

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de 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 : Vois et Ouvrage d'Art

Présenté par : Chenche khaoula, Benyahia amira

Thème : Analyse et conception des parois clouées

Sous la direction de : Dr H.Benyaghla

Juin 2017

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de 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 : Vois et Ouvrage d'Art

Présenté par : Chenche khaoula, Benyahia amira

Thème : Analyse et conception des parois clouées

Sous la direction de : Dr H.Benyaghla

Juin 2017

DEDICACES

*A mes parents, mes chers frères
A mon âme
A la famille et les amies*

KHAOULA

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail, fruit de mes années d'étude et de patience aux être les plus chers a mon cœur :

A celui qui m'a offert la vie, ma source de sagesse, de réussite et de tendresse ; qui m'a appris le respect et le sens du devoir. A toi mon cher père "AZIZ" le papa le plus formidable au monde pour tous les sacrifices consentis pour ma formation et pour sa présence a tout instant.

A la prunelle de mes yeux celle qui m'a poussé moralement, a la femme qui est toujours fiere de moi . Bien que nulle dédicace ne puisse exprimer les sentiments d'amour, de reconnaissance et de gratitude que j'éprouve a ton égard, je tiens a t'offrir ce modeste travail qui est le fruit de tes sacrifices et de ta confiance. A toi ma chère maman : "FATMA". Que dieu te procure santé, clémence et longue vie.

*A mes adorables frères et sœurs : khairou, imed, meriem, imen, rihem
Pour votre indéfectible sens de fraternité et en témoignage de l'amour et de l'affection que je porte pour vous. Que dieu, vous protège et vous garantisse santé et bonheur.*

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin a la réalisation de ce travail.

AMIRA

REMERCIEMENTS

« On remercie en premier lieu Allah le plus Puissant »

On tient à adresser nos vifs remerciements à notre directeur de mémoire, le docteur Benyaghla Hacène qui a su nous faire profiter de ses connaissances et ses compétences scientifiques, ainsi que sa disponibilité et ses précieux conseils.

On remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.

On profite aussi pour remercier tous nos enseignants et nos amis qui nous ont encouragés à réaliser ce travail.

Sans oublier tous ceux qui nous ont soutenu moralement, de prêt ou de loin, avec leurs prières de réussite et à mettre à terme ce travail.

Résumé :

Le renforcement des talus est devenu une opération primordiale vu les problèmes causés par le phénomène de glissements de terrain. A ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études la stabilisation des talus renforcés par clous.

La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des talus renforcés par la technique de clouage. À titre d'exemple la stabilisation des talus par les parois clouées assure le talus d'un probable glissement entraînant la ruine de l'ouvrage. Cette technique est amplement sollicitée. Elle s'avère aussi très délicate techniquement pour sa conception et sa mise en place sur site. Cependant elle est moins coûteuse par rapport aux autres techniques de stabilisation en ce qui concerne les ouvrages de grandes importances et plus précisément les ouvrages routiers.

Durant ces dernières années cette technique a attiré l'attention de plusieurs chercheurs et des études élaborées ont été réalisées par plusieurs universités et plus précisément certaines universités Canadiennes.

Mots clés :

Talus, glissement, stabilisation, clou, clouage, interaction sol-clou, états limites, GeoStudio 8.2.

Abstract :

The reinforcement of slopes has become a paramount and major operation due to the problems caused by the phenomenon of lands slide. To date, several studies are being carried out to find a solution to this phenomenon, among these studies slope stabilisation reinforced by nails.

The aim of this study is to better understand the behavior of slopes reinforced by the nailing technique. By way of example, the stabilisation of the slopes by the nailed walls ensures the slope of a probable slip leading to the ruin of the structure. This technique is amply solicited. It is also very technically delicate for its design and its conception. However, it is less costly compared to other stabilisation techniques in the case of large and important structures, and more specifically road structures.

Recently, this technique has attracted the attention of several researchers and elaborate studies have been carried out by several universities and more precisely certain Canadian universities.

Keywords :

Slope, slide, stabilisation, nail, nailing, soil-nail interaction, limit states, GeoStudio 8.2.

ملخص :

أصبح تدعيم المنحدرات عملية أساسية بسبب المشاكل التي تسببها ظاهرة الانهيارات الأرضية. حتى اليوم، هناك عدة دراسات قيد البحث لإيجاد حل لهذه الظاهرة، من بين هذه الدراسات تثبيت المنحدرات بتدعيمها بالمسامير.

تهدف هذه الدراسة إلى فهم شامل لسلوك المنحدرات المعززة بتقنية التسمير. فتثبيت المنحدرات بجدران مسمرة يحميها من انزلاقات محتملة تسبب الخراب التام للمنشأة. نظرا لفارق التكلفة و رغم أنه من الصعب جدا من الناحية التقنية تصميمها وتنفيذها إلا أنها تعتبر الأكثر انتشارا من بين التقنيات الأخرى لضمان استقرار المنشآت الهامة وخاصة منشآت الطرقات.

جذبت هذه التقنية في السنوات الأخيرة اهتمام العديد من الباحثين حيث أجريت عدة دراسات من قبل مراكز بحث الجامعات بغية تطويرها وتحديثها بالجامعات الكندية.

الكلمات الأساسية :

منحدر، انزلاق، استقرار، مسمار، تسمير، تفاعل تربة-مسمار، حالة النهايات، GeoStudio 8.2.

Sommaire

Dédicaces	
Remerciement	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Sommaire	I
Liste des figures	IV
Liste des tableaux.....	VIII
Liste des symboles	IX
Liste des abréviations.....	XII
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation générale de la technique de clouage des sols	
I. INTRODUCTION.....	3
I.2. DEFFINITION DE CLOUAGE DU SOL.....	3
I.3. AVANTAGES ET LIMITES D’EMPLOI.....	3
I.4. UTILISATION DES PAROIS CLOUEES.....	5
I.4.1. Stabilisation des pentes naturelles.....	5
I.4.2. Soutènement des excavations (pentes artificiels).....	5
I.5. TYPE DE SOUTENEMENT.....	6
1.5.1. Le soutènement de type Hurpinoise.....	6
1.5.2. Le soutènement par barres scellées.....	7
I.6. SOUTENEMENT PAR CLOUAGE.....	8
I.6.1. Historique.....	8
I.6.2. Mise en œuvre / Procédé de construction.....	8
I.6.3. Description de l’ouvrage.....	13
I.6.3.1. Structure.....	13
I.6.3.1.1. Caractéristiques géométriques générales.....	13
I.6.3.1.2. Caractéristiques des clous.....	14
I.6.3.1.3. Caractéristiques du parement.....	16
I.6.3.1.4. Dispositif de liaison entre la tête de clou et le parement.....	18
I.6.3.2. Equipement.....	20

I.6.3.3. Drainage.....	21
I.7. CONTROLES ET ESSAIS.....	22
I.7.1. Coulis de ciment.....	22
I.7.2. Clous.....	23
I.8. AUTRES TYPES DE RENFORCEMENTS.....	23
I.8.1. Comparaison entre la terre armée et le clouage.....	25
I.8.1.1. Les différences.....	25
I.8.1.2. La similitude.....	27
I.9. CONCLUSION.....	27

Chapitre II : Analyse des parois clouées

II. INTRODUCTION.....	29
II.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	29
II.2. ZONE D'INFLUENCE DE STABILITÉ.....	32
II.3. INTERACTION SOL – ARMATURES.....	33
II.3.1. Frottement le long du clou.....	34
II.3.2. Réaction du sol, normal à l'axe du clou.....	34
II.4. METHODES DE CALCUL.....	34
II.4.1. Etat limite ultime (ELU).....	35
II.4.1.1. Calcul à la rupture.....	36
II.4.1.1.1. Rupture interne.....	36
II.4.1.1.2. Rupture externe.....	40
II.4.1.1.3. Multicritère de Schlosser.....	47
II.4.1.2. Calcul à l'ELU avec coefficients partielles de sécurité.....	47
II.4.2. Etat limite de service (ELS).....	49
II.4.2.1. Méthode semi-empirique pour estimation des déplacements.....	49
II.5. CONCLUSION.....	51

Chapitre III : Conception des parois clouées

III. INTRODUCTION.....	54
III.1. ETAPES DE CONCEPTION.....	54
III.1.1. Considération sur la conception.....	55
III.1.2. Conception.....	57
III.2. EXEMPLE DE CALCULE.....	70
III.3. CONCLUSION.....	81

Chapitre IV : Calcul assisté par GeoStudio 8.2

IV. INTRODUCTION.....	83
IV.1. OBJECTIF.....	83
IV.2. CONCEPTION PRELIMINAIRE.....	84
IV.2.1. 1 ^{er} cas : $\alpha = \beta = 0^\circ$	86
IV.2.2. 2 ^{eme} cas : $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$	94
IV.2.3. 3 ^{eme} cas : $\alpha = 10^\circ, \beta = 10^\circ$	101
IV.3. ANALYSE DES DONNEES ET COMPARAISON.....	107
IV.3.1. Sécurité.....	107
IV.3.2. Economie.....	109
IV.3.3. Exemple de calcul économique.....	111
IV.4. CONCLUSION.....	111
Conclusion générale.....	112
Références bibliographiques.....	113
Annexes.....	115

Liste des figures

Figure I.1 - Mur cloué réalisé en courbe.....	4
Figure I.2 - Les deux utilisations possibles du clouage.....	5
Figure I.3 - Ouvrage neuf, paroi clouée en soutènement d'excavation.....	6
Figure I.4 - Elargissement d'une route sous un tablier d'ouvrage d'art.....	6
Figure I.5 - Exemple d'Hurpinoise.....	7
Figure I.6 - Clouage classique. Coupe du mur d'Herbouville, Lyon.....	8
Figure I.7 - Forage des trous.....	9
Figure I.8 - Mise en place d'une barre d'acier après forage.....	10
Figure I.9 - Exemple de machine à injection.....	10
Figure I.10 - L'installation de la bande de drainage.....	11
Figure I.11 - Mise en place de béton projeté in-situ.....	11
Figure I.12 - Technique d'excavation pa niveau.....	12
Figure I.13 - Etapes de construction d'un mur cloué.....	12
Figure I.14 - Exemple de distribution des clous.....	13
Figure I.15 - Détails sur une barre creuse injectée.....	14
Figure I.16 - Centraliseurs fixés sur les barres de renforcement.....	14
Figure I.17 - Pompe d'injection et malaxeur de coulis de ciment.....	15
Figure I.18 - Détails sur la tête des clous.....	15
Figure I.19 - Barres d'acier avec revêtement époxy et partiellement encapsulés.....	16
Figure I.20 - Liaison en forme baïonnette entre deux passes de bétonnage.....	16
Figure I.21 - Schématisation de la projection par voie sèche et humide.....	17
Figure I.22 - Détail de têtes de clou, cas des cornières battus.....	18
Figure I.23 - Détail d'une tête de clou, cas des barres en aciers.....	18
Figure I.24 - Enrobage des extrémités des têtes clous par le béton du parement.....	19
Figure I.25 - Détails de la liaison de la tête de clou et du parement.....	20
Figure I.26 - Systèmes de fixation les plus courants.....	20
Figure I.27 - Barbacanes placées à plusieurs niveaux.....	21
Figure I.28 - Tube crépiné.....	21
Figure I.29 - Drains non visibles de l'extérieur, reliés à un collecteur interne.....	22
Figure I.30 - Préparation des cubes de coulis pour le test.....	22

Figure I.31 - Essai statique d'arrachement des clous.....	23
Figure I.32 - Les cinq grands types de renforcement.....	24
Figure I.33 - Déformations des structures en sol renforcé cloué.....	25
Figure I.34 - Schéma d'une portion d'un ouvrage en terre armée.....	26
Figure II.1 - Evolution des déplacements pendant la construction.....	29
Figure II.2 - Schématisation d'un clou actif et d'un clou passif.....	30
Figure II.3 - Ouvrages associés au parement cloué.....	30
Figure II.4 - Efforts de traction dans les clous d'un ouvrage.....	31
Figure II.5 - Types de rupture.....	31
Figure II.6 - Rupture locale.....	31
Figure II.7 - Schématisation de la zone active et de la résistante.....	32
Figure II.8 - Zone d'influence - terrains associés.....	33
Figure II.9 - Différents efforts s'exerçant sur un clou.....	33
Figure II.10 - Cisaillement d'un clou.....	34
Figure II.11 - Différents types de surface de rupture potentielle.....	35
Figure II.12 - Principaux modes de la rupture interne.....	36
Figure II.13 - Principaux causes de la rupture interne.....	37
Figure II.14 - Mode de transfert de contraintes unilatérales	38
Figure II.15 - Mécanisme de transfert de la charge dans les clous du sol.....	39
Figure II.16 - Principaux modes de la rupture externe.....	40
Figure II.17 - Analyse de la stabilité d'un mur cloué par la méthode des tranches.....	41
Figure II.18 - Analyse de la stabilité d'un mu en sol cloué par la méthode de Coulomb	41
Figure II.19 - Stabilité au glissement d'un mur de clous de sol.....	43
Figure II.20 - Analyse de la capacité portante.....	47
Figure II.21 - Calcul à la rupture avec coefficients de sécurité partiels.....	48
Figure II.22 - Déformation schématique de la paroi clouée.....	50
Figure II.23 - Stabilisation par correction de la pente et installation du système de drainage.....	51
Figure II.24 - Stabilisation des pentes par tirants d'ancrage et pieux.....	52
Figure III.1 - Modèles de distribution des clous du sol sur l'interface du mur.....	57
Figure III.2 - Nomenclature de renforcement pour le revêtement en flexion.....	64
Figure III.3 - Etat limite pour le cisaillement en face.....	68
Figure III.4 - Géométrie des goujons de tête.....	69

Figure III.5 - Un murs cloué : site de Constantine.....	71
Figure IV.1 - Les trois configurations du sol à étudier.....	83
Figure IV.2 - Valeurs de C_{IF} et C_{IL}	85
Figure IV.3 - $\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ$	86
Figure.IV.4 - Abaque de L/H normalisé et force de traction pour $\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ, \varphi' = 39^\circ$	86
Figure IV.5 - Fenêtre initiale du programme GeoStudio 8.2 version 2012.....	88
Figure.IV.6 - Configuration détaillée du premier cas.....	89
Figure.IV.7 - Les surfaces de glissement, cas 1.....	89
Figure.IV.8 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas1.....	90
Figure.IV.9 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas1.....	90
Figure.IV.10 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas1.....	91
Figure.IV.11 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas1.....	92
Figure.IV.12 - Diagrammes des tranches et polygones des force de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas1.....	92
Figure.IV.13 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas1.....	93
Figure.IV.14 - Abaque ; $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$	94
Figure.IV.15 - Abaque de L/H normalisé est la force de traction pour $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ, \varphi' = 39^\circ$	94
Figure.IV.16 - Configuration détaillée du deuxième cas.....	96
Figure.IV.17 - Les surfaces de glissement, cas2.....	96
Figure.IV.18 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas2.....	97
Figure.IV.19 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas2.....	97
Figure.IV.20 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas2.....	98
Figure.IV.21 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas2.....	99
Figure.IV.22 - Diagrammes des tranches et polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas2.....	99
Figure.IV.23 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas2.....	100

Figure.IV.24 - Abaque ; $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 10^\circ$	101
Figure.IV.25 - Abaque de L/H normalisé et la force de traction pour $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 10^\circ$, $\varphi' = 39^\circ$	101
Figure.IV.26 - Configuration détaillée du troisième cas.....	103
Figure.IV.27- Les surfaces de glissement, cas3.....	103
Figure.IV.28- Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas3.....	104
Figure.IV.29 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas3.....	104
Figure.IV.30 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas3.....	105
Figure.IV.31 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas3.....	105
Figure.IV.32 - Diagrammes des tranche et polygone des force de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas3.....	106
Figure.IV.33 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas3.....	107
Figure.IV.34 - Diagrammes de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, des trois cas.....	109
Figure.IV.35 - Configuration du quatrième cas avec 8 clous.....	110
Figure.IV.36 - Configuration du quatrième cas avec diminuation des longueurs des clous.....	110

Liste des tableaux

Tableau I.1 - Les principales méthodes de renforcement de sol.....	25
Tableau I.2 - Comparaison entre le renforcement par terre armée et par clouage.....	26
Tableau II.1 - Valeurs de $(\delta_h / H)_i$ et k en fonction de conditions du sol.....	50
Tableau III.1 - Étapes principales - Considérations sur la conception initiale.....	54
Tableau III.2 - Étapes principales – Conception.....	55
Tableau III.3 - Facteurs de charge et combinaisons de charge.....	56
Tableau III.4 - Facteurs de charge, γ_p , pour les charges permanentes.....	56
Tableau III.5 - Valeurs de R en fonction de type de sol.....	59
Tableau III.6 - Estimation de la force de liaison des clous du sol.....	60
Tableau III.7 - Facteurs de résistance recommandés pour la conception.....	61
Tableau III.8 - Facteurs de sécurité recommandés pour la conception.....	61
Tableau III.9 - Valeur de C_F	66
Tableau.IV.1 - Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 1.....	93
Tableau.IV.2 - Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 2.....	100
Tableau.IV.3 - Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 3.....	106
Tableau.IV.4 - Comparaison économique des configurations.....	111

Liste des symboles

a_{hm}	Section transversale de l'armature horizontale par unité de largeur de la mi-portée
a_{hn}	Section transversale de l'armature horizontale par unité de largeur de la tête de clou
a_{ij}	Section transversale de l'armature par unité de largeur (dans la direction "i" et l'emplacement "j")
a_{vm}	Section transversale de l'armature verticale par unité de largeur de la mi-portée
a_{vn}	Section transversale de l'armature verticale par unité de largeur de la tête de clou
A_H	Surface transversale de la tête de goujon
A_S	Section transversale de la tige de goujon à tête
A_t	Surface transversale du clou
A'_{HN}	Surface transversale totale des barres dans la direction horizontale
A'_{VN}	Surface transversale totale des barres dans la direction verticale
B_e	Largeur de l'excavation
B_L	Longueur de la surface de rupture horizontale où c_b agit efficacement
B'	Largeur d'influence
c_b	Force de cohésion du sol le long de la base
c_m	Cohésion mobilisée
CDR	Rapport de la capacité à la demande
C_F	Facteur qui tient compte de l'effet des pressions non uniformes des sols agissants derrière le revêtement
C_P	Facteur de correction pour la pression qui représente la contribution de la capacité de support du sol
C_{1L}	Facteur de correction de longueur pour le diamètre du forage
C_{2L}	Facteur de correction de longueur pour la cohésion
C_{3L}	Facteur de correction de longueur pour le facteur de sécurité
C_{1F}	Force maximale normalisée corrigée
C_{2F}	Correction de charge pour la cohésion
c'	Cohésion effective du sol
c^*	Cohésion normalisée du sol
dT	Différentiel de T
dx	Différentiel de x
D_B	Profondeur du dépôt de sols rigides sous-jacents d'excavation
DC	Sur charges structurels
D_{DH}	Diamètre moyen ou effectif du trou de forage
D_{SC}	Diamètre de tronc de goujon
D_{SH}	Diamètre de la tête de goujon
DW	Charges de surfaces d'usure et les services publics
D'_c	Diamètre effectif de la surface conique au centre de la section
E	Module de Young
EH	Pression horizontale des terres
ES	Surcharge terrestre, Composante horizontale
EV	Pression verticale des terres
f_y	Résistance des renforcements choisis

f'_c	Résistance du béton projeté
FS	Facteur de sécurité
FS_{BH}	Facteur de sécurité de la capacité portante
FS_{FF}	Facteur de sécurité de la flexion de la face du mur
FS_{FH}	Facteur de sécurité de traction à la tête du goujon
FS_{FP}	Facteur de sécurité de cisaillement de la face du mur
FS_{LS}	Facteur de sécurité de glissement
FS_{OS}	Facteur de sécurité de la stabilité globale
FS_{PO}	Facteur de sécurité de retrait
FS_T	Facteur de sécurité de traction
h	Épaisseur du revêtement conçu, initial ou définitif
h_c	Profondeur effective de la surface conique
h_f	Épaisseur de la face permanente
h_i	Épaisseur de la face temporaire
H	Hauteur du mur
H_{eq}	Hauteur du mur équivalente
H_l	Hauteur effective sur laquelle agit la pression de la terre
i	Inclinaison de clou
k	Coefficient d'amortissement lié à la nature du sol
K_a	Coefficient de pression active des terres
L	Longueur des clous du sol
L	Longueur du mur
L_{BP}	Longueur de la plaque d'appui
L_e	Longueur de l'excavation
L_F	Longueur du plan de rupture
L_P	La longueur de retrait du clou
L_s	Longueur du goujon
m_{hm}	Moment de flexion horizontal à la mi-portée
m_{hn}	Moment de flexion horizontal autour de la tête du clou
m_{vm}	Moment de flexion vertical dans la mi-portée
m_{vn}	Moment de flexion vertical autour de la tête du clou
N_c	Facteur de capacité portante
N_F	Force normale sur la surface de rupture
N_H	Nombre de goujons à tête dans la connexion
P_a	Poussée des terres latérale
q	Contrainte de cisaillement mobilisée le long de l'interface sol-coulis
q_a	force de liaison admissible
q_u	Force de liaison de l'interface clou-coulis-sol
$q(x)$	contrainte de cisaillement mobilisée le long de l'interface sol-coulis en fonction de distance
Q	Charge uniforme
Q_D	Partie permanente de la surcharge totale Q_T
Q_T	Charge totale
r_{PO}	résistance au retrait mobilisé par unité de longueur
R	Facteur pour corriger les longueurs de clous du sol dans la partie inférieure
R_c	Composante cohésive de S_F
R_{FF}	Résistance à la flexion
R_{FH}	Résistance à la traction du goujon en revêtements finals
R_{FP}	Résistance au cisaillement
R_{PO}	Résistance nominale de retrait

R_s	Résistance nominale du sol par unité de largeur agissant à la base du sol
R_T	Résistance à la traction nominale du clou
R_φ	Composante de frottement de S_F
S_F	Force de cisaillement sur surface de rupture
S_H	Espacement horizontal des clous
S_{max}	Valeur maximale de S_V et S_H
S_{SH}	Espacement des goujons sur la plaque d'appui
S_u	Résistance au cisaillement du sol non drainé
S_V	Espacement vertical des clous
S_{VN}	Distance verticale entre la rangée la plus profonde de clous du sol jusqu'au fond de l'excavation
S_{VO}	Distance verticale entre le haut du mur et la première rangée de clous du sol
t_p	Épaisseur de la plaque d'appui
t_{sh}	Épaisseur de la tête du goujon
T	Force de traction d'un seul clou de sol par unité de longueur
T_{EQ}	Force équivalente du clou
T_{max}	Force de traction maximale
T_{max}	Résistances réduites par Γ_m
T_o	Force de traction maximale à la tête des clous du sol
V_F	Force de cisaillement qui agit dans la section de la face
W	Poids de la masse glissante
x	Coordonné le long du clou
α	Inclinaison du mur par rapport à la verticale
β	Angle de pente
β_{eq}	Angle d'inclinaison équivalente
γ	Facteur de charge
γ_{EH}	Facteur de charge maximal pour les pressions des terres horizontales
γ_{ES}	Facteur de charge maximal pour l'effet horizontal de sur-chargement du permanent
γ_p	Facteurs de charge pour les charges permanentes
γ_s	Poids volumique du sol
δ	Angle de frottement de l'interface mur-sol retenu
δ_h	Déformations horizontales
$(\delta_h / H)_i$	Rapport qui dépend des conditions du sol
δ_v	Déformation verticale
ΔH	Pente ascendante jusqu'à la hauteur
η	Fruit du parement
θ	Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale
λ	Déformation du sol
μ	Résistance de liaison normalisée
ρ_{ij}	Pourcentage de renforcement (dans la direction "i" et l'emplacement "j")
ρ_m	Pourcentage de renforcement à la portée moyenne
ρ_{max}	Rapport de renforcement maximal
ρ_{min}	Rapport de renforcement minimal
ρ_n	Pourcentage de renforcement à la tête des clous
τ_{ext}	Résultante des efforts extérieurs
τ_{max}	Efforts résistants mobilisables dans le sol cloué
ϕ_{BH}	Facteurs de résistance de la capacité portante
ϕ_{FF}	Facteurs de résistance à la flexion de la face du mur
ϕ_{FH}	Facteurs de résistance de traction à la tête du goujon

ϕ_{FP}	Facteurs de résistance au cisaillement de la face du mur
ϕ_{LS}	Facteurs de résistance de glissement
ϕ_{OS}	Facteurs de résistance de la stabilité globale
ϕ_{PO}	Facteurs de résistance au retrait
ϕ_T	Facteurs de résistance à la traction
φ_m	Angle de frottement mobilisé
φ'	Angle effective de frottement interne du sol
φ'_b	Angle effective de frottement interne de la base
Φ	Diamètre des clous
Ψ	Inclinaison du plan de rupture
$\Gamma_{m\varphi}$	Coefficient partiel de sécurité sur $\tan \varphi$
Γ_{mc}	Coefficient partiel de sécurité sur la cohésion c
Γ_Q	Coefficient pondérateur différent
$\Gamma_{s3} \tau_{ext}$	Actions pondérées par Γ_Q
Γ_m	Coefficients partiels de sécurité

Liste des abréviations

<i>AASHTO</i>	American Association of State Highway and Transportation Officials
<i>AFNOR</i>	Association Française de Normalisation
<i>AFTES</i>	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>FHWA</i>	Federal Highway Administration
<i>GEC</i>	Geotechnical engineering circular
<i>LCPC</i>	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
<i>LRFD</i>	Load and resistance factor design
<i>PEHD</i>	Polyéthylène Haute Densité
<i>PVC</i>	Polychlorure de Vinyle

Introduction générale

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies un développement important dû aux progrès technologiques, consistent à améliorer sélectivement les propriétés physico-mécaniques des sols par la mise en place des inclusions rigides travaillant en traction, en compression ou en flexion. Parmi ces techniques, celle que s'utilise sur les sols en place, la technique de clouage.

Fréquemment, l'innovation technologique de certaines entreprises a devancé les centres de recherches ou bureaux d'études, si bien qu'il n'est pas rare que la compréhension théorique d'une méthode aboutisse plusieurs années après les premières mises en pratique. C'est exactement ce qui s'est passé pour le clouage des sols. C'est en France que le premier chantier utilisant cette technique a été lancé (1973). Cependant c'est seulement 12 ans plus tard qu'un programme officiel de recherches a été lancé sur ce sujet en France, par le conseil d'orientation de la recherche scientifique et technique organisme sous la tutelle du *CNRS*.

Ce mémoire comporte quatre chapitres traitants de la technique de renforcement des talus par cloutage pour leur stabilisation

Le premier chapitre est consacré à la présentation générale de cette technique, la technique de clouage des sols. Les différentes utilisations sont décrites ainsi que les avantages et les limites d'emploi ainsi que la mise en œuvre. Enfin, une comparaison générale est présentée entre la technique de clouage et les techniques des renforcements existants.

Le deuxième chapitre a pour objectif de fournir les principales méthodes d'analyse et de calcul des parois clouées en fonction de type de rupture aux deux états limites, ultime et service.

Le troisième chapitre présente étape par étape la méthode généralisée en ce qui concerne le calcul et la conception des parois clouées selon l'*FHWA*, *Federal Highway Administration*. Ensuite, un exemple de calcul détaillé est présenté qui illustre les recommandations et les procédures de conception décrites par l'*FHWA*, utilisant les données communiquées par la DTP de Constantine pour le projet réalisé au niveau dit « Mansora », la route reliant le pont géant de Salah Bey et l'autoroute est-ouest.

Le quatrième chapitre concerne tout d'abord un aperçu sur le logiciel GeoStudio 8.2, qu'est conçu pour résoudre les problèmes de stabilisation des talus à l'état limite d'équilibre. Il sera utilisé dans tous les calculs assistés pour la réalisation de ce mémoire. Les principaux paramètres pris en considération est l'inclinaison de la paroi par rapport à la vertical, α , et l'angle de la pente, β du terrain naturel du site sur la stabilité de l'ouvrage projeté.

Chapitre I
Présentation générale de la
technique
de clouge des sols

I. INTRODUCTION

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions rigides au sein du sol, qui sont en général soit linéaires, soit plans. En conséquence, les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de quatre sortes: traction, compression, flexion et cisaillement. Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols utilisé parfois soit dans les domaines de stabilisation des pentes, soit dans les soutènements des excavations.

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes. Cette technique a été utilisée pour la première fois en France, Versailles, en 1972 - 1973 pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement provisoire. Elle n'a connu cependant un réel essor que depuis la fin des années 80. Dans les années 1990, des recommandations relatives à la conception, au calcul, à l'exécution et au contrôle des soutènements réalisés par le clouage des sols ont été rédigées dans le cadre du Projet National Clouterre. Il s'agit des recommandations Clouterre91.

I.2. DEFINITION DE CLOUAGE DU SOL

Le clouage des sols est une technique de renforcement des sols in situ, permettant d'assurer la stabilité des talus, à l'aide des barres passives rigides. Ces barres sont scellées dans le sol par injection de coulis de ciment si le sol est foré. Elles peuvent également être battues. Ces barres rigides travaillent en traction, flexion et en cisaillement. Elles ont pour effet de limiter la déformation du sol.

Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres peuvent être installées horizontalement et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres peuvent être installées verticalement ou inclinées, et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

I.3. AVANTAGES ET LIMITES D'EMPLOI

- Le clouage est bien adapté aux sites délicats dans la mesure où il ne nécessite pas d'excavation préalable et où le matériel utilisé est léger. Il permet en particulier de réaliser des ouvrages dans des pentes d'accès difficile, dans des emprises réduites, sous des hauteurs libres relativement faibles.
- Il peut être réalisé par plot, en courbe (Fig.I.1) ou avec un parement incliné, ainsi que par murs superposés.



Figure I.1 - Mur cloué réalisé en courbe

- Cette technique est également bien adaptée aux sols hétérogènes dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés. Les clous scellés peuvent passer sans difficulté au travers des sols localement hétérogènes comportant des blocs.
- Il est également possible, pour des raisons d'encombrement du sous-sol, de modifier localement l'orientation, la longueur ou la densité des clous.
- Les règles de conception des ouvrages provisoires ou permanents sont identiques. Pour les ouvrages permanents, on retient cependant des dispositions complémentaires vis-à-vis de la durabilité des clous et du ferrailage du parement. On considère dans ce cas pour les clous une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion et pour le parement, on veille à la continuité des armatures.

Le clouage présente cependant certaines limitations, à savoir :

- Les déplacements latéraux et verticaux du terrain soutenu, sont inhérents au fonctionnement même de la technique. Cette limitation est surtout importante en site urbain à cause des ouvrages existants situés à proximité. Il convient de vérifier que la structure existante va pouvoir supporter sans dommage une déformation horizontale du sol ainsi qu'une déformation verticale avec tassement différentiel.
- La construction de murs cloués sous la nappe dans des sols à faible cohésion n'est pas envisageable, tant pour des problèmes d'exécution que pour la stabilité à long terme, sans un rabattement ou un drainage mettant l'ouvrage à l'abri des arrivées d'eau.
- L'utilisation de cette technique est délicate dans les sols pulvérulents sans cohésion, où il n'est pas possible d'assurer la stabilité d'une excavation subverticale, même limitée en longueur et hauteur.
- Une utilisation difficile dans les sols argileux de médiocres caractéristiques physico-mécaniques. Des précautions doivent être prises pour empêcher les infiltrations d'eau qui peuvent entraîner une forte diminution du frottement latéral sol-clou, associée à une perte de résistance du sol.

- Dans les pays froids, le gel peut conduire à des gonflements de certains types de sol, générant des augmentations importantes des tractions en tête de clou.

I.4. UTILISATION DES PAROIS CLOUEES

Les techniques de clouage s'emploient dans deux domaines :

I.4.1. Stabilisation des pentes naturelles

Le clouage des pentes consiste à améliorer leurs stabilités. Les inclusions sont souvent et habituellement placées perpendiculaires par rapport à la surface de glissement (rupture) potentielle. Elles travaillent essentiellement par cisaillement. Ce type de clouage est souvent utilisé en site montagneux, à titre préventif, et pour les remblais des voies ferrées (inclusions verticales) (Fig.I.2).

I.4.2. Soutènement des excavations (pentes artificiels)

Les techniques de clouage peuvent aussi être utilisées pour supporter les murs de soutènement. Les éléments linéaires (barres, tubes, ...) sont disposés horizontalement ou très peu inclinés vers le bas lors de l'excavation (Fig.I.2). La structure installée travaille principalement en traction ainsi qu'au cisaillement.

Le soutènement que l'on désigne par paroi clouée peut être provisoire (travaux d'assainissement, etc.), ou définitif (stabilisation des talus, entrée de tunnel, passage souterrain, etc.).

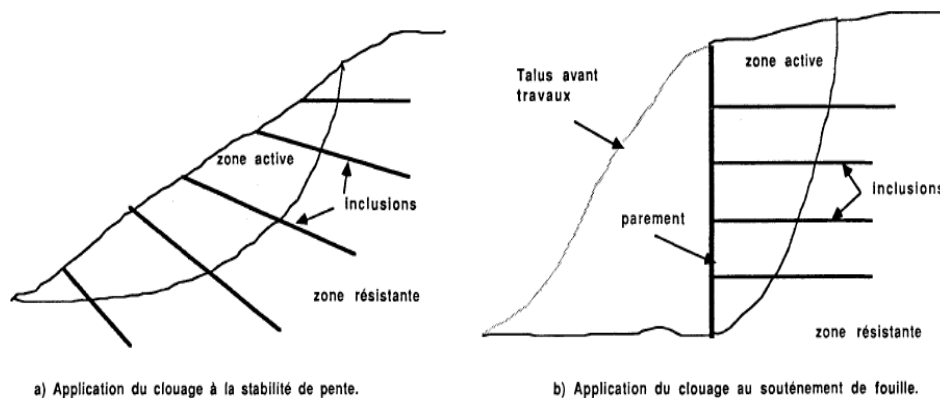


Figure I.2 - Les deux utilisations possibles du clouage

Il est appliqué dans les domaines suivants :

- En ouvrages neufs (Fig.I.3), pour la réalisation de soutènement d'excavation : stabilisation des talus, tranchées routières, sous-sols de bâtiments, têtes de tunnels, etc.



Figure 1.3 - Ouvrage neuf, paroi clouée en soutènement d'excavation

- En travaux d'élargissement de voies : raidissement de talus, élargissement sous des tabliers d'ouvrages d'art (Fig.I.4), etc.



Figure 1.4 - Elargissement d'une route sous un tablier d'ouvrage d'art

- En réparation ou confortation d'ouvrages : renforcement de maçonneries ou de murs en terre armée, blindage.

1.5. TYPE DE SOUTÈNEMENT

Deux grands types de soutènement par clouage sont employés :

1.5.1. Le soutènement de type Hurpinoise

Cette technique a été largement développée par la société Bouygues depuis 1972. Goulesco et Medio (1981) décrivent cette méthode comme suit :

- Le sol est excavé en couches de un à deux mètres d'épaisseur.
- On procède au battage dans le terrain, des armatures métalliques inclinées de 20° sur l'horizontale. En cas de terrains durs, on utilise la technique du forage et scellement de l'armature par injection de coulis de ciment.

- Le parement vertical de la couche excavée est protégé par une épaisseur de béton projeté d'environ 5 cm et armé d'un treillis soudé. L'extrémité de l'armature est scellée au béton.

Cette description, trop générale, ne permet pas de particulariser la technique Hurpinoise qui se caractérise pour Guilloux (1982) :

- Des armatures généralement battues, de résistances 50 à 130 kN.
- Une densité d'armatures d'environ deux barres par mètres carrés, de longueur cumulée 10 à 12 m par m².
- Des barres de longueurs voisines de la demi-hauteur de l'excavation. Un ouvrage de type Hurpinoise est présenté sur la figure (Fig.I.5).

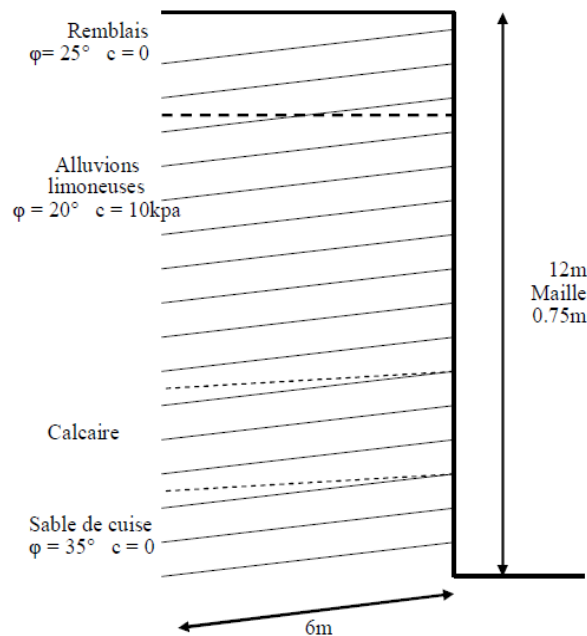


Figure I.5 - Exemple d'Hurpinoise.

Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS). Entreprise: BOUYGUES 1974

1.5.2. Le soutènement par barres scellées :

La longueur des armatures peut dépasser la hauteur de fouille. La densité de clouage est d'une barre pour deux à six mètres carrés. La résistance des barres est bien sûr plus élevée que dans le cas du type Hurpinoise (200 à 500 kN).

La longueur cumulée d'acier par mètres carrés d'ouvrage est d'un et demi à cinq mètres. Un chantier représentatif mis en œuvre à Lyon, cours d'Herbouville, est présenté sur la figure, Fig.I.6, Gausset (1985).

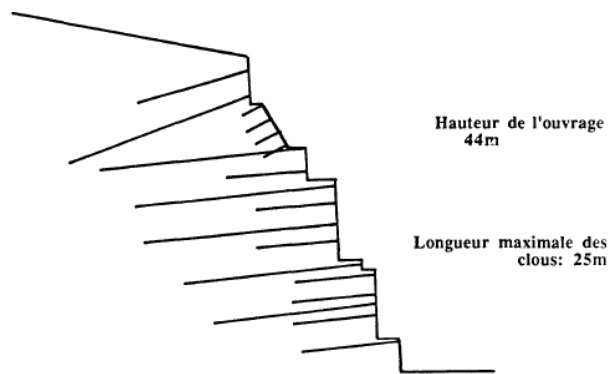


Figure I.6 - Clouage classique. Coupe du mur d'Herbouville (Lyon).
Entreprise: CAMPENON BERNARD (1977)

I.6. SOUTÈNEMENT PAR CLOUAGE

I.6.1. Historique

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes, mais plus récemment pour les excavations profondes réalisées en centre urbain. Nous distinguons deux méthodes :

- Le renforcement des structures minières (tunnels miniers, parois boulonnés), où le boulonnage était d'usage courant est utilisé depuis un demi-siècle.
- La méthode autrichienne de construction de tunnels (1960) a été utilisée pour les matériaux rocheux. Certains constructeurs l'ont appliquée au soutènement des têtes de tunnels dans des sols plus meubles.

En 1986, un programme de recherche sur le clouage des sols a été réalisé. Clouterre était le nom du projet. Ce projet a pris fin en 1990 avec la rédaction des recommandations Clouterre91 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des supports réalisés par clouage des sols. Une norme expérimentale XP P 94-240 concernant ces structures (supports) a également été publiée en août 1998. Depuis, différentes techniques ont été utilisées pour la réalisation de ce type d'ouvrage.

I.6.2. Mise en œuvre / Procédé de construction

Les règles de l'art de la méthode de clouage imposent le respect du principe suivant : « *Perturber au minimum le terrain en place au cours du chantier, de manière à tirer profit des caractéristiques mécaniques initiales* » (Louis, 1981).

Le soutènement par clouage est réalisé par étapes successives au fur et à mesure de l'excavation des terres. Ces étapes sont décrites ci-dessous et montrées schématiquement sur la figure (Fig.I.12).

Étape 1 : Terrassement

Un terrassement est tout d'abord effectué sur une hauteur variable suivant la tenue du terrain (de l'ordre de deux mètres). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres. Les chantiers de clouage se situent le plus souvent le long des voies de communication (existantes ou futures) et présentent donc une longueur importante comparée à la hauteur terrassée.

Étape 2 : Forage

Le forage des trous se fait à une longueur et un diamètre spécifiés pour installer les clous. Il ya deux types de processus qui peuvent être effectués après terrassement, le clou peut être directement poussé dans le sol à l'aide des équipements appropriés dans lequel le clou lui-même fait son chemin vers l'avant. Alternativement, un trou peut être foré avant de mettre le clou à l'aide d'un équipement de forage. Ce dernier processus est couramment utilisé (Fig.I.7).

Après l'achèvement du forage, il est procédé au nettoyage des résidus restants dans les trous.



Figure I.7 - Forage des trous

Étape 3 :

a- Installation des clous et injection du coulis de ciment

Les clous sont mis en place par plusieurs techniques (Fig.I.8) :

- **Le battage** : Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence faible (0.3 à 1 Hz).
- **Le vibrofonçage** : C'est l'association du fonçage et des vibrations. Une charge fixe appuie en tête de clou qui est soumis à des vibrations à hautes fréquences (50 Hz).
- **Le forage et le scellement** : Un trou est foré à l'aide d'un outil approprié (tarière, tricône, taillant, couronne diamantée), de diamètre généralement compris entre 6 et 15 cm.

Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection peut se faire sous différentes pressions qui restent assez basses (100 *kPa*).



Figure I.8 - Mise en place d'une barre d'acier après forage

Le coulis est également injecté dans le trou de forage. À ce stade, un tuyau de jointoiment est normalement fixé à l'armature pendant l'insertion dans le puits foré. Le trou de forage est alors rempli avec un coulis de ciment à travers le tuyau. Le coulis est injecté au niveau du point de trous de forage la plus basse grâce à un tube plongeur. Les trous de forage sont remplis progressivement du bas vers le haut et le tube plongeur est retiré à une vitesse lente même que le trou est rempli d'éviter les vides dans le coulis. Une machine à injection de coulis est présentée sur la figure I.9.



Figure I.9 - Exemple de machine à injection

b- Installation éventuelle d'un système de drainage :

Les bandes de drain sont installés sur la face d'excavation, de manière continue à partir de la partie supérieure de l'excavation à légèrement au-dessous du fond de l'excavation. Les drains sont placés entre les clous adjacents et sont déroulées jusqu'à la prochaine levée de l'excavation (Fig.I.10).



Figure I.10 - L'installation de la bande de drainage avant la première mise en place du béton projeté

Étape 4 : Construction provisoire de béton projeté

Un système de parement provisoire est ensuite construit pour supporter la section de sol avant la prochaine levée de sol excavé. Le parement le plus typique provisoire est constitué d'une couche de béton projeté renforcé légèrement couramment 100 mm d'épaisseur (Fig.I.11). L'armature est constituée généralement d'un treillis soudé métallique, qui est placé à peu près au milieu de l'épaisseur de revêtement.

A chaque partie excavée, le drainage vertical est déroulé vers le bas de la partie ultérieure. Au fond de l'excavation, la bande de drainage est liée à un drain de collecte horizontal au pied de l'ouvrage.



Figure I.11 - Mise en place de béton projeté in-situ

Étape 5: Construction des niveaux suivants

Une fois les différentes phases de la première période sont effectuées, l'excavation de la deuxième peut être entreprise, et ainsi de suite jusqu'à ce que la profondeur totale de l'ouvrage soit atteinte (Fig.I.12).



Figure I.12 - Technique d'excavation par niveau ; niveau 1 terminé, niveau 2 commencé

Étape 6 : Construction de la finition

Une fois le fond de l'excavation est atteint et les clous sont installés et testés, le revêtement final (parement) est construit. Le revêtement final (parement définitif) peut être constitué de béton armé, de béton projeté renforcé ou de panneaux préfabriqués. Des trous de vidange, un drain de fond et des fossés de drainage sont ensuite installés pour décharger l'eau qui peut se rassembler dans le drain de bande continue.

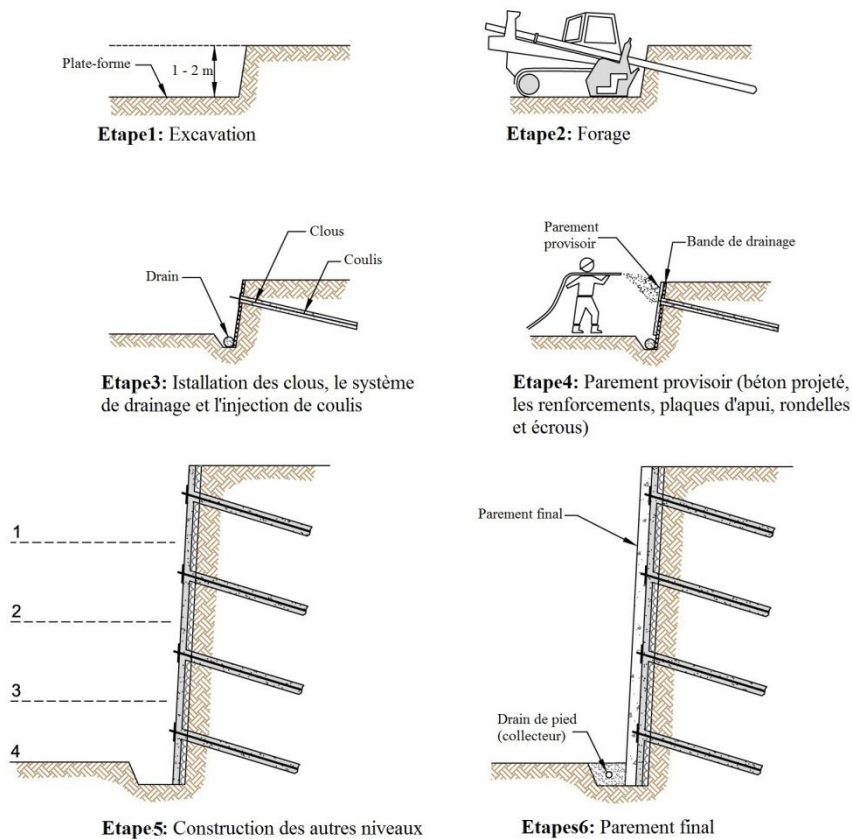


Figure I.13 - Etapes de construction d'un mur cloué

I.6.3. Description de l'ouvrage

I.6.3.1. Structure

I.6.3.1.1. Caractéristiques géométriques générales

En site urbain, pour des raisons évidentes liées à l'emprise disponible pour réaliser les travaux, les ouvrages sont généralement conçus avec des parements verticaux. Toutefois, dans la mesure du possible, il est conseillé, qu'ils soient permanents ou temporaires, de leur donner un fruit. Celui-ci permet d'améliorer sensiblement la stabilité, tant durant la construction qu'à long terme, pour l'ouvrage en service.

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et du fruit du parement, du type de clou retenu (battus ou réalisés par forage du sol) et des qualités des terrains concernés. En règle générale, les clous sont disposés en lit, légèrement inclinés par rapport à l'horizontale pour des raisons d'exécution. Cette inclinaison est en pratique comprise entre 5 et 20°. Un exemple de distribution de clous est présenté sur la figure (Fig.I.14).

Pour un ouvrage à parement vertical, la longueur moyenne des clous est d'environ pour un prédimensionnement (Clouterre91):

- ✓ **0.5 à 0.7 H** (H hauteur total de l'ouvrage) pour des clous, disposés avec une maille relativement serrée (environ 1 à 2 clous par m^2). Il est préférable d'utiliser cette technique dans les sols granulaire.
- ✓ **0.8 à 1.2 H** (H hauteur totale de l'ouvrage) pour des clous réalisés par forage, disposés à raison d'environ un clou par 2.5 à 6 m^2 de parement (des barres longues). Dans ce cas, la distribution de clous de longueur constante sur toute la hauteur de l'ouvrage est une disposition courante. Toutefois, il est possible de concevoir une distribution différente des clous : clou long, moyen et court.

a- Mise en ouvre de clou plus longs en partie supérieure pour des ouvrage de forte hauteur par exemple.

b- Densité des clous variable pour un même soutènement en fonction des types de terrains, des obstacles rencontrés, etc.

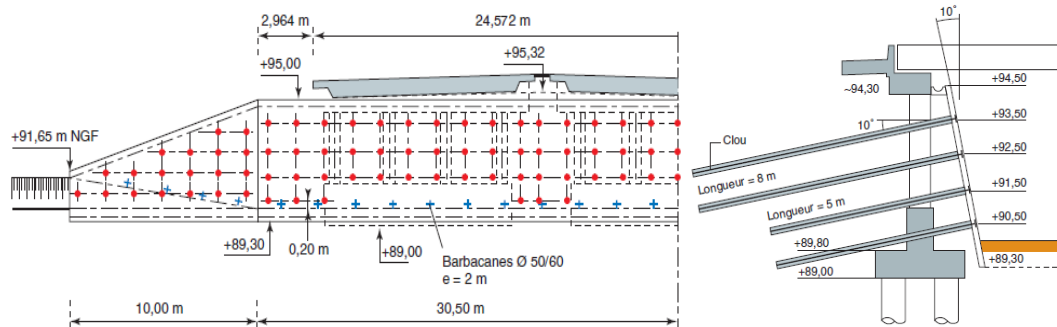


Figure I.14 - Exemple de disruption des clous (élévation et coupe transversale) d'une culée d'un ouvrage d'art

I.6.3.1.2. Caractéristiques des clous

a- Les barres de renforcement en acier :

Ce sont des barres d'armature pleine ou creuse (Fig.I.15), avec une force minimale de 415 *kPa*. Ce sont les composants principaux du système de clouage du sol. Ces éléments sont placés dans des trous de forage pré-perçés scellés par un coulis de ciment in-situ ou battus directement dans le sol.

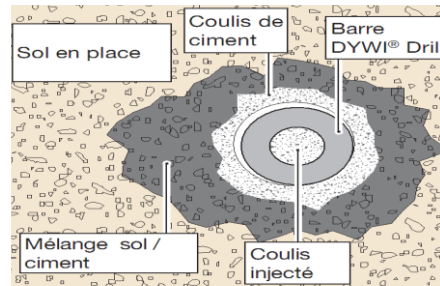


Figure I.15 - Détail sur une barre creuse injectée

b- Les centreurs ou centralisateurs :

Ce sont des matériaux en PVC fixés, attachés, sur les barres assurent un bon positionnement de ces dernières dans le trou de forage et garantissent leur enrobage minimal par le coulis. Les centreurs en PVC sont disponibles pour tous les diamètres des trous et des clous. (Fig.I.16).



Figure I.16 - Centralisateurs fixés sur les barres de renforcement

c- Le coulis de ciment :

Il remplit l'espace annulaire entre la barre d'acier et le sol dans le trou de forage, même correctement dosé (rapport pondéral $C / E \approx 2$), il subit des phénomènes d'essorage et de décantation, ce qui a pour effet d'abaisser son niveau en tête de forage. Le coulis a pour fonction principale de transfert de contraintes à partir de la masse de clou. Le coulis fournit également un niveau de protection contre la corrosion de clou du sol.

La méthode d'injection du coulis utilisé pour la mise en œuvre des barres, dépend de la technique de forage et de son application. La méthode la plus utilisée est l'injection simultanée au forage. Elle garantit que le coulis de scellement est présent sur toute la longueur de l'ancrage. L'unité d'injection consiste classiquement en un malaxeur et une pompe.

Le choix de la pompe d'injection dépend de l'application : pour un forage à injection simultanée, une pression d'injection maximum de 7 bars est suffisante. Dans l'argile, une pression de 17 bars peut être nécessaire. Une configuration typique de l'installation de coulis est décrite sur la figure (Fig.I.17).



Figure I.17 - Pompe d'injection et malaxeur de coulis de ciment

d- Tête de clou :

La tête du clou est l'extrémité filetée de clou du sol qui dépasse de la paroi opposée. Il s'agit d'une structure de forme carrée en béton qui comprend la plaque d'appui, les écrous hexagonaux, la rondelle et les goujons. Ces derniers sont des éléments en acier, qui relient les clous de sol au revêtement (la face du parement). La plaque d'appui, les écrous hexagonaux et les rondelles assurent une liaison entre la barre d'acier et le parement initial ; tandis que les goujons de tête relient l'extrémité du clou et le parement final (Fig.I.18).

Le but de la plaque d'appui est de répartir la force appliquée à l'extrémité du clou sur le revêtement initial et le sol derrière. Elle est placée quand le béton projeté est encore frais, mais pas trop enfoncée dans le coulis.



Figure I.18 - Détails sur la tête des clous

e- Protection contre la corrosion :

Les couches de protection en matière synthétique, PEHD ou tube de PVC, entourant la barre, est généralement utilisée pour fournir une protection supplémentaire contre la corrosion.



Figure I.19 - Barres d'acier avec revêtement époxy gris et violet (gauche) et partiellement encapsulés par gaine ondulée (à droite)

f- Les compléments de remplissage :

Ils sont nécessaires pour compenser ces pertes et un dispositif permettant de parfaire ce remplissage après mise en place des systèmes de liaison au parement peut être prévu.

I.6.3.1.3. Caractéristiques du parement

Le parement est la partie visible de l'ouvrage, sur laquelle portera l'essentiel des observations au cours de l'inspection. On n'envisage ici que le cas d'un parement en béton armé, qui est le plus fréquent. La réalisation de ce parement s'inscrit dans l'enchaînement des phases de construction et de ce fait son exécution s'effectue de haut en bas avec des reprises correspondant aux passes de terrassement.

La mise en œuvre de la première couche de béton de la seconde passe de terrassement doit être exécutée de façon à éviter les infiltrations d'eau du terrain à travers le parement, on pourra réaliser une liaison en forme de baïonnette entre les deux passes de terrassement (Fig.I.20). La hauteur de la première couche de béton en contact avec le terrain est supérieure à la seconde, si bien que le raccordement des deux couches ne fait pas au même endroit.



Figure I.20 - Liaison en forme baïonnette entre deux passes de bétonnage

a- Béton projeté :

Cette technique, la plus couramment utilisée dans les parois clouées, consiste à projeter du béton à prise rapide sur la surface rocheuse brute, à l'aide de jets d'air comprimé et de liquide minéral qui accélère la prise du béton au moment de la projection tout en conservant une bonne plasticité au béton jusqu'au contact du support. Il peut être projeté par voie sèche ou humide. (Fig.I.21).

- **La projection par voie sèche :** Le mélange ciment + granulat est réalisé préalablement sans eau, l'ajout d'eau se faisant directement au niveau de la souplesse et d'atteindre de grandes distances de projection par rapport à la voie humide.
- **La projection par voie humide :** Il s'agit de projeter un béton mouillé mélangé en malaxeur.

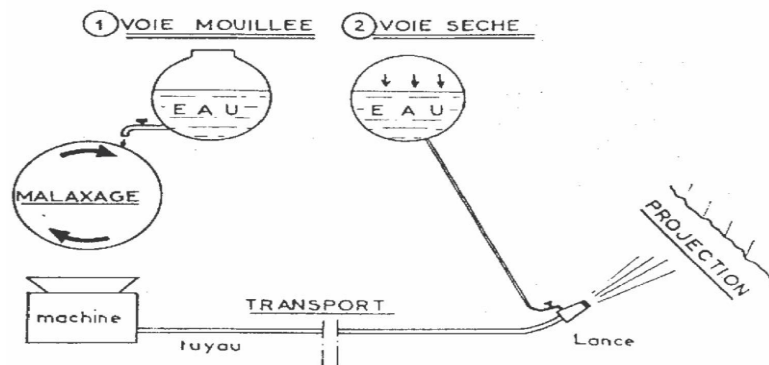


Figure I.21 - Schématisation de la projection par voie sèche et humide

Par rapport au béton coffré, le béton projeté présente plusieurs avantages :

- L'adaptation au sol support est optimale.
- L'exécution de voile mince de grande surface est plus facilement réalisable.
- La protection très rapide des talus récemment terrassés est réalisable (ne nécessite pas la mise en œuvre de coffrage lourd et encombrant).
- L'aspect extérieur d'un parement peut apparaître dans certains cas plus esthétique (adaptabilité à la forme).
- La résistance des bétons projetés est généralement proche de celle des bétons coffrés. Des résistances de 30 MPa sont facilement atteintes.
- Sécurité améliorée.

b- Le ferrailage - treillis soudés :

Des aciers sont mis en œuvre afin de reprendre les efforts de traction développés dans la section. Leur emploi peut s'avérer nécessaire pour reprendre les contraintes de cisaillement lorsque la section de béton est insuffisante.

I.6.3.1.4. Dispositif de liaison entre la tête de clou et le parement

La tête de clou est liaisonnée au parement par un dispositif qui dépend principalement de la nature de l'armature. Les systèmes les plus usuels sont les suivants :

a- Cornière ou profilés métalliques battus :

Les cornières sont épinglées à leur extrémités par des « fers à béton » de faible section et de 20 à 30 cm de longueur, placées à l'avant du treillis ou ligaturées à celui-ci (Fig.I.22).

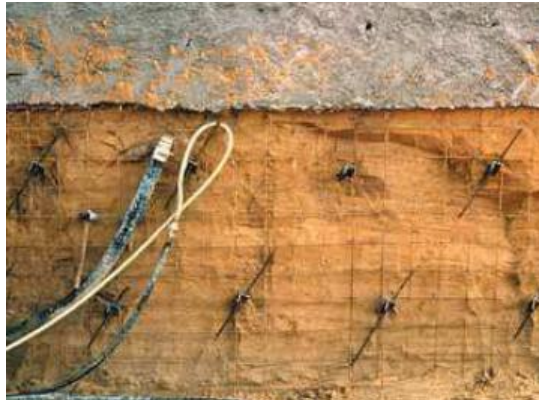


Figure I.22 - Détail de têtes de clou, cas des cornières battus

b- Barres à haute adhérence pour béton armé :

Les extrémités sont bloquées par des écrous vissés contre les plaques métalliques s'appuyant par l'intermédiaire de patins de mortier sur le béton du parement (Fig.I.23).



Figure I.23 - Détail d'une tête de clou, cas des barres en acier à haute adhérence pour béton armé

c- Armatures tubulaires :

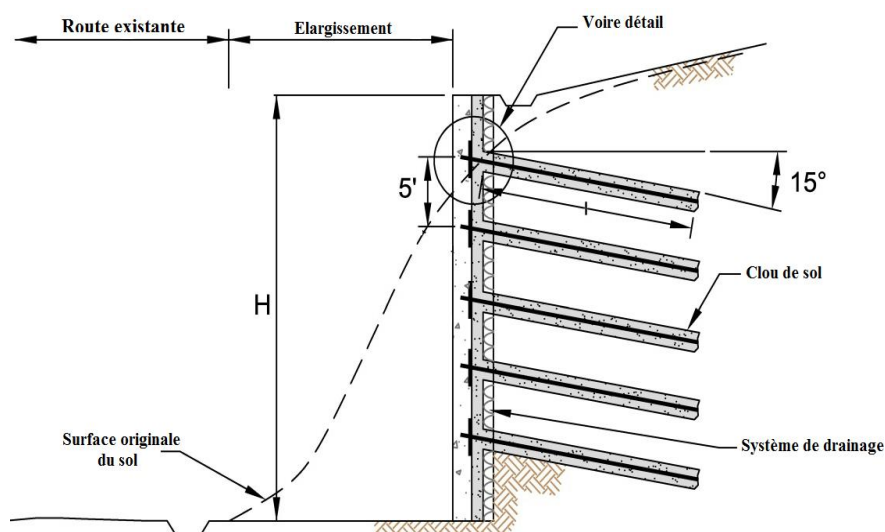
Des plaques sont soudées sur les tubes.

Quel que soit le système de liaison, la tête du clou, en particulier à l'interface parement-terrain, constitue la partie la plus exposée à la corrosion, du fait du risque de fissuration du coulis et des circulations d'eau. Cette partie de l'armature est généralement protégée par un tube métallique ou plastique, dénommé trompette, dont l'extrémité extérieure doit être totalement enrobée par le béton du parement (Fig.I.24).



Figure 1.24 - Enrobage des extrémités des têtes clous par le béton du parement

Les figures ci-dessous présentent des détails sur la liaison entre la tête d'un clou et les deux parements.



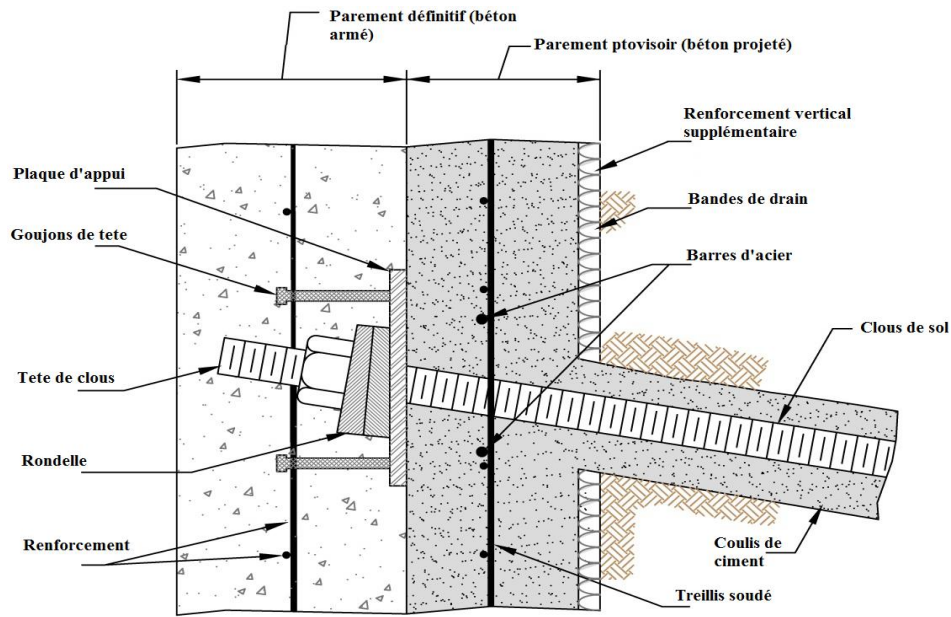


Figure I.25 - Détails de la liaison de la tête de clou et du parement

I.6.3.2. Equipement

Dans certains cas, des dispositifs de retenue, tels que les barrières de sécurité, les gardes corps, la signalisation et d'autres éléments rapportés peuvent se trouver en tête de paroi clouée. Habituellement, ces dispositifs ne sont pas fixés directement sur la tête du parement. Le plus couramment, on peut trouver les deux dispositions suivant la figure (Fig.I.26).

- a-* Le système de fixation est complètement désolidarisé du parement (système indépendant : barrière battue et disposée à l'arrière du parement).
- b-* Le parement est prolongé horizontalement par une poutre (mise en œuvre en tête du parement) dans laquelle seront fixés les dispositifs.

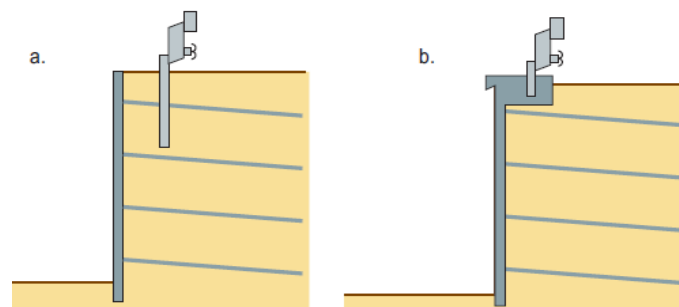


Figure I.26 - Systèmes de fixation les plus courants

I.6.3.3. Drainage

Les dispositions adoptées pour le drainage des massifs cloués dépendent de la nature des terrains et l'exposition de l'ouvrage aux circulations aquifères. Les moyens usuels sont les suivants :

a- Barbacanes : en pied d'ouvrage ou placées à plusieurs niveaux (mais qui peuvent être à l'origine de « coulures » peu esthétique) (Fig.I.27).



Figure I.27 - Barbacanes placées à plusieurs niveaux

b- Géosynthétiques drainants : disposées en bandes verticales ou parfois inclinées sur le terrain à l'arrière du parement. Ces géosynthétiques sont raccordés à un exutoire en pied du parement. Ils ne doivent pas remonter jusqu'en tête du parement pour éviter de collecter les eaux de surface.

c- Drains subhorizontaux : équipés le plus souvent de tubes crépinés et éventuellement de « chaussettes » dans le cas matériaux érodables (Fig.I.28).



Figure I.28 - Tube crépiné

Ces drains sont conseillés dans les terrains de faible perméabilité ou hétérogènes. Ils sont inclinés vers le haut (le plus courant) ou vers le bas, et nécessitent un entretien. Ils peuvent déboucher en parement ou dans un fossé, mais aussi dans certains cas être reliés à un collecteur enterré, sans être visibles de l'extérieur, comme schématisé sur la figure (Fig.I.29).

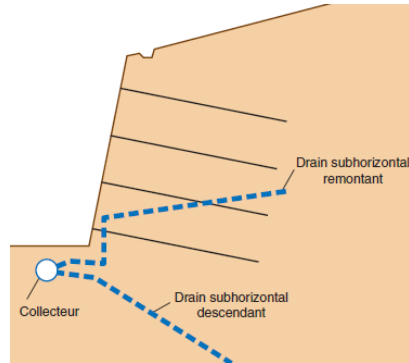


Figure I.29 - Drains non visibles de l'extérieur, reliés à un collecteur interne

d- Des cunettes : mise en œuvre en tête d'ouvrage pour collecter les eaux de surface.

I.7. CONTROLES ET ESSAIS

I.7.1. Coulis de ciment

Tous les constituants du coulis de ciment (ciment, eau, adjuvants, etc.) doivent être conformes aux exigences et recommandations de l'AFNOR et de l'AFTES. Le coulis sera testé sur des cubes de (5 x 5 x 5) cm traités par submersion dans l'eau (Fig.I.30). Cinq cubes devront être préparés pour chaque essai de résistance à la compression. La résistance est la moyenne évaluée des trois valeurs restantes après l'élimination de la plus basse et la plus haute. Avant d'accepter les résultats des essais des clous, des essais sur les ciments disponibles devront être effectués afin de déterminer le dosage nécessaire pour atteindre la résistance requise.



Figure I.30 - Préparation des cubes de coulis pour le test

I.7.2. Clous

L'objectif de réaliser des essais sur des clous avec un équipement approprié est de vérifier les hypothèses géotechniques : définir l'effort mobilisé et de valider la méthode d'exécution. Des essais sont effectués pour tester la qualité du joint en appliquant un effort de traction (Fig.I.31) qui peut conduire à la rupture de l'interface clou-sol. Il est effectué avec un vérin hydraulique et des équipements adaptés. Les essais sont effectués conformément aux normes et aux recommandations (Clouterre91). Les tests des clous sont effectués pour établir la contrainte d'adhérence dans la zone de stabilité de la pente. Généralement pas plus de 5% des clous sont sélectionnés pour le test. Les clous sont progressivement chargés pendant le test.

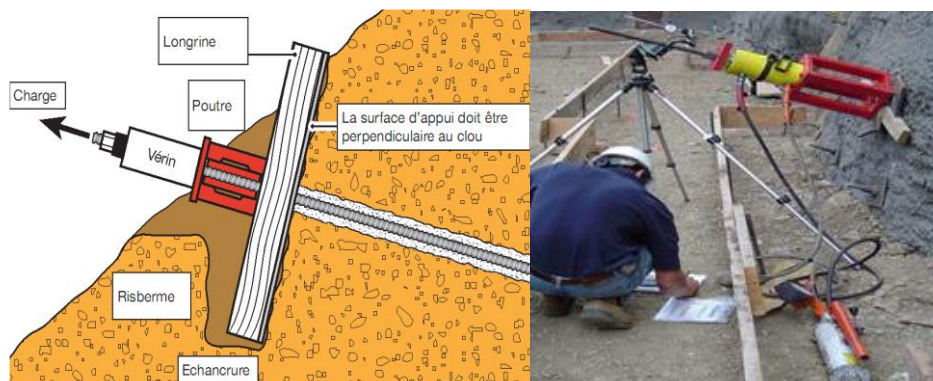


Figure I.31 - Essai statique d'arrachement des clous

Les tests réalisés, peuvent inclure :

- Des tests d'épreuve peuvent être effectués sur les clous sacrificiels ou de production.
- Des tests ultimes où les clous sont testés jusqu'à la rupture, sur terrain.
- Des essais de fluage sont généralement effectués au cours des tests d'épreuve ou des tests ultimes.

I.8. AUTRES TYPES DE RENFORCEMENTS

Le principe du renforcement est de placer dans le sol, des armatures plus ou moins rigides, en métal, béton, bois, matières plastiques ou autres, dans le but d'améliorer de manière sélective ses capacités de résistance. On distingue quatre autres types de renforcement (Fig.I.32) :

- La terre armée
- Les géotextiles
- Les colonnes ballastées
- Les micros pieux

La terre armée et les géotextiles sont utilisés pour renforcer des sols rapportés, remblais. Le clouage, les colonnes ballastées et les micros pieux s'utilisent sur le terrain en place.

- a- **La Terre armée** : Cette technique consiste à mettre en place dans un remblai des armatures souples horizontales résistant à la traction, ce qui permet de réaliser des parements verticaux.
- b- **Les géotextiles** : Ce sont des textiles tissés ou non, qui sont commercialisés en rouleaux que l'on déroule par nappe sur le remblai en cours de terrassement, pour améliorer la capacité portante (sous des voies de communication : routes, chemin de fer, barrage en terre, etc.). On peut aussi les utiliser en tant qu'armature dans la technique de terre armée.
- c- **Les colonnes ballastées** : C'est un renforcement de sols ayant une faible résistance. Les inclusions sont des colonnes verticales de matériau granulaire mis en place par vibration. On améliore ainsi le drainage et la capacité portante.
- d- **Les micros pieux** : Cette technique consiste à introduire dans le sol des inclusions métalliques (ou en bois) verticales (ou fortement inclinées), qui par leur grand nombre, permettent d'améliorer la capacité portante.

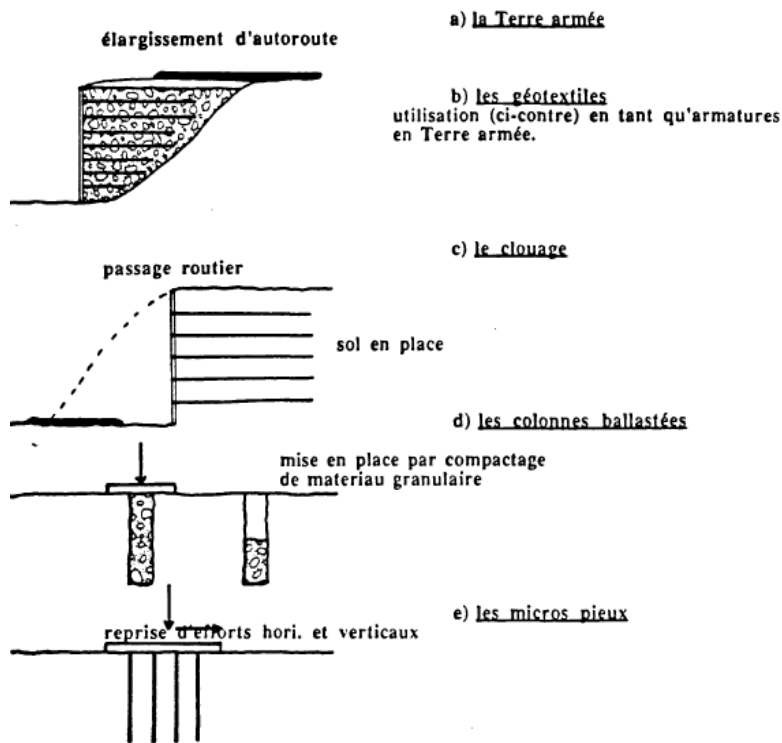


Figure I.32 - Les cinq grands types de renforcement

Ces cinq techniques ont des domaines d'application différents. Le tableau ci-dessous présente un résumé des traits dominants de chacune d'elles.

Tableau I.1 - Les principales méthodes de renforcement de sol

	Type d'armatures	Efforts dans les armatures	Domaines d'application	Type de sol	Méthode concurrentes
Terre armée	Bandes métalliques souples, païement	Traction	Soutènement (Tenue de remblai)	Hors nappe	Murs de soutènement
Géotextile	Textiles tissés ou non	Traction	Filtration Soutènement Capacité portante	Varie suivant l'application	
Clouage	Tiges métalliques (acier de ferrailage de béton armé)	Traction Cisaillement	Soutènement (Tenue de déblai)	Légèrement cohérent Hors nappe	Parois moulées et variantes injection
Colonnes ballastées	Matériau granulaire non lié	Compression Cisaillement	Capacité portante Tassement	Argileux	Colonnes ballastées
Micros pieux	Tubes métalliques scellés	Compression Flexion	Capacité portante Tassement (amplitude)	Argileux	Micros pieux

I.8.1. Comparaison entre la terre armée et le clouage

I.8.1.1. Les différences

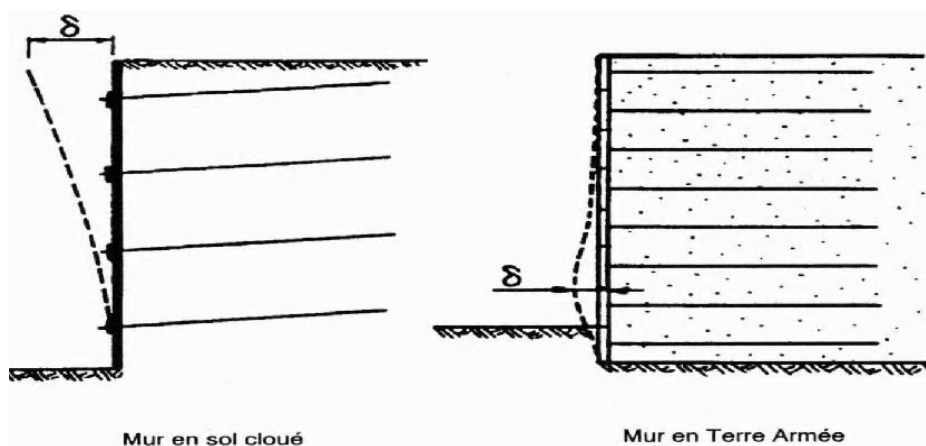


Figure I.33 - Déformations des structures en sol renforcé cloué (D'après Schlosser 1983)

Présentation générale de la technique de clouage des sols

Tableau I.2 - Comparaison entre le renforcement par terre armée et par clouage

	Renforcement des sols par terre armée	Renforcement des sols par clouage
Méthode de construction	Une méthode de renforcement de sol rapporté autrement dit de remblai	Appliqué en place sur le sol, ce qui signifie le déblai
Nature de sol	Consiste à renforcer un matériau granulaire, où les caractéristiques sont contrôlées	Des prélèvements ponctuels et une étude géotechnique et géologique peuvent permettre de connaître l'état du sol en place
Construction de paroi	Construit en montant ; les armatures du bas sont donc les premières mises en place	S'effectue en descendant ; les clous supérieurs sont installés au premier
Les inclusions	Constitué de bandes métalliques flexibles, horizontales, de longueur constante, et sont déposées pendant le remblaiement	Elles sont plus rigides, inclinées, généralement vers le bas, leur longueur est variable. Elles sont installées au fur et à mesure de l'excavation
Déplacement maximal	Situé en pied d'ouvrage (Fig.I.33)	Situé en tête de l'ouvrage (Fig.I.33)
Paroi de confinement	Des écailles employées en terre armée (Fig.I.34)	La paroi est supportée par frottement à l'interface sol-clou
Les contraintes	Les contraintes dans le sol augmentent au cours de la construction.	Les contraintes dans le sol ont tendance à diminuer au cours des excavations.

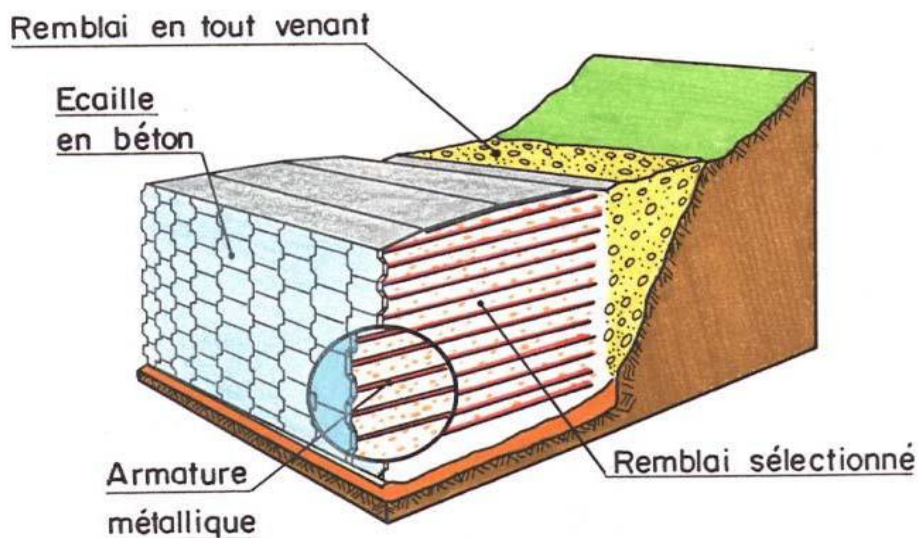


Figure I.34 - Schéma d'une portion d'un ouvrage en terre armée ; passage d'une route en remblai

I.8.1.2. La similitude

La similitude entre la Terre armée et le clouage est souvent relevée, ce n'est pas sans raison. Ces deux techniques font partie de l'ensemble des méthodes de renforcement de sol par inclusions. Dans les deux types d'ouvrages, on retrouve des inclusions de même allure et une paroi de confinement de même géométrie. Ces deux méthodes sont utilisées pour stabiliser des parois verticales ou fortement inclinées.

I.9. CONCLUSION

Le clouage est une technique de renforcement des sols utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques des sols à problème par la mise en place des inclusions rigides travaillant à la traction, flexion et en cisaillement. Elle est utilisée pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement pour contenir un déblai, ou pour le renforcement d'un talus existant contre le glissement.

Le clouage des sols à problème est une méthode souple d'emploi. Elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport aux autres techniques de renforcement un intérêt financier (un moindre coût) et une installation de mise en place de réalisation de chantier in-situ plus réduite. Mais il est à remarquer que le clouage des sols est une méthode délicate. Une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction.

Chapitre II

Analyse des parois clouées

II. INTRODUCTION

Pour obtenir une conception bien équilibrée d'un mur en sol cloué, toutes les sollicitations dans le système doivent avoir une marge de sécurité acceptable permettant une exploitation en service de l'ouvrage dans une bonne condition. Aucun paramètre de l'ouvrage projeté ne doit être considérablement surdimensionné ou sous-dimensionné (longueur, hauteur et diamètre des clous).

La conception, la mise en œuvre et l'entretien de ce type des murs nécessite une connaissance approfondie des caractéristiques géo-mécaniques du terrain. L'optimisation du processus de conception sera en fonction des analyses in-situ du terrain spécifique et des résultats obtenus en ce qui concerne les déformations et les résistances admissibles.

L'objectif principal de ce chapitre est de fournir les principales méthodes d'analyse des parois clouées.

II.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La mise en œuvre de ce principe de stabilisation des talus nécessite, s'il y a une présence d'eau dans le sol, le drainage de celui-ci, et une cohésion minimale du terrain. Le principe de fonctionnement du soutènement par clouage repose sur les interactions qui se développent entre le sol en place et les éléments de renforcement rigides à l'interface. L'interaction la plus importante est le frottement latéral que le sol exerce le long du clou : la mobilisation du frottement latéral ne nécessite qu'un très faible déplacement relatif du clou par rapport au sol de l'ordre de quelques millimètres.

L'observation et l'instrumentation des ouvrages de soutènement en sol cloué réalisés en déblai on montré que :

- L'amplitude des déplacements de la tête du parement augmente au fur et à mesure de la réalisation de l'ouvrage. Les composantes horizontales et verticales du déplacement sont du même ordre de grandeur (Fig.II.1).

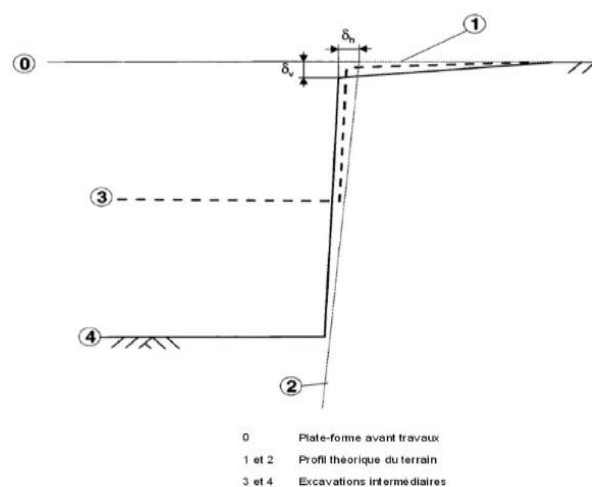


Figure II.1- Evolution des déplacements pendant la construction

Pour limiter les déplacements du massif cloué s'ils sont jugés trop importants vis-à-vis de l'environnement ou tout simplement pour assurer sa stabilité, il est possible d'associer les clous, ancrages passifs, à des ancrages actifs. La distinction entre renforcements passifs, du type clou, et les renforcements actifs, de type tirants précontraintes, est très nette si l'on considère la répartition des efforts de traction (Fig.II.2).

L'ancrage actif comporte une longueur libre, protégé par un tubage, le long de laquelle l'effort de traction reste constant. Il est situé en tête et qui réduit les déformations horizontales δ_h . Des micro-pieux peuvent aussi être installés sous le parement et qui empêchent la déformation verticale δ_v (Fig.II.3).

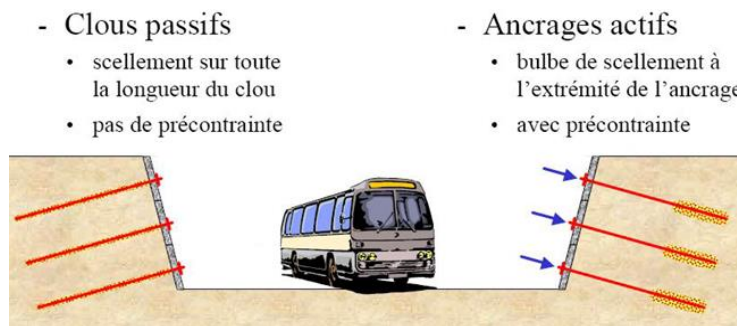


Figure II.2 - Schématisation d'un clou actif et d'un clou passif

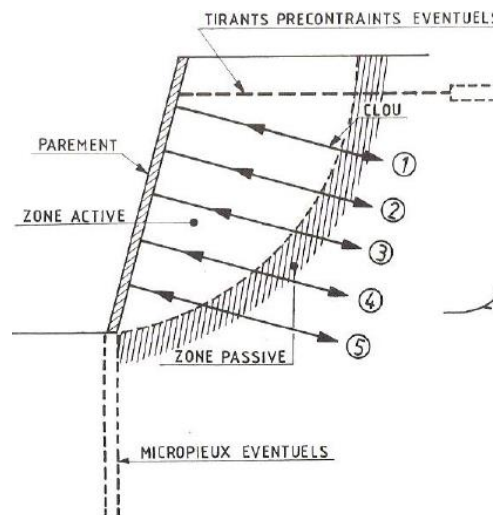


Figure II.3 - Ouvrages associés au parement cloué

- L'effort de traction varie le long de chaque clou et atteint généralement sa valeur maximale au sein du massif. La distribution des efforts de traction dans les clous évolue au fur et à mesure de la construction, cette évolution se poursuivant après l'achèvement de l'ouvrage (Fig.II.4).

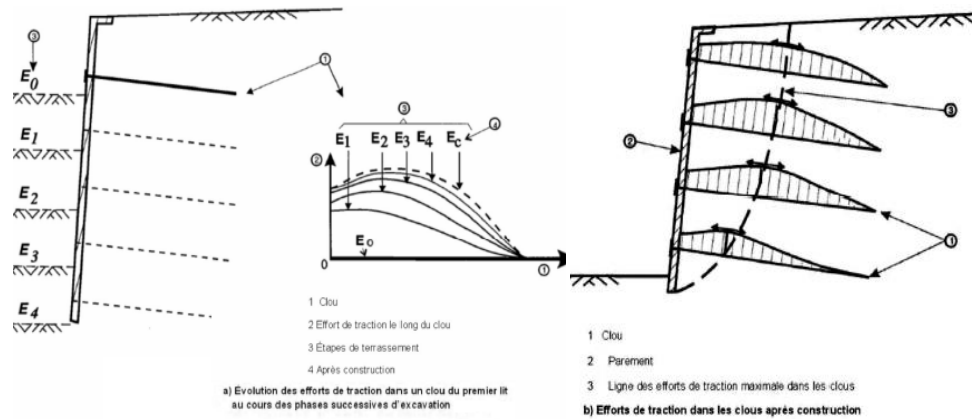


Figure II.4 - Efforts de traction dans les clous d'un ouvrage

- La poussée qu'exerce le sol sur le parement diffère fortement de celle qu'il exercerait sur un écran de même géométrie en l'absence des clous.
- La ruine d'un ouvrage peut correspondre à une rupture locale, ou à une rupture d'ensemble. (Fig.II.5).

a- Rupture locale : d'ampleur très limitée, x voisin de $0,2 H$ dans la zone touchée (Fig.II.6).

b- Rupture d'ensemble : la zone active ne bouge que de quelques centimètres (en vraie grandeur), x quasiment nul.

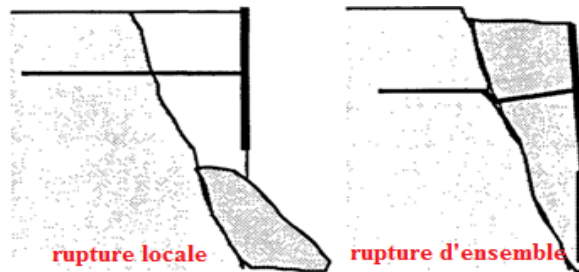


Figure II.5 - Types de rupture



Figure II.6 - Rupture locale

- Dans le cas particulier du renforcement des ouvrages existants, à l'arrière desquels se développe une zone de cisaillement, les clous peuvent travailler non seulement en traction mais aussi en flexion. Il y a mobilisation d'une réaction du sol perpendiculaire à l'axe du clou. Ils prennent alors des moments fléchissant et des efforts tranchants.
- Le lieu géométrique des points de traction maximale T_{max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones (Fig.II.7). La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle.

a- zone active :

Elle est située derrière le parement où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.

b- zone résistante :

Elle est située derrière la zone active où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.

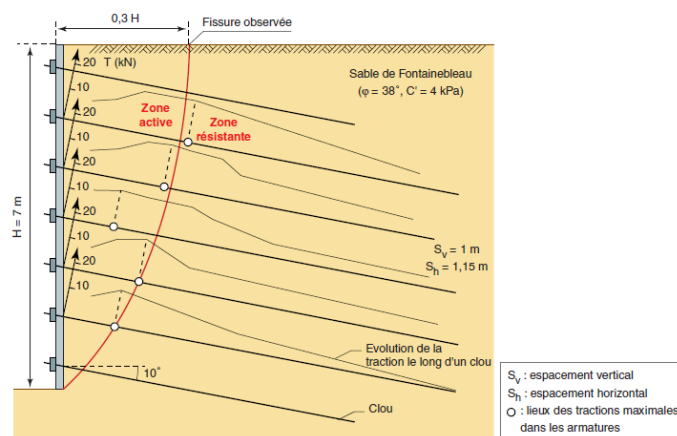


Figure II.7 - Schématisation de la zone active et de la résistante (D'après les recommandations Clouterre91)

II.2. ZONE D'INFLUENCE DE STABILITÉ

Le terrain environnant la paroi clouée fait partie intégrante de l'ouvrage. On distingue plusieurs parties (Fig.II.8) :

- **Zone 1** : Zone de forte sollicitations des armatures au sein de laquelle peuvent se manifester des problèmes de stabilité interne du massif cloué. Cette zone de terrain s'étend jusqu'à $0.3 - 0.5 H$ à l'arrière du parement (H étant la hauteur de la paroi).
- **Zone 2** : Zone où l'on peut observer un déplacement d'ensemble du massif cloué. Elle est située à l'arrière de l'ouvrage. Elle s'étend dans un secteur situé entre L (longueur des clous les plus longs) et $1.5 H$, comptés depuis le parement.

- **Zone 3** : Zone dans laquelle peut se manifester un phénomène de stabilité général de grand glissement. Elle s'étend jusqu'à $3H$ à l'amont ainsi qu'à l'aval du parement.

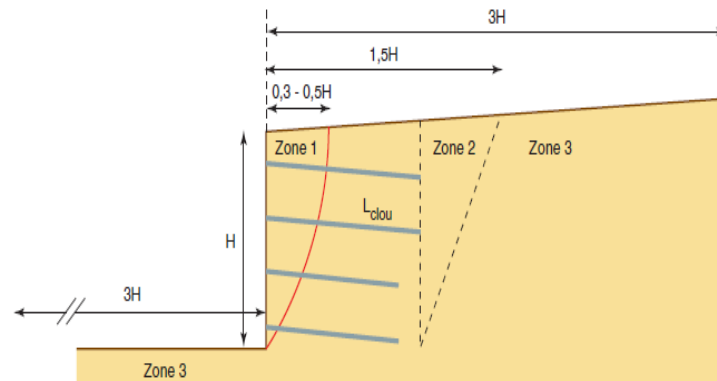


Figure II.8 - Zone d'influence - terrains associés

II.3. INTERACTION SOL - ARMATURES

Pour que les inclusions puissent reprendre les efforts qui se développent au sein du massif et ainsi le renforcer, il faut qu'elles soient liées au sol. Cette liaison se fait par frottement, soit entre le sol et l'armature lorsque celle-ci est battue, soit entre le sol et le coulis lorsque l'inclusion est scellée.

Dans ce dernier cas, on suppose que l'adhérence scellement-armature est parfaite, ce qui est généralement le cas. Le renforcement est donc fortement tributaire de l'interaction sol-armature ou sol-scellement. Celle-ci se décompose en :

- Un frottement entre le clou (ou clou+scellement) et le sol, qui se développe sur toute la surface du clou, et qui le met en tension.
- Une réaction, normale à l'axe du clou, due au mouvement différentiel de deux zones de sol (Fig.II.9), qui cisaille l'armature et la fait fléchir.

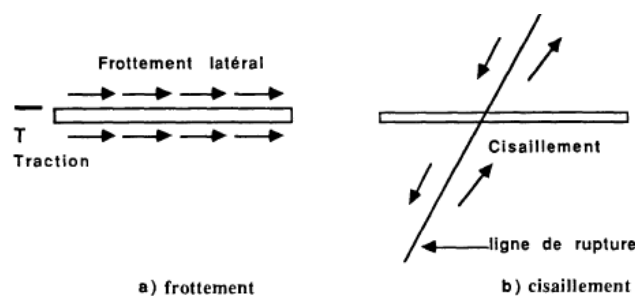


Figure II.9 - Différents efforts s'exerçant sur un clou

Le premier type d'interaction se retrouve dans la zone résistante et dans la zone active, le second se situe sur la bande cisailée qui constitue la zone de rupture.

II.3.1. Frottement le long du clou

Pour dimensionner un ouvrage, il faut connaître les propriétés des inclusions que l'on va utiliser. Il y en a deux : les caractéristiques mécaniques de l'acier, qui sont fournies par le fabricant et le frottement sol-armature. Une fois ces deux propriétés connues, le concepteur est à même de déterminer la longueur et le diamètre du clou nécessaire pour reprendre les efforts qu'il a calculés.

Le frottement sol-armature dépend de plusieurs paramètres :

- L'état de surface du clou.
- La contrainte moyenne dans le sol au niveau du clou.
- La granularité du sol.
- La densité du sol.
- La nature du scellement du clou dans le sol.

Dans le cas du clouage, les barres étant soit battues, soit scellées, l'état de surface de l'inclusion est dans le premier cas, celui de l'acier, et dans le second celui du coulis. Si le scellement est bien fait, c'est-à-dire avec un minimum de pression, le coulis pénètre dans le sol, on peut alors supposer que le frottement sol-armature est égal au frottement interne du sol. Dans le cas de barres battues, l'état de surface quelle que soit la forme des barres, cornières ou cylindres, est celui de l'acier.

II.3.2. Réaction du sol, normal à l'axe du clou

Si l'on schématise un massif cloué par une zone active et une zone résistante, lors du déplacement relatif de ces deux zones, la partie du clou qui se situe sur la ligne de rupture travaille en cisaillement (Fig.II.10). Ce cisaillement provient de l'effort de butée du sol sur le clou.

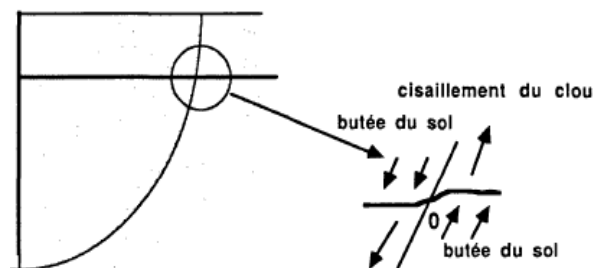


Figure II.10 - Cisaillement d'un clou

II.4. METHODES DE CALCUL

Le dimensionnement traditionnel des murs en sol cloué est réalisé à l'aide de 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.

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. Trois types de surface de rupture potentielle sont à considérer et sont classées respectivement : surface interne, mixte ou externe suivant qu'elles interceptent tout, en partie, ou aucun des clous (Fig.II.11).

A la rupture, il est supposé que le sol et les clous mobilisent simultanément leurs résistances le long de la surface de rupture (hypothèses de compatibilité des déformations et de résistance des différents matériaux : sol, clous, interface sol-clous).

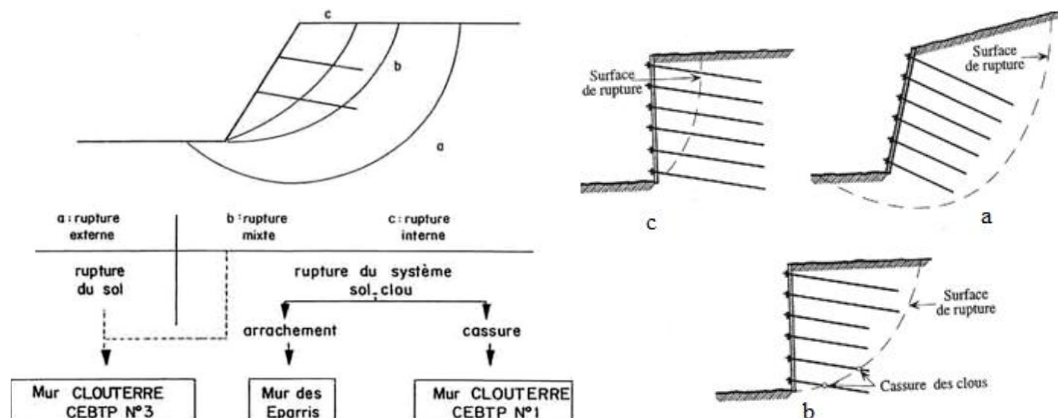


Figure II.11 - Différents types de surface de rupture potentielle

Plusieurs méthodes existent pour vérifier la stabilité d'une structure géotechnique, basée sur des hypothèses, des théories et des principes de stabilité. La vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, développé dans le cadre du projet Clouterre91, la partie des recommandations qui traite le dimensionnement des murs cloués, est basée sur des hypothèses et des théories utilisées dans le développement du logiciel TALREN :

- Calcul à ELU seulement
- Définition des facteurs de sécurité partiels
- Adaptation des techniques conventionnelles :

a- Méthode de calcul à la rupture : spirales logarithmiques, J.Salençon 1983.

b- Méthode des tranches : Fellenius, Bishop.

c- Méthode globale : Perturbation (Raulin, Rouques, Toubol, LCPC 1974).

L'analyse et la conception des parois clouées doit considérer deux conditions limites distinctes : les états limites ultimes et les états limites de service.

II.4.1. Etat limite ultime (ELU)

Ces limites d'états se réfèrent à des modes de rupture ou d'effondrement dans lesquels les charges appliquées induisent des contraintes supérieures à la résistance de l'ensemble du système ou des composants individuels, et la structure devient instable.

Les états de limite de résistance apparaissent lorsqu'un ou plusieurs modes de rupture possibles sont exécutés. La conception d'une paroi clouée doit s'assurer que le système est sûr contre toutes les conditions de rupture potentielle indiquées à la figure (Fig.II.11).

II.4.1.1. Calcul à la rupture

II.4.1.1.1. Rupture interne

a- Introduction

Les modes de rupture interne dépendent de la défaillance qui se produit entre le sol, le clou et le mécanisme de coulis. Les clous du sol mobilisent la force de liaison entre le coulis et le sol environnant. La force de liaison est mobilisée progressivement le long de tout le clou du sol avec une certaine distribution qui est affectée par de nombreux facteurs. Lorsque la force de liaison est mobilisée, des forces de traction dans le clou sont développées.

En fonction de la résistance à la traction du sol et de la longueur des clous, ainsi que de la force de scellement, les répartitions des contraintes varient et différents modes de défaillance interne peuvent être provoqués. La figure, Fig.II.12, présente les différentes causes de la rupture interne.

- **Insuffisance des clous** : la rupture du clou est une défaillance de l'interface du sol et du coulis due à une adhérence intrinsèque insuffisante et / ou une longueur insuffisante des clous (Fig.II.12.d).
- **Glissement de l'interface barre-coulis** : la force contre le glissement le long du coulis et de l'interface de la barre d'acier, Fig.II.12.e, est principalement due au calfeutrage mécanique entre les saillies et les vallées de la surface du pied.
- **Insuffisance de la traction du clou**: le clou peut échouer en traction si la force de traction est insuffisante (Fig.II.12.f).
- **Flexion et/ou cisaillement des clous** : les clous de sol travaillent principalement en traction, mais ils mobilisent également les contraintes dues au cisaillement et à la flexion à l'intersection de la surface de glissement avec le plancher de clou (Fig.II.12.g).

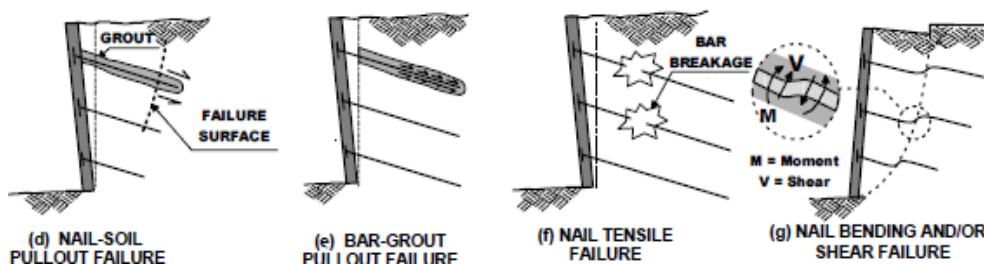


Figure II.12 - Principaux modes de la rupture interne

En conclusion, on peut constater trois grands groupes d'instabilité interne (Fig.II.13):

- Instabilité par perte d'adhérence sol / clou(s).
- Instabilité par insuffisance de la résistance structurelle des clous.
- Instabilité due à la ruine du parement ou des dispositifs de liaison.

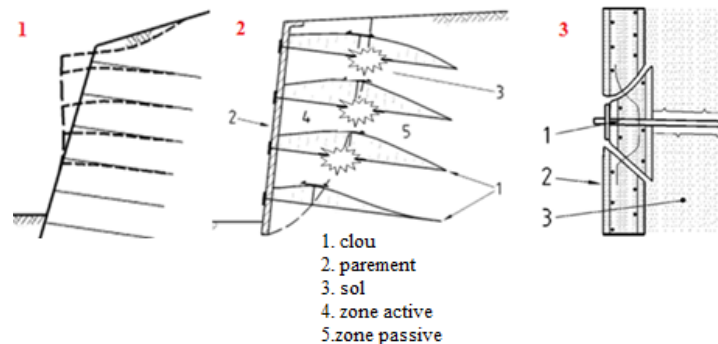


Figure II.13 - Principaux causes de la rupture interne

b- Rupture des clous par retrait

C'est le mode de rupture primaire interne dans un mur en sol cloué. Ce mode de rupture peut se produire lorsque la capacité de retrait par unité de longueur est insuffisante et / ou la longueur du clou est insuffisante.

En générale, la résistance au retrait mobilisé par unité de longueur, r_{PO} , (également appelé taux de transfert de charge) peut être exprimée comme suit :

$$r_{PO} = \pi q_u D_{DH} \quad (II. 1)$$

Où :

D_{DH} : Diamètre moyen ou effectif du trou de forage

q_u : Force de liaison de l'interface clou-coulis-sol (force / unité de surface)

En considérant un seul segment de clou soumis à une force de traction et en appliquant un équilibre des forces le long de la longueur différentielle du clou représenté sur la figure (Fig.II.14), la force de traction peut être liée à la contrainte de cisaillement, q , d'interface comme suit :

$$dT = \pi q D_{DH} dx \quad (II. 2)$$

L'équation ci-dessus représente le mécanisme de transfert entre les contraintes sur l'interface clou-sol aux forces de traction dans la barre de clous. En général, la force de traction, T , à une distance x le long de la barre est :

$$T(x) = \int_0^x \pi q D_{DH} dx \quad (II. 3)$$

On peut remarquer à partir de la figure (Fig.II.14) que les distributions de la contrainte de cisaillement de la charge mobilisée (et les vitesses de transfert de charge) ne sont pas uniformes et dépendent de l'amplitude de la force de traction appliquée et des caractéristiques du coulis de ciment, du sol et des facteurs de longueur des clous.

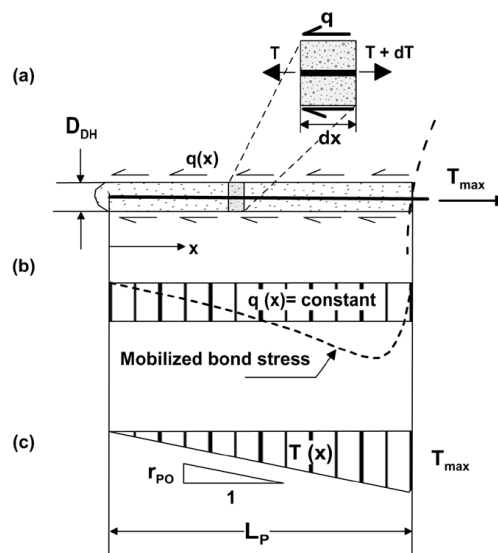
On suppose souvent que la force de liaison mobilisée, q_u , est constante le long du clou, ce qui entraîne un taux de transfert de charge, r_{PO} , constant.

La résistance nominale de retrait, R_{PO} , est mobilisée lorsque la force de liaison finale est atteinte et s'exprime comme suit :

$$R_{PO} = r_{PO} L_p \quad (II.4)$$

Où :

L_p : Longueur du clou derrière la ligne de glissement, longueur de retrait



*Figure II.14 - Mode de transfert des contraintes unilatérales :
(a) disposition de clou du sol, (b) répartition des contraintes des liaisons mobilisées, (c) répartition hypothétique des charges le long du clou*

c- Interaction sol-clou et distribution de la force de traction

1. Aperçu

La partie du clou située derrière la surface de rupture (c-à-d la zone d'ancrage) est retirée de la pente du sol. Les forces de traction dans le clou du sol, T , se répartissent de la zone d'ancrage dans la surface concernée comme suit : elle commence à zéro à la fin des clous, augmente à un maximum T_{max} (Fig.II.15).

La force maximale de tirage des clous dans la barre de clous ne se produit pas nécessairement à l'endroit où le clou traverse la surface de rupture. La contrainte de cisaillement mobilisée le long de l'interface sol-coulis, q , n'est pas uniforme et, en fait, change de «positif» à «négatif», comme le montre la figure (Fig.II.15 a et b).

2. Distribution maximale de la force de traction

La force de traction maximale qui peut être générée dans n'importe quel clou est limitée non seulement par sa résistance à la traction, mais aussi par les différentes résistances du revêtement. Briaud et Lim (1997) ont suggéré que la force de traction maximale moyenne des clous du sol peut être estimée comme :

$$T_{max} = 0.65 K_a \gamma_s H S_V S_H \quad (II.7)$$

pour la rangée supérieure de clous et la moitié de cette valeur pour les lignes inférieures des clous. La cohésion n'est pas prise en compte.

Avec :

- H : Hauteur de la paroi
- K_a : Coefficient de pression active des terres
- S_V et S_H : Espacement vertical et horizontal des clous
- γ_s : Poids volumique du sol

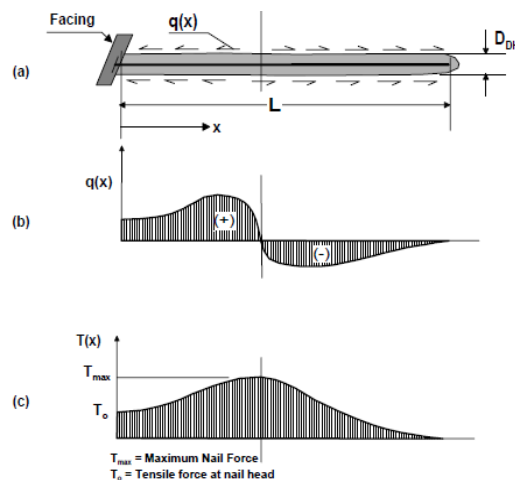
3. Les forces de traction à la face de mur

La force de traction des clous à la face de la paroi, T_o (également appelée force de la tête des clous), est plus petite que les forces le long du clou du sol. Clouterre (2002) a fourni des lignes directrices de conception basées sur des résultats des expériences, exercés sur plusieurs parois clouées (en Allemagne (Gässler et Gudehus 1981) et en France (FHWA 1993a) et d'autres murs instrumentés) et a suggéré que la force de la tête des clous pour les conditions de travail soit estimée comme suit :

$$T_o = T_{max} [0.6 + 0.2 (S_{max} - 1)] \quad (II.8)$$

Avec :

S_{max} : Le max de $\{S_V, S_H\}$



*Figure II.15 - Mécanisme de transfert de la charge dans les clous du sol :
(a) disposition de clou du sol, (b) répartition schématique des contraintes de cisaillement à l'interface coulis-sol, (c) répartition schématique des forces de traction résultantes*

II.4.1.1.2. Rupture externe

a- Introduction

Pour les modes de rupture externe de l'ensemble parement et du sol cloué est généralement traité comme un bloc (mur, sol cloué). Les calculs de stabilité prennent en compte les forces agissantes le long du sol résistant aux surfaces de rupture pour établir l'équilibre de ce bloc. Si la surface de rupture croise un ou plusieurs clous de sol, les clous interceptés aident à bloquer la stabilité en fournissant une force de stabilisation externe à ajouter aux forces de résistance du sol le long de la surface de rupture. Les modes de rupture externes sont les suivants :

- **Rupture globale** : la ligne de rupture ne traverse pas les inclusions, Fig.II.16.a, le calcul à effectuer est celui d'une stabilité de pente. L'influence des clous et du revêtement intérieur de la zone active est, pour ce calcul, négligeable sauf peut-être pour le poids du parement de confinement.
- **Rupture de glissement** (cisaillement de la base) : le calcul effectué est la stabilité d'un mur de soutènement, compte tenu du glissement et du renversement (Fig.II.16.b).
- **Rupture de palier dus à la capacité portante** (Fig.II.16.c).

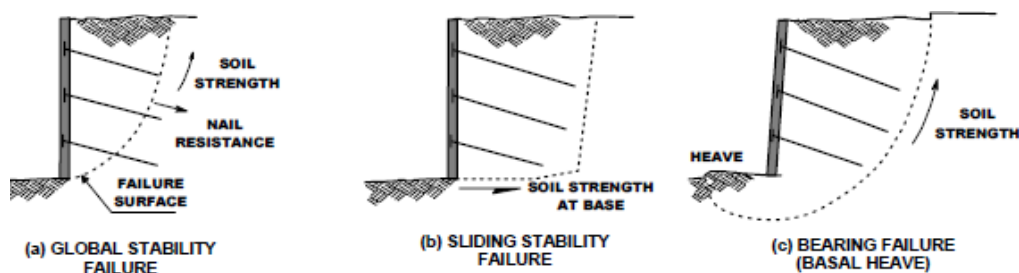


Figure II.16 - Principaux modes de la rupture externe

b- Analyse simplifiée de la stabilité globale

L'analyse de l'équilibre-limite de la masse de sol délimitée par la surface de rupture potentielle considérée se fait en comparant la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} (actions) avec les efforts résistants mobilisables dans le sol cloué τ_{max} (sol cloué). D'un point de vue numérique, le calcul des termes τ_{ext} et τ_{max} est fait par la méthode des tranches (Bishop simplifiée) (Fig.II.17) ou la méthode des perturbations en incluant dans toutes les équations d'équilibre les efforts ponctuels des clous le long de la surface de rupture potentielle.

Les clous interviennent alors dans τ_{ext} (actions) en tant que forces extérieures supplémentaires, le plus souvent stabilisatrices, et dans τ_{max} (sol cloué) par le supplément de résistance au cisaillement résultant de l'augmentation de contrainte normale due aux clous.

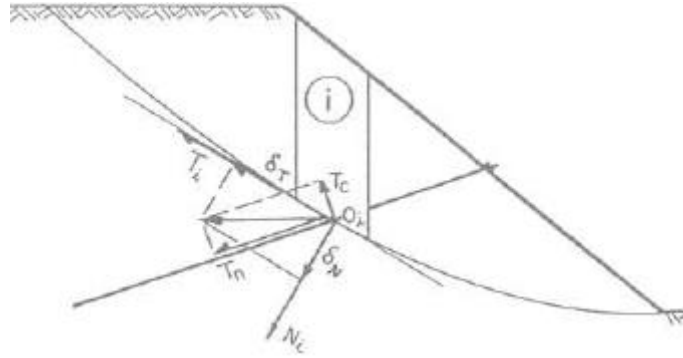


Figure II.17 - Analyse de la stabilité d'un mur en sol cloué par la méthode des tranches

Pour illustrer les éléments d'une analyse de stabilité globale pour les murs en sol cloué, un mécanisme simple (Mohr-Coulomb), la rupture d'un seul coin est montrée dans la figure (Fig.II.18).

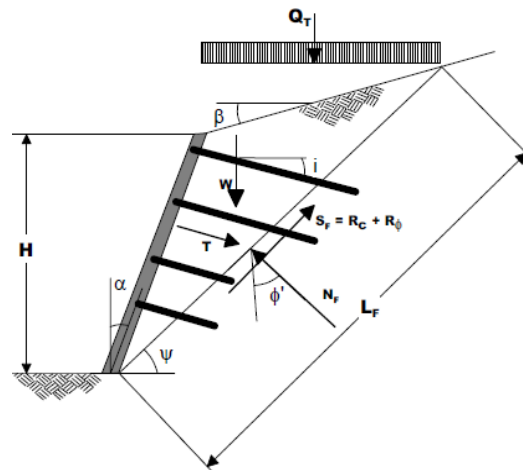


Figure II.18 - Analyse de la stabilité globale d'un mur en sol cloué par la méthode de Coulomb

Où:

- c' : Cohésion effective du sol
- i : Inclinaison des clous par rapport à l'horizontale
- L_F : Longueur du plan de rupture
- N_F : Force normale sur la surface de rupture
- Q_T : Charge totale
- R_c : Composante cohésive de S_F
- R_ϕ : Composante de frottement de S_F
- S_F : Force de cisaillement sur surface de rupture
- T_{EQ} : Force équivalente du clou
- W : Poids de la masse glissante
- α : Inclinaison du mur par rapport à la verticale
- β : Angle de pente
- ϕ' : Angle effective de frottement interne du sol
- ψ : Inclinaison du plan de rupture

Les forces de déstabilisation consistent aux composantes de masse, W , et des charges, Q_T . Les forces de stabilisation le long de la surface de rupture sont la force de cisaillement, S_F , et la force de traction équivalente aux clous, T_{EQ} . Notez que la force de traction est une force résultante qui combine l'effet de tous les clous installés sur la profondeur H .

Le facteur de sécurité contre la rupture globale, FS_{OS} , est exprimé comme le rapport entre la résistance de forces stabilisatrices et les forces déstabilisatrices (résistants/moteurs) :

$$FS_{OS} = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces moteurs}} \quad (II.9)$$

Les forces normales et tangentielles sur le plan de rupture sont les suivants :

$$\sum \text{forces normales} = (W + Q_T) \cos \Psi + T_{EQ} \cos(\Psi - i) - N_F = 0 \quad (II.10)$$

$$\sum \text{forces tangentielles} = (W + Q_T) \sin \Psi + T_{EQ} \sin(\Psi - i) - S_F = 0 \quad (II.11)$$

$$S_F = R_C + R_\varphi = c_m L_F + N_F \times \tan \varphi_m \quad (II.12)$$

$$\tan \varphi_m = \frac{\tan \varphi'}{FS_{OS}} \quad (II.13)$$

$$c_m = \frac{c'}{FS_{OS}} \quad (II.14)$$

Avec :

c_m : Cohésion mobilisée

φ_m : Angle de frottement mobilisé

Un coefficient de sécurité global est utilisé pour les composantes de frottement et la résistance à la cohésion du sol (c' et $\tan \varphi'$, respectivement). Toutefois, il est possible de sélectionner différents facteurs de sécurité pour chaque composante de résistance.

c- Glissement

L'analyse de la stabilité au glissement ne considère que la capacité de la paroi du clou de sol à résister au glissement le long de la base du système de retenue en réponse à la pression de la terre derrière les clous du sol (poussée) (Fig.II.19).

La pression des terres latérales peuvent être estimées à l'aide de la théorie de la pression latérale de Coulomb ou Rankine. La composante horizontale de la pression de terre est :

$$P_a \cos \delta \quad (II.15)$$

Où :

P_a : Poussée des terres latérale

δ : Angle de frottement de l'interface mur-sol retenu définissant l'inclinaison de P_a à partir de l'horizontale (Fig.II.19)

L'angle δ serait généralement l'angle de frottement interne du sol, bien qu'il puisse être supposé égal à l'inclinaison, β_{eq} , de la surface du sol derrière le mur pour simplifier et s'il est sûr de le faire.

La stabilité de glissement latéral est vérifiée à l'aide de l'expression suivante :

$$\phi_{LS} R_s \geq \gamma_{EH} P_a \cos \delta + \gamma_{ES} ES \quad (II.16)$$

Où :

ES : Composante horizontale de la surcharge

R_s : Résistance nominale du sol par unité de largeur agissant à la base du sol

γ_{EH} : Facteur de charge maximal pour les pressions des terres horizontales = 1.50

γ_{ES} : Facteur de charge maximal pour l'effet horizontal de sur-chargement du permanent = 1.50

δ : Angle de frottement qui peut être considéré comme égal à β_{eq} , tel que défini ci-dessous

ϕ_{LS} : Facteur de résistance pour le glissement latéral = 1

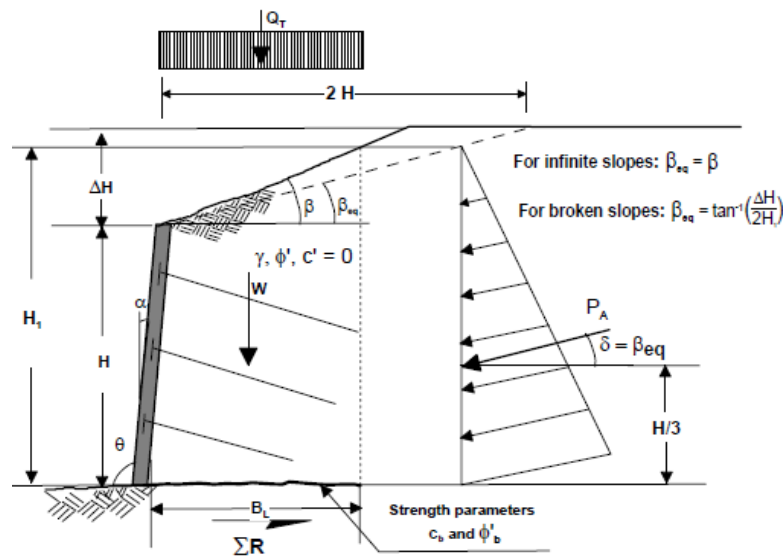


Figure II.19 - Stabilité au glissement d'un mur de clous de sol

R_s peut être estimé comme suit : le facteur de résistance au glissement, FS_{SL} , est calculé comme le rapport des forces de résistance horizontale, ΣR , sur les forces horizontales motrices, ΣD . Elle s'écrit comme suit :

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma R}{\Sigma D} \quad (II.17)$$

$$\sum R = c_b B_L + (W + Q_D + P_a \sin \delta) \tan \varphi_b \quad (II.18)$$

$$\sum D = P_a \cos \beta \quad (II.19)$$

La force latérale active, P_a , est définie comme suit :

$$P_a = \frac{\gamma_s H_1^2}{2} K_a \quad (II.20)$$

Les termes des équations ci-dessus et de la figure (Fig.II.19) sont identifiés comme suit :

- B_L : Longueur de la surface de rupture horizontale où c_b agit efficacement
- c_b : Force de cohésion du sol le long de la base
- H : Hauteur de paroi
- H_1 : Hauteur effective sur laquelle agit la pression de la terre :

$$H_1 = H + (B_L - H \tan \alpha) \tan \beta_{eq} \quad (II.21)$$

- K_a : Coefficient de pression de terre active pour le sol derrière le système de mur de clou du sol
- Q_D : Partie permanente de la surcharge totale Q_T
- W : Poids de la masse glissante
- α : Angle d'inclinaison du mur par rapport à la verticale
- β : Angle de pente
- β_{eq} : Angle d'inclinaison équivalente (pour les pentes brisées : $\beta_{eq} = \tan^{-1} (\Delta H / H)$, pour pentes infinies : $\beta_{eq} = \beta$)
- γ_s : Poids volumique du sol
- δ : Angle de frottement de l'interface mur-sol (pour une pente brisée : $\delta = \beta_{eq}$, pour pente infinie: $\delta = \beta$)
- ΔH : Pente ascendante jusqu'à la hauteur (si présent)
- θ : Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale (c'est-à-dire ; $\theta = \alpha + 90^\circ$)
- φ' : Angle effective de frottement interne du sol
- φ'_b : Angle effective de frottement interne de la base (des valeurs remaniées ou résiduelles peuvent être nécessaires si un mouvement significatif a lieu)

Le coefficient de pression de terre active, K_a , peut être obtenu à partir de l'équation, où les paramètres ont été définis précédemment :

$$K_a = \frac{\sin^2 (\theta + \varphi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]} \quad (II.22)$$

La théorie de Rankine fournit, pour les murs avec des angles d'inclinaison de la paroi $\alpha < 8^\circ$ et un sol sec en pente derrière le mur, le coefficient de pression des terres actif est :

$$K_a = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \right] \quad (II.23)$$

Dans le cas simple d'une paroi verticale (c.à.d: $\alpha = 0$ ou $\theta = 90^\circ$), avec des sols secs et horizontale derrière le mur ($\beta = 0$), et aucune des contraintes de cisaillement à l'interface paroi-sol (c.à.d: $\delta = 0$), la théorie de Rankine fournit le coefficient de poussée des terres simplement comme l'expression bien connue :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (II.24)$$

d- Capacité portante

Bien que ce ne soit pas très souvent, la capacité portante peut être préoccupante lorsqu'un mur de clou de sol est excavé dans un sol fin ou mou. Parce que le revêtement mural ne s'étend pas au-dessous du fond de l'excavation. Contrairement au principe de portance de ces types de sol quand l'ouvrage projeté, mur ancré en porte à faux ou ancrés dans le sol sont fondé sur pieu isolé ou groupement de pieu. La charge déséquilibrée causée par l'excavation peut entraîner le bas de l'excavation à l'inclinaison et déclencher une défaillance de la capacité de support de la fondation (Fig.II.20.a).

Les équations pour évaluer le potentiel de soulèvement du bas des fouilles peuvent être utilisées pour analyser ce mode de défaillance. Le facteur de sécurité contre le soulèvement, FS_{BH} , (Terzaghi et al, 1996) est :

$$FS_{BH} = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma_s - \frac{S_u}{B'} \right)} \quad (II.25)$$

Où ces termes et les termes de la figure (Fig.II.20) sont définis comme suit:

- B' : Largeur d'influence, $B' = B_e / \sqrt{2}$, où B_e : largeur de l'excavation
- H : Hauteur du mur
- H_{eq} : Hauteur du mur équivalente : $H + \Delta H$, ΔH : surcharge équivalente
- N_c : Facteur de capacité portante (Fig.II.20.c)
- S_u : Résistance au cisaillement du sol non drainé
- γ_s : Poids unitaire du sol derrière le mur

Le facteur de capacité portante doit être adopté en fonction des conditions géométriques existantes. Pour des fouilles très larges (cas typique pour un clou de sol), H / B_e peut être considéré pour des raisons constructives égale à 0. Pour les murs très longs, il est prudent d'adopter $B_e / L_e = 0$ et $N_c = 5.14$.

Lorsqu'on rencontre un remblai de quantité importante sous-jacent à une couche molle situé à une profondeur $D_B < 0,71 B_e$ en dessous du fond de l'excavation (Fig.II.20.b), B' dans l'équation II.25 doit être remplacé par D_B .

Lorsque la largeur de l'excavation est très grande ou la contribution de la résistance au cisaillement, $S_u H$, en dehors du bloc de défaillance de la largeur B' est négligée.

L'équation II.25 devient :

$$FS_{BH} = \frac{N_c}{\gamma_s H_{eq}} \quad (II.26)$$

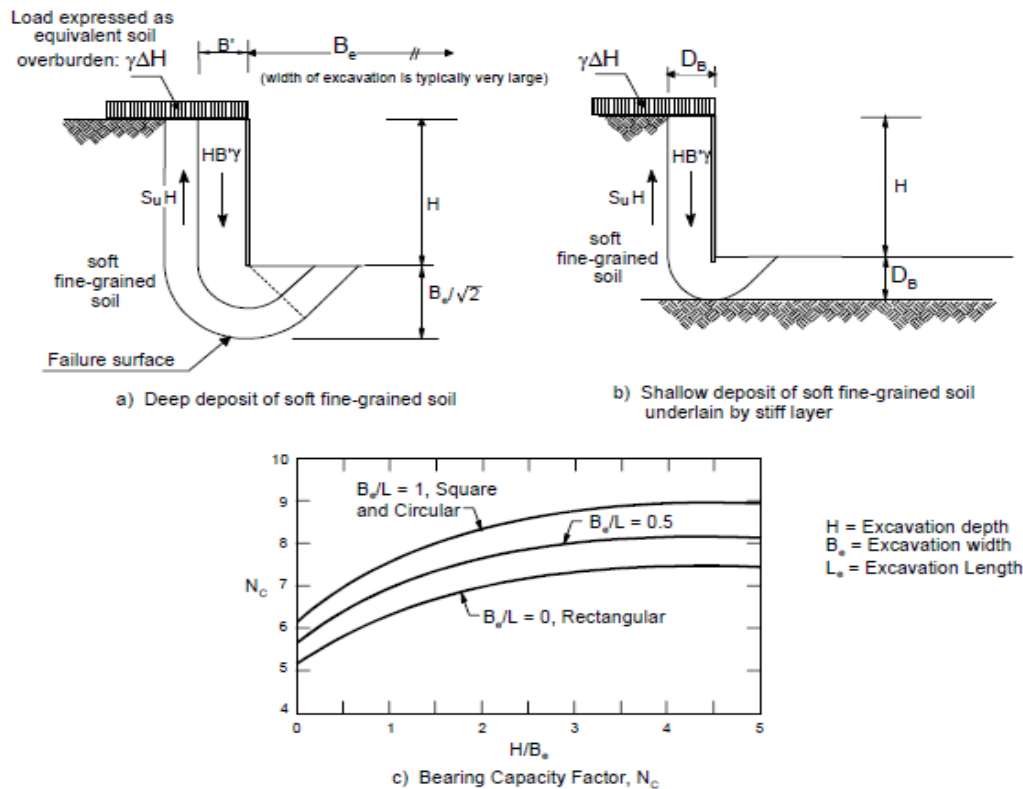
Cette équation néglige la contribution de cisaillement. Les clous sont à intersection de la surface de rupture. Les analyses de capacité de portance équivalente peuvent également être effectuées à l'aide de programmes d'analyse de stabilité de pente qui considèrent les surfaces de rupture profondes. Les analyses de la capacité de renversement ne sont généralement pas nécessaires pour les cas où les sols mou, par exemple, $S_u \leq 25 \text{ kPa}$, ne sont pas présents au bas de l'excavation. Une exception à ce cas général si il y a une mobilisation de la poussée due à de grandes charges imposées derrière la paroi de clou du sol. Pour ce cas, une analyse de la capacité portante du sol est recommandée.

Les facteurs de sécurité contre le soulèvement des murs des clous du sol devraient être choisis de manière à être compatibles avec ceux qui sont normalement utilisés dans le pompage d'une analyse de fond de la recherche.

Les facteurs de sécurité contre le soulèvement pour les parois des clous du sol devraient être choisis pour être cohérents avec ceux généralement utilisés pour l'analyse de l'effort au bas des fouilles. En général, la F_{BH} peut prendre les valeurs 2,5 et 3 pour les murs temporaires et permanents, respectivement. Comme la grande majorité des murs des clous du sol ne sont pas construits dans des sols mous à grain fin, ce mode de défaillance n'est pas essentiel pour la plupart des projets de clou des sols.

Pour le sol purement cohérent ou en condition non drainée d'un sol saturé ($\phi = 0$, $c = S_u$), la capacité portante est donnée par $S_u N_c$. Le coefficient de sécurité pour résister à la surcharge $H_{eq} \gamma_s$ pour une excavation d'une profondeur H avec ΔH comme surcharge équivalent est donné par :

$$FS_{BH} = \frac{S_u N_c}{\gamma_s H_{eq}} \quad (II.27)$$



Source: Terzaghi, et al. (1996).

Figure II.20 - Analyse de la capacité portante

II.4.1.1.3. Multicritère de Schlosser

Le principe multicritère de Schlosser, 1982, sort du principe de l'étude présenté ci-dessus et est présenté à titre d'information bibliographique dans ce chapitre, Annexe A.

II.4.1.2. Calcul à l'ELU avec coefficients partielles de sécurité : Clouterre91

Le dimensionnement usuel utilisé par la méthode Clouterre est un dimensionnement aux états-limites ultimes à la rupture du système étudié où le rapport τ_{max} (sol cloue) / τ_{ext} (actions) calculé est le coefficient de sécurité global. Il représente, la marge de sécurité globale, afin de prendre en charge les incertitudes sur les sollicitations extérieures, les résistances internes et les hypothèses prises dans la méthode de calcul.

Dans l'approche actuelle, les coefficients partiels de sécurité calculés prennent en considération la sécurité distribuée entre les différents paramètres qui ne sont pas tous connus avec les mêmes incertitudes. Par exemple, l'angle de frottement interne du sol est mieux connu que la cohésion, le coefficient partiel de sécurité sur $\tan \varphi$, noté $\Gamma_{m\varphi}$ est donc plus faible que celui sur la cohésion c , noté Γ_{mc} . Les coefficients pondérateurs différents tels que, Γ_Q , sont appliqués sur les actions suivant le type de chargement considéré.

Dans les calculs, le coefficient de méthode Γ_{s3} , est défini pour prendre en considérations les erreurs introduites par la méthode de calcul. La structure est alors considérée comme sûre si l'inégalité suivante est respectée :

$$\Gamma_{s3} \tau_{ext} \leq \tau_{max} \quad (II.28)$$

Avec :

T_{max} : Résistances réduites par Γ_m
 $\Gamma_{s3} \tau_{ext}$: Actions pondérées par Γ_Q

Quand on étudie un mur dont les différents matériaux (sols, clous, interface sol-clous) ou les charges sont connus, il y a lieu de prendre tous les coefficients pondérateurs des actions Γ_Q et les coefficients partiels de sécurité Γ_m égaux à 1,0.

De plus, si l'on compare les résultats du calcul avec les observations, pour valider les méthodes, il n'y a pas lieu de supposer d'erreur inhérente à la méthode ; Γ_{s3} est pris alors égal à 1,0.

Le rapport Γ_{min} , défini par l'équation, représente alors l'écart de la méthode de calcul par rapport à la réalité.

$$\Gamma_{min} = \frac{\tau_{min} (résistances connues)}{\tau_{ext} (actions connues)} \quad (II.29)$$

Formellement, Γ_{min} est égal au coefficient global de sécurité de l'approche traditionnelle, mais sa signification réelle est toute autre.

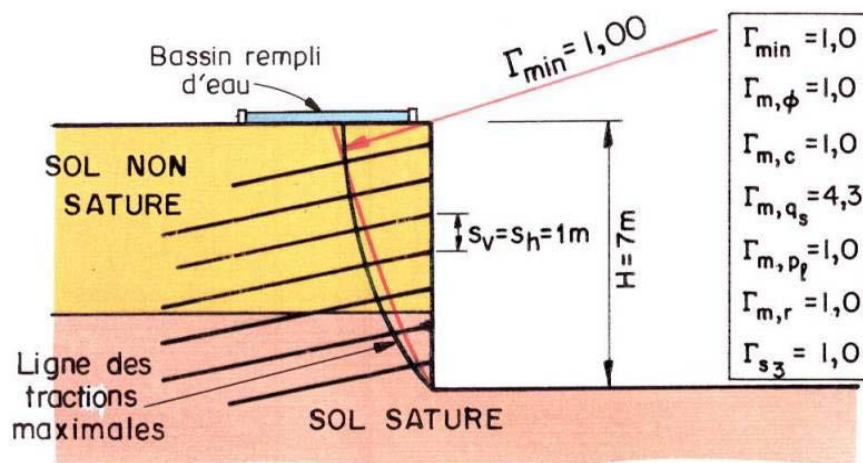


Figure II.21 - Calcul à la rupture avec coefficients de sécurité partiels : comparaison entre théorie et rupture réelle (Clouterre91)

II.4.2. Etat limite de service (ELS)

Ces états limite se réfèrent aux conditions qui n'impliquent pas l'effondrement, mais affectent plutôt le fonctionnement sûr et normal de la structure. L'état du service de limite majeur est associé aux murs de clou de sol et à la déformation excessive de la paroi. D'autres états limites de service, prennent en considération la fissuration du béton exposé, l'esthétique et la fatigue causée par le chargement répétitif du système. Ces causes ne sont pas correctement prises en compte lors de la conception, et peuvent entraîner un état de service optimal en cours de fonctionnement. Dans ce type de comportement du système (sol, clou, mur) deux facteurs supplémentaires sont pris en charge dans le calcul de l'état limite de service à savoir le drainage du sol derrière le mur, et la corrosion de la barre de clou du sol.

Les mouvements latéraux et verticaux maximaux de la paroi doivent être estimés dans le cadre de la conception des parois de clou de sol. Ces déformations doivent être inférieures aux limites de déformation tolérables pour le mur. Les considérations de conception pour les mouvements sont décrites ci-dessous.

II.4.2.1. Méthode semi-empirique pour estimation des déplacements

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 Clouterre91).

Pendant la construction et après son achèvement, le sol derrière le mur et le mur cloué dans ce sol ont tendance à se déformer vers l'extérieur comme indiqué sur la figure (Fig.II.22). Le mouvement vers l'extérieur est initié par la rotation incrémentale du pied de la paroi, semblable au mouvement d'une paroi de retenue en porte à faux. La majeure partie du mouvement se produit pendant ou peu après l'excavation du sol à l'avant de la paroi.

En général, les déplacements horizontaux et verticaux de la paroi dépendent des facteurs suivants:

- Hauteur du mur : H , la déformation augmente à peu près proportionnel avec la hauteur.
- La géométrie de la paroi : un mur vertical produit plus de déformation qu'un mur incliné.
- Le type de sol entourant les clous : plus souple que le sol, permettra plus de déformation.
- Espacement des clous : espacement plus large génère plus de déformation.
- Facteur globale de la sécurité : la grandeur de FS_{OS} est associée à la déformation.
- Longueur du clou par rapport à la hauteur de la paroi : longueur des clous plus courts par rapport à la hauteur de la paroi génère plus grande déformation horizontale.

Les déplacements horizontaux et verticaux maximaux à long terme au sommet du mur, δ_h et δ_v (Fig.II.22), peuvent être estimés comme suit (Clouterre91) :

$$\delta_v = \delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i \times H \quad (II.30)$$

Où :

$(\delta_h/H)_i$: Rapport qui dépend des conditions du sol

*Tableau II.1 - Valeurs de $(\delta_h/H)_i$ et k en fonction de conditions du sol
Modifié par Clouterre (1993) et Byrne et al. (1998)*

Variable	Sols rocheux	Sol sableux	Sol argileux
$(\delta_h/H)_i$	1/1000	1/500	1/333
k	0.8	1.25	1.5

Cette équation est valable aussi longtemps que :

- le rapport $(L/H) \geq 0.7$, où :

H : Hauteur de la paroi

L : Longueur de clou du sol

- la surcharge est négligeable.
- $FS_{os} \geq 1.50$ pour la stabilité globale.

La déformation du sol, λ , peut être calculée par la formule :

$$\lambda = H (1 - \tan \eta) k \quad (II.31)$$

Avec :

H : Hauteur de la paroi (ou l'excavation en profondeur)

k : Coefficient d'amortissement lié à la nature du sol (Tab.II.1)

η : Le fruit du parement

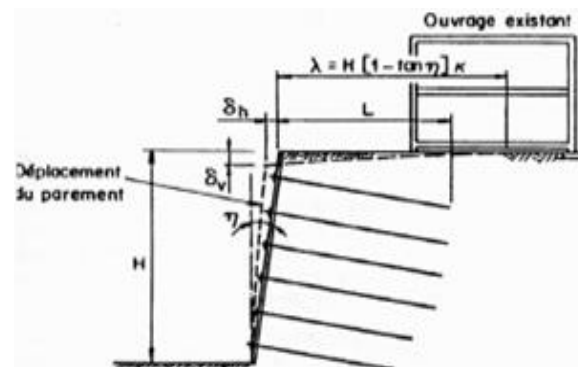


Figure II.22 - Déformation schématique de la paroi clouée

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. L'action des tirants et microporeux, comme évoqué précédemment, limite respectivement les déformations horizontales en tête de paroi et les déformations verticales sous la paroi.

II.5. CONCLUSION

L'étude du glissement d'un terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Le choix d'une méthode à réaliser in-situ pour la réalisation d'un ouvrage de soutènement afin de stabiliser un talus résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects. On distingue plusieurs méthodes considérées comme des solutions du phénomène de l'instabilité des talus, parmi eux :

a- Stabilisation par drainage

Très souvent, l'eau et la pente du talus joue un rôle moteur déterminant. Aussi, et bien qu'elles soient plus délicates à dimensionner et à mettre en œuvre que des techniques de terrassement, pente, le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau et corriger quelque fois la pente. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. La pente joue un rôle de stabilisateur par gravitation en relation avec l'angle de frottement du terrain (Fig.II.23).



Figure II.23 - Stabilisation par correction de la pente et installation du système de drainage, Constantine.

b- Stabilisation par inclusion des éléments rigides

- Tirants d'ancrage et mur ancré
- Clouage par des barres, des micro-pieux (Fig.II.24)



Figure II.24 - Stabilisation des pentes par tirants d'ancrage et pieux, Constantine.

Chapitre III

Conception des parois clouées

III. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de présenter étape par étape la méthode généralisée en ce qui concerne la conception du mur de clou du sol. Cette approche a été extraite de la référence « *FHWA GEC 007 février 2015, Soil Nail Walls, Reference Manual, Developed following: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition* ».

III.1. ETAPES DE CONCEPTION

Dans la pratique, les principales étapes pendant toute la durée de conception d'un mur cloué se déroulent dans les phases principales suivantes. Dans nos calculs, ces principales étapes seront suivies à l'exception du calcul sismique et de la mise en place du drainage par commodité de longueur du mémoire. Ces principales étapes sont :

- Considérations relatives à la conception initiale
- Conception
- Pré-construction
- Construction et post-construction

Les tableaux au-dessous, Tab. III.1 et Tab.III.2, présente les étapes principales et leurs sous-étapes dans l'étude développée pour la conception d'un mur de clou de sol.

Tableau III.1 - Étapes principales - Considérations sur la conception initiale

Etapes	Descriptions
Étape 1	Exigence du projet
1. a	Établir l'exigence du projet ; normes et contraintes
1. b	Établir la performance du projet
1. c	Assembler les informations géotechniques préliminaires
Étape 2	Exploration souterraine et développement des paramètres pour la conception
2. a	Planifier et mener des explorations souterraines
2. b	Effectuer le programme d'essais du sol en laboratoire
2. c	Établir un potentiel de corrosion du sol et un niveau de protection contre la corrosion
2. d	Développer des profils de souterrains pour analyse
2. e	Développer les paramètres du sol pour la conception
2. f	Obtenir des paramètres sismiques
2. g	Effectuer une analyse des risques
Étape 3	Définition des charges
3. a	Définir les facteurs de sécurité pour les différents modes de rupture, les charges de service
3. b	Sélectionnez les combinaisons de charge

Tableau III.2 - Étapes principales - Conception

Étapes	Descriptions
Étape 4	Configuration des clous du sol et sélection des matériaux
4. a	Développer la disposition du mur
4. b	Développer les sections transversales des clous du sol
4. c	Sélectionnez le motif des clous du sol sur l'interface de la paroi
4. d	Protection détaillée contre la corrosion
4. e	Sélectionner le type des clous et les propriétés du matériau
4. f	Propriétés du sol
4. g	Autres considérations
Étape 5	Sélection des facteurs de sécurité et de résistance
Étape 6	Analyse de calcul de la stabilité globale
6.1	États de limite ultime (géotechnique et structurelle)
6.1. a	Vérifier la résistance au retrait
6.1. b	Vérifier la résistance à la traction des clous
6.1. c	Vérifier la flexion et le fléchissement de la face
6.1. d	Vérifier la résistance au cisaillement
6.1. e	Vérifier la résistance des goujons
6.2	Etat limite de service
6.2. a	Évaluer les déplacements latéraux et verticaux

III.1.1. Considération sur la conception

Étape 1 : Exigence du projet

Dans cette étape, on doit établir ou confirmer les exigences et les contraintes du projet, confirmer les normes de conception à utiliser, sélectionner les performances attendues du projet, selon si la structure est critique ou non, permanente ou non. La collecte des informations géotechniques préliminaires est nécessaire à ce stade.

Étape 2 : Exploration souterraine et développement de paramètres de conception

Dans cette étape, on doit vérifier par une étude d'impact la faisabilité du projet : site constructible, caractéristique physico-mécaniques du sol acceptable, etc.

Étape 3 : Définition de charge

Dans la phase de faisabilité, on doit alors définir les charges qui agissent sur la paroi clouée. Ces charges comprennent des sollicitations permanentes, transitoires et extrêmes.

a- Facteurs de charge

Les combinaisons de charge énumérées ci-dessus incluent des charges permanentes, transitoires et d'événements extrêmes. Ces charges sont affectées des facteurs de charge tels qu'ils sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau III.3 - Facteurs de charge et combinaisons de charge selon AASHTO (2014)

État Limite	Charges permanentes	Charges transitoires	Charges extrêmes
Force I	$\gamma_p^{(1)}$	$\gamma = 1.75$	NA
Événement extrême I	$\gamma_p^{(1)}$	NA	$\gamma = 1.00$
Service I	$\gamma_p = 1.00$	$\gamma = 1.00$	$\gamma = 1.00$

Remarque:

(1) Les facteurs de charge pour les charges permanentes, γ_p , pour ces états limites sont présentés au tableau ci-dessous.

Tableau III.4 - Facteurs de charge, γ_p , pour les charges permanentes

Type de charge	Facteur maximum de charge ⁽¹⁾	Facteur minimum de charge ⁽²⁾
DC : Sur charges structurels	1.25	0.90
DW : Les charges de surfaces d'usure et les services publics	1.50	0.65
EH : Pression horizontale des terres (état actif)	1.50	0.90
EH : Pression horizontale des terres (à condition au repos)	1.35	0.90
EV : Pression verticale des terres (stabilité globale)	1	N/A
EV : Pression verticale des terres (murs et butées)	1.35 ⁽³⁾	1
ES : Surcharge terrestre	1.50	0.75

Remarque:

- (1) Lorsque la charge permanente à un effet déstabilisant.
- (2) Lorsque la charge permanente à un effet stabilisant.
- (3) Ce facteur de charge est utilisé pour les charges statiques.

Les facteurs de charge dans les états limites de service sont $\gamma = 1,0$ pour toutes les charges (AASHTO 2014).

b- Combinaisons de charge

La conception structurale exige l'apparition simultanée de divers types de charges dans les combinaisons de charge. Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la conception des clous du sol, dans les projets d'autoroute comprennent généralement :

- État limite de service I
- État limite de force I
- État limite extrême (impliquant des charges sismiques)

III.1.2. Conception

La phase de conception comporte trois étapes principales, qui sont discutées ci-dessous. Certaines étapes peuvent être répétées jusqu'à ce que la conception soit adéquate.

Etape 4: Configuration des clous du sol et sélection des matériaux

Une fois les contraintes géométriques de l'ouvrage projeté sont identifiées, on doit entamer le prédimensionnement, c.à.d. établir les sections préliminaires de la paroi, le nombre, l'espacement vertical et horizontal, l'inclinaison et la longueur des clous. Cependant, toutes ces quantités devraient être ajustées dans une certaine mesure que la conception progresse. À ce niveau, on doit évaluer les exigences de protection contre la corrosion et commencer la vérification des états limite de résistance.

a- Disposition du mur

Dans cette étape, on détermine l'alignement, la hauteur, la longueur et la position géométrique de la paroi.

b- Formes géométriques, espacement, inclinaison et longueur des clous de sol

- *Espacement des clous*

La figure (Fig.III.1) montre avec détails l'espacement vertical et horizontal entre les clous. Les espacements horizontaux et verticaux ont la même valeur, de 1,25 à 2 m pour les clous de sols forés et scellés. L'espacement pour les clous battus peut atteindre la valeur de 0,5 m. L'espacement des clous du sol dans la direction horizontale et verticale doit être de façon que chaque clou ait une zone d'influence de :

$$S_H \times S_V \leq 4 \text{ m}^2 \quad (III. 1)$$

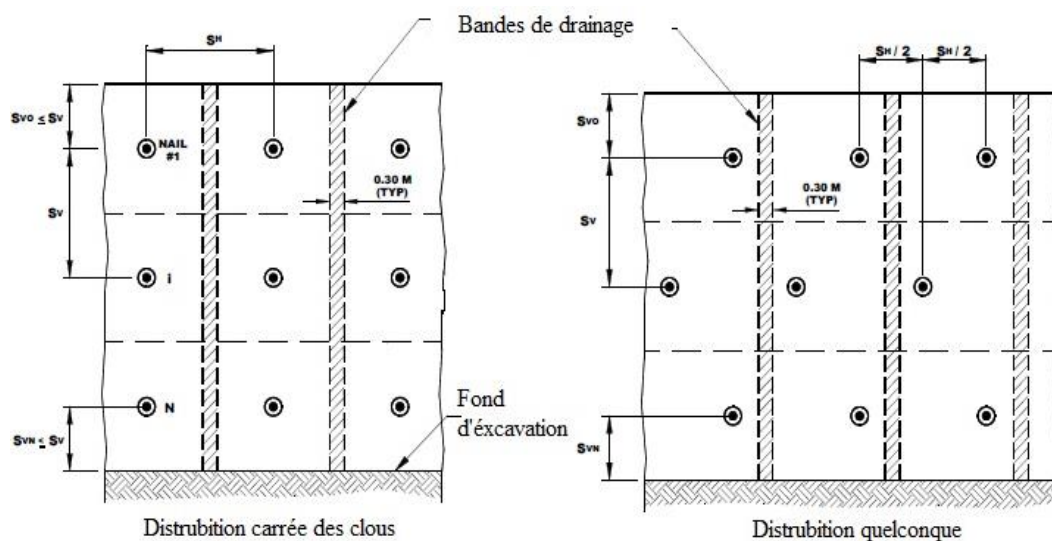


Figure III.1 - Modèles de distribution des clous du sol sur l'interface du mur

La première rangée de clous ne doit pas être installée plus profondément que d'environ 0.6 à 1 m du bord supérieur du mur afin de réduire le risque d'instabilité de l'élévation de l'excavation supérieure et de réduire les effets en porte-à-faux sur le revêtement temporaire.

$$S_{V0} < S_V \quad (III.2)$$

La rangée de clous la plus basse doit être installée environ 0.6 à 1 m au-dessus de la base de l'excavation.

$$S_{VN} < S_V \quad (III.3)$$

Ces exigences sont le résultat de la capacité limitée du parement à travailler en tant que porte à faux en haut et en bas du mur. Cependant, ces limites peuvent être ajustées pour les conditions spécifiques au projet et, en fonction d'une analyse appropriée.

- ***Inclinaison des clous***

Les clous de sol sont installés de 10 à 20 degrés par rapport à l'horizontale, et le plus souvent à 15 degrés. Pour l'inclinaison de 15° du clou de sol, le coulis peut être injecté facilement.

- ***Longueur des clous***

Pour développer une section transversale préliminaire pour l'analyse, la longueur des clous du sol peut être estimée à environ 0,7 H, où H est la hauteur de la paroi. Des clous plus longs seront nécessaires :

- Dans les sols faibles.
- Les surfaces de glissement critique profondes.
- Lors de grandes charges supplémentaires existant derrière le mur.
- Lors d'une pente existante derrière le mur.

- ***Répartition des longueurs des clous du sol en élévation***

Tous les clous dans un mur peuvent avoir une longueur uniforme pour la simplicité de mise en œuvre. Ce modèle est courant dans de nombreux murs. En fonction du coût, il est possible de prendre des longueurs de clou non uniforme en fonction de chaque ouvrage projeté et de la nature du terrain et du type de glissement. Par conséquent, des valeurs globales plus petites de T_{max} seront obtenues permettant une meilleure répartition des charges sur les clous. En outre, des clous plus longs dans la moitié supérieure entraîneront de plus petits mouvements de paroi.

- **La moitié supérieure de la paroi** : les clous de sol dans cette zone doivent avoir une longueur uniforme, L .
- **La moitié inférieure de la paroi** : les clous de sol dans cette zone devraient être de plus en plus courts vers le bas.

Les longueurs de ces clous doivent être déterminés par interpolation linéaire de la valeur L à la hauteur moyenne de la paroi, à $R \times L$ à la base de la paroi. R est inférieur à 1 il est sélectionné en fonction du sous bassement du sol et de ces conditions physico-mécanique.

R a été estimé pour les conditions suivantes : facteur de sécurité pour le retrait $FS_{PO} = 2.0$, le diamètre du trou de forage, D_{DH} , entre 10 à 16 cm, l'espacement des clous horizontal et vertical, S_H et S_V , entre 1.20 m et 1.80 m.

Tableau III.5 - Valeurs de R en fonction de type de sol

sols granulaires très denses et à grains grossiers	$0,15 \leq R \leq 0,30$
sable limoneux, sable, sable graveleux	$0,25 \leq R \leq 0,40$
sols argileux	$0.30 \leq R \leq 0.45$

En général, les valeurs plus importantes de diamètre de forage, D_{DH} , et la force de liaison, q_u , en conjonction avec des valeurs inférieures de S_H , S_V et γ_s produiraient des valeurs inférieures de R .

c- Répartition carré et décalé des clous de sol

Les clous du sol sont installés sur la surface de l'excavation dans des motifs carrés ou, plus généralement de géométrie quelconque (placement décalé) (FigIII.1). Dans le motif carré, les clous sont alignés verticalement en rangées. Ce modèle permet de faciliter la construction des joints verticaux en béton projeté et une installation plus facile des panneaux préfabriqués en béton.

Le motif décalé entraîne une répartition plus uniforme de la pression de la terre et offre une résistance légèrement plus grande par rapport à ceux d'un motif carré.

d- Protection contre la corrosion

On doit choisir les techniques de protection contre la corrosion lors de la phase de conception initiale. Cette sélection implique la spécification d'un matériau ou d'un procédé qui convient pour le type de clou et les procédures d'installation.

e- Type de clous et les propriétés du matériau

La conception traditionnelle estime un diamètre de trou de forage minimum pour assurer la stabilité verticale du forage et obtenir une résistance au retrait nominal permettant éventuellement de nettoyer le trou de forage et d'installer les centra liseurs pour obtenir une installation des barres d'acier dans le forage. On adopte pour ce type d'ouvrage :

- Barres d'acier Fe 415 (ou Fe 500) où la résistance f_y est égale de 415 à 500 MPa.
- Triés soudé approprié et une barre de renforcement.
- Résistance du béton approprié, f'_c , entre 20 et 30 MPa.

f- Propriétés du sol

La force de liaison de l'interface clou-coulis-sol, q_u , est sélectionnée à partir de tableau ci-dessous :

Tableau III.6 - Estimation de la force de liaison des clous du sol dans le sol et la roche

Matériaux	Type du sol et roche	q_u
Roche	Calcaire de marbre	300 – 400
	Phyllithe	100 – 300
	Craie	500 – 600
	Dolomie douce	400 – 600
	Dolomie fissurée	600 – 1000
	Grès résistant	200 – 300
	Schiste argileux résistant	100 – 150
	Schiste résistant	100 – 175
	Basalte	500 – 600
	Schiste dur	300 – 400
Sols sans cohésion	Gravier sableux	100 – 180
	Sable limoneux	100 – 150
	Limon	60 – 75
	Piémont résiduel	40 – 120
	Colluvion fin	75 – 150
	Sable / Gravier :	
	Sur-chargement faible	190 – 240
	Sur-chargement élevé	280 – 430
	Moraine dense	380 – 480
	Colluvion	100 – 180
	Sable limoneux saturé	20 – 40
	Sable fin limoneux	55 – 90
	Sable fin argileux	60 – 140
Sable	380	
Gravier de sable	700	
Sols à grain fin	Argile limoneuse	35 – 50
	Limon d'argile	90 – 140
	Argile douce	20 – 30
	Argile rigide	40 – 60
	Argile limoneuse rigide	40 100
Argile sableuse /calcaire	90 – 140	

Etape 5 : Sélection des facteurs de résistance et de sécurité

On doit sélectionner les facteurs de résistance pour la vérification et conformément aux formulations. Les facteurs de résistance sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.7 - Facteurs de résistance recommandés pour la conception des parois clouées

Etat limite	Condition	Symbole	Facteur de résistance
Stabilité globale	Statique	ϕ_{OS}	0.65
Capacité portante	Face permanente à court terme	ϕ_{BH}	0.50
	Face permanente à long terme	ϕ_{BH}	0.40
Résistance au retrait	Statique	ϕ_{PO}	0.65
Glissement	Statique	ϕ_{LS}	1.00
Résistance à la traction	Statique – Grade (marque) 60 et 75	ϕ_T	0.75
	Statique – Grade (marque) 95 et 150	ϕ_T	0.65
Résistance à la flexion de la face du mur	Statique	ϕ_{FF}	0.90
Résistance au cisaillement de la face du mur	Statique	ϕ_{FP}	0.90
Traction à la tête du goujon	A307 Boulon en acier	ϕ_{FH}	0.70
	A325 Boulon en acier	ϕ_{FH}	0.80

Tableau III.8 - Facteurs de sécurité recommandés pour la conception des parois clouées

Etat limite	Condition	Symbole	Facteur de sécurité
Stabilité globale	Statique	FS_{OS}	1.5
Capacité portante	Face permanente à court terme	FS_{BH}	2
	Face permanente à long terme	FS_{BH}	2.5
Résistance au retrait	Statique	FS_{PO}	2
Glissement	Statique	FS_{LS}	1.5
Résistance à la traction	Statique - Grade (marque) 60 et 75	FS_T	1.8
	Statique – Grade (marque) 95 et 150	FS_T	2
Résistance à la flexion de la face du mur	Statique	FS_{FF}	1.5
Résistance au cisaillement de la face du mur	Statique	FS_{FP}	1.5
Traction à la tête du goujon	A307 Boulon en acier	FS_{FH}	2
	A325 Boulon en acier	FS_{FH}	1.7

Etape 6 : Analyse de calcul de la stabilité globale

Etape 6.1 : États limite ultime

a- Vérifier la résistance au retrait

La résistance au retrait est mobilisée derrière la surface de glissement, sur la longueur du clou, L_p , et contribue à la stabilité globale. La longueur, L_p , peut être estimée à partir de la conception des clous du sol. Les surfaces de glissement critiques et les clous du sol sont représentés à une échelle appropriée.

La résistance au retrait nominale (c'est-à-dire l'ultime) par unité de longueur, r_{PO} , est exprimée comme suit :

$$r_{PO} = \pi q_u D_{DH} \quad (III. 4)$$

Où :

D_{DH} : Diamètre du forage

q_u : Force de liaison de l'interface clou-coulis-sol (force / unité de surface)

La distribution est supposée constante le long de la longueur de retrait du clou, $L_p = L$, pour la simplicité la force de liaison, q_u , est considérée comme ayant une valeur moyenne apparente. Lorsque la contrainte d'adhérence augmente à sa valeur maximale, la force de liaison, q_u , est mobilisée.

La résistance nominale de retrait, R_{PO} , est calculée comme suit :

$$R_{PO} = r_{PO} L \quad (III. 5)$$

La résistance au retrait est évaluée comme suit :

$$CDR = \frac{\phi_{PO} R_{PO}}{\gamma T_{max}} \geq 1 \quad (III. 6)$$

Où :

T_{max} : Force de traction maximale

γ : Facteur de charge = 1.35

ϕ_{PO} : Facteur de résistance à la résistance au retrait de clou

b- Vérifier la résistance à la traction des clous

$$CDR = \frac{\phi_T R_T}{\gamma T_{max}} \geq 1 \quad (III. 7)$$

Avec :

- R_T : Résistance de traction nominale du clou
- T_{max} : Force de traction maximale
- γ : Facteur de charge sélectionné pour vérification = 1.35
- ϕ_T : Facteur de résistance à la traction du clou

La résistance à la traction nominale du clou est:

$$R_T = A_t f_y \quad (III.8)$$

Où :

- A_t : Surface transversale du clou
- f_y : Résistance des renforcements choisis

c- Vérifier la résistance à la flexion de la face du mur

1. Sélection de l'épaisseur du revêtement :

- Épaisseur de face temporaire h_i : {Ex : 100,150, 200 mm}
- Épaisseur de la face permanente h_f : {Ex : 200 mm}

2. Choisir le type, la qualité et les caractéristiques de la plaque d'appui et des renforcements de la paroi temporaire et permanente.

3. Sélectionnez la résistance du béton projeté, f'_c : (typiquement 3000 à 4000 *psis* \approx 20 à 30 *MPa*, la dernière valeur étant plus couramment utilisée)

4. Le rapport de renforcement minimal, ρ_{min} , est calculé comme suit :

$$\rho_{min} = 20 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (III.9)$$

5. Le rapport de renforcement maximal, ρ_{max} , est calculé comme suit :

$$\rho_{max} = 50 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (III.10)$$

Avec :

- f_y : Résistance des renforcements choisis
- f'_c : Résistance du béton projeté

6. Un autre problème devrait être abordé, le rapport de renforcement dans la tête de clou et la portée moyenne devrait être inférieur à 2.5, c'est pourquoi un recalcul de la surface totale du renforcement de la tête du clou doit être effectué verticalement et horizontalement à l'aide de l'équation ci-dessus :

$$a_{vn} = a_{vm} + \left(\frac{A'_{VN}}{S_H} \right) \quad (III.11)$$

$$a_{hn} = a_{hm} + \left(\frac{A'_{HN}}{S_v} \right) \quad (III.12)$$

Où :

- a_{vm} et a_{hm} : Section transversale de l'armature par unité de largeur dans les directions verticale et horizontale de la mi-portée
- a_{vn} et a_{hn} : Section transversale de l'armature par unité de largeur dans les directions verticale et horizontale de la tête des clous
- A'_{VN} et A'_{HN} : Section transversale totale des barres dans les directions verticale et horizontale
- S_v et S_H : Espacement vertical et horizontal des clous

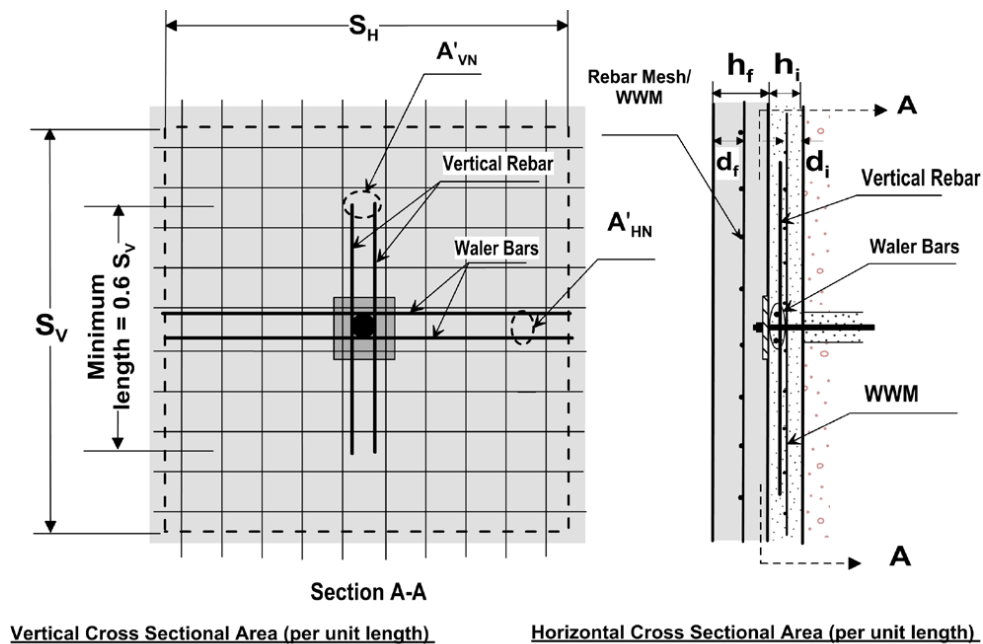


Figure III.2 - Nomenclature de renforcement pour le revêtement en flexion

7. Calculer le pourcentage de renforcement à la tête des clous et à la portée moyenne :

$$\rho_{ij} = \frac{a_{ij}}{0.5 h} \times 100 \quad (III.13)$$

Où :

a_{ij} : Section transversale de l'armature par unité de largeur (dans la direction "i" et l'emplacement "j")

h : Epaisseur du revêtement conçu, initial ou définitif

La direction "i" peut être "v" pour la verticale ou "h" pour l'horizontale et l'emplacement "j" peut être "n" pour la tête du clou ou "m" pour la mi-portée entre les clous.

8. Vérifiez que le rapport de renforcement du revêtement à la portée moyenne et la tête des clous est supérieur au rapport de renforcement minimal (c.-à-d. $\rho_{min} \leq \rho$), sinon augmentez la quantité de renforcement (a_n et / ou a_m) pour satisfaire à cette critère.

9. Calculez la résistance à la flexion :

La résistance à la flexion nominale, R_{FF} , est la force à la tête des clous qui se produit lorsque le revêtement atteint sa résistance à la flexion maximale. Cette force est calculée en fonction de la contribution des capacités de flexion autour des clous et dans la mi-portée entre les clous dans les deux directions à savoir verticale et horizontale. Si les espacements verticaux et horizontaux sont différents ou si des renforts de différentes tailles sont utilisés dans les deux directions, la force maximale doit être calculée séparément pour les directions verticales et horizontales. La plus petite de ces forces doit être adoptée comme R_{FF} . Cette évaluation doit être effectuée pour les parements initiaux et finaux, comme indiqué ci-dessous.

Pour estimer le R_{FF} , le moment de flexion, m_{ij} , du revêtement doit d'abord être évaluée à la tête des clous, puis à la mi-portée, tant pour les directions verticales qu'horizontales, en tenant compte des surfaces transversales équivalentes dans chaque cas. Pour chacun de ces quatre scénarios, les moments de flexion sont :

$$m_{vm} = a_{vm} f_y \left(\frac{h}{2} - \frac{a_{vm} f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (III. 14)$$

$$m_{vn} = a_{vn} f_y \left(\frac{h}{2} - \frac{a_{vn} f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (III. 15)$$

$$m_{hm} = a_{hm} f_y \left(\frac{h}{2} - \frac{a_{hm} f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (III. 16)$$

$$m_{hn} = a_{hn} f_y \left(\frac{h}{2} - \frac{a_{hn} f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (III. 17)$$

R_{FF} est la plus petite des deux quantités suivantes :

$$R_{FF} = C_F (m_{vm} + m_{vn}) \times \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right) \quad (III. 18)$$

$$R_{FF} = C_F (m_{hm} + m_{hn}) \times \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right) \quad (III. 19)$$

Où:

C_F est un facteur qui tient compte de l'effet des pressions non uniformes des sols agissants derrière le revêtement. La répartition de la pression du sol derrière le mur est affectée par la grandeur du déplacement de la paroi, des caractéristiques mécaniques du sol, de la rigidité et de l'épaisseur du revêtement, il est sélectionné du tableau ci-dessous :

Tableau III.9 - Valeurs de C_F

Face	Epaisseur (mm)	C_F
Temporaire	100	2.00
Temporaire	150	1.50
Temporaire	200	1.00
Permanent	tous	1.00

La résistance à la flexion de la face est définie comme suit :

$$CDR = \frac{\phi_{FF} R_{FF}}{T_0 \gamma} \geq 1.00 \quad (III. 20)$$

Où :

R_{FF} : Résistance nominale pour flexion / flexion du revêtement

T_0 : Force de traction maximale à la tête des clous du sol

γ : Facteur de charge pour vérification = 1.35

ϕ_{FF} : Facteur de résistance à la flexion / flexion dans le revêtement

Si la résistance est insuffisante, on augmente l'épaisseur du revêtement, la quantité d'acier et / ou la résistance de l'acier et / ou du béton.

d- Vérifier la résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement, R_{FP} , doit satisfaire à la condition suivante :

$$CDR = \frac{\phi_{FP} R_{FP}}{T_0 \gamma} \geq 1.00 \quad (III. 21)$$

Avec :

- T_0 : Force de traction maximale à la tête des clous du sol
 γ : Facteur de charge sélectionné pour vérification = 1.35
 ϕ_{FP} : Facteur de résistance au cisaillement dans le revêtement

R_{FP} est estimé comme :

$$R_{FP} = C_P V_F \quad (III.22)$$

Où :

- C_P : Facteur de correction pour la pression qui représente la contribution de la capacité de support du sol
 V_F : Force de cisaillement qui agit dans la section de la face

Le C_P peut être aussi élevé que 1.15 si la réaction du sol est considérée. La contribution du soutien du sol derrière le mur est prudemment supposée négligeable; donc, $C_P = 1,0$.

La force au cisaillement, V_F , peut être calculée comme suit :

$$V_F = 300 \times \sqrt{f'_c} \pi D'_c h \quad (III.23)$$

Où :

- D'_c : Diamètre effectif de la surface conique au centre de la section
 h_c : Profondeur effective de la surface conique

D'_c et h_c doivent être sélectionnés séparément pour le revêtement initial, béton projeté, et final comme suit :

➤ **Face temporaire : (Fig.III.3.a)**

$$D'_c = L_{BP} + h_i \quad (III.24)$$

Où :

- h_i : Épaisseur de la face temporaire
 L_{BP} : Longueur de la plaque d'appui

➤ **Face permanente : (Fig.III.3.b)**

$$D'_c = \min \{ (S_{sh} + h_c) ; 2 h_c \} \quad (III.25)$$

D'où :

$$h_c = L_s + t_p - t_{sh} \quad (III.26)$$

Où:

- L_s : Longueur du goujon
- S_{SH} : Espacement des goujons sur la plaque d'appui
- t_p : Épaisseur de la plaque d'appui
- t_{sh} : Épaisseur de la tête du goujon

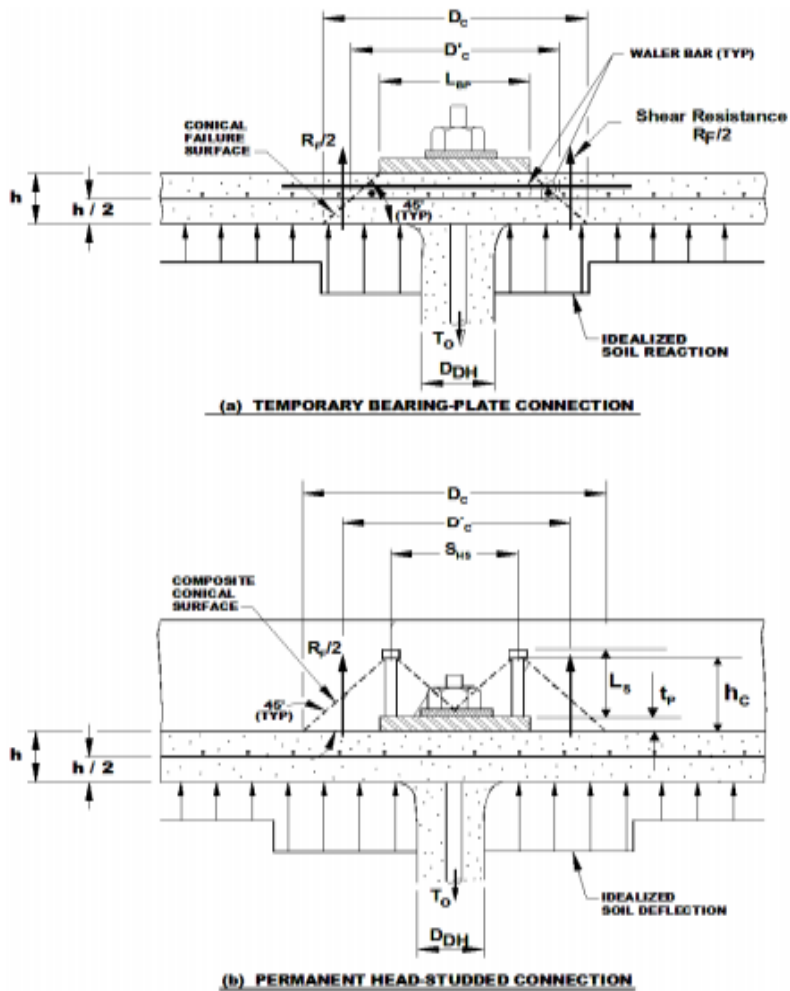


Figure III.3 - Etat limite pour le cisaillement en face - sections transversales horizontales: (a) connexion de la plaque d'appui, (b) connexion du goujon à tête fixe. Modifié après Byrne et al. (1998)

e- Vérifier la résistance des goujons

Pour les programmes qui ne peuvent pas vérifier la résistance à la tête des goujons, le concepteur peut vérifier cette résistance au revêtement en procédant comme suit :

- Calculez R_{FH} comme suit :

$$R_{FH} = N_H A_s f_y \tag{III.27}$$

Où :

A_S : Section transversale de la tige de goujon à tête

f_y : Résistance des renforcements choisis

N_H : Nombre de goujons à tête dans la connexion (généralement 4)

➤ Vérifier que :

$$CDR = \frac{\phi_{FH} R_{FH}}{\gamma T_0} \geq 1 \quad (III. 28)$$

Où :

R_{FH} : Résistance à la traction du goujon en revêtements finals

T_0 : Force de traction maximale à la tête des clous du sol

γ : Facteur de charge sélectionné pour la vérification = 1.35

ϕ_{FH} : Facteur de résistance à la traction de la tête des goujons

➤ Vérifiez que la compression sur le béton derrière les goujons à tête est dans les limites tolérables en vous assurant que :

$$A_H \geq 2.5 A_S \quad (III. 29)$$

$$t_{SH} \geq 0.5 (D_{SH} - D_{SC}) \quad (III. 30)$$

Où :

A_H : Surface transversale de la tête de goujon

D_{SC} : Diamètre de tronc de goujon

D_{SH} : Diamètre de la tête de goujon

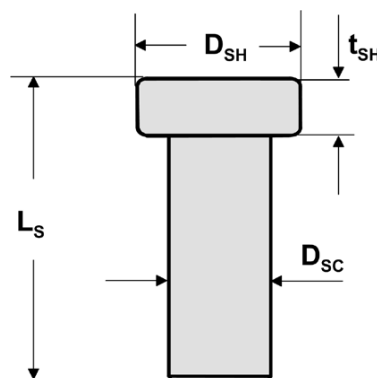


Figure III.4 - Géométrie des goujons

Etape 6.2 : Etat limite de service (Déformation)

- On obtient la hauteur de la paroi H et l'angle du fruit η , Fig.II.22, pour une description des variables.
- On détermine les paramètres du sol : sol rocheux, sol sableux ou argileux.
- On estime les déplacements horizontaux et verticaux δ_h et δ_v au sommet du mur.
- On calcule la zone d'influence, λ , où des déformations du sol sont perceptibles, en utilisant l'équation II.31.
- On vérifie le déplacement estimé par rapport aux critères de déformation maximums :
 - Le mouvement latéral maximal devrait être limité à environ moins de $0.3 H$ (où H : hauteur de la paroi) pour les sols à grain fin, $0.2 H$ pour les sols granulaires, $0.1 H$ pour les roches altérées et les sols rigides ou denses de la hauteur de la paroi pour la plupart des types de sols.
 - La zone d'influence qui est affectée par le mouvement latéral s'étend à une distance λ qui peut atteindre $1,5$ fois H pour une paroi verticale construite dans des sols à grain fin.

III.2. EXEMPLE DE CALCUL

La section suivante présente un exemple de calcul du talus « Mansora », Constantine, projet reliant le pont géant, Salah Bey à l'autoroute est-ouest. Ce calcul est présenté étape par étape suivant les recommandations et les procédures de conception décrites précédemment, FHWA. Les données partielles de ce projet ont été fournies par la DTP de Constantine.

Etape 1 : Exigence du projet

Le projet consiste en un mur de clous de sol, de $14 m$ de hauteur, d'une longueur de $50 m$ près de l'accès d'une route non critique de trafic modéré (Fig.III.5). Les contraintes et les exigences du projet nécessitent un mur permanent avec le béton en place comme face finale pour répondre aux préoccupations esthétiques. Le site est rural. Aucun bâtiment n'est situé à proximité de l'emplacement proposé de la cloison du sol. La zone est plate et l'élévation de la nappe phréatique est significativement inférieure au bas de l'excavation proposée. L'accès au site est facile et les clous peuvent être installés sans difficultés derrière le mur.



Figure III.5 - Un murs cloué : Mansora, Constantine

Etape 2 : Exploration souterraine et développement des paramètres pour la conception

L'exploration géotechnique a révélé une stratigraphie uniforme consistant en un sable moyen dense, argileux et une nappe d'eau souterraine se situant plusieurs mètres au-dessous du pied planifié du mur. Les résultats des tests de laboratoire indiquent que le potentiel de corrosion des sols in situ est faible. Le propriétaire a effectué une évaluation des risques et perçoit certains risques liés à la corrosion à long terme. Le différentiel de coût pour fournir un niveau de protection plus élevé est marginal, il est préférable de spécifier une protection contre la corrosion de classe II, consistant en un revêtement époxy ou une galvanisation sur des barres d'acier. Sur la base des résultats de l'exploration géotechnique et des essais en laboratoire, les paramètres géotechniques suivants ont été sélectionnés pour la conception :

- $\gamma_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$
- $c' = 5 \text{ kPa}$
- $\varphi' = 39^\circ$

Etape 3 : Définition des charges

a. Définir sans facteurs, les charges de service

La charge permanente agissant sur le mur inclut le poids du sol derrière le mur. Les charges en direct comprennent les charges provenant de la construction d'équipements fonctionnant derrière et au-dessus du mur. On suppose que la charge en direct se compose d'une charge uniforme, Q égale à 20 kPa , s'étendant à 12 m derrière le mur, villa 14.

b. Sélectionner les combinaisons de charge et les facteurs de charge

Les combinaisons de charge pour cet exemple ne comprennent que les états limites de force I et service I. Les facteurs de charge à utiliser dans les vérifications sont présentés ultérieurement pour chaque cas (Tab.III.3, Tab.III.4).

Etape 4 : Configuration des clous du sol et sélection des matériaux

➤ Disposition du mur :

- Hauteur du mur : $H = 14 \text{ m}$
- Longueur de la paroi : $L = 50 \text{ m} \gg H$
- Fruit du parement : $\alpha = 0$
- Pente : $\beta = 0$

➤ Espacements des clous du sol :

- $S_H = S_V = 1.5 \text{ m}$
- $S_{V0} = S_{VN} = 1 \text{ m}$

On a :

$$S_{V0} = S_{VN} = 1 \text{ m} < S_V$$

$$1.25 \text{ m} < S_H = S_V = 1.5 \text{ m} < 2 \text{ m}$$

$$S_H \times S_V = 1.5^2 = 2.25 \text{ m}^2 < 4 \text{ m}^2$$

➤ Inclinaison des clous du sol : $i = 15^\circ$

$$10^\circ < 15^\circ < 20^\circ$$

➤ Longueur des clous du sol : uniforme. La longueur maximale des clous du sol est sélectionnée à partir de :

$$\begin{aligned} L &= 0.7 H \\ &= 0.7 \times 14 = 9.8 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Distribution des clous sur le mur : uniforme, carrée.

➤ Potentiel de corrosion : une protection minimale à la corrosion de classe II à savoir une épaisseur minimal de coulis de 25 mm sur les barres de clous.

➤ Matériaux des clous du sol :

- $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $A_t = 510 \text{ mm}^2$

➤ Caractéristique mécanique du sol : La force de liaison finale est sélectionnée selon le type de sol et à partir du tableau III.5. Le sol est du sable limoneux donc :

$$q_u = \frac{100 + 150}{2} = 125 \text{ kPa}$$

➤ Autres considérations de conception :

- Méthode de forage : En fonction de la nature du sol. Dans notre cas les conditions de sol existantes sont favorables à un forage rotatif conventionnel.
- Diamètre du trou de forage : $D_{DH} = 150 \text{ mm}$.

Etape 5 : Sélection des facteurs de sécurité et de résistance : Tableaux III.6 et III.7

Etape 6 : Analyse de la stabilité

1. Vérification à l'état limite ultime

a- La résistance au retrait :

- La résistance au retrait mobilisé par unité de longueur :

$$\begin{aligned} r_{PO} &= \pi q_u D_{DH} \\ &= \pi \times 125 \times 150 \times 10^{-3} = 58.90 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= r_{PO} L \\ &= 58.90 \times 9.8 = 577.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Force de traction maximale des clous :

$$T_{max} = 0.65 K_a \gamma_s H S_V S_H$$

On a pour $\alpha = \beta = 0^\circ$, un coefficient des pressions de terre active, K_a :

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{39}{2} \right) = 0.23 \end{aligned}$$

Donc :

$$T_{max} = 0.65 \times 0.23 \times 18.9 \times 14 \times 1.5^2 = 89 \text{ kN}$$

- Force de traction maximale à la tête des clous :

$$\begin{aligned} T_0 &= T_{max} [0.6 + 0.2 (S_{max} - 1)] \\ &= 89 (0.6 + 0.2 \times (1.5 - 1)) = 62.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

- La résistance au retrait est vérifiée selon le ratio de capacité à la demande, CDR , comme suit :

$$CDR = \frac{\phi_{PO} R_{PO}}{\gamma T_{max}} > 1$$

$$= \frac{0.65 \times 577.22}{1.35 \times 89} = 3.12 > 1$$

b- Vérifier la résistance à la traction des clous :

- La résistance nominale à la traction :

$$R_T = A_t f_y = 510 \times 420 = 214200 \text{ N} = 214.2 \text{ kN}$$

- Le CDR à la traction est vérifié comme suit :

$$CDR = \frac{\phi_T R_T}{\gamma T_{max}} > 1$$

$$= \frac{0.75 \times 214.2}{1.35 \times 89} = 1.34 > 1$$

c- Vérifier la résistance à la flexion de la face du mur

- Les épaisseurs des deux faces :

- Epaisseur de la face temporaire : $h_i = 200 \text{ mm}$
- Epaisseur de la face finale : $h_f = 200 \text{ mm}$

- Les caractéristiques des renforcements, Annexe B, données communiquées par Constantine.

- **Les goujons : $1/2 \times 4^{1/8}$**

- $L_s = 105 \text{ mm}$
- $D_{SH} = 25.4 \text{ mm}$
- $D_{SC} = 12.7 \text{ mm}$
- $t_{SH} = 0.31 \text{ mm}$
- $f_y = 420 \text{ MPa}$

- **Les barres de renforcement :**

- Pour la face temporaire :
 - ◆ Barres N° 10 = 71 mm^2
 - ◆ Treillis soudé : $102 \times 102 - \text{MW9} \times \text{MW9}$

- Pour la face permanente :

- ◆ Barres N° 16 = 199 mm²

- **La plaque d'appui :**

- $L_{BP} = 200 \text{ mm}$
 - $t_p = 20 \text{ mm}$

- La résistance du béton projeté : $f'_c = 30 \text{ MPa}$

- Rapport de renforcement minimal et maximal :

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= 20 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ &= 20 \times \frac{\sqrt{30}}{420} = 0.26 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 50 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 50 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 2.10 \%\end{aligned}$$

- Le renforcement des deux faces :

- ❖ **Face temporaire :**

- ✓ Le renforcement dans les deux directions dans la mi-portée :

- ◆ Pour : 102 x 102 - MW19 x MW19 : $a_{vm} = a_{hm} = 88.9 \text{ mm}^2/m$

- ◆ Pour : barres N° 10 : $A'_{VN} = A'_{HN} = 71 \times 2 = 142 \text{ mm}^2$

- ✓ Le renforcement dans les deux directions autour de la tête du clou :

$$\begin{aligned}a_{vn} = a_{hn} &= a_{vm} + \left(\frac{A'_{VN}}{S_H} \right) \\ &= 88.9 + \frac{142}{1.5} = 183.57 \text{ mm}^2/m\end{aligned}$$

- ✓ Le pourcentage de renforcement à la portée moyenne :

$$\begin{aligned}\rho_m &= \frac{a_{vm}}{0.5 h_i} \\ &= \frac{88.9}{0.5 \times 200} = 0.89 \%\end{aligned}$$

- ✓ Le pourcentage de renforcement à la tête des clous :

$$\begin{aligned}\rho_n &= \frac{a_{vn}}{0.5 h_i} \\ &= \frac{183.57}{0.5 \times 200} = 1.83 \%\end{aligned}$$

- ✓ Vérifiez que : $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

- $0.26 \% \leq \rho_{vm} \leq 2.10 \%$
- $0.26 \% \leq \rho_{vn} \leq 2.10 \%$

❖ **Face permanente :**

- ✓ Le renforcement dans la direction verticale :

- ◆ Pour barres N° 16 : $a_{vn} = a_{vm} = 199 \text{ mm}^2$

- ✓ Le pourcentage de renforcement :

$$\begin{aligned}\rho_{vn} = \rho_{vm} &= \frac{a_{vn}}{0.5 h_f} \\ &= \frac{199}{0.5 \times 200} = 1.99 \%\end{aligned}$$

- ✓ Vérifiez que : $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

- $0.26 \% \leq \rho_{vn} = \rho_{vm} \leq 2.10 \%$

➤ La résistance à la flexion :

❖ **Face temporaire :**

✓ Moment de flexion dans les deux directions dans la mi-portée :

$$\begin{aligned} m_{vm} = m_{hm} &= a_{vm} f_y \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} f_y}{1.7 f'_c} \right) \\ &= 88.9 \times 420 \times \left(0.1 - \frac{88.9 \times 10^{-6} \times 420}{1.7 \times 30} \right) \\ &= 3706.46 \text{ N.m} \end{aligned}$$

✓ Moment de flexion dans les deux directions autour de la tête du clou :

$$\begin{aligned} m_{vn} = m_{hn} &= a_{vn} f_y \left(\frac{h}{2} - \frac{a_{vn} f_y}{1.7 f'_c} \right) \\ &= 183.57 \times 420 \times \left(0.1 - \frac{183.57 \times 10^{-6} \times 420}{1.7 \times 30} \right) \\ &= 7593.38 \text{ N.m} \end{aligned}$$

✓ La résistance à la flexion :

$$R_{FF} = C_F \times (m_{vm} + m_{vn}) \times \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

- Pour $h_i = 200 \text{ mm}$, $C_F = 1$

$$R_{FF} = 1 \times (3706.46 + 7593.38) \times \left(\frac{8 \times 1.5}{1.5} \right) = 93.4 \text{ kN}$$

✓ Le CDR à la flexion est vérifié comme suit :

$$\begin{aligned} CDR &= \frac{\phi_{FF} R_{FF}}{T_0 \gamma} \geq 1.00 \\ &= \frac{0.9 \times 93.6}{62.30 \times 1.35} = 1 \end{aligned}$$

❖ **Face permanente :**

✓ Moment de flexion dans la direction verticale :

$$\begin{aligned} m_{vm} = m_{vn} &= a_{vm} f_y \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} f_y}{1.7 f'_c} \right) \\ &= 199 \times 420 \times \left(0.1 - \frac{199 \times 10^{-6} \times 420}{1.7 \times 30} \right) \\ &= 8221.03 \text{ N.m} \end{aligned}$$

✓ La résistance à la flexion :

$$R_{FF} = C_F \times (2 \times m_{vm}) \times \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

- Pour $hf = 200 \text{ mm}$, $C_F = 1$

$$R_{FF} = 1 \times (2 \times 8221.03) \times \left(\frac{8 \times 1.5}{1.5} \right) = 131.54 \text{ kN}$$

✓ Le CDR à la flexion est vérifié comme suit :

$$\begin{aligned} CDR &= \frac{\phi_{FF} R_{FF}}{T_0 \gamma} \geq 1.00 \\ &= \frac{0.9 \times 131.54}{62.30 \times 1.35} = 1.41 \end{aligned}$$

d- La résistance au cisaillement :

❖ **Face temporaire :**

- Diamètre effectif de la surface conique au centre de la section

$$\begin{aligned} D'_c &= L_{BP} + h_i \\ &= 200 + 200 = 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Force de cisaillement :

$$\begin{aligned} V_F &= 330 \times \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_i \\ &= 330 \times \sqrt{30} \times \pi \times 0.4 \times 0.2 = 454.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

- $C_P = 1$

- La résistance au cisaillement :

$$R_{FP} = C_P V_F = 1 \times 454.27 = 454.27 \text{ kN}$$

- La CDR de cisaillement de la face est vérifié comme suit :

$$\begin{aligned} CDR &= \frac{\phi_{FP} R_{FP}}{T_0 \gamma} \geq 1 \\ &= \frac{0.9 \times 454.27}{62.30 \times 1.35} = 4.86 \end{aligned}$$

❖ **Face permanente :**

- Profondeur effective de la surface conique :

$$\begin{aligned} h_c &= L_s + t_p - t_{sh} \\ &= 105 + 20 - 7.9 = 117.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Diamètre effectif de la surface de fracture conique :

$$\begin{aligned} D'_c &= \min \{(S_{sh} + h_c) ; 2 h_c\} \\ &= \min \{291.1 ; 234.2\} = 234.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Force de cisaillement :

$$\begin{aligned} V_F &= 330 \times \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c \\ &= 330 \times \sqrt{30} \times \pi \times 0.234 \times 0.117 \\ &= 155.46 \text{ kN} \end{aligned}$$

- $C_P = 1$

- La résistance au cisaillement :

$$R_{FP} = C_P V_F = 1 \times 155.46 = 155.46 \text{ kN}$$

- La CDR de cisaillement de la face est vérifié comme suit :

$$\begin{aligned} CDR &= \frac{\phi_{FP} R_{FP}}{T_0 \gamma} \geq 1 \\ &= \frac{0.9 \times 155.46}{62.30 \times 1.35} = 1.66 \end{aligned}$$

e- Vérifier la résistance des goujons :

- La résistance à la traction des goujons :

$$R_{FH} = N_H A_s f_y$$

- Aire de section transversale de la tige du goujon :

$$A_s = \left(\frac{\pi \times 12.7^2}{4} \right) = 126.68 \text{ mm}^2$$

$$R_{FH} = 4 \times 126.68 \times 420 = 212.82 \text{ kN}$$

- Le CDR de traction du goujon est vérifié comme suit :

$$\begin{aligned} CDR &= \frac{\phi_{FH} R_{FH}}{\gamma T_0} \geq 1 \\ &= \frac{0.7 \times 212.82}{1.35 \times 73.136} = 1.50 \end{aligned}$$

- Surface transversale de la tête de goujon :

$$A_H = \frac{\pi \times 25.4^2}{4} = 506.71 \text{ mm}^2$$

- Vérifié que :

$$\begin{aligned} A_H &\geq 2.5 A_s \\ 506.71 \text{ mm}^2 &> 316.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{SH} &\geq 0.5(D_{SH} - D_{SC}) \\ 7.9 \text{ mm} &> 0.5 \times (25.4 - 12.7) = 6.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Vérification à l'état limite de service

a- Le mouvement latéral maximal :

$$\begin{aligned} \delta_v = \delta_h &= \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H \\ &= \frac{1}{500} \times 14 = 28 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Vérification :

$$\delta_v \leq 0.3 H$$
$$28 \text{ mm} < 420 \text{ mm}$$

b- La zone d'influence :

$$\lambda = H (1 - \tan \eta) k$$
$$= 14 \times (1 - \tan 0) \times 1.25 = 17.5 \text{ mm}$$

- Vérification :

$$\lambda < 1.5 H$$
$$17.5 \text{ mm} < 21 \text{ m}$$

III.3. CONCLUSION

À l'heure actuelle, les chercheurs tentent de réduire ces étapes, par des méthodes numériques ou expérimentales. Il est donc logique que la première approche soit prise en charge sur l'auscultation des murs cloués utilisés par des modèles numériques de dimensionnement. GeoStudio 8.2, actuellement en cours d'amélioration, devrait répondre à une partie de cette demande et permettre dans l'avenir tel que le préconise ces auteurs, d'améliorer considérablement la connaissance du comportement des murs cloués.

Chapitre VI
Calcul assisté par
GeoStudio 8.2 ; Version 2012

IV. INTRODUCTION

GeoStudio 8.2, version 2012 est un logiciel développé par GEO-SLOPE International. C'est un programme conçu pour résoudre la stabilité des pentes et les analyses géotechniques qui lui sont liées. On peut également l'utiliser pour l'analyse des problèmes d'infiltration confinés et non confinés à l'état limite d'équilibre. Il est utilisé pour l'étude des problèmes de linéarité élastique et de distribution des contraintes ainsi que pour le suivi des contaminants dans le flux d'eau souterraine, pour l'analyse des problèmes de gel-dégel et enfin pour les analyses de couverture du sol. Dans notre cas on l'utilise pour l'étude de stabilisation des talus par clouage.

IV.1. OBJECTIF

Le chapitre VI inclus l'étude assistée de stabilité d'un talus par clouage par le logiciel GeoStudio 8.2. Cette conception concernera la technique de clouage d'un talus en fonction des principaux paramètres à savoir l'inclinaison du talus par rapport à la verticale, α , et de l'angle de la pente par rapport à l'horizontal, β , du terrain du site sur la stabilité de la structure. Ces dispositions permettront alors de projeter la configuration la mieux adaptée à la conception d'une route (Fig.IV.1).

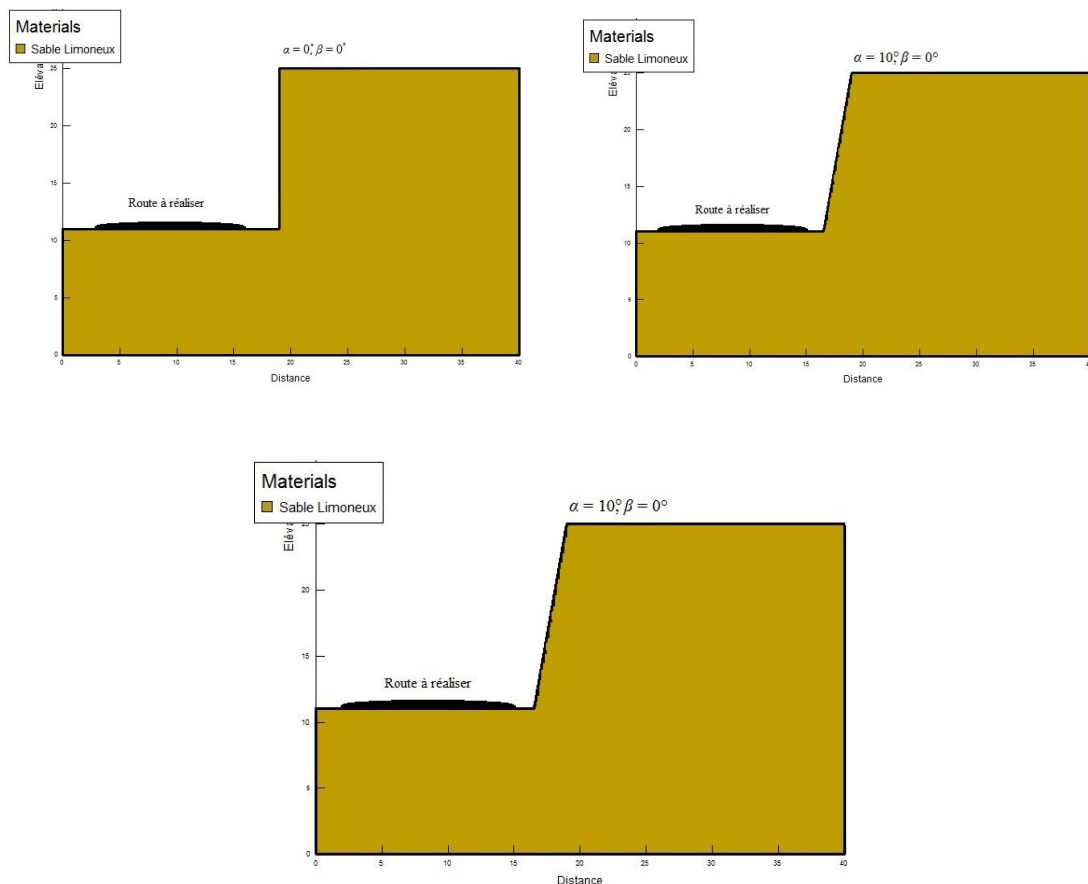


Figure IV.1 - Les trois configurations du sol à étudier

IV.2. CONCEPTION PRELIMINAIRE

Les abaques de conception ont été développés à l'aide du programme informatique GeoStudio 8.2, version 2012 pour aider à estimer les longueurs et les forces de traction maximales des clous du sol pour les conditions typiques de conception. Ils ont été développés pour les gammes de l'angle de la pente, β , du terrain sur site, l'angle d'inclinaison de la paroi par rapport à la verticale, α , et l'angle de frottement interne des sols retenus, φ' . La force de liaison, q_u , et d'autres paramètres doivent être sélectionnés avant d'utiliser ces abaques, qui doivent fournir des estimations raisonnables pour les conditions et les hypothèses indiquées. Pour la conception d'une paroi clouée par le calcul manuel inclus dans l'approche d'étude de ce mémoire la zone « El-Mansora », les données communiquées par la direction des travaux publique de Constantine pour l'une des parois clouées projetées sont les suivantes :

- $\varphi' = 39 \text{ kPa}$
- $c' = 5 \text{ kPa}$
- $\gamma_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$
- $H = 14 \text{ m}$
- Nombre des clous 9
- $FS_{OS} = 1.35$
- $D_{DH} = 150 \text{ mm}$
- $q_u = 125 \text{ kPa}$

- Calcul de la force de liaison admissible, q_a :

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_u}{FS_{PO}} \\ &= \frac{125}{2} = 62.5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Calcul de la résistance de liaison normalisée, μ :

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{q_a \times D_{DH}}{\gamma_s \times S_H \times S_V} \\ &= \frac{62.5 \times 150 \times 10^{-3}}{18.9 \times 1.5 \times 1.5} = 0.22 \end{aligned}$$

- La cohésion normalisée, c^* :

$$\begin{aligned} c^* &= \frac{c'}{\gamma_s H} \\ &= \frac{5}{18.9 \times 14} = 0.018 \end{aligned}$$

Pour $D_{DH} = 150 \text{ mm}$, et à partir de l'abaque ci-dessous, Fig: IV.2, on obtient :

- Facteur de correction de la longueur pour le diamètre du forage, C_{1L} :

$$C_{1L} = 0.83$$

- Force maximale normalisée corrigée, C_{1F} :

$$C_{1F} = 1.48$$

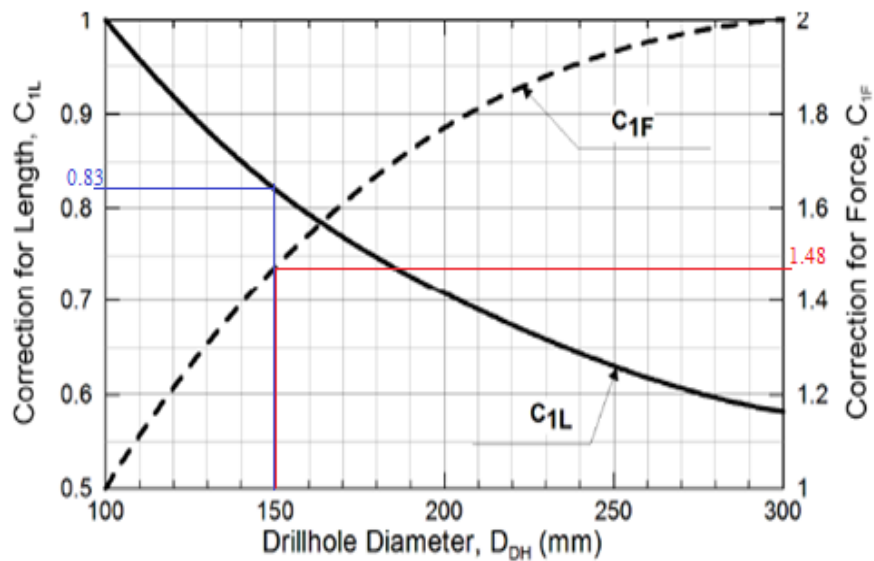


Figure IV.2 - Valeurs de C_{1F} et C_{1L}

- Facteur de correction de la longueur pour la cohésion, C_{2L} :

$$\begin{aligned} C_{2L} &= -4 c^* + 1.09 \\ &= -(4 \times 0.018) + 1.09 = 1.018 \end{aligned}$$

- Facteur de correction de longueur pour le facteur de sécurité, C_{3L} :

$$\begin{aligned} C_{3L} &= 0.52 FS_{OS} + 0.3 \\ &= (0.52 \times 1.35) + 0.3 = 1.002 \end{aligned}$$

- Correction de charge pour la cohésion, C_{2F} :

$$\begin{aligned} C_{2F} &= -4 c^* + 1.09 \\ &= -(4 \times 0.018) + 1.09 = 1.018 \end{aligned}$$

IV.2.1. 1^{er} cas : $\alpha = \beta = 0^\circ$

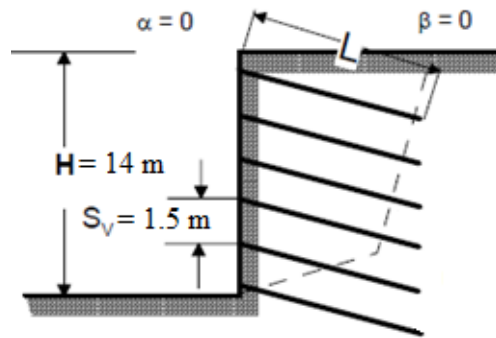


Figure IV.3 - $\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ$

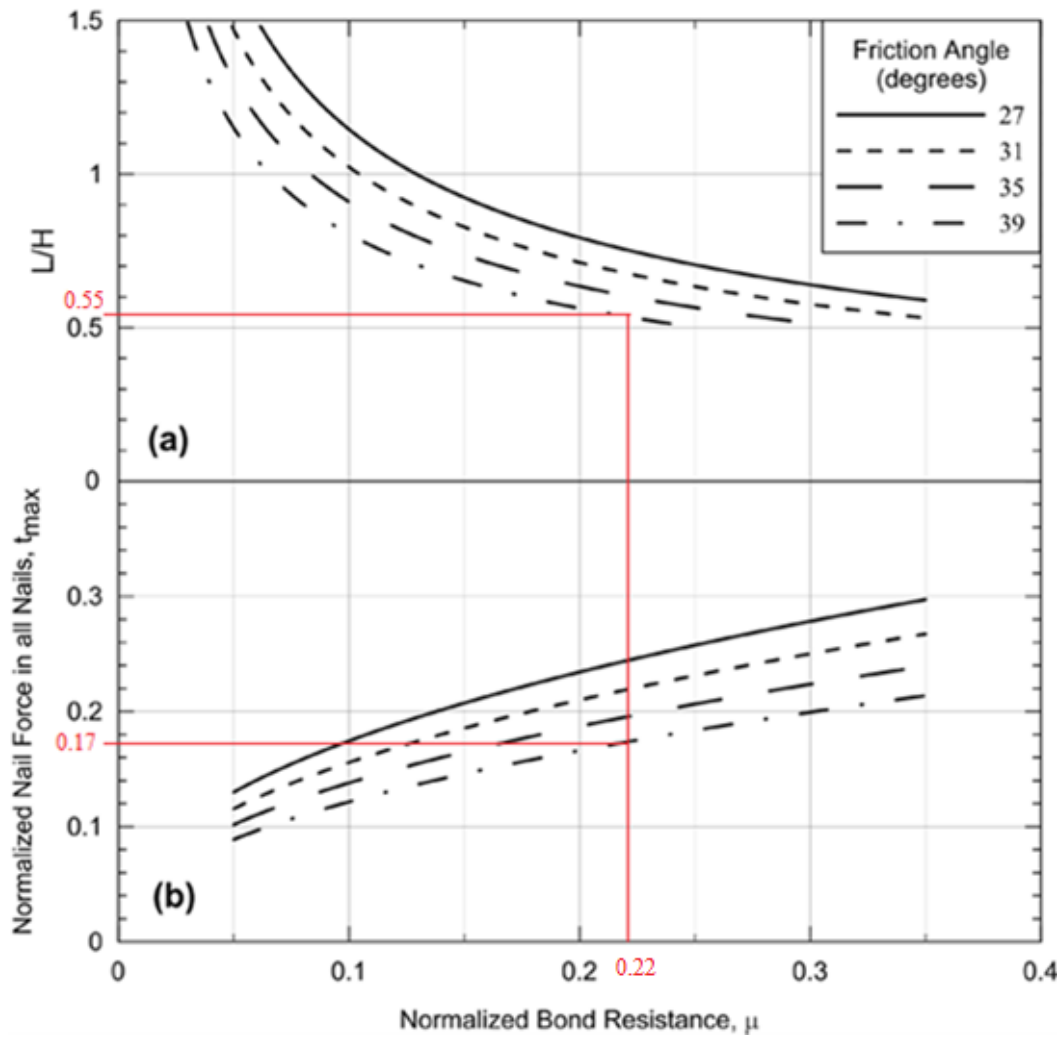


Figure IV.4 - Abaque de L/H normalisé et force de traction pour $\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ, \phi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.IV.4 : $\frac{L}{H} = 0.55$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.55 \times 14 = 6.52 \approx 6.55 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.IV.4 : $t_{max} = 0.17$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.17 = 0.26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_s S_H S_V H \\ &= 0.26 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 154.79 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{154.79 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 663.39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 663.39 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 30 mm.
- Un diamètre disponible de 32 mm, donc $A_t = 819 \text{ mm}^2$

4. Résistance de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 6.55 = 385.83 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 819 \times 420 = 343.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

6.1. Présentation sommaire du programme GeoStudio 8.2 :

La première fenêtre du programme nous donne la main pour entrer les différents paramètres concernant nos calculs, Fig.IV.5.

- a- Type d'analyse
- b- Paramètre
- c- Surface de glissement
- d- Avancé

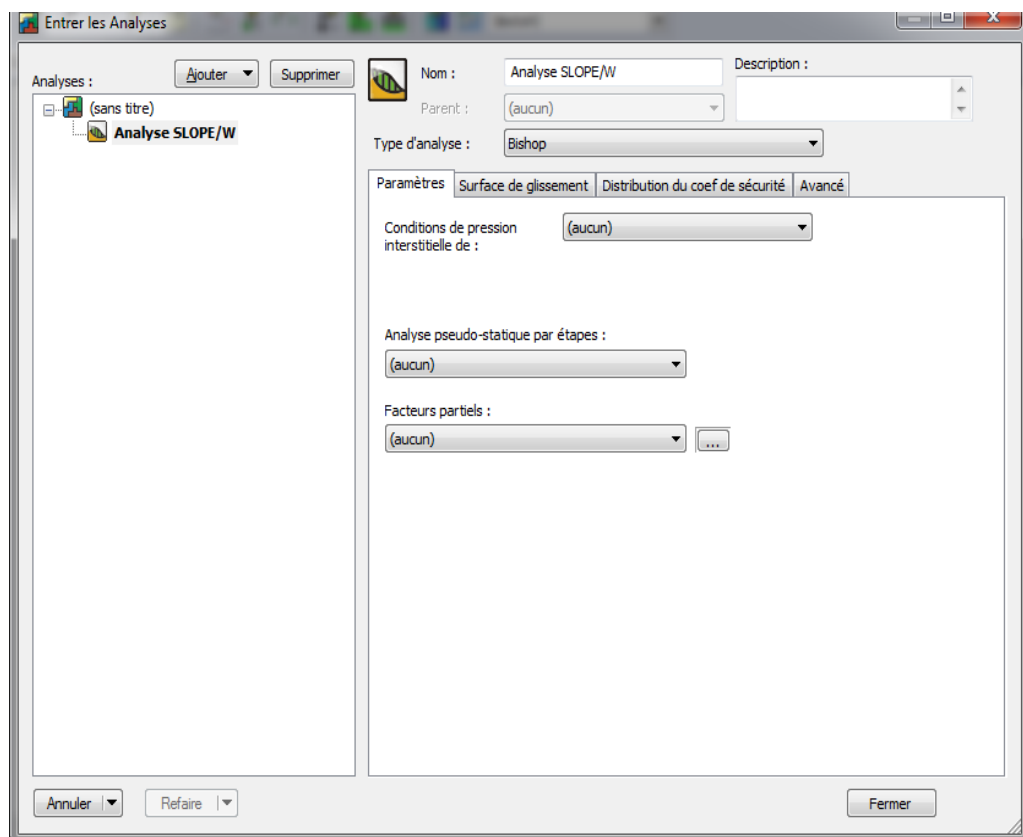


Figure IV.5 - Fenêtre initiale du programme GeoStudio 8.2 version 2012

La figure IV.6 présente la configuration du premier cas détaillée dont $\alpha = \beta = 0^\circ$.

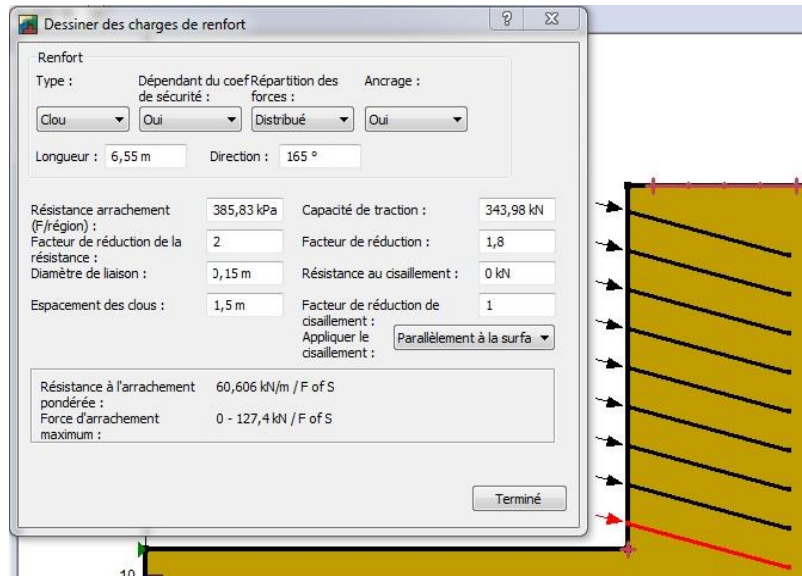


Figure.IV.6 - Configuration détaillée du premier cas

La figure IV.7 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. Elle montre 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité compris entre 1.322 et 2.322.

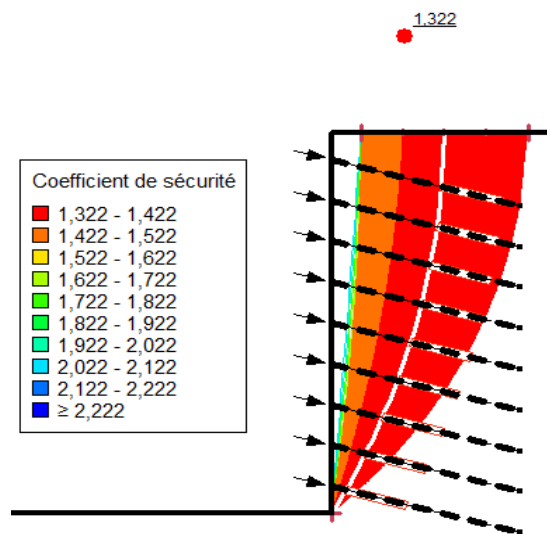


Figure.IV.7 - Les surfaces de glissement, cas 1

La figure IV.8 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas. Ce sont 5 surfaces de glissement dont les facteurs de sécurité sont compris entre 1.322 et 1.362. Ces surfaces sont assujetties à un risque de glissement et doivent être dans ce cas renforcées. La ligne de glissement critique est représentée par la ligne blanche (facteur de sécurité minimum ; $FS = 1.322$).

Le renforcement du sol contre ces lignes de glissement est plus précisément la ligne critique est présentée par la figure (Fig.IV.8). Les clous sont scellés au-delà de la zone active concernée par le glissement.

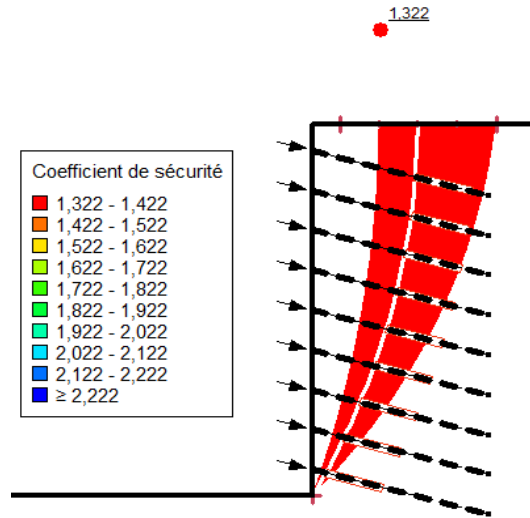


Figure.IV.8 - Les surface de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 1

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures IV.9 et IV.10 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

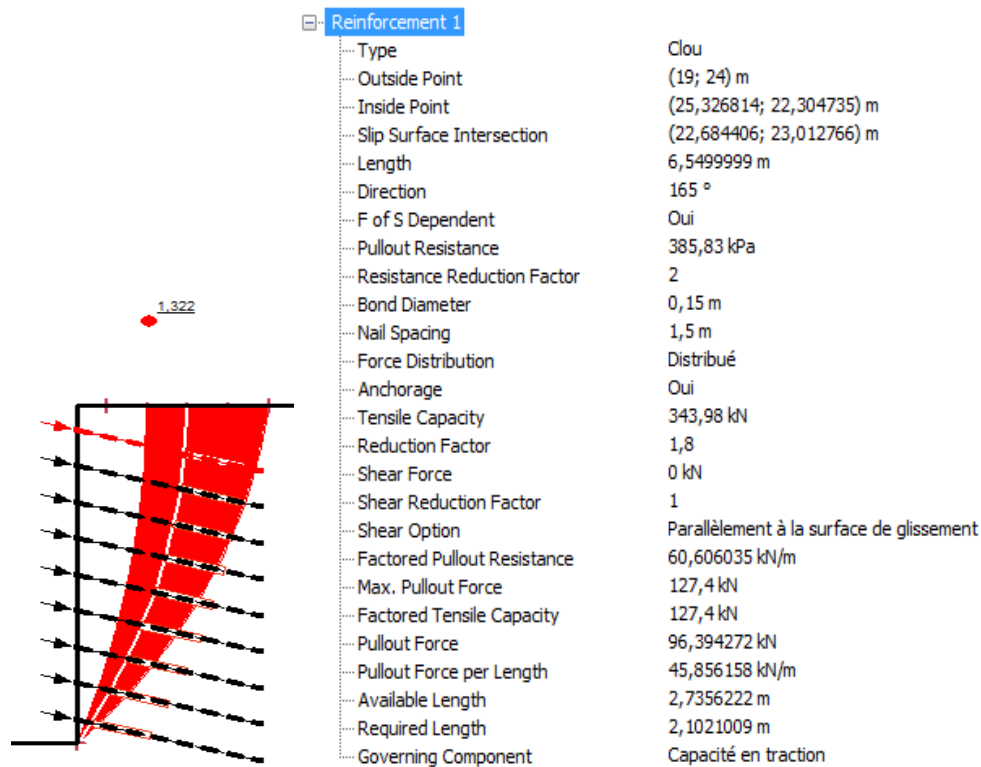


Figure.IV.9 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 1

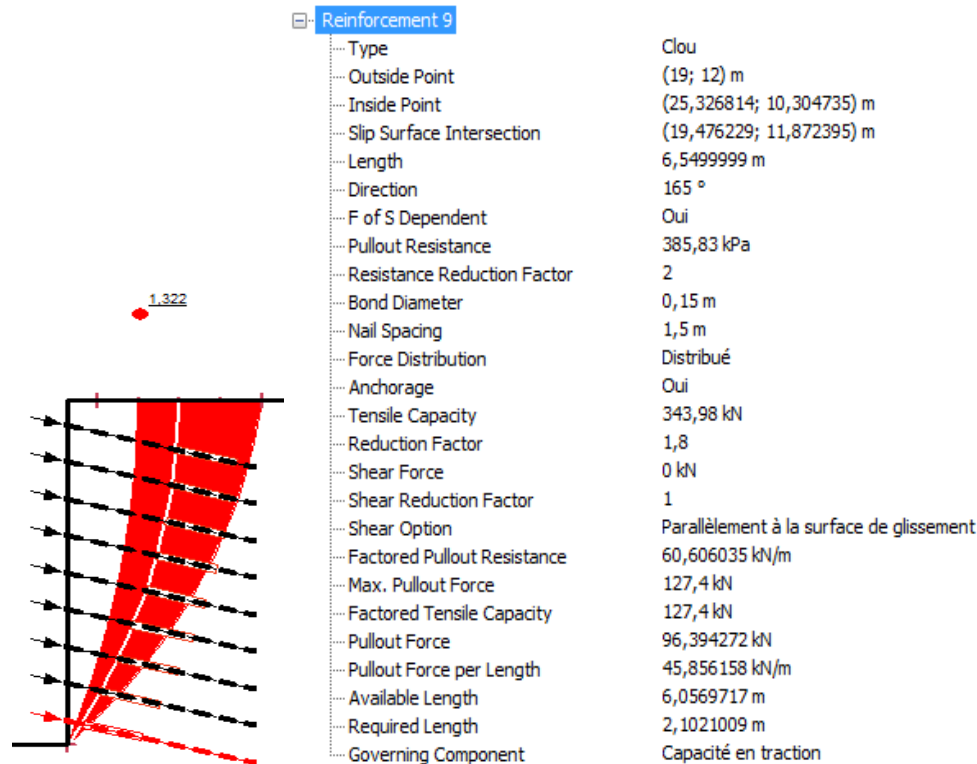


Figure.IV.10 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 1

Des deux figures, Fig.IV.9, Fig.IV.10, la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 127.4 kN et 60.60 kN/m respectivement.

La longueur du premier clou derrière la ligne de glissement est 2.75 m. Or la figure, Fig.IV.9, montre que la longueur requise pour la mobilisation de la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait est de 2.10 m.

La figure, Fig.IV.10, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 6.06 m, or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 2.10 m.

La figure IV.11 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

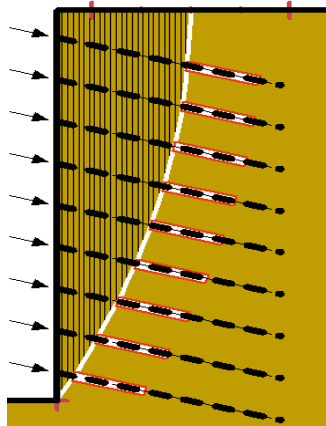


Figure.IV.11 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 1

La figure IV.12 présente les diagrammes des tranches et les polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. Le diagramme de la première et la dernière tranche de l'ouvrage montre les forces agissantes sur la surface de glissement critique. La grandeur de chaque vecteur de force est affichée à côté de la flèche (la longueur des vecteurs n'est pas dessinée à l'échelle), et la direction des flèches représente les directions des vecteurs.

Le polygone des forces montre la sommation de toutes les forces agissant sur la tranche. La fermeture du polygone des forces représente graphiquement l'équilibre des forces de la tranche.

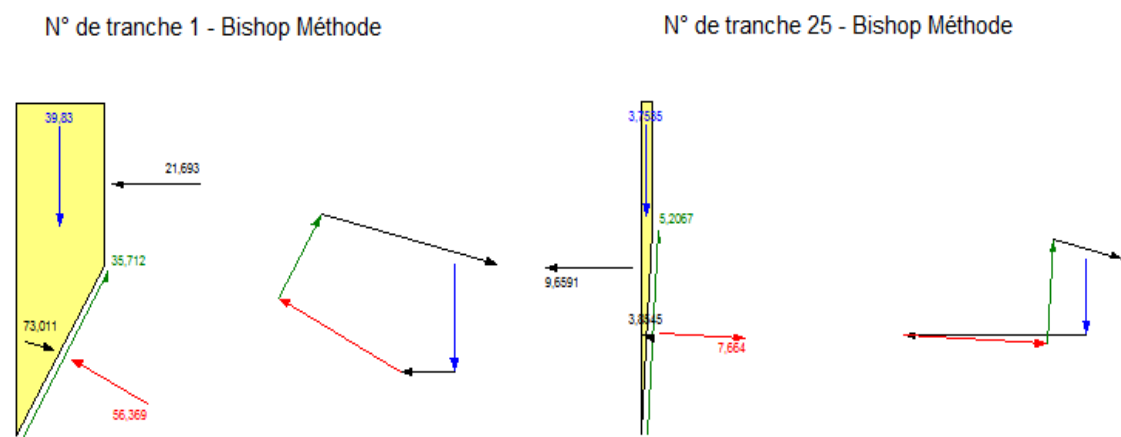


Figure.IV.12 - Diagrammes des tranches et polygones des force de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 1

Tableau.IV.1- Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 1

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (kN)	39.83	3.75
Force normale cotée droit (kN)	21.70	-
Force normale cotée gauche (kN)	-	9,66
Force de cisaillement mobilisé (kN)	35.71	5.21
Force normale de base (kN)	56.37	7.66
Charge de renfort utilisée (kN)	73.01	3.85

Le tableau IV.I présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. On peut remarquer sur ce tableau que les valeurs des sollicitations de la première tranche sont plus grandes que la dernière car le diagramme des tranches montre que la surface de la première tranche est plus grande que la surface de la dernière tranche ; et par conséquent les sollicitations reprises par les clous dans la première tranche sont plus importantes que celles reprises dans la dernière tranche.

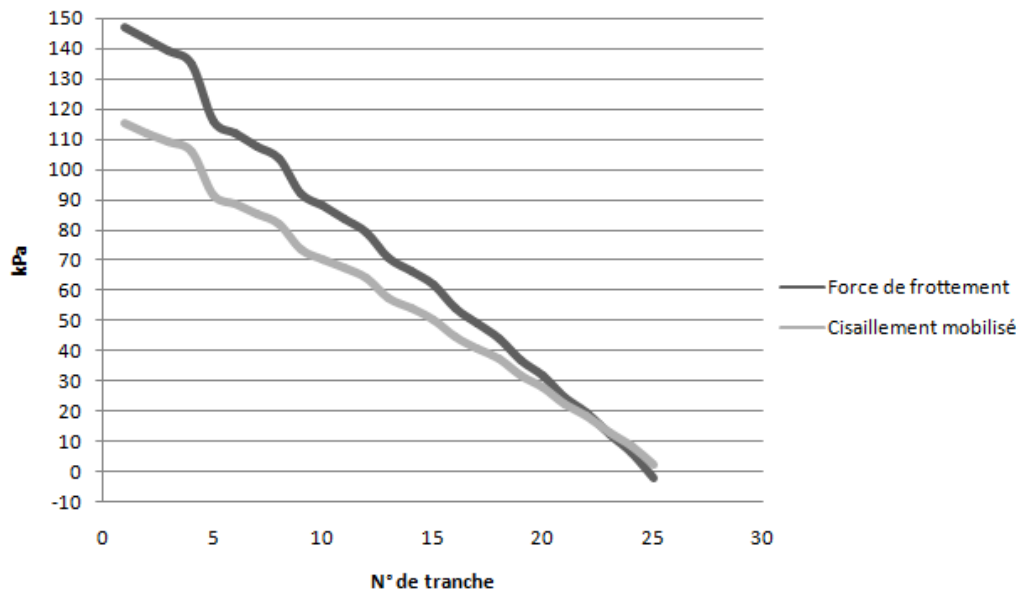


Figure.IV.13 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 1

La figure IV.13 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 115.03 à 1.98 kPa, et la force de frottement de 147.03 à 0 kPa

IV.2.2. 2^{ème} cas : $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$

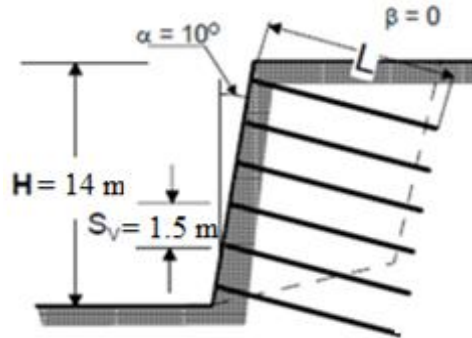


Figure.IV.14 - Abaque ; $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$

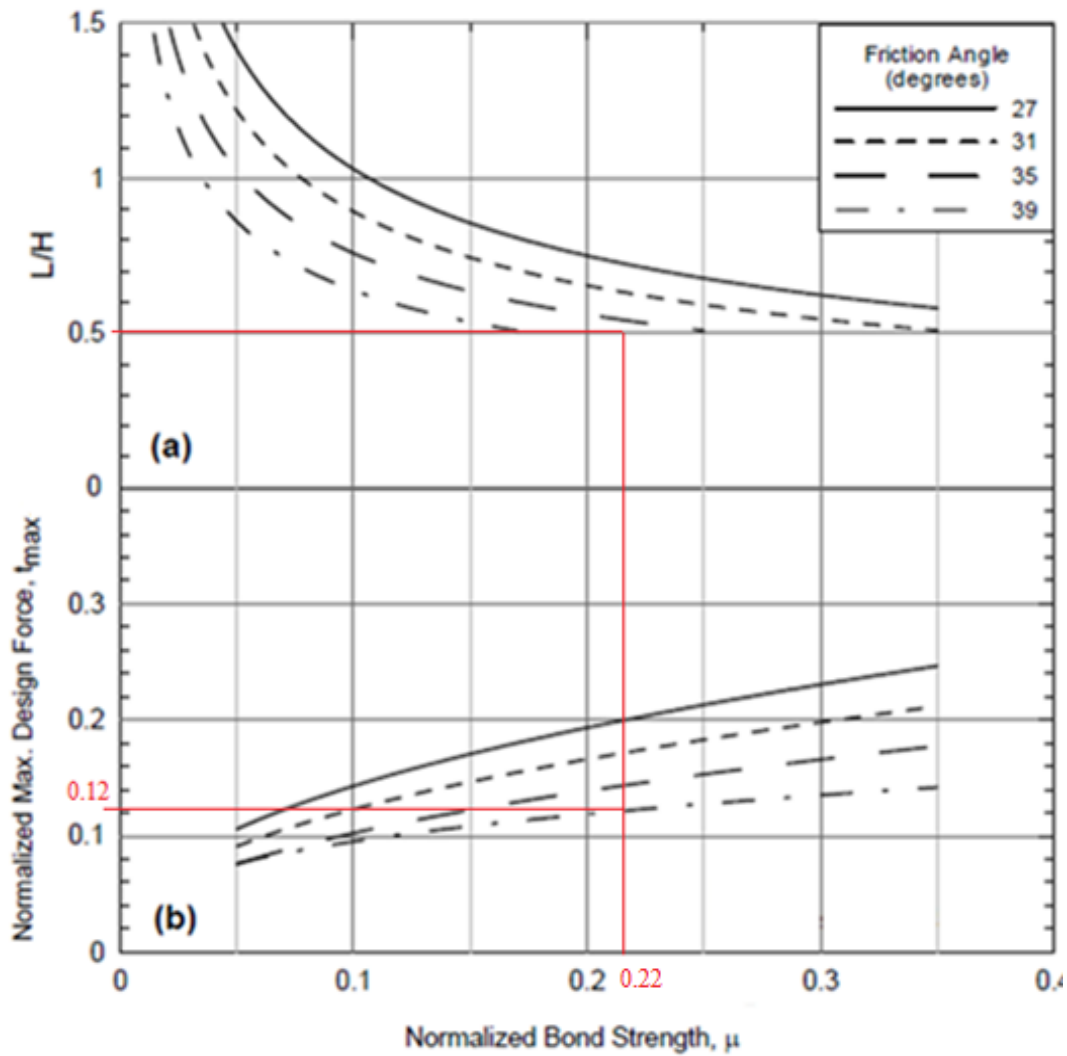


Figure.IV.15 - Abaque de L/H normalisé et la force de traction pour $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ, \varphi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.IV.15 : $\frac{L}{H} = 0.50$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.50 \times 14 = 5.93 \approx 6 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.IV.15 : $t_{max} = 0.12$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.12 = 0.18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_s S_H S_V H \\ &= 0.18 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 107.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{107.16 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 459.26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 459.26 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 24 mm.
- Un diamètre disponible de 25 mm, donc $A_t = 510 \text{ mm}^2$

4. La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 6 = 353.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 510 \times 420 = 214.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

La figure IV.16 présente la configuration du deuxième cas détaillée dont $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 0^\circ$.

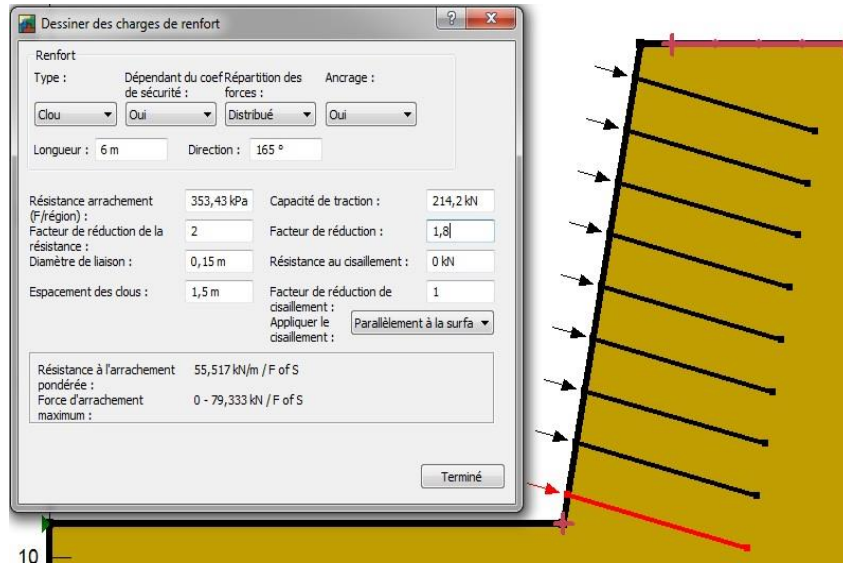


Figure.IV.16 - Configuration détaillée du deuxième cas

La figure IV.17 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. On a 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.297 et 2.297.

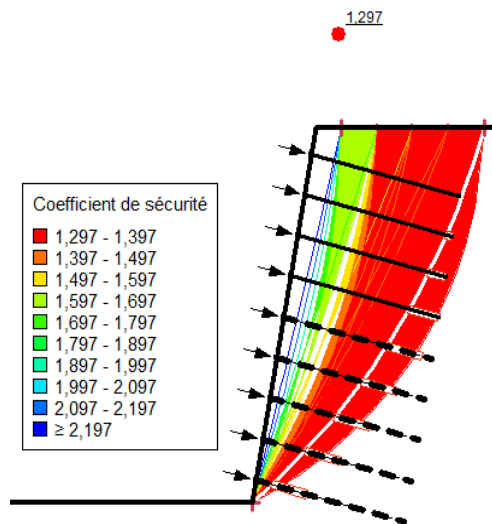


Figure.IV.17 - Les surfaces de glissement, cas 2

La figure IV.18 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas. On a 5 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.297 et 1.336.

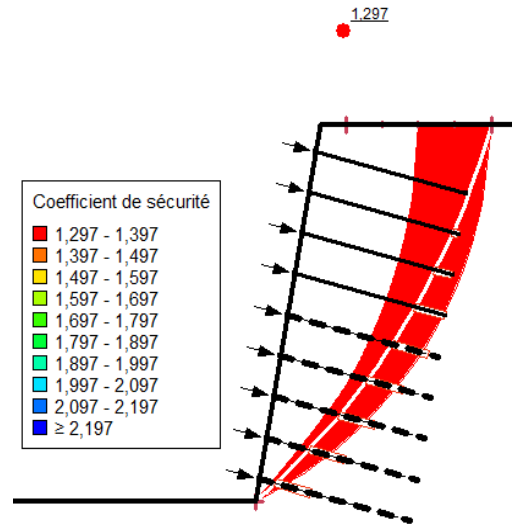


Figure.IV.18 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 2

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures IV.19 et IV.20 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

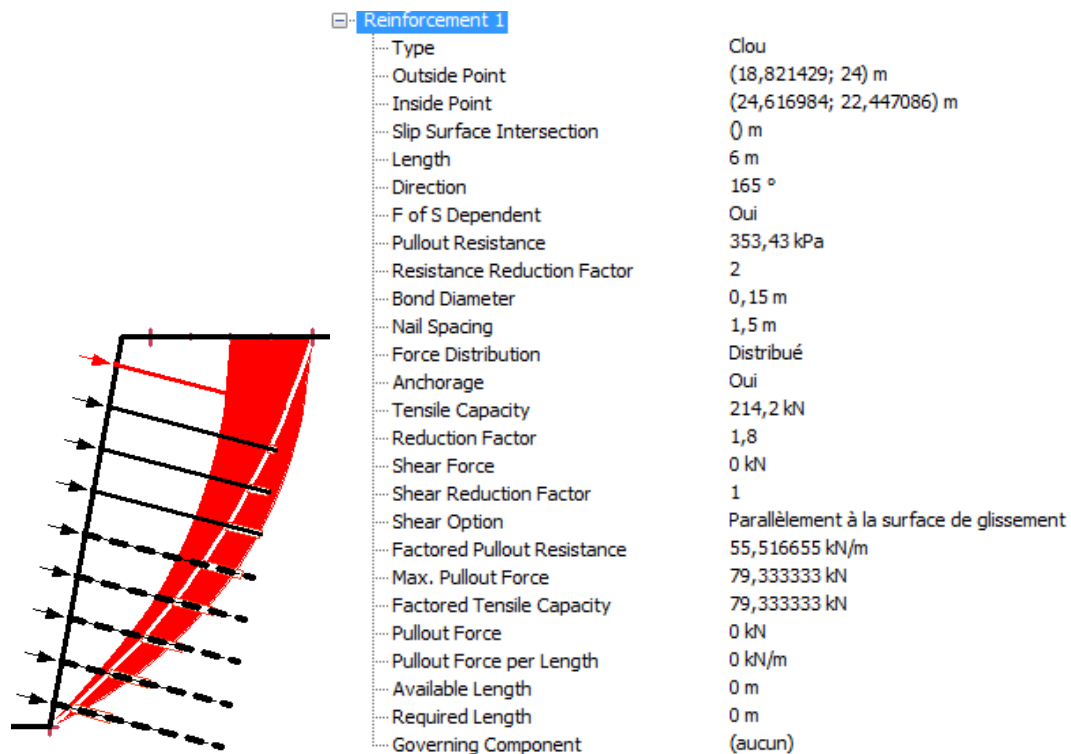


Figure.IV.19 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 2

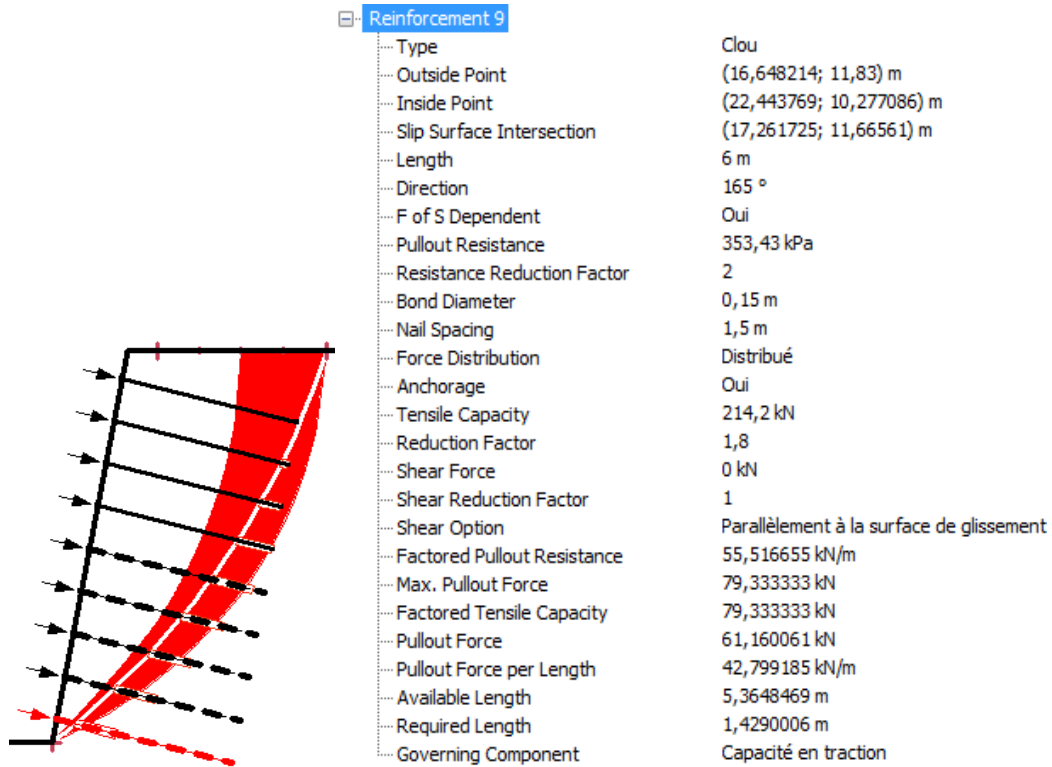


Figure.IV.20 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 2

Des deux figures, Fig.IV.19, Fig.IV.20, la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 79.33 kN et 55.52 kN/m respectivement.

La figure IV.19 montre que la longueur du premier clou ne dépasse pas la ligne de glissement critique, et la structure reste toujours stable.

La figure, Fig.IV.20, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 5.36 m. Or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait est de 1.43 m.

La figure IV.21 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

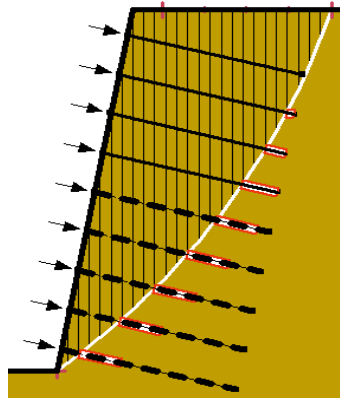


Figure.IV.21 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 2

La figure IV.22 montre les diagrammes des tranches et les polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. Le diagramme de la première et de la dernière tranche montre les forces agissantes sur la surface de glissement critique. La grandeur de chaque vecteur de force est affichée à côté de la flèche (la longueur des vecteurs n'est pas dessinée à l'échelle), et la direction des flèches représente les directions des vecteurs. Le polygone de force montre la sommation de toutes les forces agissant sur la tranche. La fermeture du polygone des forces représente graphiquement l'équilibre des forces de la tranche

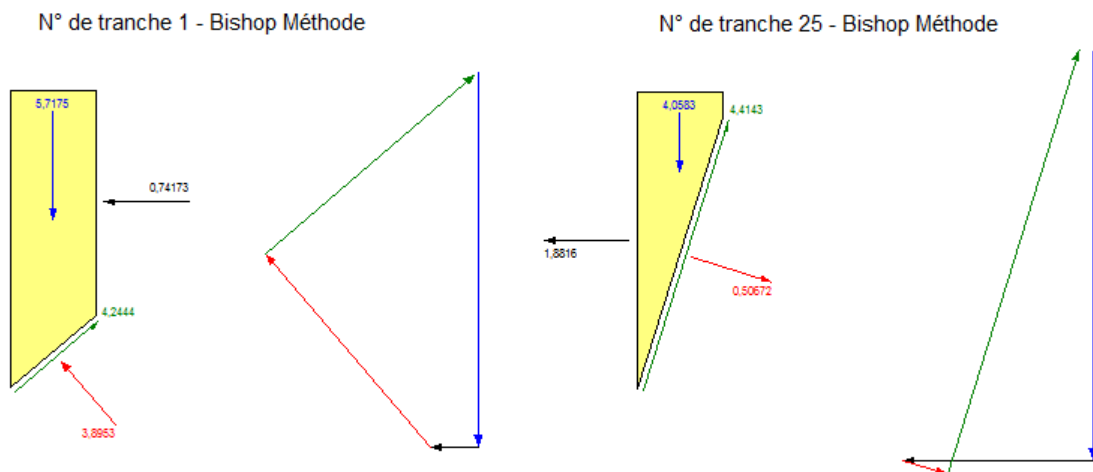


Figure.IV.22 - Diagramme des tranches et polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 2

Tableau.IV.2- Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 2

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (kN)	5.71	4.05
Force normale cotée droit (kN)	0.74	-
Force normale cotée gauche (kN)	-	1.88
Force de cisaillement mobilisé (kN)	4.24	4.41
Force normale de base (kN)	3.89	0.50
Charge de renfort utilisée (kN)	0	0

Le tableau IV.2 présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. On peut remarquer qu'il y a une petite différence entre les valeurs des sollicitations des deux tranches, sauf pour la valeur de la force normale sa valeur est plus grande dans la première tranche par rapport au celle de la dernière.

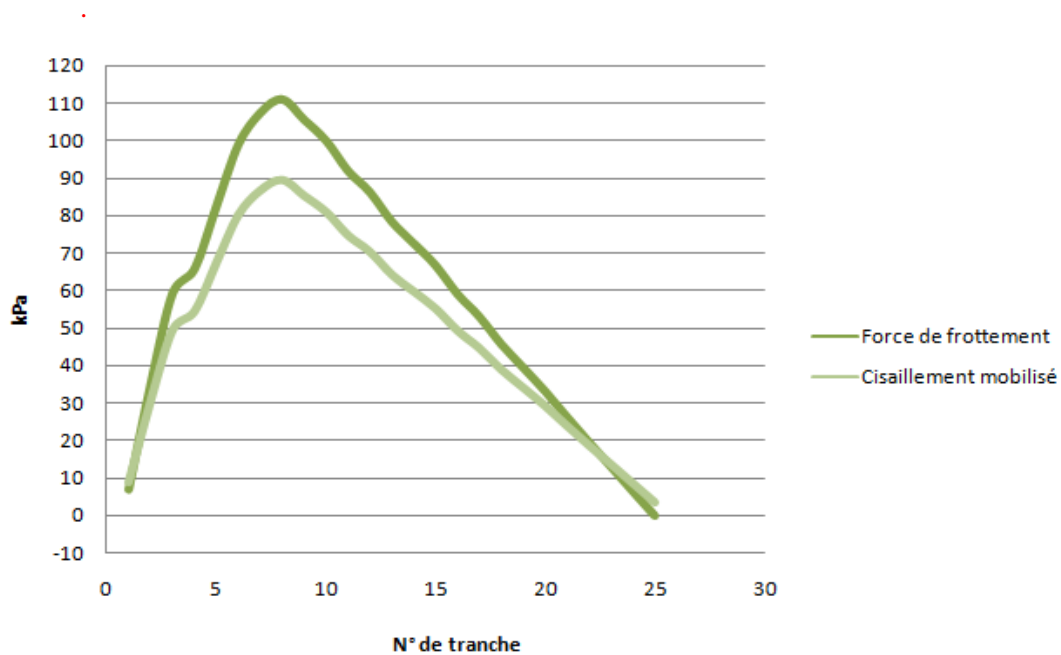


Figure.IV.23 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 2

La figure IV.23 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 9.03 à une valeur maximale de 89.52 kPa, après il diminue jusqu'à la valeur de 3.59 kPa, et la force de frottement varie de 6.71 kPa à 111.11 kPa puis elle diminue jusqu'à la valeur nulle.

IV.2.3. 3^{eme} cas : $\alpha = 10^\circ, \beta = 10^\circ$

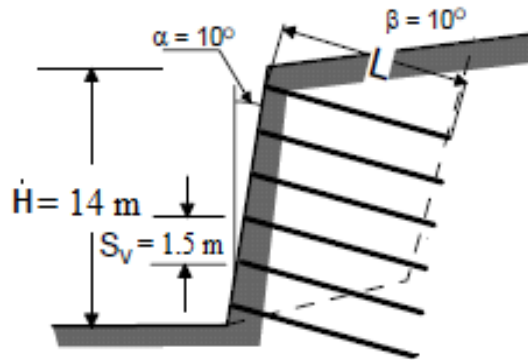


Figure.IV.24 - Abaque ; $\alpha = 10^\circ, \beta = 10^\circ$

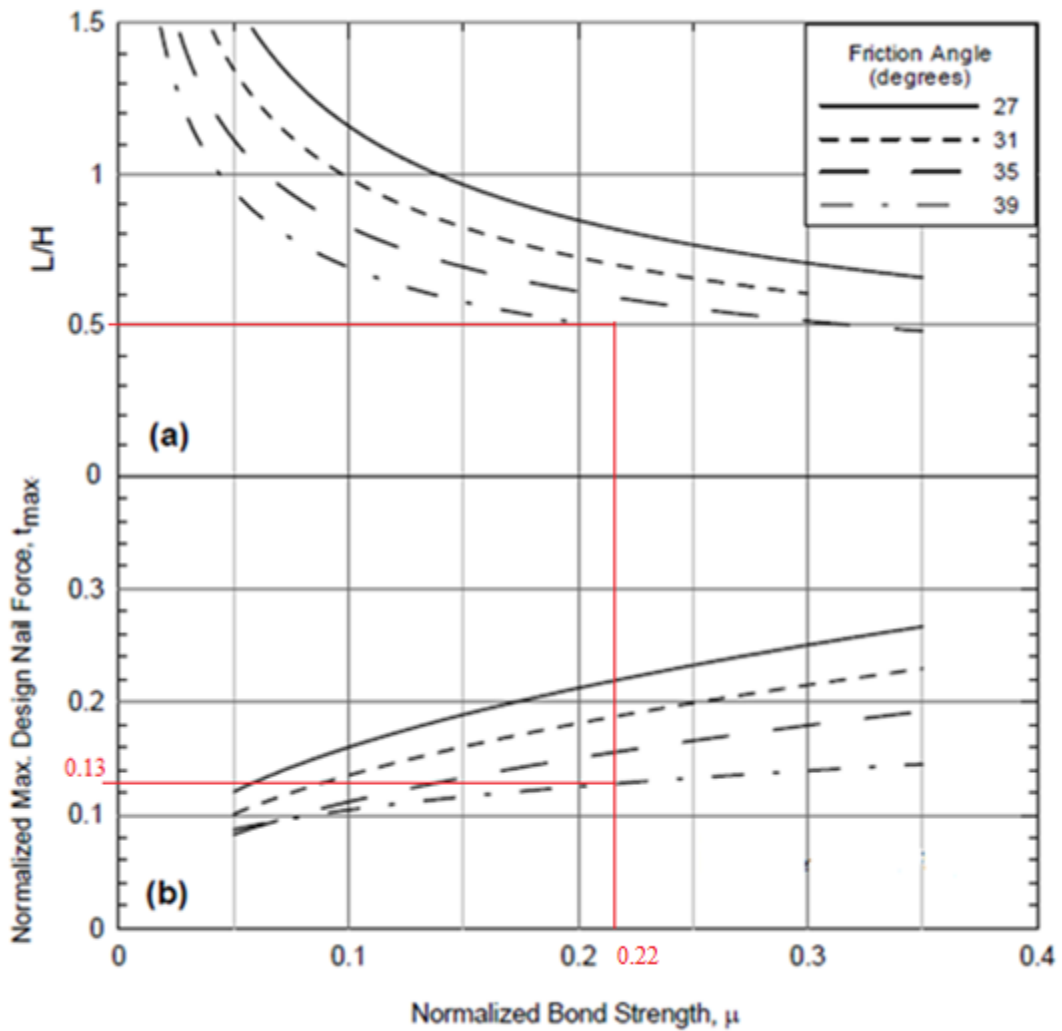


Figure.IV.25 - Abaque de L/H normalisé et la force de traction pour $\alpha = 10^\circ, \beta = 10^\circ, \phi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.IV.25 : $\frac{L}{H} = 0.50$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.50 \times 14 = 5.93 \approx 6 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.IV.25 : $t_{max} = 0.13$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.13 = 0.20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_S S_H S_V H \\ &= 0.20 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 119.07 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{119.07 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 510.30 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 510.30 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 26 mm.
- Un diamètre disponible de 29 mm, donc $A_t = 645 \text{ mm}^2$

4. La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 6 = 353.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 645 \times 420 = 270.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

La figure IV.26 présente la configuration du troisième cas détaillée dont $\alpha = \beta = 10^\circ$.

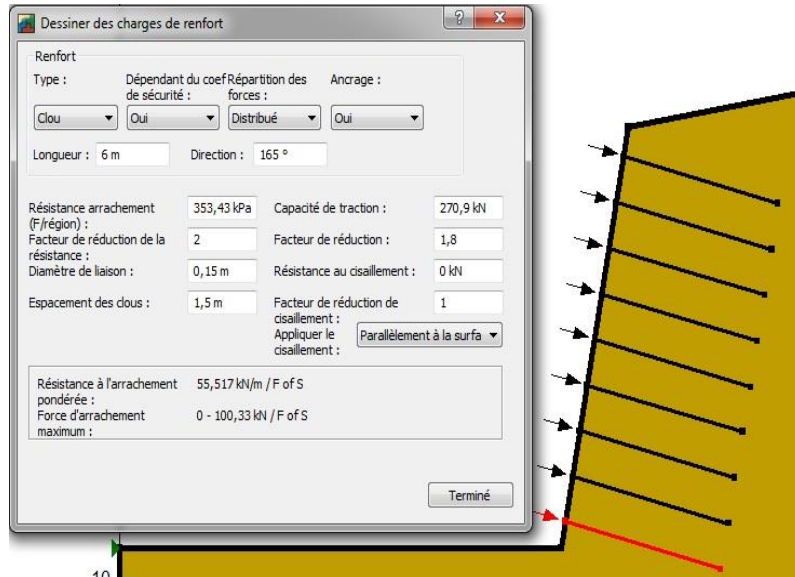


Figure.IV.26 - Configuration détaillée du troisième cas

La figure IV.27 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. On a 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.347 et 2.347.

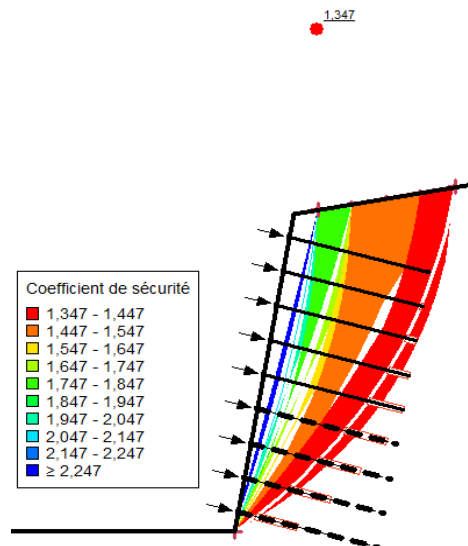


Figure.IV.27- Les surfaces de glissement, cas 3

La figure IV.28 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas. On a 5 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.347 et 1.425.

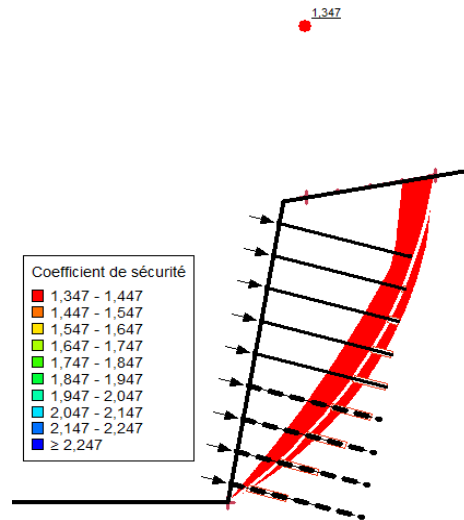


Figure.IV.28 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 3

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures IV.29 et IV.30 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

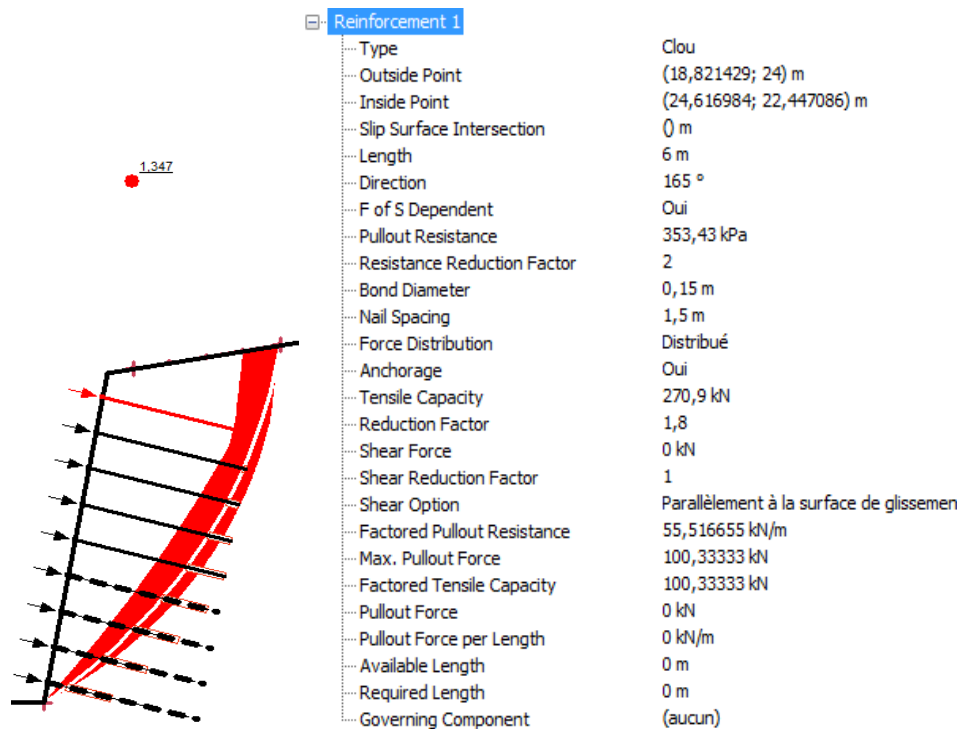


Figure.IV.29 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 3

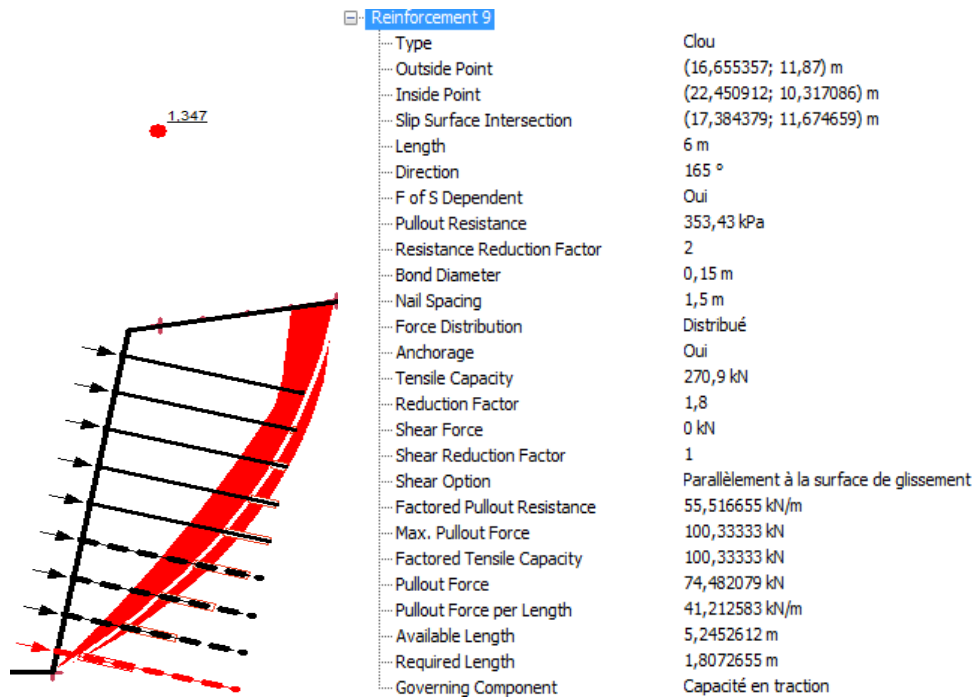


Figure.IV.30 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 3

Des deux figures, Fig.IV.29, Fig.IV.30 : la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 100.33 kN et 55.51 kN/m respectivement.

La figure, Fig.IV.30, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 5.25 m. Or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 1.80 m.

La figure IV.31 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

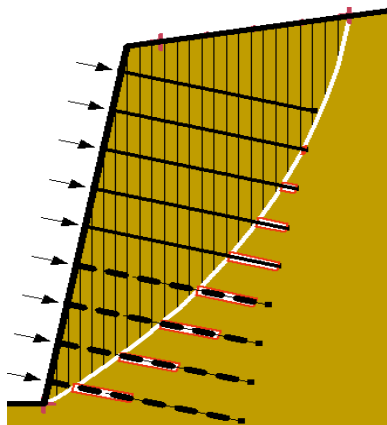


Figure.IV.31 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 3

La figure IV.32 présente les diagrammes des tranches et les polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. Le diagramme des tranches montre les forces agissantes sur la surface de glissement critique. La grandeur de chaque vecteur de force est affichée à côté de la flèche (la longueur des vecteurs n'est pas dessinée à l'échelle). La direction des flèches représente les directions des vecteurs.

Le polygone de force montre la sommation de toutes les forces agissant sur la tranche. La fermeture du polygone des forces représente graphiquement l'équilibre des forces de la tranche.

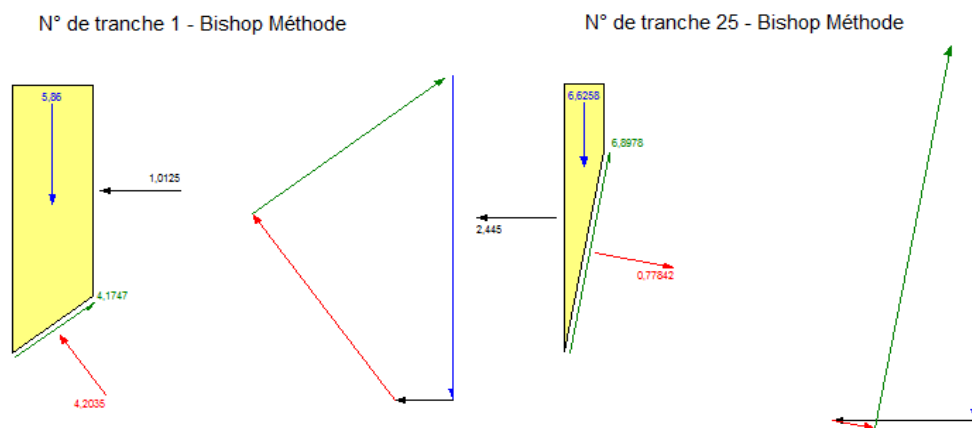


Figure.IV.32- Diagrammes des tranche et polygone des force de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 3

Tableau.IV.3- Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 3

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (<i>kN</i>)	5.86	6.62
Force normale cotée droit (<i>kN</i>)	1.01	-
Force normale cotée gauche (<i>kN</i>)	-	2.44
Force de cisaillement mobilisé (<i>kN</i>)	4.17	6.89
Force normale de base (<i>kN</i>)	4.20	0.77
Charge de renfort utilisée (<i>kN</i>)	0	0

Le tableau IV.3 présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique.

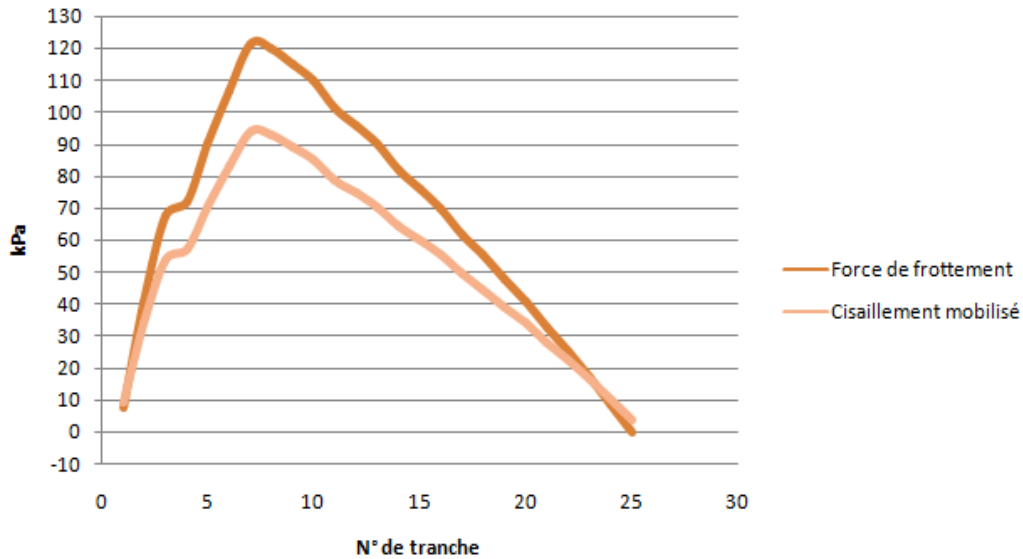


Figure.IV.33- Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 3

La figure IV.33 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 7.66 kPa à une valeur maximale de 121.54 kPa, après il diminue jusqu'à la valeur nulle, et la force de frottement varie de 9.40 kPa à 93.94 kPa puis elle diminue jusqu'à la valeur nulle.

IV.3. ANALYSE DES DONNÉES ET COMPARAISON

Dans cette partie, on va analyser l'influence de l'inclinaison α du talus par rapport à la verticale, et de l'angle de la pente, β , par rapport à l'horizontal du terrain du site sur la stabilité de la structure afin de choisir la configuration la mieux adaptée pour la conception. Celle-ci est divisée en deux partie : la première partie est basé sur le choix de la configuration la plus en sécurité, qu'à un facteur de sécurité maximal, tant que la deuxième partie compte tenu du coût globale de la conception.

IV.3.1. Sécurité

Le facteur de sécurité le plus favorable à la stabilisation de l'ouvrage après étude des figures IV.8, IV.18 et IV.28 est présenté sur la figure IV.28, $FS = 1.347$, dont la configuration géométrique $\alpha = \beta = 10^\circ$. Le facteur obtenu, Fig.IV.28, est dû aux conditions suivantes :

- **Comportement des clous :** A partir des figures IV.11, IV.21 et IV.31 on remarque que :
 - Les clous de la première configuration, $\alpha = \beta = 0^\circ$, travaillent à la traction.
 - Le premier clou de la deuxième configuration, $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 0^\circ$, est non-actif car sa longueur ne dépasse pas la ligne de glissement critique.

Les trois clous suivants résistent à l'arrachement. Les cinq clous qui restent travaillent à la traction.

- Le premier clou de la troisième configuration, $\alpha = \beta = 10^\circ$, est non-actif car sa longueur ne dépasse pas la ligne de glissement critique. Les quatre clous suivants résistent à l'arrachement. Les quatre clous qui restent travaillent à la traction.

➤ **Géométrie de la surface de glissement :** Chaque surface de glissement est divisée en 25 tranches. Mais sa géométrie diffère d'une configuration à une autre à cause de la variation des deux angles, α et β .

A partir des figures IV.12, IV.22 et IV.32, on peut remarquer que :

- Dans la première configuration, $\alpha = \beta = 0^\circ$, la surface de la première tranche est la plus grande, elle a un poids d'une grandeur de 25.15 kN. Les surfaces suivantes diminuent du poids et ce jusqu'à la vingt-cinquième tranche dont le poids est d'une grandeur de 2.32 kN. La conséquence est que le frottement et le cisaillement diminuent en passant d'un maximum à la première tranche et approche la valeur 0 à la vingt-cinquième, Fig.IV.35.
- Dans la deuxième configuration, $\alpha = 10^\circ$ et $\beta = 0^\circ$, la surface de la première tranche a pour poids de 5.71 kN. Les surfaces des tranches suivantes s'agrandissent jusqu'à la dixième tranche dont le poids est de 73.39 kN. Les surfaces des tranches restant se diminuent jusqu'à la vingtième-cinq tranche qu'est la plus petite et son poids est 4.05 kN. Cette configuration à pour conséquence que la valeur du frottement et de cisaillement passent d'un minimum à un maximum obtenu au niveau de la dixième tranche, Fig.IV.35.
- Dans la troisième configuration, $\alpha = \beta = 10^\circ$, la surface de la première tranche son poids est d'une grandeur de 5.86 kN. Les surfaces des tranches suivantes s'agrandissent jusqu'à la huitième tranche, dont poids est de 82.67 kN. Les surfaces des tranches restantes diminuent et ce jusqu'à la vingt-cinquième tranche dont poids est de 6.62 kN. La conséquence de cette configuration est que la courbe de frottement et de cisaillement passe par un maximum au niveau de la huitième tranche, Fig.IV.35. Cette configuration nous donne le facteur de sécurité le plus élève.

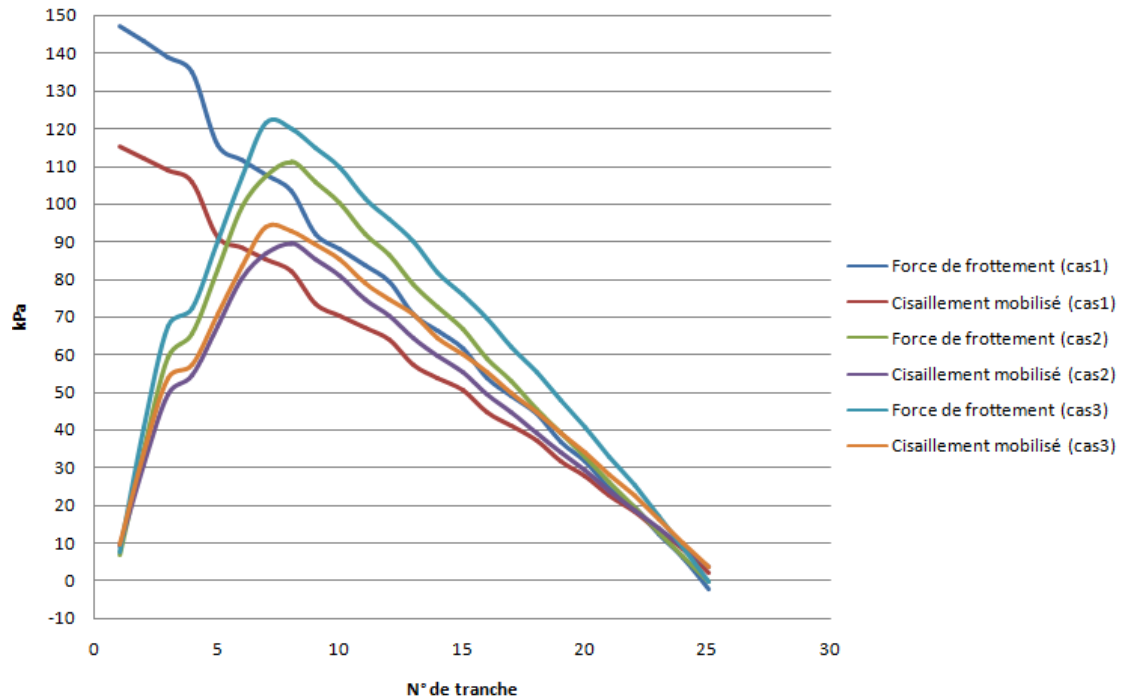


Figure IV.34 - Diagrammes de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, des trois cas

➤ **Le rapport entre la force de frottement et la résistance au cisaillement mobilisé :**

On a :

$$\text{Rapport moyen} = \frac{\sum_1^{25} \left(\frac{\text{Force de frottement}}{\text{Cisaillement mobilisé}} \right)}{25}$$

On obtient :

- Pour $\alpha = \beta = 0^\circ$ 1.094
- Pour $\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$ 1.091
- Pour $\alpha = \beta = 10^\circ$ 1.155

On remarque que le rapport moyen entre la force de frottement et la force de cisaillement mobilisé de la troisième configuration, $\alpha = \beta = 10^\circ$, est plus grand que les rapports moyens des deux autres cas.

IV.3.2. Economie

On peut remarquer à partir des figures IV.8, IV.18 et IV.28 que la configuration du sol ayant le facteur de sécurité le plus bas $FS = 1.297$ est la deuxième configuration avec $\alpha = 10^\circ$ et $\beta = 0^\circ$, Fig.IV.17. Cette configuration nous permet de conclure :

- **Longueur des clous :** A partir du calcul préliminaire précédent, la longueur des clous de la deuxième configuration du sol, $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 0^\circ$, est $L = 6\text{ m}$, elle est inférieure à celle de la première configuration où $L = 6.55\text{ m}$, et égale à celle de la troisième configuration.
- **Diamètre des clous :** Les clous de la deuxième configuration ont un diamètre de 25 mm , alors que la première et la dernière configuration donnent des diamètres de 32 mm et 29 mm respectivement.

De ces deux remarque, et pour des exigences économiques on présente un cas de calcul permettant des économies dans la conception d'une paroi clouées. De la figure, Fig.IV.21, on remarque :

- Le premier clou est non-actif. Il ne joue aucun rôle dans la stabilisation vis à vis du glissement et peut être dans ce cas pour des exigences économique négligé : au lieu de 9 clous prévus par les calculs on prend uniquement 8 clous, Figure IV.35.

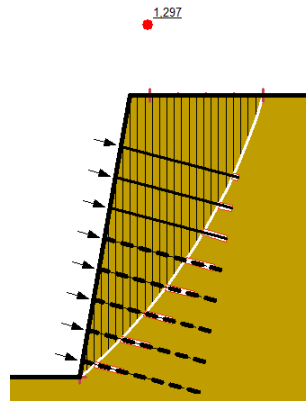


Figure IV.35 - Configuration du quatrième cas avec 8 clous

- On peut aussi diminuer les longueurs des clous :
 - ✓ Une longueur de 5 m au lieu de 6 m pour le sixième clou.
 - ✓ Une longueur de 4 m au lieu de 6 m pour le septième clou.
 - ✓ Une longueur de 3 m au lieu de 6 m pour le dernier clou.

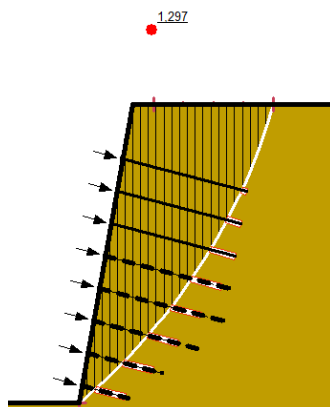


Figure IV.36 - Configuration du quatrième cas avec diminution des longueurs des clous

On remarque des deux figures, Fig.IV.35 et Fig.IV.36, que le facteur de sécurité, en installant seulement huit clous et en diminuant les longueurs de certains d'eux, reste le même que celui obtenu avant modification.

$$FS = 1.297$$

IV.3.3. Exemple de calcul économique

Sachant que le prix d'installation d'un mètre linéaire du clou compris le forage, la mise en place des barres et l'injection de coulis de ciment est 4305 DA/ml.

Tableau IV.4 - Comparaison économique des configurations

			Longueur totale des clous	Nombre des clous	Gain obtenu
Configuration initiale	1 ^{er} cas	$\alpha = \beta = 0^\circ$	Uniforme : $L = 6.55 \text{ m}$	9	253780 DA
	2 ^{eme} cas	$\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$	Uniforme : $L = 6 \text{ m}$	9	232470 DA
	3 ^{eme} cas	$\alpha = \beta = 10^\circ$	Uniforme : $L = 6 \text{ m}$	9	232470 DA
Configuration modifiée	4 ^{eme} cas	$\alpha = 10^\circ, \beta = 0^\circ$	Non-uniforme : $L = 3 \text{ m}, 4 \text{ m}, 5 \text{ m}, 6 \text{ m}$	8	180810 DA

IV.4. CONCLUSION

Des quatre cas étudiés, on remarque que la troisième configuration, $\alpha = \beta = 10^\circ$, est la solution la plus assurée pour la protection des talus vis-à-vis du glissement. Le problème de l'angle β est créé sur le terrain. Une berme inclinée est réalisée à partir du sommet du talus. On déblai la partie non désirée obtenant ainsi la configuration voulue. Si ce système est irréalisable sur le site, on prend pour des raisons économiques la quatrième configuration où $\alpha = 10^\circ$ et $\beta = 0^\circ$ qui est la solution la plus économique pour la protection des talus.

Conclusion générale

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

L'étude présentée dans ce mémoire montre une approche de calcul numérique et un calcul assisté par le programme GeoStudio 8.2 pour la stabilisation des parois des talus par la technique de clouage.

Les simulations réalisées avec le logiciel GeoStudio 8.2 sont encourageantes vis-à-vis de la bibliographie existante. La ligne de rupture et la résultante des tensions dans les clous sont correctement approchées dans la mesure où l'approche a été étendue à 25 tranches. Néanmoins, les résultats du site de Constantine ne nous ont pas été communiqués, la comparaison de nos résultats numériques avec les résultats réels du site n'a pas pu être effectuée et de ce fait on ne peut pas se permettre une quelconque appréciation sur la répartition des efforts dans les clous.

Cependant le clouage reste une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle peut s'appliquer à de nombreux sites et présente par rapport aux autres méthodes de stabilisation une solution à moindre coût et une installation de chantier assez réduite. C'est une technique très délicate, une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction. Des règles de chantier strictes énoncées par Clouterre, concernant la projection correcte du béton pour le parement et sa mise en place qui doit être par ailleurs aussi léger que possible dans la mesure où le chargement excessifs du site favorise son instabilité, aussi le scellement des clous qui doit être observé quotidiennement et la liaison sol-clou.

Notre étude est limitée uniquement à la mobilisation du frottement et au cisaillement et de calculer le coefficient de sécurité du système. D'autres paramètres aurais pu également être calculés tel que les déplacements, les déformations du parement, etc ...

On conclusion on recommande après cette approche l'équilibre à trouver entre la technique à mettre en place et le cout économique. Afin d'éviter l'arrachement il faudrait que la longueur des clous soit assurer sur la partie haute de la paroi. Les longueurs, diamètres, nombres et valeur de maillage des clous, aussi leurs inclinaisons par rapport à l'horizontale, le type de scellement et la nature de sol en modifiant les deux angles d'inclinaison du talus jouent un rôle très important dans la mobilisation du frottement et du cisaillement qui influent sur les résultats des calculs de stabilisation du système. Enfin il serait intéressant de reprendre ces calculs en inclinant les clous dans le sens inverse au glissement.

Références bibliographiques

- [1] **AASHTO; 2002:** "Standard Specifications for Highway Bridges", 17th Edition, Washington, DC.
- [2] **Alain Guilloux et Fahd Cuira; 10 Mars 2015:** "Principes de stabilité interne et de dimensionnement", Les Techniques de Clouage des Parois, Terrasol Setec.
- [3] **Carlos A. Lazarte, Helen Robinson, Jesús E. Gómez, Andrew Baxter, Allen Cadden, Ryan Berg; February 2015:** "Soil Nail Walls Reference Manual", Developed following: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- [4] **Carlos A. Lazarte, Victor Elias, David Espinoza, Paul J. Sabatini; March 2003:** "Geotechnical Engineering Circular N°7 Soil Nail Walls", Technical Report Documentation.
- [5] **Charier Génie Civil:** "Les parois clouées", Entreprise CHARIER.
- [6] **Clouterre ; 1993:** "Recommandations CLOUTERRE 1991", Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [7] **Clouterre ; 2002:** "Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [8] **Elias V, Fishman L, Christopher R and Berg; 2009:** "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes", Report No. FHWA - NHI - 09 - 087, Washington.
- [9] **FHWA; 1993b:** "French National Research Project Clouterre, 1991", Soil Nailing Recommendations, Report No. FHWA - SA - 93 - 026, Washington.
- [10] **F. Schlosser, H.M. Jacobsen, i. Juran ; Juillet 1993:** "Le renforcement des sols", Revue français de géotechnique N°29.
- [11] **F. Schlosser, P.Unterreiner, C. plumelle ; Juillet 1993:** "Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE", Revue français de géotechnique N°64.
- [12] **GeoStudio; 2012:** "Stability Modeling with Slope/W", Geo-Slope International, Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [13] **Gérard Philipponnant, Bertrand Hubert ; 2000 :** "Fondation et ouvrage en terre", Paris.

[14] Guide technique ; Février 1998: "Stabilisation des glissements de terrain", Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Paris.

[15] Guide technique ; Juillet 2003: " Ouvrage de soutènement, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées", Techniques et méthode des laboratoires des ponts et chaussées, Paris.

[16] Moutou Caroline, Master Géosciences ; 2011-2012: "Rapport de mécanique des sols", Le clouage des sols, Université Montpellier II.

[17] Thèse de Didier Fau ; 23 Juin 1987: "Le clouage des sols, application au soutènement de fouille, étude expérimentale et dimensionnement", L'école national des ponts et chaussées, Paris.

[18] Wood, T, Jayawickrama, P and Lawson, W; 2009: "Instrumentation and Monitoring of an MSE/Soil Nail Hybrid Retaining Wall", Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils and Geo-Support.

Annexe A

Méthode de dimensionnement d'un clouage par barre

1. Principe de dimensionnement :

Les risques de rupture d'un ouvrage de confortement par clouage se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction/cisaillement.
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'effort apporté par les clous.
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), soit en partie basse si le clouage est placé trop en amont sur le versant, soit en partie supérieure si le clouage est situé trop en aval sur le versant.

Le dimensionnement d'un clouage se fera donc en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis de chacun de ces modes de ruine.

On peut, par exemple, prendre un coefficient de sécurité de 1.5 sur la résistance interne de l'armature en traction/cisaillement, et augmenter la section des barres pour tenir compte d'une corrosion, suivant la nature de l'ouvrage et l'agressivité du site.

L'effort transmis par le sol au clou (interaction sol/ clou) en sollicitation axiale est estimé à partir de l'effort limite défini comme le produit $P.q_s$, où P désigne le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, ce dernier peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométrique. Là encore, on pourra prendre en compte un coefficient de sécurité de 1.5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, tenant compte des efforts apportés par les clous. On utilise couramment la méthode Bishop (1995) et la méthode des perturbations (Raulin et al.1974).

Les différentes analyses ont été programmées dans des codes de calcul. Deux options sont couramment utilisées (Schlosser et Unterreiner, 1994) qui donnent des résultats sensiblement identiques :

- Prendre en compte des efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/ Prendre en compte des efforts engendrés dans le clou par le déplacement maximal du sol le long de surface de rupture que la structure peut tolérer sans perte de service.
- clou diminués par l'application d'un coefficient de sécurité

La première option utilise le concept du multi critère ci-dessous. La deuxième option a été développée par Delmas et al. (1986).

2. Le multicritère :

Schlosser (1982) a décrit une méthode de calcul de l'effet de renforcement d'un clou connue sous l'appellation de multicritère, qui comporte quatre critères de rupture. L'expression des différents critères fait appel aux paramètres suivants :

- q_s frottement latéral unitaire sol-clou
- D_c diamètre de forage
- D_e diamètre équivalent au diamètre de forage dans le cas d'un clou battu
- D diamètre égal à D_c pour les clous scellés et à D_e pour les armatures battues
- L_a longueur d'encrage
- L_p longueur entre la surface de rupture et le parement
- l_0 longueur de transfert

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{E_s}}$$

- E module d'Young du clou
- I moment d'inertie du clou par rapport à son axe
- E_s module de réaction du sol :

➤ Pour : $D > 0.6 m$, (D est exprimé en mètres)

$$E_s = E_M \frac{18}{4 \left(2.65 \frac{D}{0.6}\right)^\alpha \frac{0.6}{D} + 3\alpha}$$

➤ Pour : $D \leq 0.6 m$,

$$E_s = E_M \frac{18}{4 (2.65)^\alpha + 3\alpha}$$

- α coefficient rhéologique de Ménard : $\alpha = 1/3$ pour les sables et gravier, $1/2$ pour les limons et $2/3$ pour les argiles
- E_M module pressiométrique Ménard
- P_l pression limite mesurée au pressiomètre Ménard
- P_u pression ultime du sol, habituellement égale à la pression limite P_l
- T_n effort normal pour une section droite du clou
- T_c effort tranchant pour une section droite du clou
- R_n résistance à la traction pour une section droite du clou
- R_c résistance au cisaillement pour une section du clou
- M moment fléchissant d'une section du clou par rapport au centre

Critère C1 :

Le frottement latéral sol-clou est limité par l'arrachement des clous. Cela se traduit dans les sols homogènes par :

$$T_n \leq q_s \pi DL$$

L désigne la longueur d'ancrage égale à L_a si le clou est fixé au parement, et à la plus petite des deux longueurs L_a et L_p dans le cas contraire.

Critère C2 :

L'interaction latérale sol-clou est limitée de deux manières :

- a. La pression ultime, p_u , est atteinte au point O , intersection clou/surface de rupture.

On a alors l'expression $p_u \leq p_0$ avec :

$$p_0 = \frac{2 T_{c0}}{D_c l_0}$$

L'effort tranchant maximal en O :

$$T_{c0} = 3.12 \frac{M_0}{l_0} \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right]$$

Dans le cas, le sol se plastifie avant l'armature et le critère s'écrit :

$$T_c \leq T_{c1, \max} = \frac{D_c}{2} p_u D_c l_0$$

- b. Il y a plastification du sol sur une certaine longueur de part et d'autre du point O , avec formation de rotules plastiques dans l'armature, dans ce cas $p_u \geq p_0$ et :

$$T_c \leq T_{c2, \max} = 1.62 \frac{M_0}{l_0} \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + 0.24 p_u D_c l_0$$

Critère C3 :

Ce critère traduit la condition d'écoulement plastique du clou. Il suppose que le clou mesure plus de $3 l_0$ de part et d'autre de la surface de rupture. Le critère s'écrit :

$$\left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c} \right)^2 \leq 1$$

Avec, en générale

$$R_c = R_n / 2$$

Critère C4 :

Il traduit la rupture par plastification des clous en flexion aux points de moment maximal situé à : $l_p = \frac{\pi}{4} l_0$ de part et d'autre de la surface de rupture. Ce critère a pour expression :

$$T_c \leq T_{c2, \max} = 1.62 \frac{M_0}{I_0} \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + 0.24 p_u D_c l_0$$

3. Règle du travail maximal :

La combinaison de ces quatre critères définit, dans une représentation plane (T_n, T_c) , la courbe enveloppe des efforts maximaux qui peuvent être reprise par le clou, le principe du travail maximal suppose que le clou est à la rupture, dans ces conditions, les efforts T_n et T_c à l'intersection clou/surface de rupture sont déterminées comme l'intersection de la droite tangente en ce point à la surface de rupture avec la courbe enveloppe du multicritère.

Annexe B

Caractéristiques des renforcements

Tableau A1: Propriétés des barres filetées [ASTM A615, GRADES 420 et 525 MPa
(60 et 75 ksi)]

Diamètre de la barre <i>mm</i>	Section transversale <i>mm²</i>	Poids unitaire nominal <i>kg/m</i>	ASTM Grade <i>ksi</i>	Charge axiale maximale <i>kN</i>
19	284	2.24	60	118
			75	147
22	387	3.04	60	160
			75	200
25	510	3.98	60	211
			75	264
29	645	5.06	60	267
			75	334
32	819	6.41	60	339
			75	424
36	1006	7.91	60	417
			75	520
43	1452	11.39	60	601
			75	751

Source: Byrne et al. (1998).

Tableau A2: Dimensions de treillis soudés

Désignation des mailles ^{(1), (2)} <i>mm x mm – mm² x mm²</i>	Surface transversale du fil par unité de longueur ⁽³⁾ <i>mm²/m</i>	Poids par unité de surface <i>kg/m²</i>
102 x 102 - MW9 x MW9	88.9	1.51
102 x 102 - MW13 x MW13	127.0	2.15
102 x 102 - MW19 x MW19	184.2	3.03
102 x 102 - MW26 x MW26	254.0	4.30
152 x 152 - MW9 x MW9	59.3	1.03
152 x 152 - MW13 x MW13	84.7	1.46
152 x 152 - MW19 x MW19	122.8	2.05
152 x 152 - MW26 x MW26	169.4	2.83

Source: WRI (2001).

Notes:

- (1) Les deux premiers chiffres indiquent la taille d'ouverture de maille, tandis que la seconde paire de nombres suivant les préfixes indique la surface de la section transversale du fil.
- (2) Le préfixe *M* indique les unités métriques. Le préfixe *W* indique un fil simple.

- (3) Cette valeur est obtenue en divisant la surface de la section transversale du fil par la taille d'ouverture du maillage.

Tableau A3: Dimensions des barres de renforcement

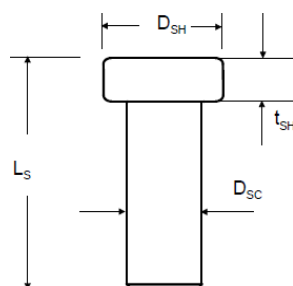
Désignation de la barre	Diamètre de la barre <i>mm</i>	Section transversale <i>mm²</i>
3	9.6	71
4	12.7	129
5	15.9	199
6	19.1	284
7	22.2	387
8	25.4	510
9	28.7	645
10	32.3	819
11	35.8	1006
14	43.0	1452
18	57.3	2581

Source: Byrne et al. (1998).

Tableau A4: Dimensions des goujons

Taille des goujons	Longueur nominale L_S <i>mm</i>	Diamètre de la tête D_{SH} <i>mm</i>	Diamètre de tronc D_{SC} <i>mm</i>	Épaisseur de la tête t_{SH} <i>mm</i>
1/4 x 4 ^{1/8}	105	12.7	6.4	4.7
3/8 x 4 ^{1/8}	105	19.1	9.7	7.1
3/8 x 6 ^{1/8}	156	19.1	9.7	7.1
1/2 x 4 ^{1/8}	105	25.4	12.7	7.9
1/2 x 5 ^{5/16}	135	25.4	12.7	7.9
1/2 x 6 ^{1/8}	156	25.4	12.7	7.9
5/8 x 6 ^{9/16}	162	31.8	15.9	7.9
3/4 x 3 ^{11/16}	89	31.8	19.1	9.5
3/4 x 4 ^{3/16}	106	31.8	19.1	9.5
3/4 x 5 ^{3/16}	132	31.8	19.1	9.5
3/4 x 6 ^{3/16}	157	31.8	19.1	9.5
7/8 x 4 ^{3/16}	102	34.9	22.2	9.5
7/8 x 5 ^{3/16}	127	34.9	22.2	9.5
7/8 x 6 ^{3/16}	152	34.9	22.2	9.5

Source: Byrne et al. (1998).



Annexe C

Conception préliminaire

4^{ème} cas : $\alpha = 0^\circ, \beta = 10^\circ$

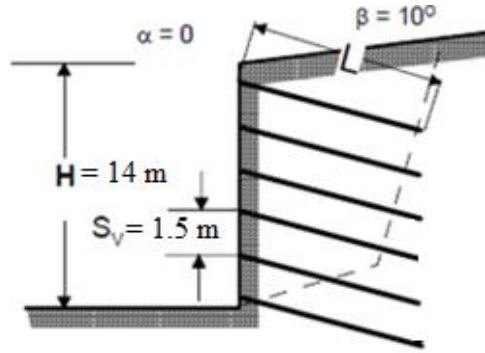


Figure.C.1 - Abaque ; $\alpha = 0^\circ, \beta = 10^\circ$

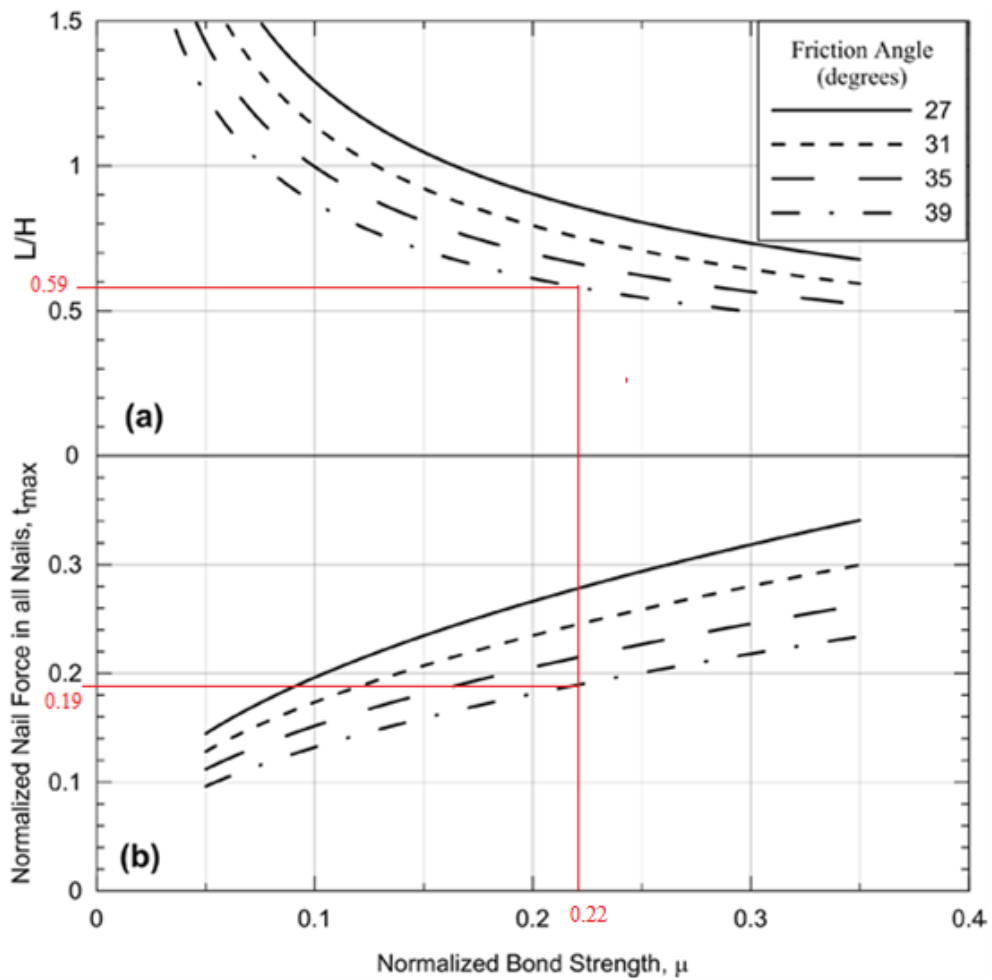


Figure.C.2 - Abaque de L/H normalisé et force de traction pour $\alpha = 0^\circ, \beta = 10^\circ, \phi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.C.2 : $\frac{L}{H} = 0.59$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.59 \times 14 = 6.99 \approx 7 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.C.2 : $t_{max} = 0.19$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.19 = 0.29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_s S_H S_V H \\ &= 0.29 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 172.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{172.65 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 739.93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 739.93 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 30 mm.
- Un diamètre disponible de 32 mm, donc $A_t = 819 \text{ mm}^2$

4. La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 7 = 412.33 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 819 \times 420 = 343.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

La figure C.3 présente la configuration du quatrième cas détaillée dont $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 10^\circ$.

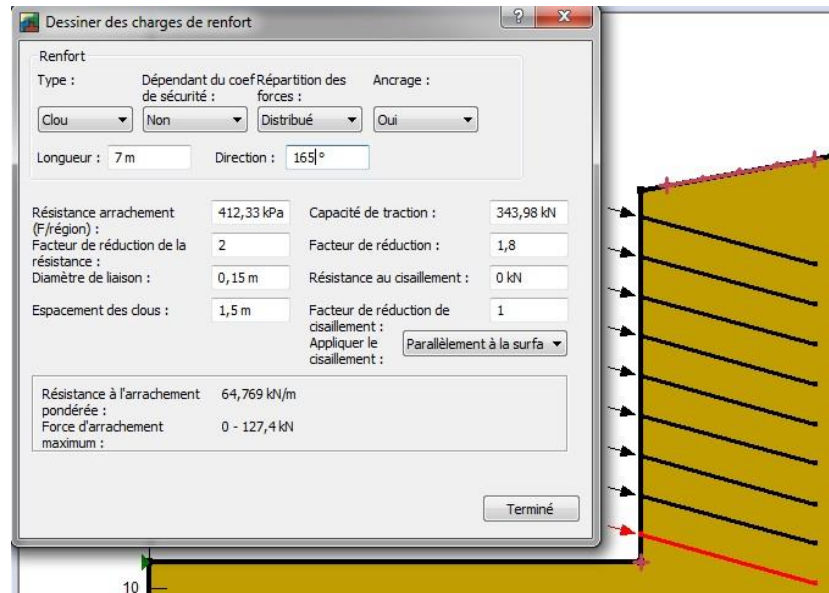


Figure.C.3 - Configuration détaillée du quatrième cas

La figure C.4 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. On a 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.317 et 2.317.

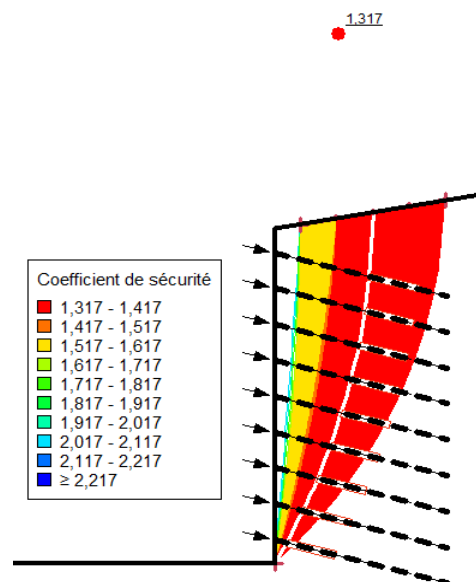


Figure.C.4 - Les surfaces de glissement, cas 4

La figure C.5 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas, favorables. On a 5 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.317 et 1.358.

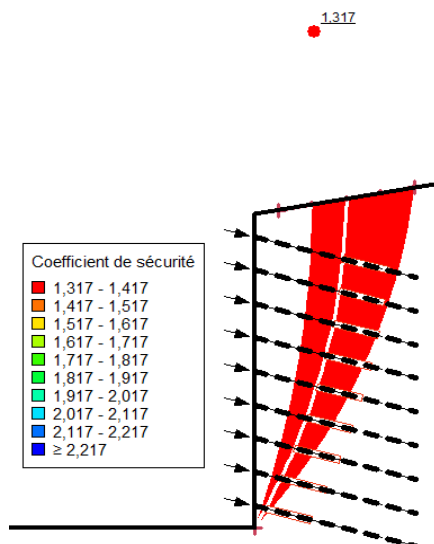


Figure.C.5 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 4

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures C.6 et C.7 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

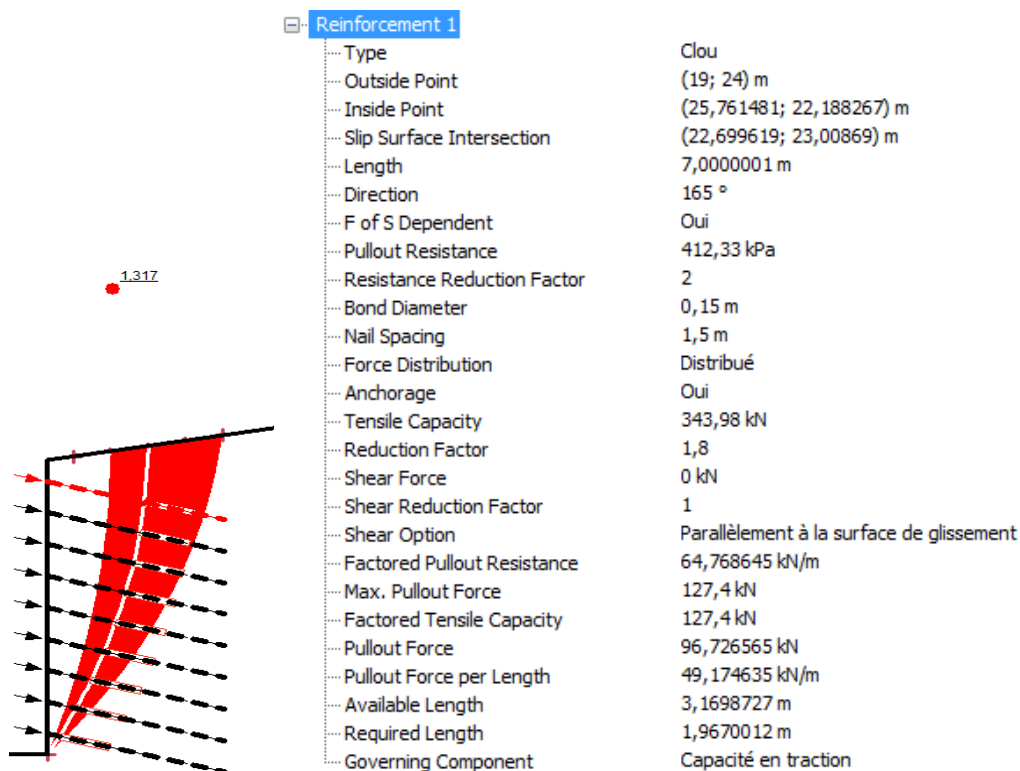


Figure.C.6 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 4

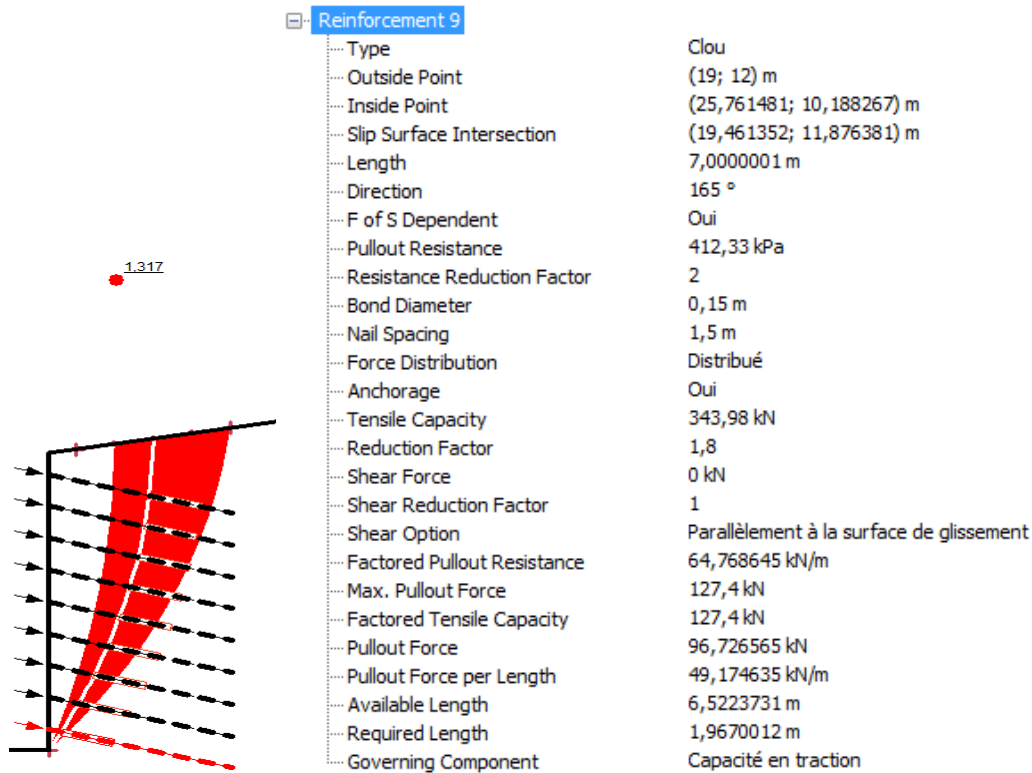


Figure.C.7 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 4

Des deux figures, Fig.C.6, Fig.C.7, la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 127.4 kN et 64.77 kN/m respectivement. Les deux clous travaillent à la traction.

La longueur du premier clou derrière la ligne de glissement est 3.17 m, or la figure, Fig.C.6, montre que la longueur requise pour la mobilisation de la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait est de 1.97 m.

La figure, Fig.C.7, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 6.52 m, or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 1.97 m.

La figure C.8 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

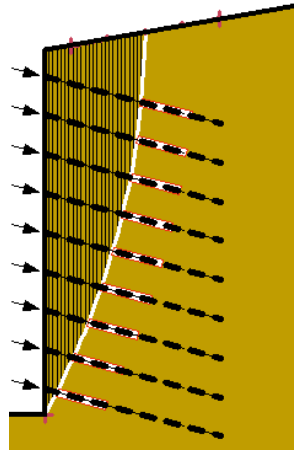


Figure.C.8 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 4

La figure C.9 présente le diagramme des tranches et le polygone de force de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique.

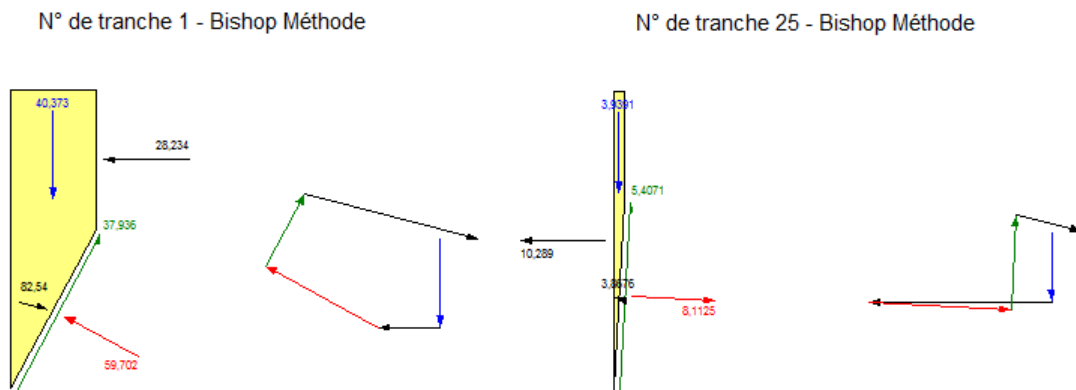


Figure.C.9 - Diagrammes des tranche et polygones des forces de la première et la dernière tranche, cas 4

Tableau.C.1- Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 4

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (kN)	40.37	3.94
Force normale cotée droit (kN)	28.23	-
Force normale cotée gauche (kN)	-	10,29
Force de cisaillement mobilisé (kN)	37.94	5.41
Force normale de base (kN)	59.70	8.11
Charge de renfort utilisée (kN)	82.54	3.87

Le tableau C.1 présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. On peut remarquer que les valeurs des sollicitations de la première tranche sont plus grandes que la dernière car le diagramme des tranches montre que la surface de la première tranche est plus grande que celle de la dernière.

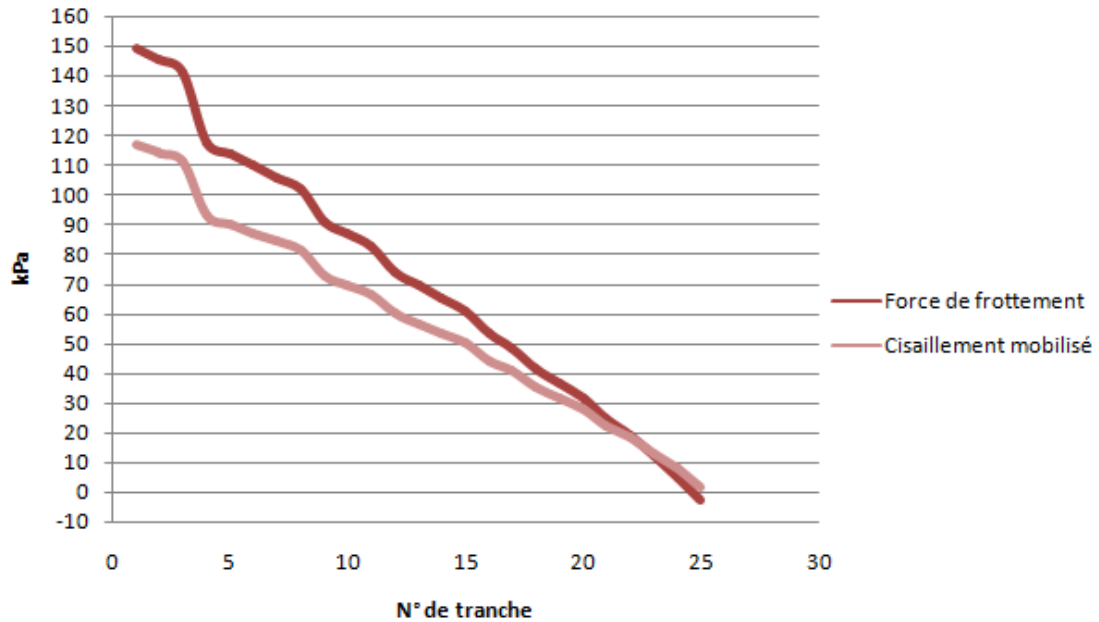


Figure.C.10 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 4

La figure C.10 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 117.06 à 1.97 kPa, et la force de frottement de 149.18 à 0 kPa.

5^{eme} cas : $\alpha = 0^\circ, \beta = 30^\circ$

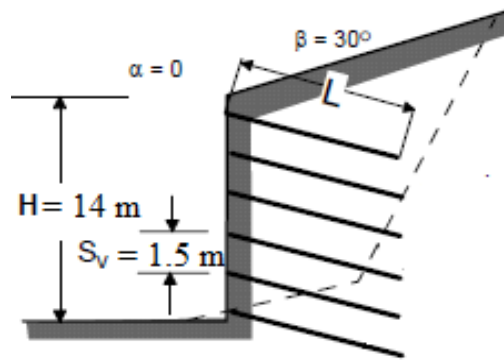


Figure.C.11 - Abaque ; $\alpha = 0^\circ, \beta = 30^\circ$

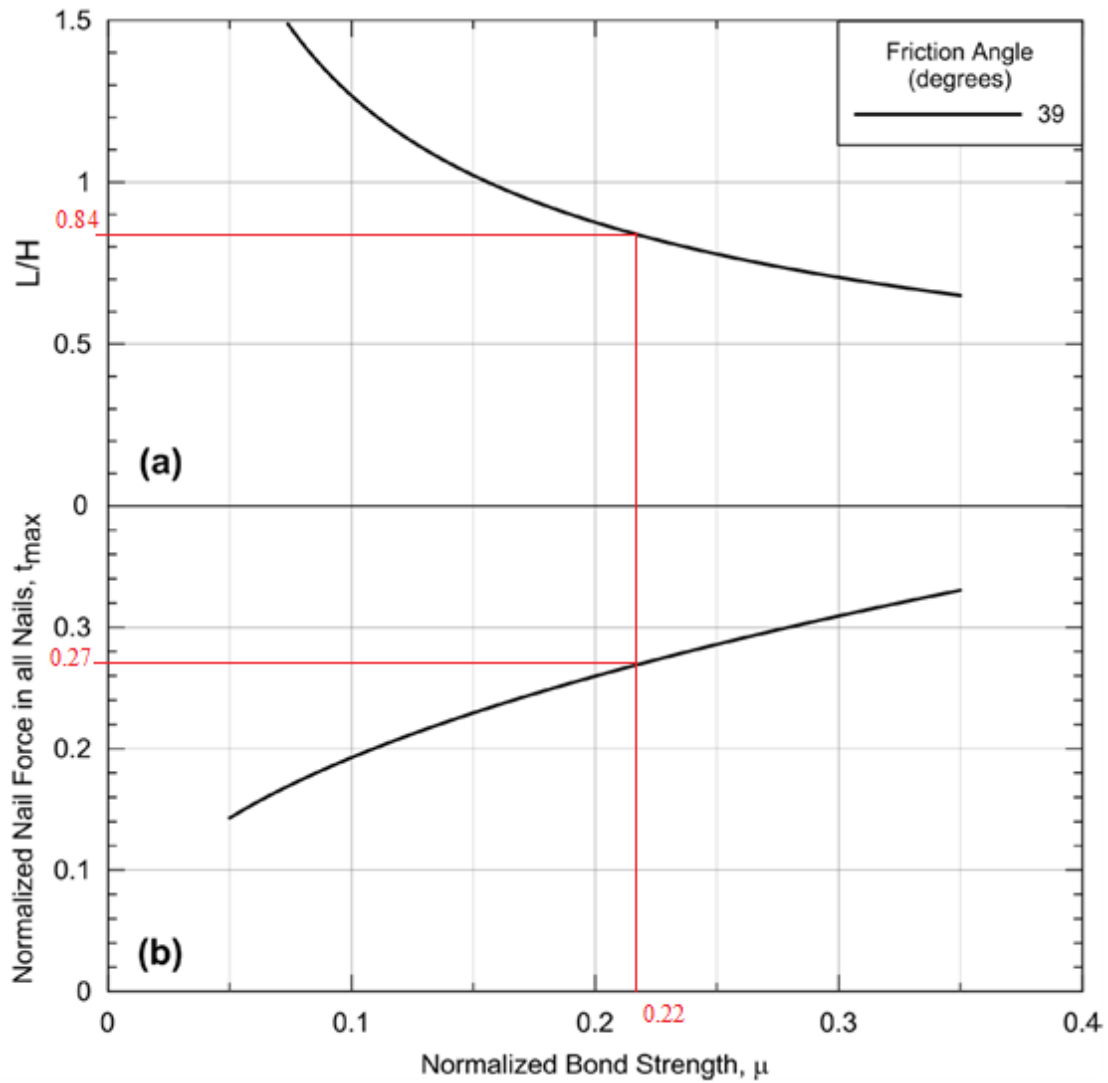


Figure.C.12 - Abaque de L/H normalisé et la force de traction pour $\alpha = 0^\circ, \beta = 30^\circ, \phi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.C.12 : $\frac{L}{H} = 0.84$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.84 \times 14 = 9.96 \approx 10 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.C.12 : $t_{max} = 0.27$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.27 = 0.41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_s S_H S_V H \\ &= 0.41 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 244.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{244.09 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 1046.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 1046.1 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 37 mm.
- Un diamètre disponible de 43 mm, donc $A_t = 1452 \text{ mm}^2$

4. La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 10 = 589.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 1452 \times 420 = 609.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

La figure C.13 présente la configuration du cindième cas détaillée dont $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 30^\circ$.

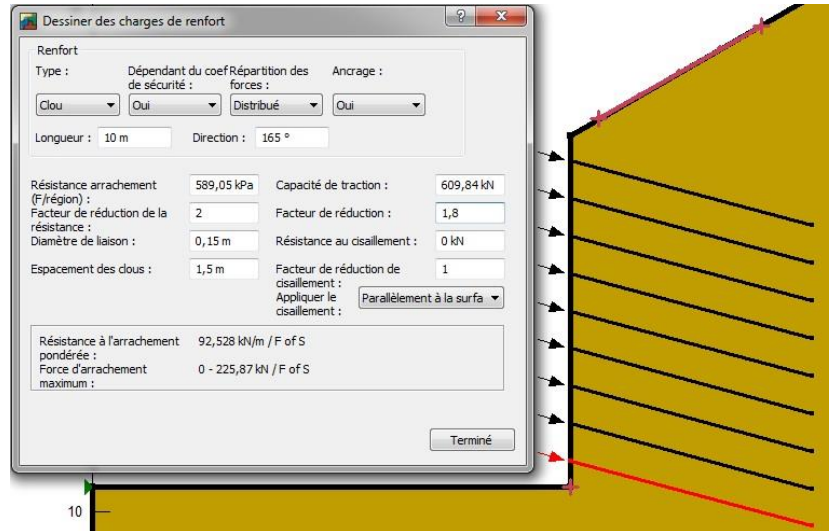


Figure.C.13 - Configuration détaillée du cinquième cas

La figure C.14 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. On a 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.658 et 2.658.

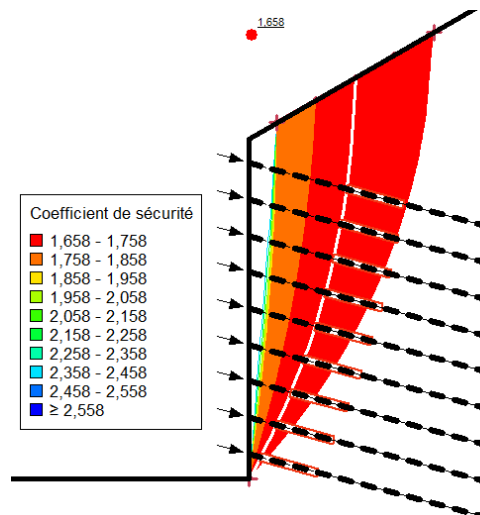


Figure.C.14 - Les surfaces de glissement, cas 5

La figure C.15 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas, favorables. On a 5 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.658 et 1.678

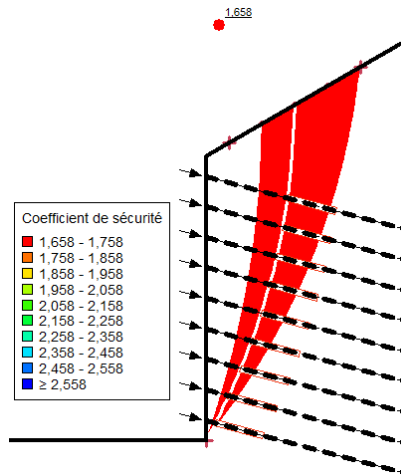


Figure.C.15 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 5

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures C.16 et C.17 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

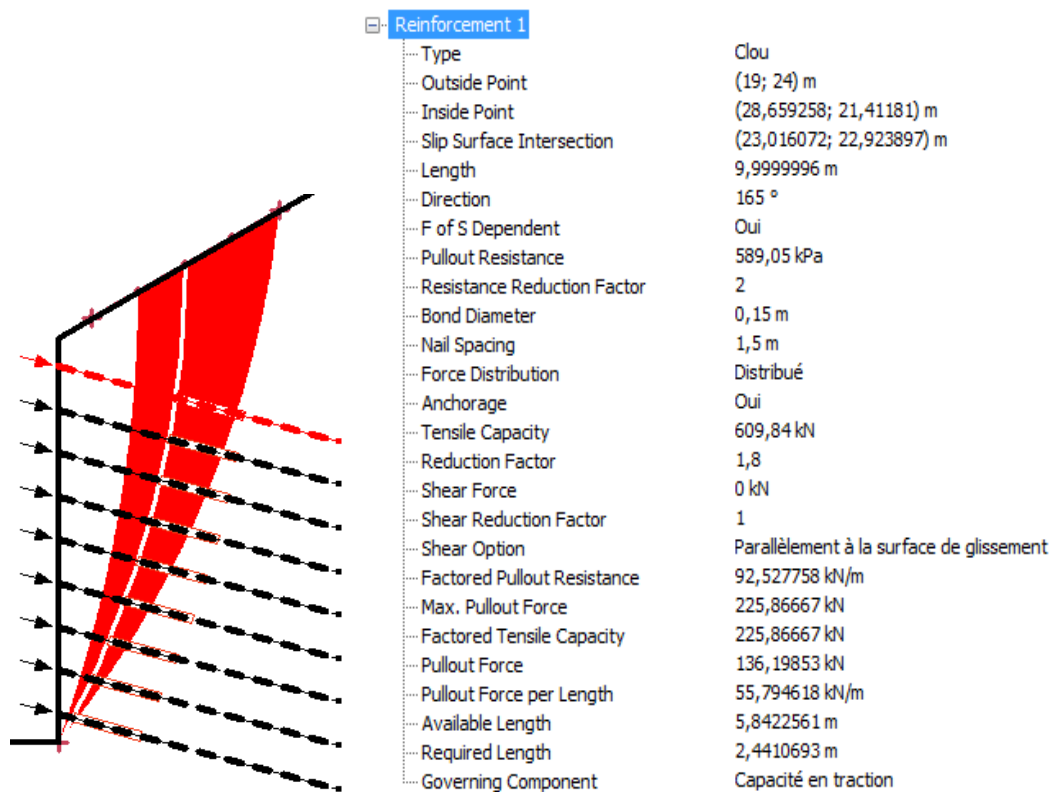


Figure.C.16 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 5

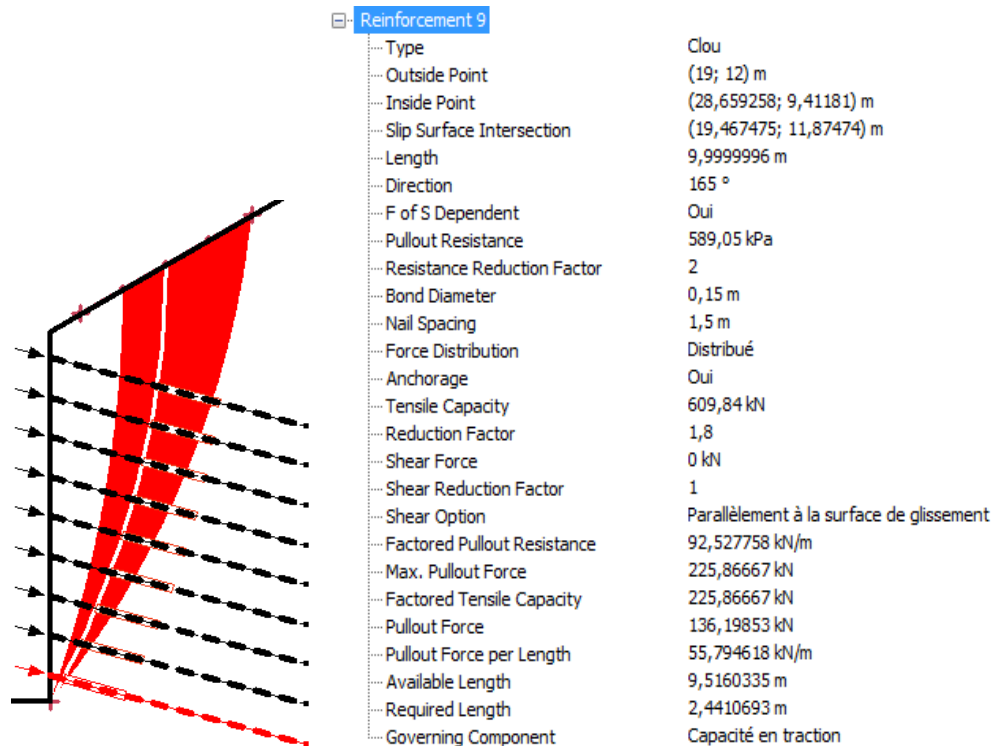


Figure.C.17 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 5

Des deux figures, C.16, C.17, la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 255.86 kN et 92.52 kN/m respectivement. Le premier et le dernier clou travaillent à la traction.

La figure, C.16, montre que la longueur du premier clou derrière la ligne de glissement est de 5.84 m, or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 2.44 m.

La figure, C.17, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 9.51 m, or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 2.44 m.

La figure C.18 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

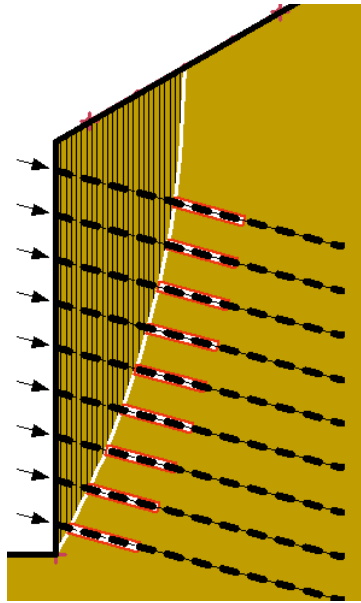


Figure.C.18 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 5

La figure C.19 présente les diagrammes des corps libres et les polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique.

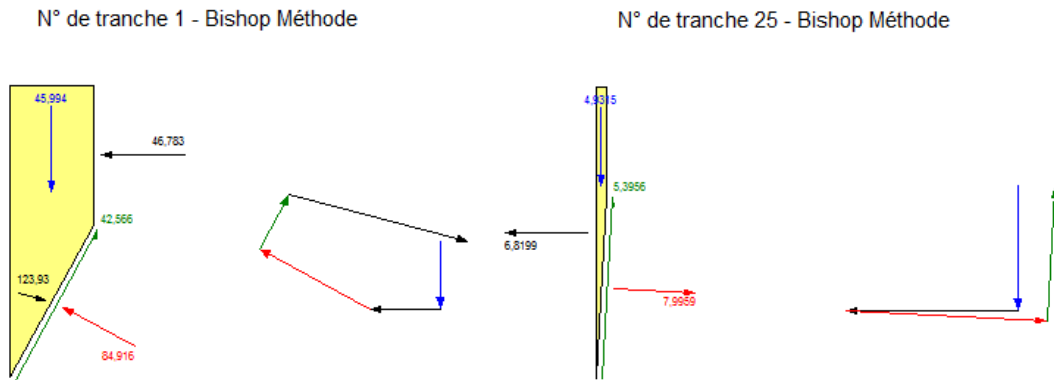


Figure.C.19 - Diagrammes des tranches et polygones de forces de la première et la dernière tranche, cas 5

Tableau.C.2 - Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 5

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (<i>kN</i>)	45.99	4.93
Force normale cotée droit (<i>kN</i>)	46.78	-
Force normale cotée gauche (<i>kN</i>)	-	6,81
Force de cisaillement mobilisé (<i>kN</i>)	42.56	5.39
Force normale de base (<i>kN</i>)	84.91	7.99
Charge de renfort utilisée (<i>kN</i>)	123 .93	0

Le tableau C.2 présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique. On peut remarquer que les valeurs des sollicitations de la première tranche sont plus grandes que la dernière car le diagramme du corps montre que la première tranche est plus grande que la dernière.

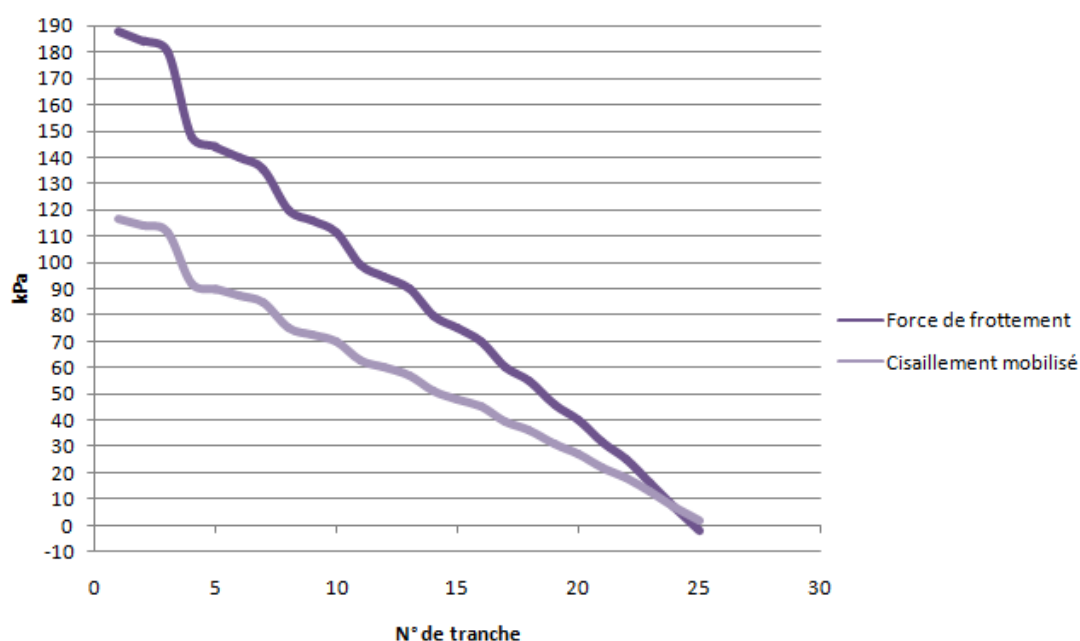


Figure.C.20 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 5

La figure C.20 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 116.52 *kPa* à 1.74 *kPa*, et la force de frottement varie de 188.23 *kPa* à 0 *kPa*.

6^{eme} cas : $\alpha = 10^\circ, \beta = 30^\circ$

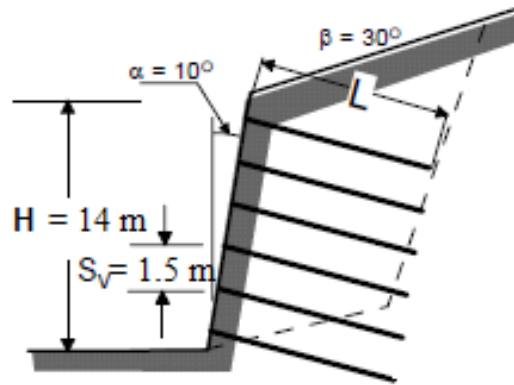


Figure.C.21 - $\alpha = 10^\circ, \beta = 30^\circ$

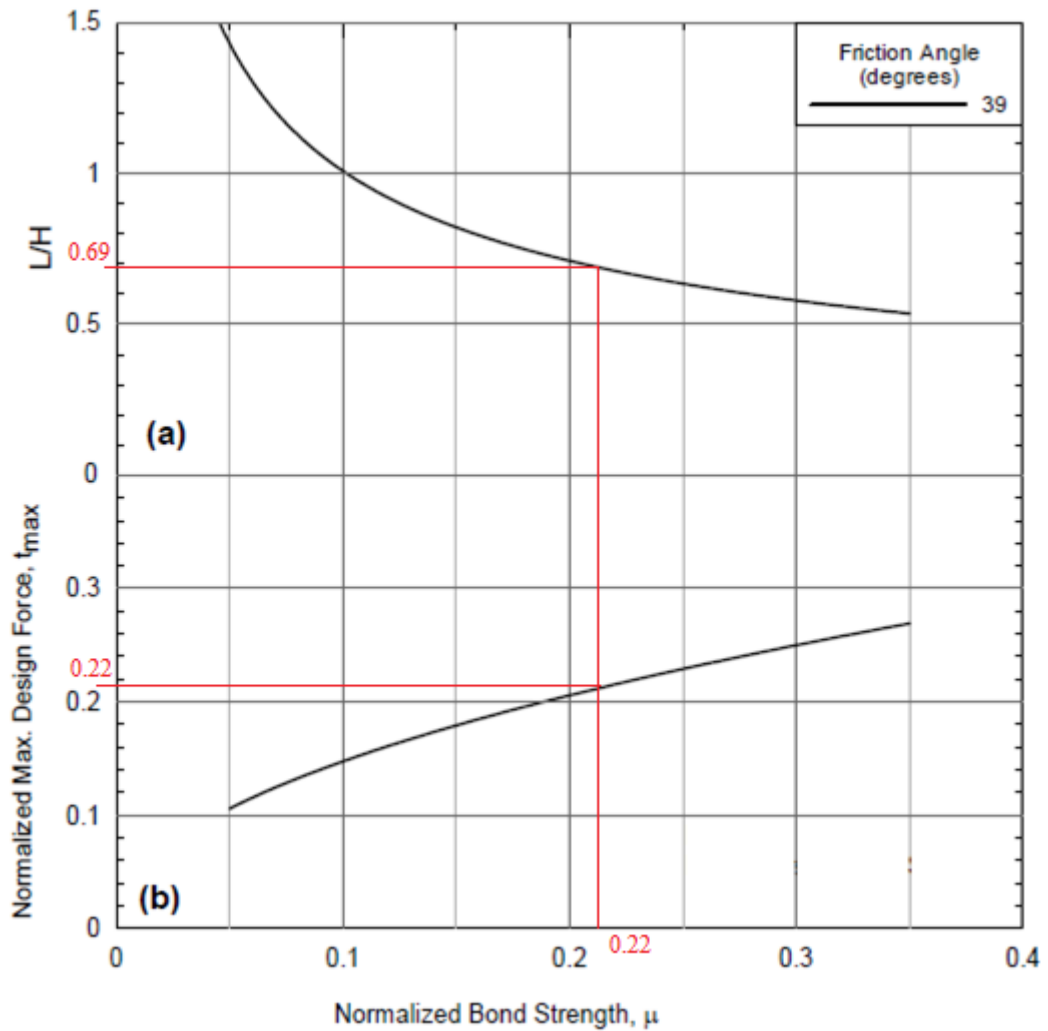


Figure.C.22 - Abaque de L/H mobilisé et la force de traction pour $\alpha = 10^\circ, \beta = 30^\circ, \phi' = 39^\circ$

1. Correction de la longueur des clous :

$$\frac{L}{H}(\text{corrigé}) = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (de l'abaque)}$$

De l'abaque, Fig.C.22 : $\frac{L}{H} = 0.69$

Donc :

$$L = 0.83 \times 1.018 \times 1.002 \times 0.69 \times 14 = 8.18 \approx 8.20 \text{ m}$$

2. Correction de la force de traction maximale :

De l'abaque, Fig.C.22 : $t_{max} = 0.22$

S'il est nécessaire, on corrige aussi la valeur de t_{max} :

$$\begin{aligned} t_{max}(\text{corrigé}) &= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max} \\ &= 1.48 \times 1.018 \times 0.22 = 0.33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= t_{max}(\text{corrigé}) \gamma_s S_H S_V H \\ &= 0.41 \times 18.9 \times 1.5^2 \times 14 = 196.47 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Correction de la section transversale du clou :

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{T_{max} F S_T}{f_y} \\ &= \frac{196.47 \times 10^3 \times 1.8}{420} = 842.01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

On obtient pour $A_t = 842.01 \text{ mm}^2$:

- Un diamètre nécessaire de 33 mm.
- Un diamètre disponible de 36 mm, donc $A_t = 1006 \text{ mm}^2$

4. La résistance nominale de retrait :

$$\begin{aligned} R_{PO} &= \pi q_u D_{DH} L \\ &= \pi \times 125 \times 0.15 \times 8.2 = 483.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Résistance de traction :

$$\begin{aligned} R_T &= A_t \times f_y \\ &= 1006 \times 420 = 422.52 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Simulation numérique :

La figure C.23 présente la configuration du sixième cas détaillée dont $\alpha = 10^\circ$, $\beta = 30^\circ$.

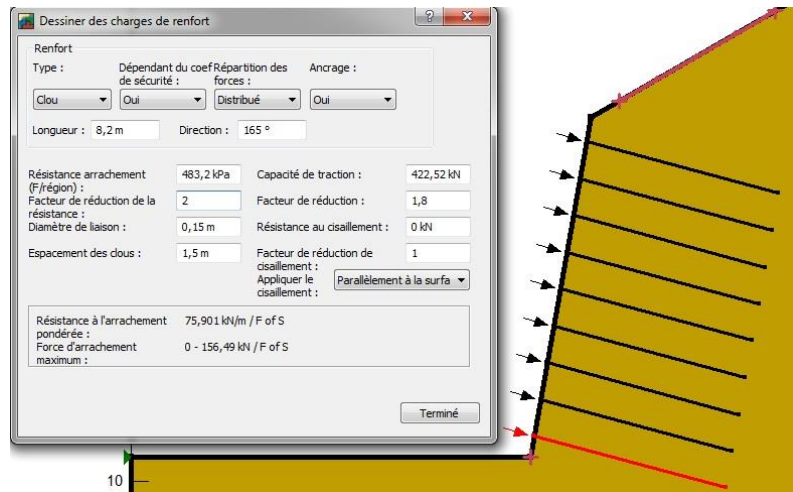


Figure.C.23 - Configuration détaillée du sixième cas

La figure C.24 représente les surfaces de glissement avec leurs facteurs de sécurité. On a 25 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.655 et 2.655.

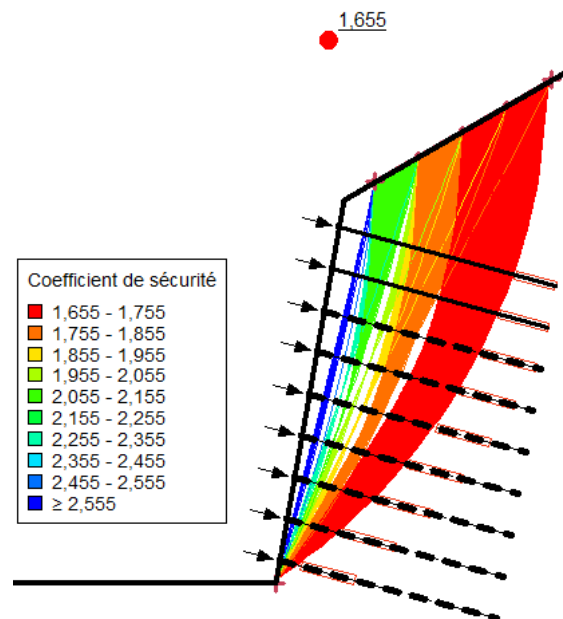


Figure.C.24 - Les surfaces de glissement, cas 6

La figure C.25 représente les surfaces de glissement qui ont les facteurs de sécurité les plus bas, favorables. On a 5 surfaces de glissement avec un facteur de sécurité entre 1.655 et 1.689

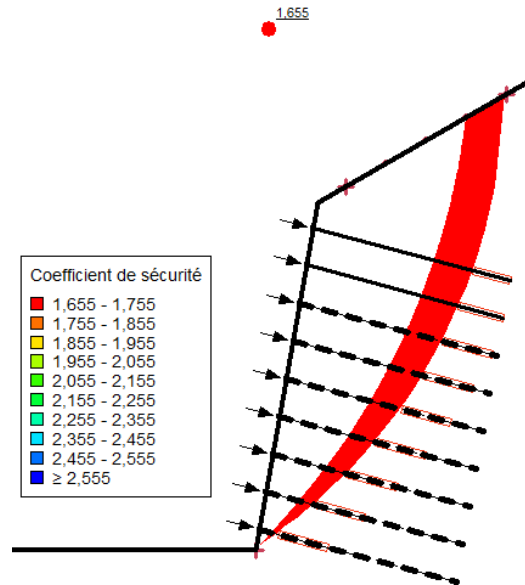


Figure.C.25 - Les surfaces de glissement avec les facteurs de sécurité les plus bas, cas 6

Les informations sur les sollicitations, utilisées pour calculer le facteur de sécurité, utilisées par le programme GeoStudio 8.2 sont exposées sur les figures C.26 et C.27 présentés ci-dessus et concerne le premier et le dernier clou.

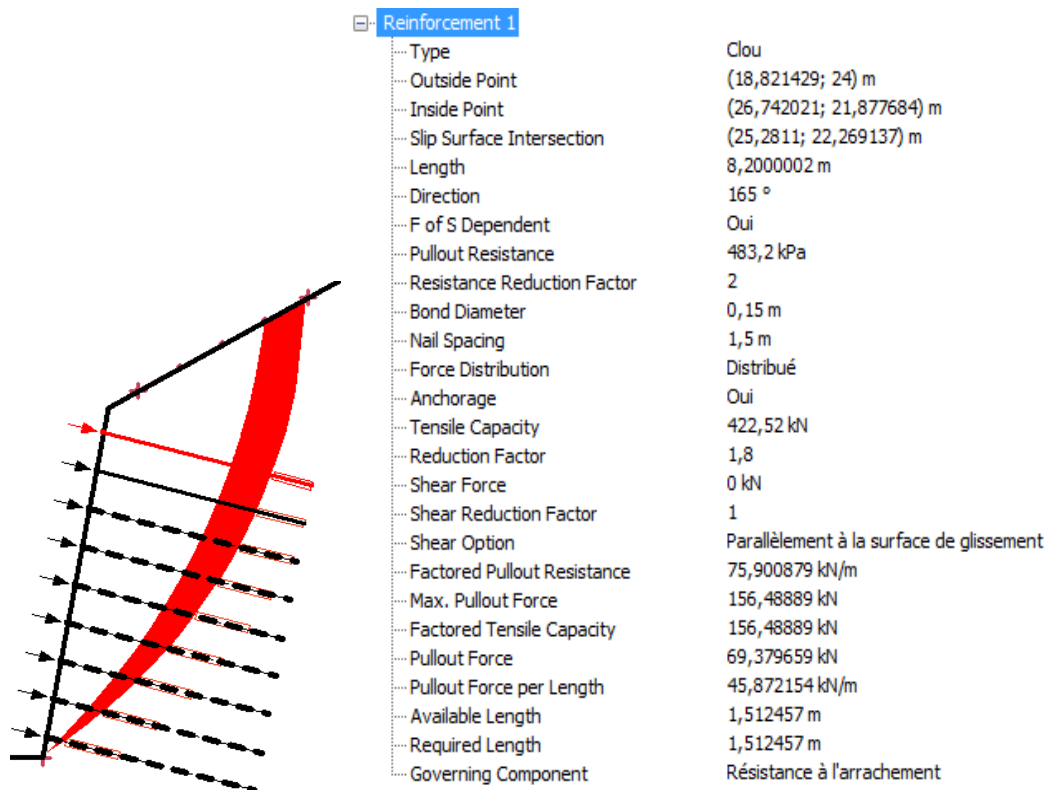


Figure.C.26 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le premier clou, cas 6

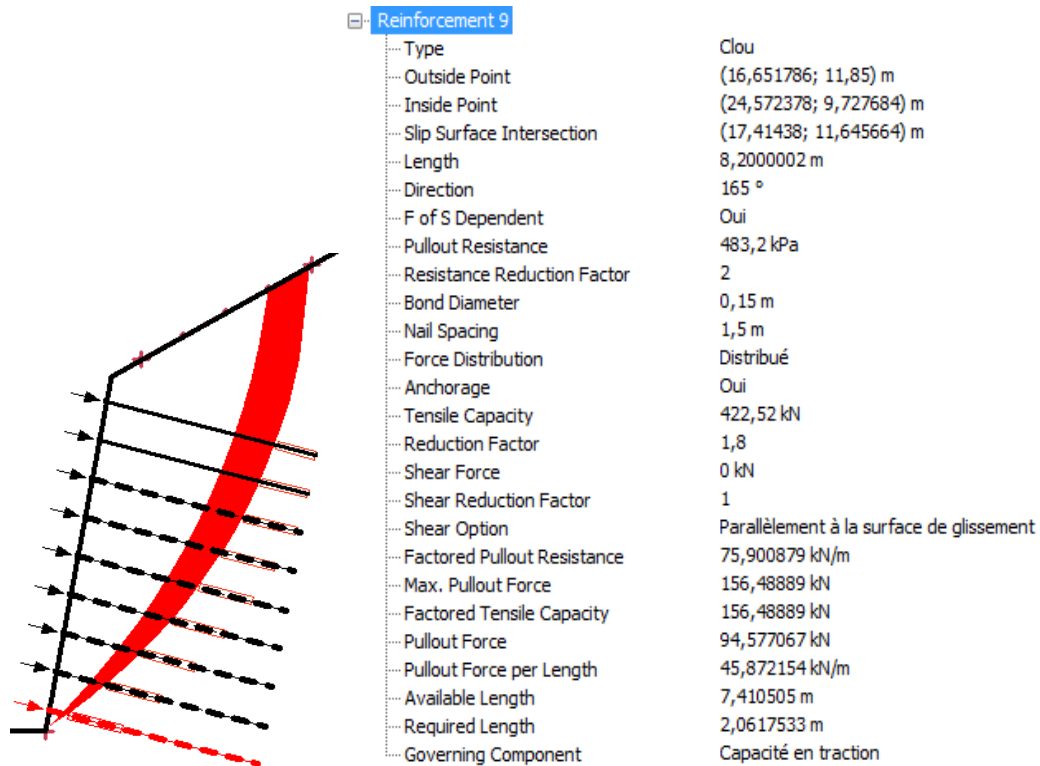


Figure.C.27 - Informations détaillées sur les forces appliquées sur le dernier clou, cas 6

Des deux figures, C.26, C.27, la capacité de traction et la résistance de retrait sont calculées et ces valeurs finales sont : 156.48 kN et 75.90 kN/m respectivement. Le premier clou travaille à l'arrachement, le dernier clou travaille à la traction.

La figure, Fig.IV.59, montre que la longueur du dernier clou derrière la ligne de glissement est de 7.41 m, or la longueur requise pour mobiliser la capacité de traction et la capacité de résistance de retrait pour qu'elle atteigne la valeur de la résistance de retrait est de 2.06 m.

La figure C.28 présente la surface de glissement critique de la structure, divisée en 25 tranches.

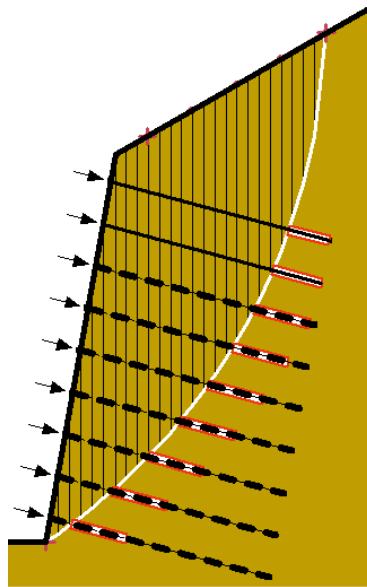


Figure.C.28 - Surface de glissement critique de la structure avec les tranches, cas 6

La figure C.29 présente les diagrammes des corps libres et les polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique.

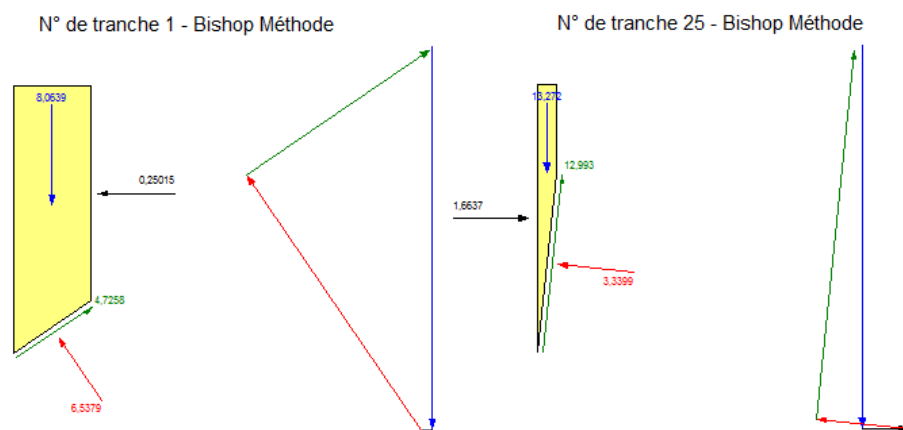


Figure.C.29 - Diagrammes des tranches et polygones des forces de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 6

Tab.C.3 - Spécification de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique, cas 6

Caractéristiques	Tranche N° 1	Tranche N° 25
Poids (<i>kN</i>)	8.06	13.27
Force normale cotée droit (<i>kN</i>)	0.25	-
Force normale cotée gauche (<i>kN</i>)	-	1.66
Force de cisaillement mobilisé (<i>kN</i>)	4.72	12.99
Force normale de base (<i>kN</i>)	6.53	3.33
Charge de renfort utilisée (<i>kN</i>)	0	3.87

Le tableau C.3 présente les sollicitations de la première et la dernière tranche de la surface de glissement critique.

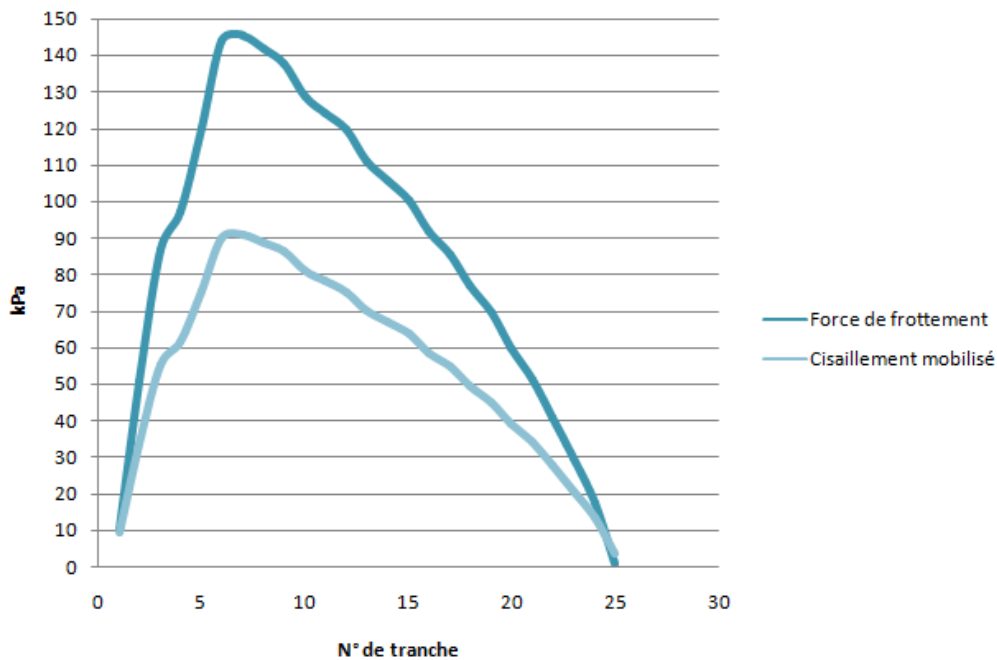


Figure.C.30 - Diagramme de cisaillement mobilisé et force de frottement en fonction de nombre de tranche, cas 6

La figure C.30 représente les diagrammes de cisaillement mobilisé et la force de frottement en fonction de nombre des tranches de la surface critique de glissement. D'après le diagramme, on remarque que le cisaillement mobilisé varie de 9.35 kPa à une valeur maximale de 90.90 kPa, après il diminue jusqu'à la valeur 3.45 kPa, et la force de frottement varie de 10.48 kPa à une valeur maximale de 145.40 kPa, après il diminue jusqu'à la valeur 0.71 kPa.