcharge.
- Phase 2 : avec surcharge.
- Phase 3 : stabilité (phi c réduction).
- Phase 4 : clous+parois.
- Phase 5 : stabilité2 (phi c réduction)

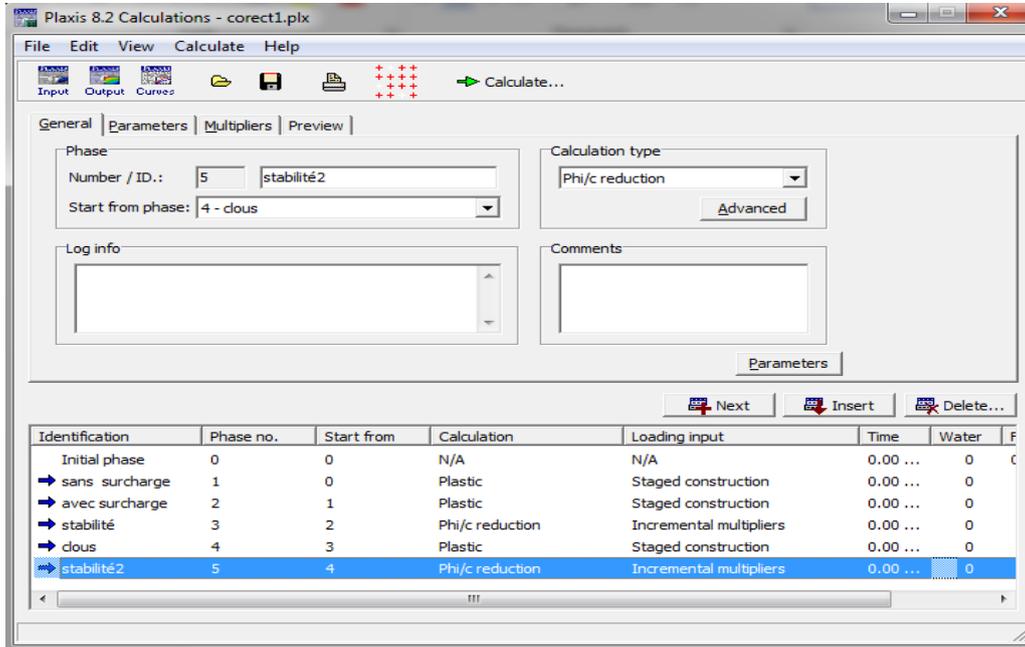


Figure IV.6 Les différentes phases

### IV.5.2 Résultats état statique

#### IV.5.2.1 Modèles sans renforcement :

#### Sans surcharge

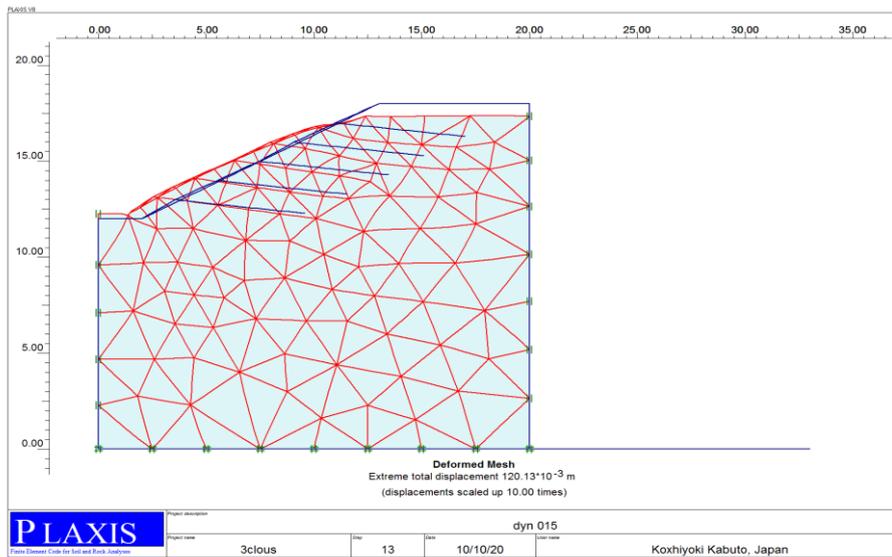
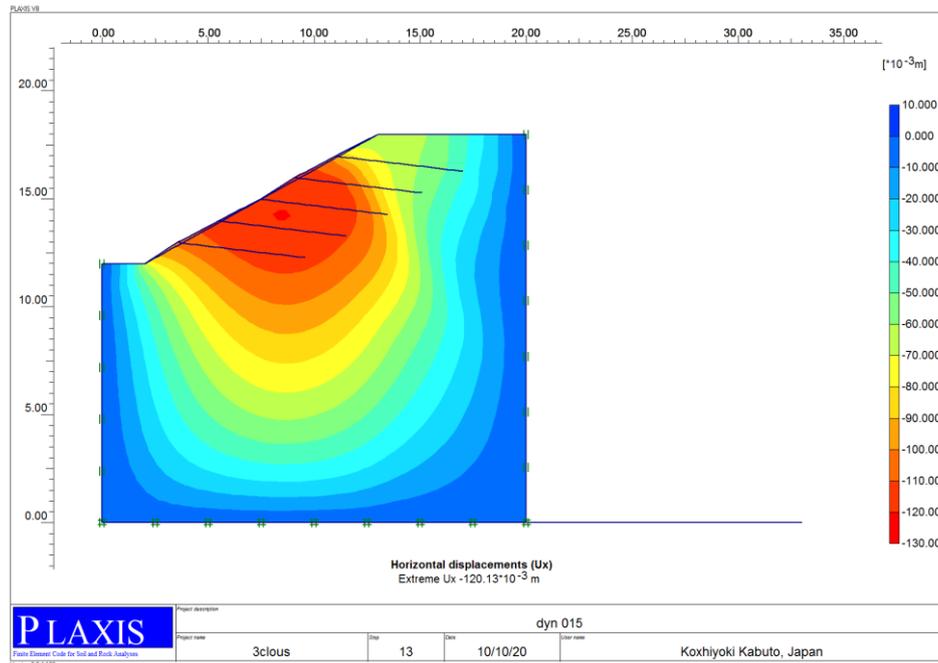


Figure IV.7 Sol soumis à la charge

Quand le sol est soumis seulement à la charge on remarque un déplacement de  $120.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

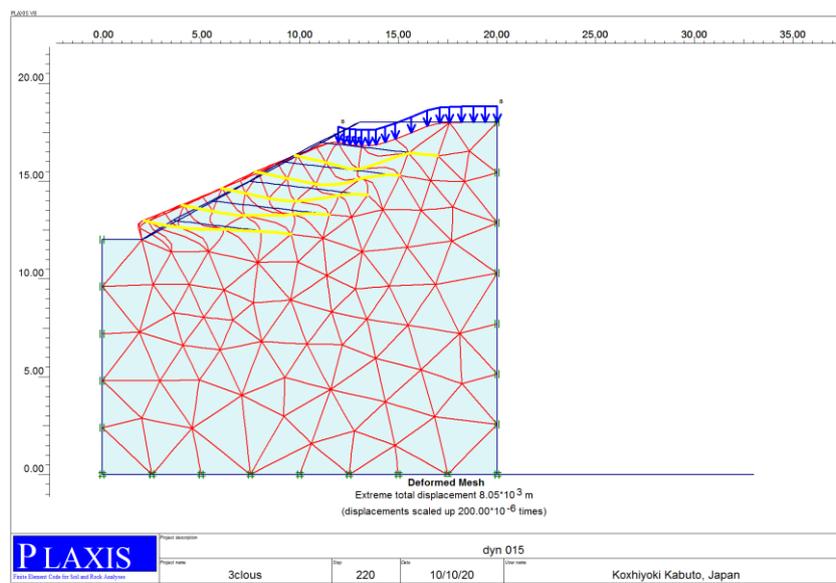
**Déplacement horizontale ( $U_x$ )**



**Figure IV.8** Déplacement horizontal (sans renforcement)

**IV.3.1.2 Modèles après renforcement**

**\* Renforcement avec 5 clous**



**Figure IV.9** Deformed mesh (Renforcement avec 5 clous)

Déplacement horizontal (U<sub>x</sub>)

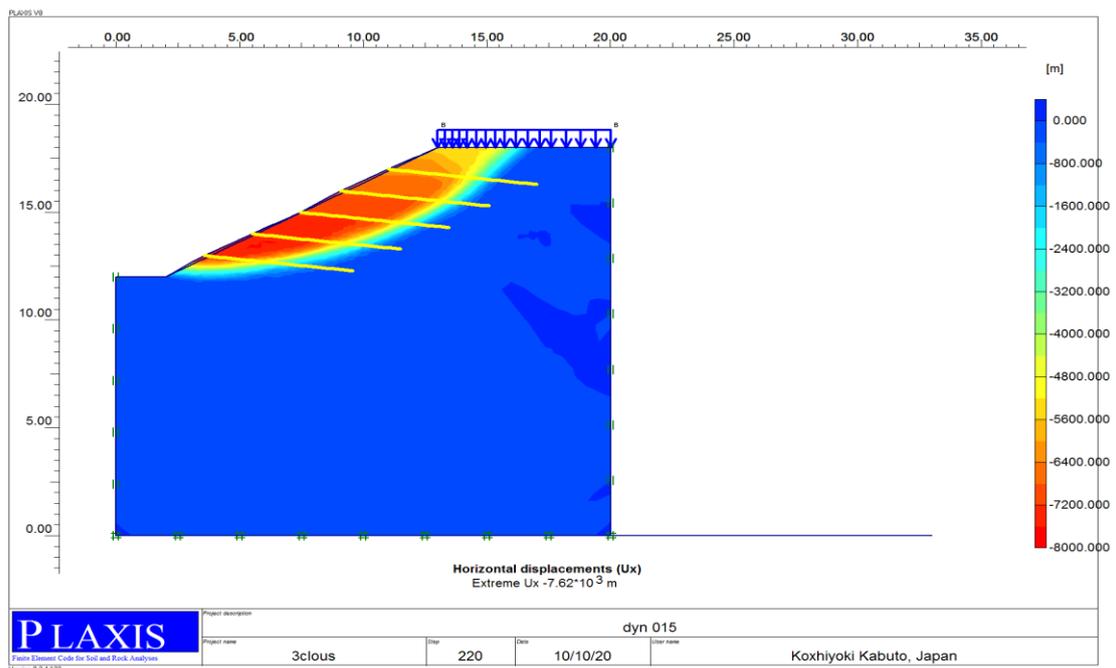


Figure IV.10 Déplacement horizontal (Renforcement avec 5 clous)

Clous+ parois

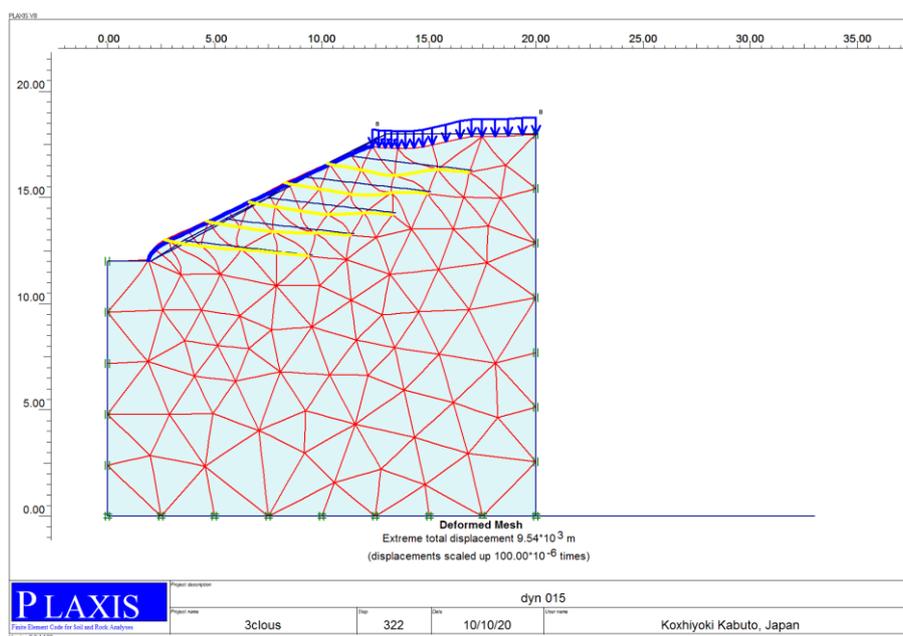


Figure IV.11 Deformed mesh (5 clous +paroi)

Déplacement horizontal (U<sub>x</sub>)

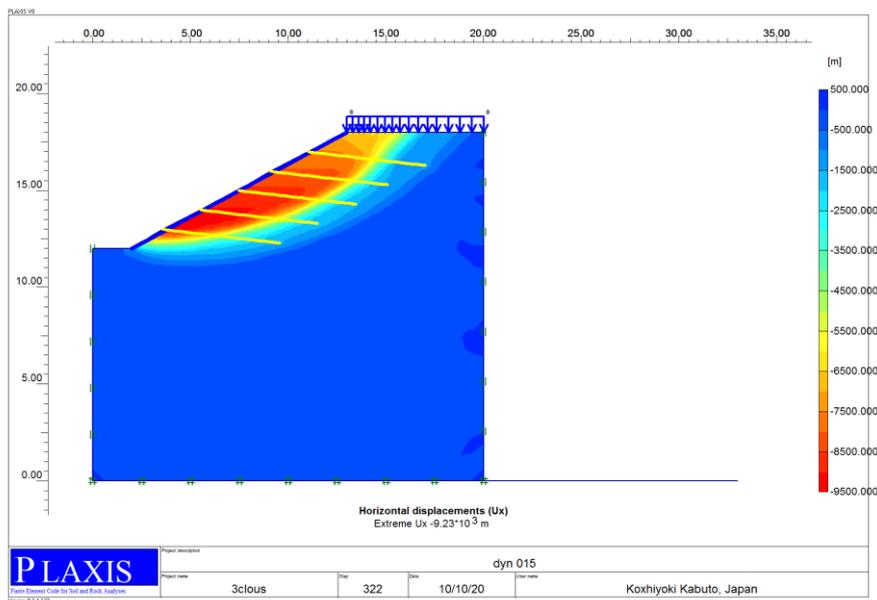


Figure IV.12 Déplacement horizontal (5 clous +paroi)

Tableau IV.3 les résultats

Paramètre	Unité	Sans surcharge	Avec surcharge	Avec clous	Avec clous+ parois
U <sub>x</sub>	m	-120.55*10 <sup>-3</sup>	32.33*10 <sup>-3</sup>	-7.62*10 <sup>3</sup>	-9.23*10 <sup>3</sup>
Eps-xx	%	-3.97	1.04	511.38*10 <sup>3</sup>	274.42*10 <sup>3</sup>
Eps-yy	%	3.56	-1.52	-511.38*10 <sup>3</sup>	-274.42*10 <sup>-3</sup>
Deformed mesh	m	120.55*10 <sup>-3</sup>	140.43*10 <sup>-3</sup>	8.05*10 <sup>3</sup>	9.54*10 <sup>3</sup>

Le déplacement total le long de la paroi est dans la Figure VI.13

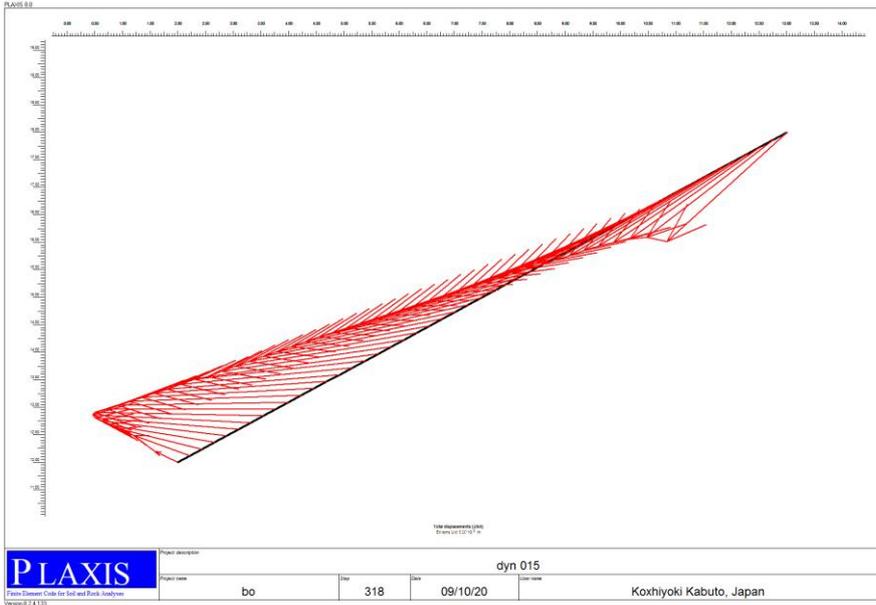


Figure IV.13 Déplacement total le long de la paroi

On peut aussi avoir le moment max agissant sur la paroi dans la Figure IV.14

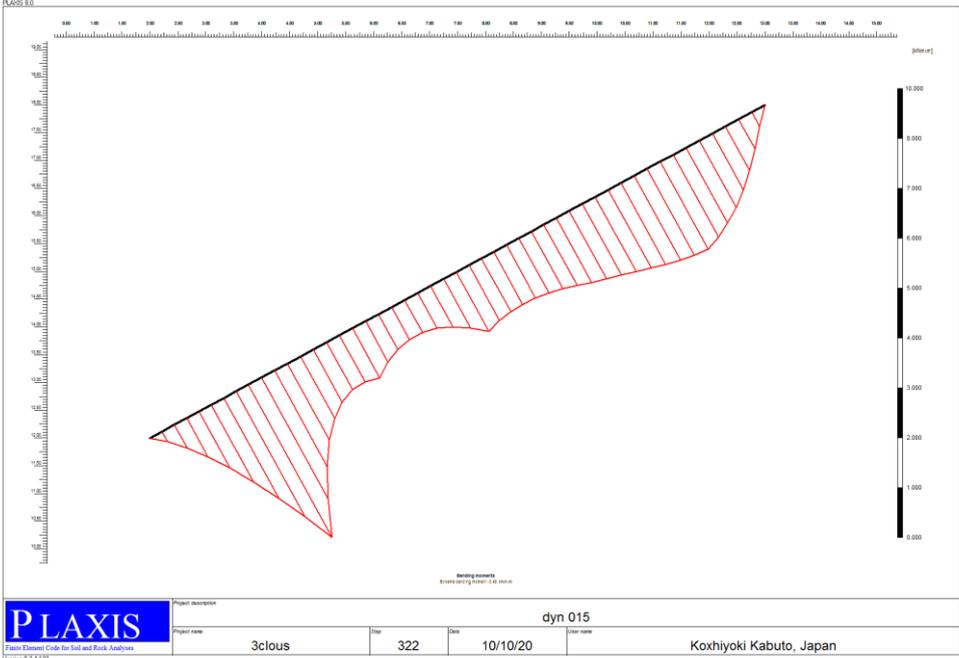


Figure IV.14 Moment max appliqué sur la paroi

Le moment max exercé sur la palplanche est égal a -3.49kn.m,m  
On peut aussi avoir L'effort tranchant dans la Figure IV.16

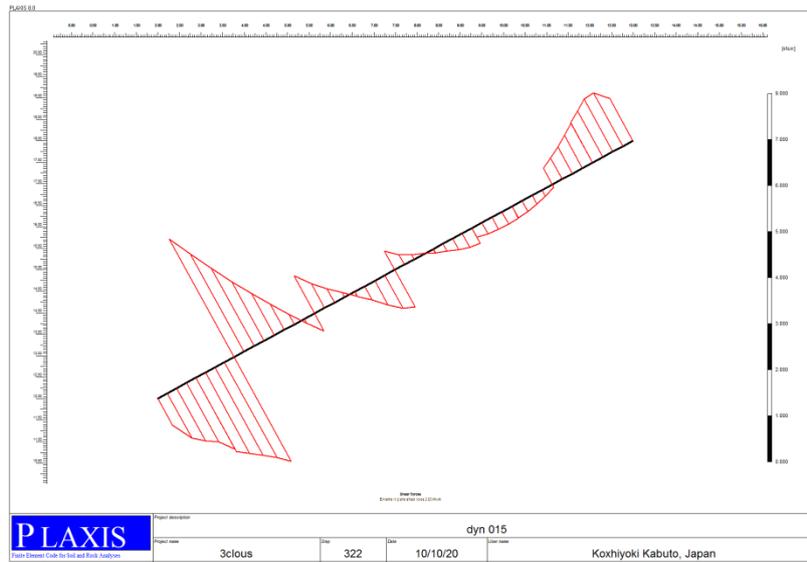


Figure IV.15 Effort tranchant

L'effort tranchant est égal à 2.93kn/m

Et enfin on peut obtenir le facteur de sécurité grâce à l'analyse (phi/c réduction) qui est représentée dans la Figure IV.16.

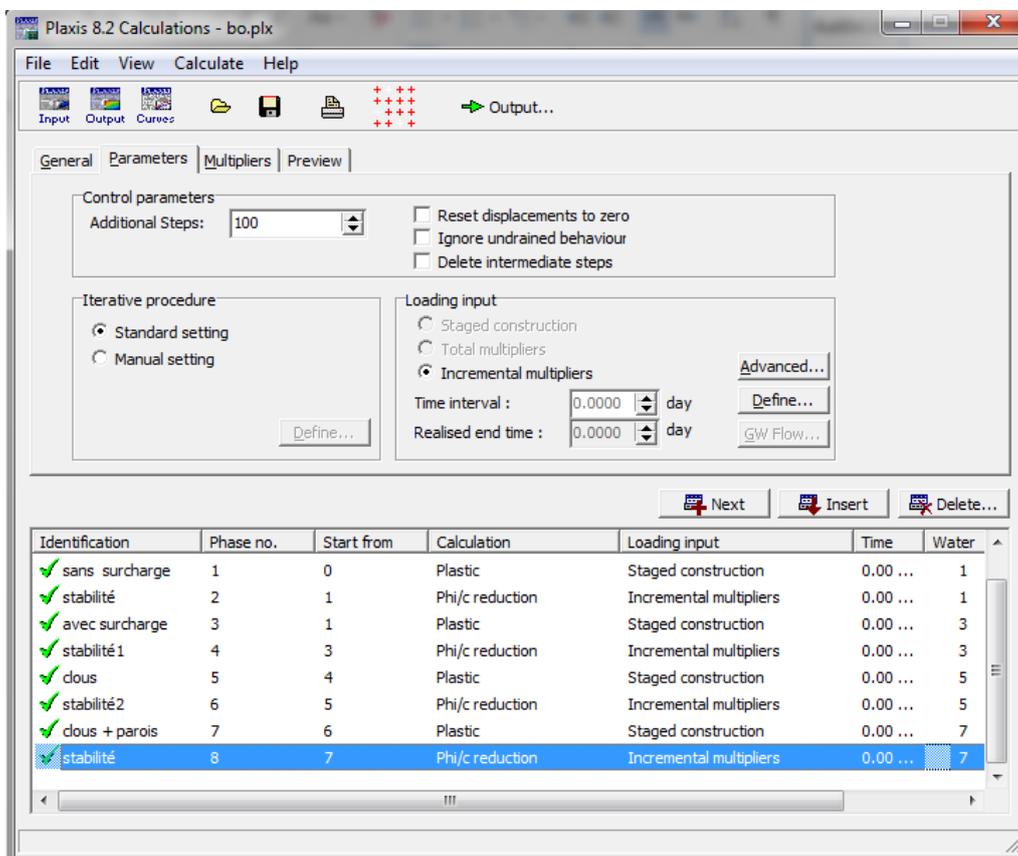
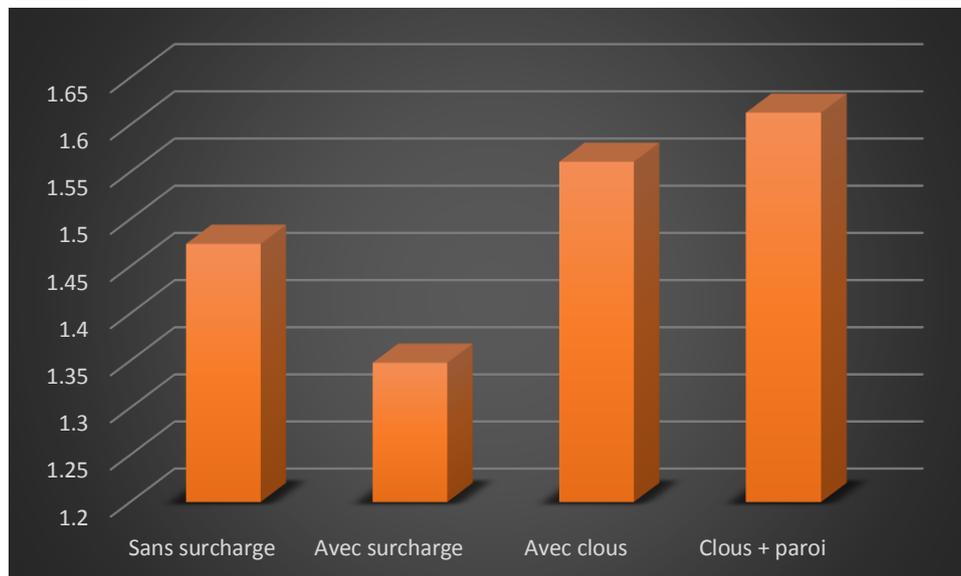


Figure IV.16 Facteur de sécurité

**Tableau IV.4** coefficient de sécurité

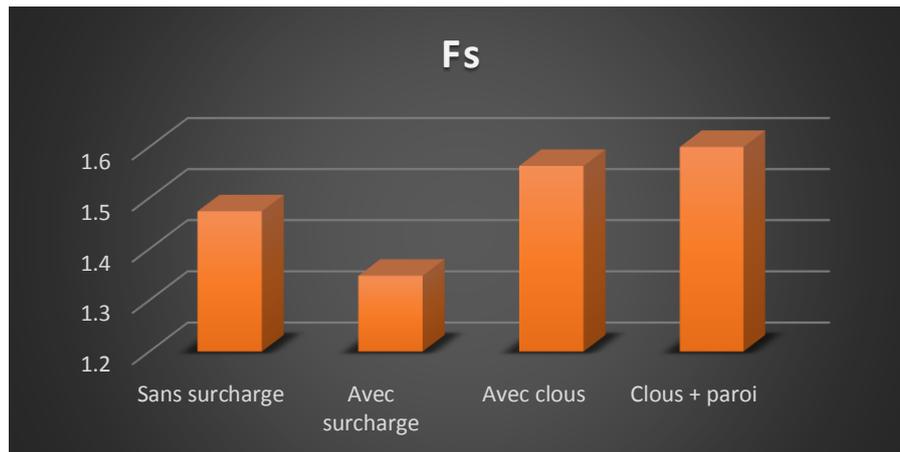
	Sans surcharge	Avec surcharge	Avec clous	Clous + paroi
$F_s$	1.474	1.348	1.561	1.613

**La courbe de coefficient de sécurité****Figure IV.17** Valeurs des coefficients de sécurité**\* Renforcement avec Trois Clous (3)**

On peut aussi faire une notre solution de confortement en installant trois (3) clous. Nous avons constaté une stabilité avec un coefficient de sécurité plus grand (avec surcharge)  $F_s = 1.563$  ; et  $F_s=1.600$  (en prenant en considération le parement du mur). Dans les deux cas le coefficient de sécurité est supérieur à 1,5 ce qui considère le talus comme stable vis-à-vis du glissement.

**Tableau IV.5** coefficient de sécurité (Trois Clous (3))

	Sans surcharge	Avec surcharge	Avec clous	Clous + paroi
$F_s$	1.474	1.348	1.563	1.600



**Figure IV.18** Valeurs des coefficients de sécurité (avec 3 clous actives)

**Interprétation :**

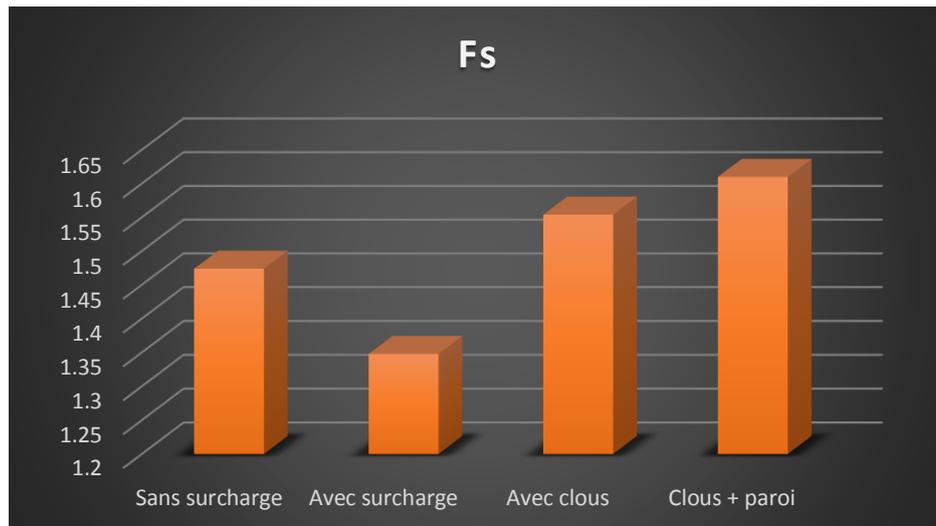
Le coefficient de sécurité est supérieur à 1.5 donc le talus avec trois (3) clous est stable.

**\* Renforcement avec trois Clous avec un espacement de 2m**

On peut aussi faire une notre solution de confortement en installant trois (3) clous et l'espacement des clous  $a=2m$ . Nous avons constaté une stabilité avec un coefficient de sécurité plus grand (avec surcharge)  $F_s = 1.554$  ; et  $F_s=1.610$  (en prenant en considération le parement du mur). Dans les deux cas le coefficient de sécurité est supérieur à 1,5 ce qui considère le talus comme stable vis-à-vis de du glissement.

**Tableau IV.6** coefficient de sécurité ((3 clous avec 2m espacement))

	Sans surcharge	Avec surcharge	Avec clous	Clous + paroi
$F_s$	1.474	1.348	1.554	1.610



**Figure IV.19** Des coefficients de sécurité (3 clous avec 2m espacement)

### **Interprétation :**

Le coefficient de sécurité est supérieur à 1.5 donc le talus est stable avec trois (3) et un espacement de 2m.

### **Interprétation générale**

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D, on peut dire que le calcul de stabilité du talus initial non renforcé sans surcharge donne un coefficient de sécurité ( $F_s=1.474$ ) et avec surcharge donne un coefficient de sécurité plus petit  $F_s = 1.348$  ; donc le talus est instable.

Les solutions de confortement sont nécessaires. Pour rendre ce talus stable nous avons proposé une solution de confortement en installant cinq (5) clous. Nous avons constaté une stabilité avec un coefficient de sécurité plus grand (avec surcharge)  $F_s = 1.561$  ; et  $F_s=1.613$ (en prenant en considération le parement du mur). Dans les deux cas le coefficient de sécurité est supérieur à 1,5 ce qui considère le talus comme stable vis-à-vis de du glissement.

[1] Brinkgreve, R., B., J., Manuel de référence de PLAXIS Version 8.6, Delft University of Technology and PLAXIS bv. Pays-Bas, 2003.

# Conclusion générale

## **Conclusion générale**

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'une initiation à la recherche pour l'obtention d'un master en génie civil, spécialité Géotechnique, qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique qui est l'étude de la stabilisation mécanique des talus routiers.

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...). La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre

Le renforcement des sols instables (talus routiers) regroupe un ensemble de technique d'amélioration des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion.

Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols qui peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants.

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer le principe de soutènement, les différents types de remblais et la description de la technique constructive.

Dans une seconde étape, cette étude a permis de présenter les différentes méthodes de calcul de stabilité des remblais en général et des remblais routiers en particulier (méthodes analytique et numérique). Ensuite nous avons présenté dans cette étude la technique du clouage du sol et les modes de rupture d'un mur en sol cloué.

Finalement nous avons présenté dans ce mémoire un calcul numérique au moyen du code de calcul Plaxis d'un remblai routier stabilisé par des clous (profil type). Les études paramétriques entamées nous en permis de tirer des renseignements très importants concernant les déformations des murs en sol cloué (modes de rupture, coefficients de sécurité, les déplacements).

Des études expérimentales complémentaires, malgré leurs coûts, s'avèrent très indispensables pour confirmer ou infirmer les constatations théoriques.