

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID - TLEMCCEN



Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Magistère en Génie Civil

Option : Géotechnique & Mécanique des Sols

THÈME

MODÉLISATION ET INTERACTION RENFORCEMENT SOL POUR LES TALUS INSTABLES

Présenté par :

Samir BEDR

Soutenue en juin 2008 devant le jury composé de :

M. **NABIL ABOU-BEKR**
M. **MOHAMED AMINE ALLAL**
M. **SMAÏN MELOUKA**
M. **NADIR BOUMECHRA**
M. **ABDELKADER DJEDID**

Maître de Conférences
Maître de Conférences
Chargé de Cours
Maître de Conférences
Maître de Conférences

Président
Encadreur
Encadreur
Examineur
Examineur

À la mémoire de mes grands parents
À mon père, ma mère, mon frère et ma sœur
À toute ma famille

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce travail d'initiation à la recherche est une expérience passionnante, qui n'aurait pas été possible sans le soutien de personnes à qui je souhaite exprimer ici mes sincères remerciements.

Je tiens tout d'abord à exprimer mon profond respect et ma reconnaissance à mon encadreur, Monsieur MOHAMED AMINE ALLAL, maitres de conférences à l'université de TLEMCCEN, pour sa confiance, sa disponibilité et le grand intérêt qu'il m'a toujours manifesté, durant ma formation et la préparation de ce mémoire. Son enthousiasme et optimisme communicatif m'ont été fort précieux. J'adresse mes remerciements à Monsieur SMAÏN MELOUKA chargé de cours à l'université de TLEMCCEN, pour son encadrement, son soutien et son aide qui m'a été forte précieuse.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur NABIL ABOU-BEKR, maître de conférences à l'université de TLEMCCEN, de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de mon jury. Monsieur NADIR BOUMECHRA et Monsieur ABDELKADER DJEDID, maîtres de conférences à l'université de TLEMCCEN, ont bien accepté d'examiner ce mémoire, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Si en plus d'être une expérience scientifique qui tiendra toujours une place particulière dans ma vie, ces années d'études avaient été pour moi une opportunité de découvrir des personnes dont l'amitié m'aurait été précieuse. Dans un premier lieu, je pense à tous mes amis de promo avec qui j'ai partagé de très beaux souvenirs. Je ne peux oublier les gens avec lesquels j'avais de merveilleux moments en dehors des heures d'études et avec lesquels j'ai noué une forte amitié. Je remercie tous mes amis pour ces temps passés ensemble.

Je remercie du fond du cœur mes parents, Monsieur RACHID BEDR et Madame FARIDA BEDR, mon frère et ma sœur, SALIM et SIHEM, de m'avoir encouragé, soutenu, cru en mes capacités et d'être de tout temps à mes cotés le long de ces années d'études. Un grand merci aussi toute ma grande famille, que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

TLEMCCEN, mai 2008
SAMIR BEDR

RÉSUMÉ

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse du renforcement des talus instables en utilisant un code de calcul bidimensionnel, intitulé PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis.

Nous avons commencé par la présentation d'un aperçu général sur la stabilité des pentes, et la définition du renforcement des talus instables.

Ensuite, nous avons présenté un cas réel de talus instable qui menace plusieurs ouvrages et pose, actuellement, problème aux responsables de la région affectée. Ce cas va être, par la suite, traité et analysé par PLAXIS.

Aussi, nous avons procédé à l'application du renforcement par pieux et tirants d'ancrages pour la stabilisation de ce talus. Chaque analyse est suivie par une étude paramétrique, qui montre l'incidence des paramètres donnés ou choisis sur divers résultats.

Mots clefs

Stabilité des talus, renforcement des talus, pieux, tirants d'ancrages, PLAXIS, coefficient de sécurité.

ABSTRACT

This work constitutes a contribution to the comprehension and the analysis of the unstable slope reinforcement by using a two-dimensional computer code, entitled PLAXIS, based on the finite element method.

We started with the presentation of general idea on slope stability, and the definition of slope reinforcement.

Then, we presented a real case of an unstable slope which threatens several constructions and poses, currently, problem to the persons in charge for the affected region. This case, thereafter, will be treated and analyzed by PLAXIS.

Also, we carried out the application of the reinforcement by piles and ground anchors for the stabilization of this slope. Each analysis is followed by a parametric study, which shows the incidence of the parameters given or chosen on various results.

Key words

Slope stability, slope reinforcement, piles, ground anchors, PLAXIS, factor of safety.

هذا العمل هو إسهام في فهم وتحليل تقوية المنحدرات الغير مستقرة باستخدام حاسوب ثنائي الأبعاد المعنون PLAXIS، المؤسس على طريقة العناصر المحدودة.

بدأنا بعرض لمحة عامة عن استقرار المنحدرات، وتعريف تقوية المنحدرات الغير مستقرة.

ثم قدمنا حالة حقيقية عن عدم استقرار منحدر يهدد العديد من المنشآت، ويطرح في الوقت الراهن مشكلة لمسؤولي المدينة المتضمنة هذا الأخير. ستكون هذه الحالة، بعد ذلك، مدروسة ومحللة باستعمال PLAXIS.

أيضا، قمنا بتنفيذ التقوية باستعمال رواكز الأساس وعوارض الترسيح لتحقيق استقرار المنحدر. كل تحليل يليه دراسة تغيير العوامل، لملاحظة تأثيرهم على مختلف النتائج.

الكلمات الرئيسية

استقرار المنحدرات، تقوية المنحدرات، رواكز الأساس، عوارض الترسيح، PLAXIS، معامل الأمان.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX	xi
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS	xiv
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LA STABILITÉ DES TALUS	3
1. <i>INTRODUCTION</i>	3
2. <i>DIFFÉRENTS TYPES D'INSTABILITÉS</i>	4
2.1. Les glissements de terrain meuble	4
2.2. Les éboulements en terrain rocheux	4
2.3. Les coulées boueuses.....	5
2.4. Les fluages.....	6
3. <i>RECONNAISSANCE DU SITE</i>	6
3.1. Géologie et géomorphologie	6
3.2. Hydrogéologie.....	7
3.3. Caractéristiques mécaniques.....	7
3.4. Étude cinématique.....	8
4. <i>ÉTUDE DU PHÉNOMÈNE</i>	9
4.1. Évaluation qualitative de la stabilité.....	9
4.2. Évaluation quantitative de la stabilité	9
4.3. Identification des causes et facteurs d'instabilité.....	11
4.4. Surveillance des talus instable	13
4.5. Prévision de la rupture.....	13
5. <i>SYSTÈMES DE PARADES</i>	13
5.1. Approche douce.....	14
5.2. Approche dure	15
5.3. Choix d'un système de parade.....	17
6. <i>CONCLUSION</i>	18

CHAPITRE 2 : LE RENFORCEMENT DES TALUS INSTABLES	19
1. INTRODUCTION.....	19
2. TYPE DE RENFORCEMENT.....	19
3. PRINCIPES GÉNÉRAUX DE DIMENSIONNEMENT.....	20
3.1. Méthodes aux états limites ultimes.....	20
3.2. Méthodes aux états limites de service.....	22
3.3. Durabilité et comportement à long terme.....	22
3.4. Facteurs et chargements particuliers.....	23
4. RENFORCEMENT DES TALUS PAR CLOUAGE.....	23
4.1. Types d'éléments utilisés dans le clouage	23
4.2. Principe de dimensionnement	24
4.3. Exemple d'application.....	25
5. RENFORCEMENT DES TALUS PAR TIRANTS D'ANCRAGES.....	26
5.1. Types de tirants d'ancrage.....	26
5.2. Composants de base	26
5.3. Pré-dimensionnement des tirants d'ancrage.....	31
5.4. Exemple d'application.....	33
6. CONCLUSION	34
CHAPITRE 3 : PRÉSENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS	35
1. INTRODUCTION.....	35
2. INFORMATIONS GÉNÉRALES.....	35
2.1. Aperçu sur la méthode des éléments finis.....	35
2.2. Algorithme général de résolution	36
3. DÉFINITION DES DONNÉES	36
3.1. Types de modèles	37
3.2. Modélisation des sols.....	37
3.3. Modélisation de l'interaction sol-structure	40
3.4. Modélisation des éléments structure	41
3.5. Conditions initiales.....	43
4. FONCTIONS DE CALCUL	44
4.1. Type de calcul.....	44
4.2. Procédure du chargement	46
4.3. Contrôle du calcul	46
5. ANALYSE DES RÉSULTATS	48
5.1. Résultats (<i>output</i>)	48
5.2. Courbes (<i>curve</i>)	49
6. CONCLUSION	50
CHAPITRE 4 : PRÉSENTATION D'UN MODÈLE SUJET D'ÉTUDE.....	51
1. INTRODUCTION.....	51
2. PRÉSENTATION DU SITE.....	51
2.1. Géomorphologie	53
2.2. Litho-stratigraphie du site.....	53
3. DÉSORDRES SURVENUS SUR LE SITE.....	55
3.1. Témoignages	56
3.2. Commentaires.....	56
4. MÉCANISMES PROBABLES DES DÉSORDRES.....	58
4.1. Glissement de la couche de remblai	58

4.2. Action des eaux souterraines.....	58
4.3. Action de l'érosion marine.....	58
5. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE.....	58
5.1. Sondages.....	59
5.2. Pénétrromètre dynamique.....	60
5.3. Essai LEFRANC.....	60
5.4. Piézomètre.....	61
5.5. Essais d'identification.....	61
5.6. Essais œdométriques.....	61
5.7. Essais de cisaillement.....	62
6. CONCLUSION.....	62
CHAPITRE 5 : ANALYSE DU MODÈLE SUJET D'ÉTUDE.....	63
1. INTRODUCTION.....	63
2. DÉFINITION DES DONNÉES.....	63
2.1. Hypothèses générales.....	64
2.2. Géométrie du modèle.....	64
2.3. Caractéristiques des matériaux.....	64
2.4. Maillage et conditions aux limites.....	65
2.5. Conditions initiales.....	65
3. PROCÉDURES DE CALCUL.....	66
3.1. Initiation des contraintes.....	67
3.2. Chargement gravitaire.....	67
3.3. Coefficient de sécurité.....	67
4. PRINCIPAUX RÉSULTATS.....	67
4.1. Chargement gravitaire.....	67
4.2. Coefficient de sécurité.....	68
5. COMPARAISON ENTRE PLAXIS ET FLAC-SLOPE.....	69
6. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....	70
6.1. Effet des paramètres de calcul.....	70
6.2. Effet des paramètres géotechnique du remblai.....	71
6.3. Variation du niveau de la nappe.....	73
6.4. Adoucissement de la pente.....	74
7. CONCLUSION.....	75
CHAPITRE 6 : STABILISATION DU MODÈLE PAR RENFORCEMENT.....	76
1. INTRODUCTION.....	76
2. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES.....	76
3. RENFORCEMENT PAR PIEUX.....	77
3.1. Définition des données.....	77
3.2. Procédures de calcul.....	78
3.3. Principaux résultats.....	79
3.4. Étude paramétrique.....	80
4. APPLICATION DES TIRANTS D'ANCRAGES.....	83
4.1. Pré-dimensionnement des tirants d'ancrage.....	83
4.2. Définition des données.....	84
4.3. Procédures de calcul.....	85
4.4. Principaux résultats.....	85
4.5. Étude paramétrique.....	87
5. CONFIGURATION FINALE DU RENFORCEMENT.....	87

6. CONCLUSION	89
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	90
BIBLIOGRAPHIE	92
ANNEXES.....	94
ANNEXE A	95
1. MOUVEMENTS DE PENTES ENTRE TÉNÈS ET CHERCHELL (120 km)	95
2. RISQUE DE RUPTURE DE TALUS ENTRE TÉNÈS ET CHERCHELL (120 km)	97
ANNEXE B.....	98
ANNEXE C.....	99
1. RÉSULTATS DES SONDAGES.....	99
2. RÉSULTATS DU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE.....	100

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

1. LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Types de glissements en terrains meubles	4
Figure 1.2 Types d'éboulements en terrains rocheux.....	5
Figure 1.3 Coulée boueuse (JANVIER 2008, RN 11, CHERCHELL, ALGÉRIE)	5
Figure 1.4 Fluage (JANVIER 2008, RN 11, CHERLCELL, ALGÉRIE)	6
Figure 1.5 Courbe effort-déformation type d'un essai de cisaillement.....	8
Figure 1.6 Exemple de courbes inclinométriques.....	9
Figure 1.7 Procédé général d'étude de la stabilité des talus.....	10
Figure 1.8 Systèmes de parades.....	14
Figure 1.9 Systèmes de parades par approche douce.....	14
Figure 1.10 Systèmes de parades par approche dure	15
Figure 1.11 Conditions et contraintes de choix d'un système de parade.....	17
Figure 2.1 Types de renforcements utilisés pour la stabilisation des talus	20
Figure 2.2 Calcul de la stabilité d'un talus renforcé par la méthode des tranches	21
Figure 2.3 Stabilisation par ancrages précontraints	22
Figure 2.4 Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al., 1991).....	24
Figure 2.5 Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage (ligne PARIS-LYON, km 23).....	25
Figure 2.6 Principe de la stabilisation des talus par tirants d'ancrage	26
Figure 2.7 Composants de base du tirant d'ancrage	27
Figure 2.8 Formes de la tête d'ancrage des différents tirants	27
Figure 2.9 Sections d'armatures de différents tirants d'ancrage.....	28
Figure 2.10 Types de scellement utilisés actuellement	29
Figure 2.11 Phases d'exécution d'un parement à ancrages.....	30
Figure 2.12 Calcul des efforts d'ancrage horizontaux.....	31
Figure 2.13 Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage.....	33
Figure 3.1 Maillage pour la résolution des problèmes aux limites par différentes méthodes de discrétisation ...	36
Figure 3.2 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (input).....	36
Figure 3.3 Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	37
Figure 3.4 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	37
Figure 3.5 Paramètres de base du modèle en relation avec le comportement réel du sol	38
Figure 3.6 Définition de E_0 et de E_{50}	39
Figure 3.7 Nœuds et points de contrainte dans les éléments	40
Figure 3.8 Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés	41
Figure 3.9 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments plaques.....	41
Figure 3.10 Applications incluant des géogrilles.....	42
Figure 3.11 Position des nœuds et points de contrainte sur les géogrilles.....	43
Figure 3.12 Modélisation inexacte et exacte des pressions d'eau extérieures	43
Figure 3.13 Exemples de surfaces non horizontales et de stratifications non horizontales.....	43
Figure 3.14 Fenêtre principale du programme de calcul calculations.....	45
Figure 3.15 Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique	47
Figure 3.16 Procédure itérative pour le contrôle des calculs	47
Figure 3.17 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme output	48
Figure 3.18 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme curve	49
Figure 4.1 Présentation de TÉNÈS et positionnement du site	52
Figure 4.2 Présentation du site, et ouvrages menacés	52
Figure 4.3 Géomorphologie du site.....	53
Figure 4.4 Points d'observations pour la description litho-stratigraphique du site	53
Figure 4.5 Point d'observation 1, orientation est.....	54
Figure 4.6 Point d'observation 2, orientation ouest.....	54

Figure 4.7 Point d'observation 2, orientation sud-ouest.....	54
Figure 4.8 Point d'observation 3, orientation sud-est.....	54
Figure 4.9 Point d'observation 1, orientation ouest.....	55
Figure 4.10 Point d'observation 4, orientation nord.....	55
Figure 4.11 Ponts d'observations des désordres survenus sur le site.....	55
Figure 4.12 Point d'observation 1, orientation ouest.....	56
Figure 4.13 Point d'observation 2, orientation ouest.....	56
Figure 4.14 Point d'observation 3, orientation sud.....	57
Figure 4.15 Point d'observation 4, orientation nord-ouest.....	57
Figure 4.16 Point d'observation 5, orientation nord.....	57
Figure 4.17 Point d'observation 6, orientation nord-ouest.....	57
Figure 4.18 Points d'implantation des essais géotechniques.....	59
Figure 4.19 Profondeur des couches de sol (reconnaissance par sondages)	59
Figure 4.20 Sondage au point d'essais n°2	60
Figure 5.1 Profil du modèle à analysé.....	63
Figure 5.2 Domaine d'analyse.....	64
Figure 5.3 Génération du maillage et les conditions aux limites	65
Figure 5.4 Conditions hydrauliques initiales	66
Figure 5.5 Comparaison entre les résultats du calcul des contraintes initiales.....	67
Figure 5.6 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=0.282$).....	68
Figure 5.7 Pas de calcul en fonction du coefficient de sécurité ($F_s=0.272$)	68
Figure 5.8 Contour des contraintes et déformations ($F_s=0.272$).....	69
Figure 5.9 Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus ($F_s=0.272$).....	69
Figure 5.10 Analyse du modèle sujet d'étude avec FLAC-SLOPE ($F_s=0.372$).....	70
Figure 5.11 Influence des paramètres de calcul sur le coefficient de sécurité	71
Figure 5.12 Influence de la cohésion et l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité	71
Figure 5.13 Influence du module de YOUNG et du coefficient de POISSON sur le coefficient de sécurité.....	72
Figure 5.14 Influence du poids volumique et l'angle de dilataance sur le coefficient de sécurité.....	72
Figure 5.15 Variation des paramètres géotechniques pour le calcul du coefficient de sécurité	73
Figure 5.16 Influence de la nappe sur la surface de rupture.....	74
Figure 5.17 Influence de l'adoucissement de la pente sur les principaux résultats	74
Figure 6.1 Domaine d'analyse (renforcement par pieux).....	77
Figure 6.2 Coffrage métallique pour la réalisation des pieux	77
Figure 6.3 Définition de la phase de calcul n°2 (renforcement par pieux)	78
Figure 6.4 Résultats du renforcement par pieux ($F_s=1.145$)	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6.5 Déplacements des pieux.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6.6 Directions principales des déformations tangentielles (renforcement par pieux) ($F_s=1.145$).....	80
Figure 6.7 Surface de rupture en fonction de la profondeur des pieux.....	82
Figure 6.8 Proposition du renforcement par pieux et tirants d'ancrages	83
Figure 6.9 Flexion des pieux en fonction de la force équivalente.....	83
Figure 6.10 Domaine d'analyse (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)	84
Figure 6.11 Définition de la phase de calcul n°2 (renforcement par pieux et tirants d'ancrages).....	85
Figure 6.12 Résultats du renforcement par pieux et tirants d'ancrages ($F_s=1.285$)	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6.13 Comparaison entre le déplacement des pieux, sans et avec tirants d'ancrage	86
Figure 6.14 Directions principales des déformations tangentielles	86
Figure 6.15 Configuration finale de la stabilisation du modèle sujet d'étude par renforcement	88
Figure 6.16 Résultats de la stabilisation du modèle par renforcement ($F_s=1.3$).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 6.17 Représentation de la surface de rupture avant et suite à la stabilisation par renforcement	88
Figure A.1 Mouvements de pentes sur un tronçon de 120 km.....	95
Figure A.3 Risque de mouvements de pentes sur un tronçon de 120 km	97
Figure B.1 Résultats des sondages.....	99
Figure B.2 Résultats du pénétromètre dynamique	100

Figure C.1 Algorithme de résolution générale du code PLAXIS	98
---	----

2. LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Méthodes d'évaluation quantitative de la stabilité des talus	10
Tableau 2.1 Propriétés des couches de sols de l'exemple d'application du clouage.....	26
Tableau 2.2 Propriétés des tirants d'ancrage de type ordinaire (SABATINI, et al., 1999)	32
Tableau 2.3 Propriétés des tirants d'ancrage de type précontraint (SABATINI, et al., 1999).....	32
Tableau 2.4 Valeurs évaluées de transfert de charge des efforts d'ancrage dans le sol	32
Tableau 2.5 Propriétés des tirants de l'exemple de stabilisation avec tirants d'ancrages	33
Tableau 4.1 Essais géotechniques réalisés par le LCTP (JANVIER 2005).....	59
Tableau 4.2 Résultats du pénétromètre dynamique, LCTP (JANVIER 2005).....	60
Tableau 4.3 Profondeur de la nappe phréatique, LCTP (JANVIER 2005)	61
Tableau 4.4 Résultats des essais d'identification, LCTP (JANVIER 2005)	61
Tableau 4.5 Résultats des essais œdométriques, LCTP (JANVIER 2005).....	61
Tableau 4.6 Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE, LCTP (JANVIER 2005).....	62
Tableau 5.1 Propriétés des couches de sols	65
Tableau 5.2 Propriétés du bâtiment	65
Tableau 5.3 Phases de calcul	66
Tableau 5.4 Informations sur le déroulement des calculs.....	67
Tableau 5.5 Informations sur la génération automatique du maillage	70
Tableau 5.6 Influence de la nappe sur le coefficient de sécurité.....	74
Tableau 6.1 Propriétés des pieux	78
Tableau 6.2 Phases de calcul (renforcement par pieux)	78
Tableau 6.3 Informations sur le déroulement des calculs (renforcement par pieux).....	79
Tableau 6.4 Influence du diamètre des pieux sur les principaux résultats.....	80
Tableau 6.5 Influence de l'interaction sol-pieux sur les principaux résultats.....	81
Tableau 6.6 Influence de la profondeur des pieux sur les principaux résultats.....	81
Tableau 6.7 Influence de la profondeur des pieux (A) sur les principaux résultats	81
Tableau 6.8 Influence de la profondeur des pieux (B) sur les principaux résultats.....	82
Tableau 6.9 Propriétés des tirants d'ancrages.....	84
Tableau 6.10 Phases de calcul (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)	85
Tableau 6.11 Informations sur le déroulement des calculs.....	85
Tableau 6.12 Influence de la profondeur d'ancrage des tirants	87
Tableau 6.13 Influence de l'effort d'ancrage sur les principaux résultats	87
Tableau 6.14 Coefficient de sécurité à chaque étape de renforcement.....	88

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

1. LETTRES GRECQUES

ν	Coefficient de POISSON	[-]
φ	Angle de frottement	[°]
φ'	Angle de frottement effectif	[°]
φ'_R	Angle de frottement résiduel	[°]
ψ	Angle de dilatance	[°]
γ	Poids volumique du sol	[kN/m ³]
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé	[kN/m ³]
γ_d	Poids volumique du sol sec	[kN/m ³]
σ'_c	Pression de consolidation	[kPa]
σ	Contrainte normale totale	[kPa]
σ'	Contrainte normale effective	[kPa]
u	Pression interstitielle	[kPa]
τ	Contrainte de cisaillement	[kPa]

2. LETTRES LATINES

LCPC	Laboratoire centrale des ponts et chaussées (FRANCE)	
LCTP	Laboratoire centrale des travaux publics (ALGÉRIE)	
MEF	Méthode des éléments finis	
MDF	Méthode des différences finis	
FHWA	Administration fédérale des routes des ÉTATS-UNIS (<i>federal highway administration</i>)	
UNESCO	Organisation des nations unies pour l'éducation, la science et la culture	
UNDRO	Bureau coordinateur des nations unies pour les secours en cas de catastrophes	
SECOROUT	Société d'engineering et construction d'ouvrages routiers	
SNCF	Société nationale des chemins de fers (FRANCE)	
CNAS	Caisse nationale des assurances des salariés	
CTC	Office nationale du contrôle technique de la construction	
F_s	Coefficient de sécurité	[-]
E	module de YOUNG	[kPa]
$E_{\text{œd}}$	Module œdométrique	[kPa]
G	Module de cisaillement	
c	Cohésion	[kPa]
c'	Cohésion effective	[kPa]
c_u	Résistance au cisaillement non drainé	[kPa]
c'_R	Cohésion résiduelle	[kPa]
w	Teneur en eau	[%]
S_r	Degré de saturation	[%]
w_L	Limite de liquidité	[-]
w_P	Limite de plasticité	[-]
I_p	Indice plasticité	[-]
I_C	Indice de consistance	[-]
I_L	Indice de liquidité	[-]
C_C	Indice de compressibilité	[-]
C_S	Indice de gonflement	[-]
q_d	Résistance a la pointe du pénétromètre dynamique	[kPa]
T	Effort d'ancrage	[kN]
p_e	Pression des terres	[kPa]
e	Indice des vides	[-]
e_0	Indice des vides initial	[-]

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La terre a un cycle de vie qui lui est propre ; ses roches naissent, vieillissent et meurent, puis renaissent dans le cœur en fusion de notre planète. Les mouvements de pentes font parties de ce processus naturel. Malheureusement il arrive que les hommes se trouvent sur leurs chemins.

Les glissements de terrain peuvent avoir des conséquences dévastatrices, étant donné qu'ils ont des effets sur les communautés, les conditions de vie et l'économie, tant au niveau régional que national.

L'ALGÉRIE, qui connaît un grand développement d'infrastructures, est appelée à subir constamment ce phénomène. Le risque croît en raison de l'explosion démographique, d'une urbanisation croissante, de développement dans les zones à fortes pentes, de déforestation des versants et d'augmentation des précipitations régionales causée par les changements climatiques. Le besoin de mettre en commun l'expérience des scientifiques et les outils pour faire face à ce problème, en étudiant en permanence des moyens et systèmes de parades, a été ressenti.

Les méthodes traditionnelles, pour la plupart issues de l'expérience acquise sur des ouvrages isolés, reposent le plus souvent sur l'analyse de la résistance de ces ouvrages vis-à-vis de la rupture. L'analyse du comportement des systèmes de parades et celle de leurs impacts sur les talus, par ces méthodes, reste limité et manque de précision.

Actuellement, l'utilisation de la réalité virtuelle pour la simulation des problèmes en ingénierie est plus avantageuse. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes. Aussi, l'usage de ces méthodes permet la vérification de la stabilité des talus, sans ou avec système de stabilisation, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et des contraintes dans les structures du renforcement et d'aider à leur dimensionnement.

En ALGÉRIE, 109 452 km de routes assurent près de 90 % du volume des échanges. Une partie assez importante de ces routes, qui se trouvent dans les régions montagneuses, est souvent menacée par les mouvements de pentes et des systèmes de parade deviennent nécessaires. Parfois, le manque d'espace et de temps font que la stabilisation par renforcement, et inclusion d'éléments résistants, soit la solution la plus judicieuse.

La route reliant TÉNÈS à CHERCHELL présente plusieurs cas de glissements. Notre attention a été attiré par un cas, parmi eux, qui nous a paru le plus intéressant à étudier, car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo-mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route importante, des bâtiments à usage d'habitation, une muraille historique d'avant 1900, des habitations individuelles et un musée historique.

Dans ce contexte, on propose de traiter ce cas de glissement par simulation numérique, de cerner sa cinématique et d'estimer l'impact du renforcement sur sa stabilisation en utilisant un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis. On cherchera donc à quantifier l'apport du renforcement par pieux d'une part, et celui des tirants d'ancrages, d'autre part.

Pour cela, dans le premier chapitre, il nous a paru avant tout nécessaire de présenter une brève synthèse, des connaissances relatives, sur la stabilité des talus, leurs études, ainsi que leurs méthodes de stabilisation.

Dans le second chapitre, nous présentons le renforcement des talus : un système de parade par inclusion d'éléments structuraux, souvent utilisé pour la stabilisation des pentes dans les voies de communication.

Le troisième chapitre est consacré à la description de l'outil numérique PLAXIS, un logiciel spécialement destiné à l'analyse, en deux dimensions, des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques.

Par la suite, le quatrième chapitre est une étude qualitative du cas de glissement de terrain, qui a été cité ci-dessus.

Le cinquième chapitre met en relief des résultats obtenus, suite à l'analyse quantitative de la stabilité du modèle sujet d'étude. Aussi, nous montrons l'influence des différents paramètres, géotechniques, hydrauliques et géométriques, sur différents résultats.

Ensuite, nous proposons et appliquons, dans le sixième chapitre, deux méthodes de renforcement pour la stabilisation du cas étudié. Des études paramétriques sont faites pour voir l'effet des paramètres de chaque type de renforcement, sur les principaux résultats.

Enfin, nous terminons cette étude par une conclusion regroupant les principaux résultats et quelques propositions de sujets à traiter.

GÉNÉRALITÉS SUR LA STABILITÉ DES TALUS

1. INTRODUCTION

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements de talus menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur de la zone de rupture ou du secteur instable.

En ALGÉRIE, deux grandes particularités font l'originalité du problème. En premier, le climat qui fait que si la saison hivernale est de plus en plus pluvieuse (du moins à l'est du pays), l'été est caractérisé par une période très chaude pendant laquelle la dessiccation pénètre très profondément dans les sols, tarissant les nappes des talus. En second, la stratigraphie de l'ATLAS qui borde la totalité de la façade méditerranéenne du pays, est marquée par d'épaisses séries marneuses et argileuses qui forment des dépressions topographiques propices à l'établissement des villes et des infrastructures.

L'étude de la stabilité des talus et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée, de la mécanique des roches et de la mécanique des sols. Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité de talus, qui peut être temporaire, définitif (durée de vie humaine) ou évolutif, dans diverses circonstances :

- **Talus naturel en mouvement** : dont l'état actuel résulte d'une histoire géologique : prévision d'évolution, stabilisation, adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;
- **Glissement avec rupture** : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;
- **Création de remblais ou de déblais** : dimensionnement des talus, avec renforcement si nécessaire ; cas des barrages en terre, des routes et voies ferrées (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sol mou (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction).

2. DIFFÉRENTS TYPES D'INSTABILITÉS

Les mouvements qui affectent les talus sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique. De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères. Celle qui est présentée ci-dessous, basée sur la nature des matériaux et le type de déplacement, a été proposée par COLAS et PILOT en 1976 :

- **Les glissements en terrain meuble** : caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- **Les éboulements en terrain rocheux** : engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- **Les coulées boueuses** : assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses sur des distances parfois importantes ;
- **Les fluages** : qui sont des déformations plastiques du talus, sans rupture.

Ces types d'instabilité ou mouvement de talus instable sont désignés par le terme anglo-saxon *LANDSLIDES* qui s'est imposé au plan international, et qui a été adopté par l'association internationale de géologie de l'ingénieur et officiellement retenu par l'UNESCO et l'UNDRO.

2.1. Les glissements de terrain meuble

Les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices, telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. On observe des glissements de formes variées :

- **Glissements rotationnels** : à surface de rupture à peu près circulaire (figure 1.1(a)) ;
- **Glissements plans** : dont la surface de rupture est plane dans sa grande partie (figure 1.1(b)) ;
- **Glissements composites** : avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe.



(a) Rotationnel (JANVIER 2008, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE)



(b) Plans (MAI 2007, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE)

Figure 1.1 Types de glissements en terrains meubles

2.2. Les éboulements en terrain rocheux

Les éboulements au sens large, sont des mouvements rapides de masses rocheuses. Le matériau éboulé, qui se détache d'un massif rocheux selon une surface de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Trois catégories d'éboulement peuvent être distinguées :

- **Les éboulements** : au sens strict, se produisent lorsqu'un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule (figure 1.2(a)) ;
- **Les écroulements** : ils peuvent se produire lorsqu'un grand volume du massif rocheux se détache soudainement, le mécanisme peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement (figure 1.2(b)) ;
- **Les chutes de pierres et de blocs** : caractérisées par la chute éparpillée de blocs plus ou moins isolés.



(a) Éboulement (MAI 2007, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE)



(b) Écroulement (JANVIER 2008, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE)

Figure 1.2 Types d'éboulements en terrains rocheux

2.3. Les coulées boueuses

Les coulées boueuses ont la particularité de mettre en mouvement un mélange de matériaux meubles (sol, couverture végétale, eau) qui s'écoule rapidement à la surface du talus. Un passage graduel peut exister entre les glissements et les coulées, lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée.



Figure 1.3 Coulée boueuse (JANVIER 2008, RN 11, CHERCHELL, ALGÉRIE)

Les coulées survenues à proximité des routes, peuvent provoquer de graves accidents de circulations. La figure 1.3, représente un ouvrage de soutènement de type gabion partiellement couvert par une coulée boueuse. On remarque ainsi, l'inadaptation de ce type de soutènement pour ce genre de mouvement de talus, et l'importance de la collecte des eaux de surface avant qu'elle n'affecte le talus en profondeur, et ne déclenche le phénomène.

2.4. Les fluages

Le fluage est une déformation lente et permanente sur de longues durées, affectant les matériaux meubles et rocheux. Ce phénomène se manifeste par des déformations continues sans rupture, ou par un mouvement discontinu. Contrairement au glissement de terrain, il n'y a pas de formation de surfaces de cisaillement continues, au sein du massif. La figure 1.4 représente un mouvement de pente par fluage, remarqué par une l'inclinaison des arbres.



Figure 1.4 Fluage (JANVIER 2008, RN 11, CHERLCHELL, ALGÉRIE)

3. RECONNAISSANCE DU SITE

3.1. Géologie et géomorphologie

La première étape d'une étude de stabilité des talus est l'établissement de la structure géologique du site (nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc.).

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable. Ceci permet de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- **Dépouillement d'archives** : de dossiers d'études d'ouvrages, et enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages ;
- **Levés morphologique et géologique du terrain** : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- **Photo-interprétation** : géologie, géomorphologie, etc. ;
- **Géophysique** : fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction) ;
- **Sondages** : destructifs ou carottés et diagraphies.

3.2. Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans l'instabilité de talus (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. (DURVILLE, et al., 1991). Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (écoulements, alimentation, etc.).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

3.3. Caractéristiques mécaniques

L'étude mécanique des talus suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet.

Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de MOHR (σ, τ), est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine c (cohésion) et de pente $\tan \varphi$ (angle de frottement), exprimer par la loi de COULOMB ($\tau = c + \sigma \tan \varphi$).

3.3.1. Sols grenus et sols fins

Pour les sols grenus, les études de stabilité sont souvent réalisées avec les caractéristiques mécaniques mesurées à court terme en raison des fortes perméabilités. Il faut noter aussi que s'ils sont propres, secs et purement pulvérulents, leur cohésion est nulle.

Pour les sols fins, les études de stabilité doivent être effectuées, à court et à long terme, car la rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai non consolidé non drainé (c_{uu} ; $\varphi_{uu} = 0$). A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai consolidé drainé ou éventuellement consolidé non drainé (c' et φ') avec mesure de la pression interstitielle.

3.3.2. Résistance de pic, résistance résiduelle

L'existence d'un pic marqué sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction de la déformation ou du déplacement dépend de l'état de compacité du sol au début du cisaillement ; on l'observe dans les argiles surconsolidées et les sables denses. Après un grand déplacement, la résistance tend vers une valeur dite résiduelle, caractérisée par une cohésion quasi nulle et un angle de frottement affaibli, en raison de la réorientation des particules sur la surface de glissement (figure 1.5).

Pour un calcul, à priori, les caractéristiques mécaniques à utiliser sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter, les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

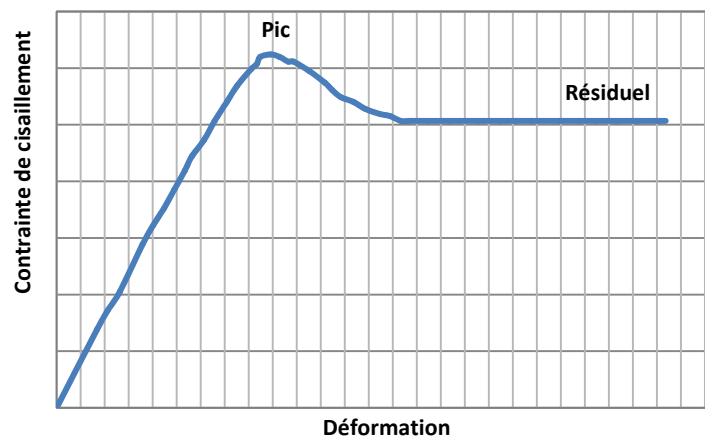


Figure 1.5 Courbe effort-déformation type d'un essai de cisaillement

3.3.3. Évaluation de la résistance au cisaillement

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement :

- **Mesure (*IN SITU*)** : au scissomètre ;
- **Mesure au laboratoire** : appareil triaxial, boîte de cisaillement ;
- **Estimation** : par expérience ou par utilisation de relations empiriques reliant la résistance à d'autres caractéristiques géotechniques (cela n'est recommandé pour les projets) ;
- **Analyse à rebours** : on détermine les caractéristiques par calage sur un mouvement de talus déclaré (qui est un essai de cisaillement en vraie grandeur); cela nécessite de faire des hypothèses sur le réseau hydraulique au moment de la rupture.

3.4. Étude cinématique

L'objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser, les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; celle-ci est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique (figure 1.6), réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et par intégration sa déformation. Elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture. L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement.

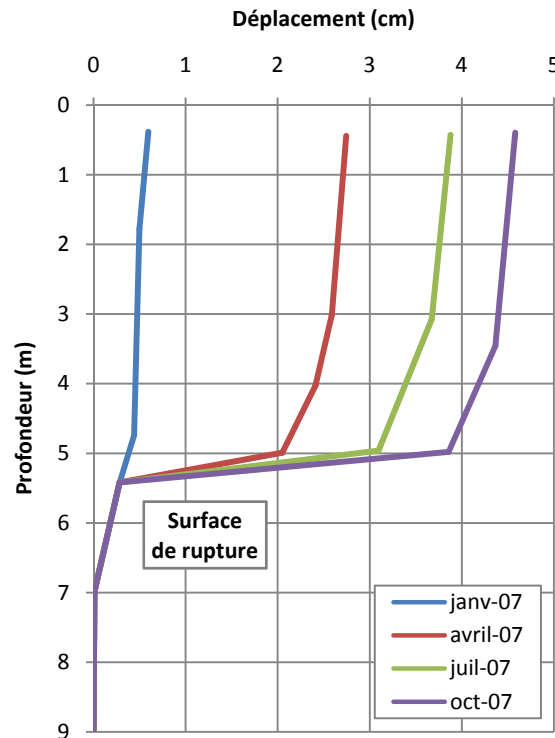


Figure 1.6 Exemple de courbes inclinométriques mettant en évidence une surface de rupture (DURVILLE, et al., 1991)

4. ÉTUDE DU PHÉNOMÈNE

Les problèmes de la stabilité des talus sont perçus différemment selon les caractéristiques géologiques et climatiques locales, ainsi que les causes et les mécanismes conduisant à la rupture. Dans un cas critique la recherche d'un bon système de parade, devient la préoccupation principale. Plusieurs procédés sont utilisés pour mener à terme une étude de la stabilité d'un talus, malgré leur diversité, il est possible de faire rentrer une grande majorité dans un organigramme général (figure 1.7).

4.1. Évaluation qualitative de la stabilité

Par observation, sur la base d'expériences acquise par les ingénieurs, une évaluation qualitative de la stabilité peut être faite. Il peut en être déduit que le talus est stable, instable ou peut être instables. Dans ce dernier cas, il faut procéder à une investigation géotechnique, si cela n'a pas déjà été fait, préciser le régime hydrologique par mesures et la détermination du réseau d'écoulement.

4.2. Évaluation quantitative de la stabilité

L'analyse quantitative est faite, afin de donner dans tous les cas marginaux, une réponse d'ingénieur chiffrée en termes de coefficient de sécurité, de contraintes et de déformations.

La valeur du coefficient de sécurité adoptée est fonction des situations. Pour les ouvrages en génie civil, la valeur utilisée est rarement inférieure à 1.5, elle peut être de 2 voire 2.5 (grand risque) ; pour certains sites particuliers le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3.

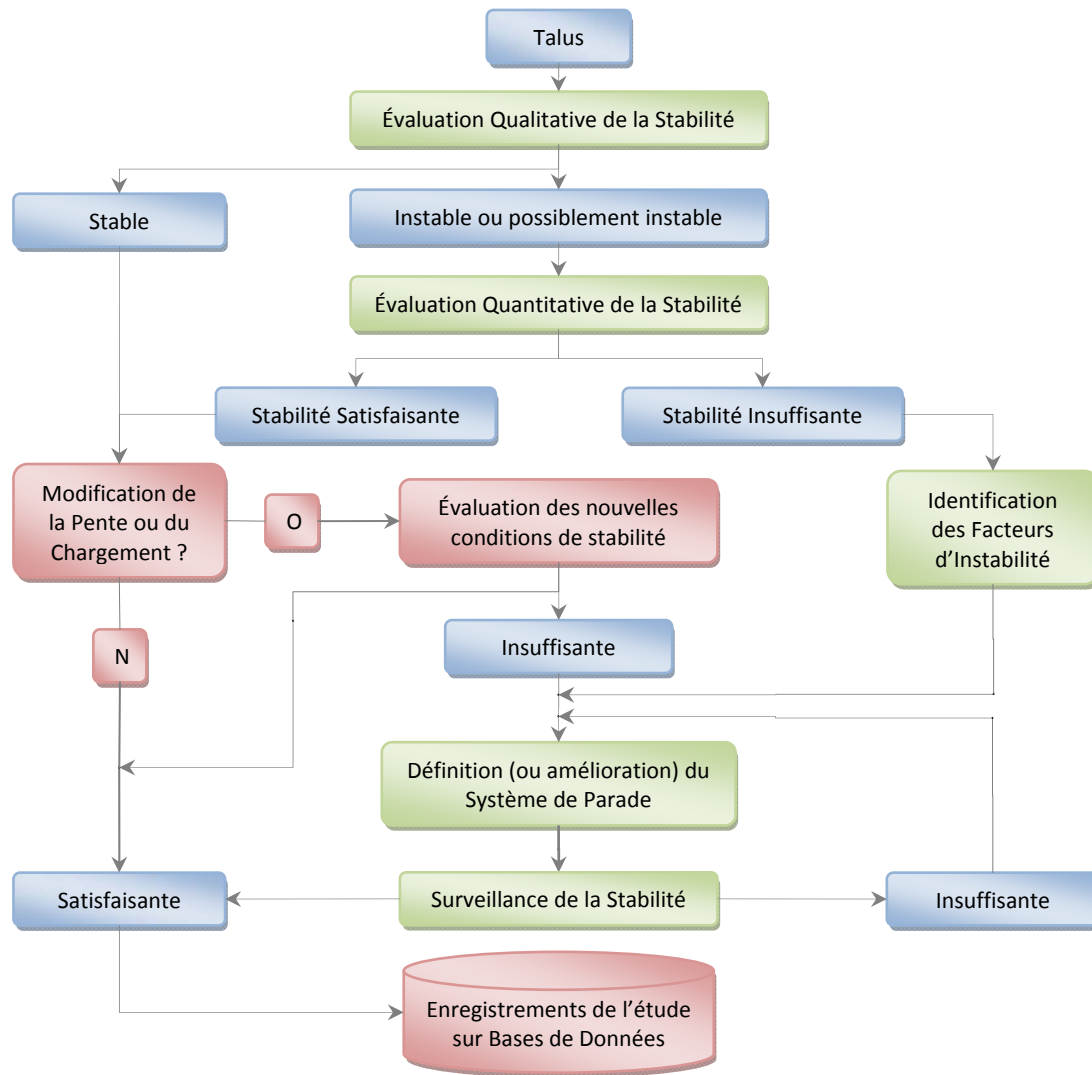


Figure 1.7 Procédé général d'étude de la stabilité des talus

Pour l'analyse de la stabilité, le choix peut porter sur les méthodes d'équilibre limite, de discrétisation et probabilistes (tableau 1.1). Ces méthodes sont présentées plus en détail par MELOUKA (2003). Les méthodes d'équilibre limite peuvent être rapides et efficaces, dans certains cas, en utilisant les abaques et tableaux de TAYLOR, BISHOP, MORGENSTERN, SPENCER, etc.

Tableau 1.1 Méthodes d'évaluation quantitative de la stabilité des talus

Méthodes d'équilibre limite	Méthodes de discrétisation	Méthodes probabilistes
CULMANN, 1886	Éléments finis, 1967	Simulation de MONTE-CARLO
Pentes infinies, 1910	Différences finies	Évaluation de point
FELLENIOUS, 1927	Éléments distincts	Analyse statistique
Cercle de frottement, 1937	Éléments de frontières	
BISHOP, 1954		
JANBU, 1956		
BISHOP et MORGENSTERN, 1960		
MORGENSTERN et PRICE, 1965		
Ligne spirale logarithmique, 1969		
Méthode de SARMA, 1973		
Perturbation, 1974		

4.3. Identification des causes et facteurs d'instabilité

Si les causes des mouvements de talus sont diverses, il existe toujours un ou plusieurs facteurs de déclenchement. Les classifications suivantes ont été présentées par BENZENINE (2005).

4.3.1. LCPC (2000)

Selon le LCPC ces facteurs peuvent être groupés en deux familles ; certains sont permanents et prédisposent un talus à son instabilité, tandis que d'autres sont variables dans le temps, et sont à l'origine du déclenchement des mouvements.

4.3.1.1. Facteurs permanents

- **La pesanteur** : elle constitue le moteur essentiel des mouvements de talus qualifiés souvent de gravitaires ;
- **L'eau** : elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains ;
- **La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains** : un terrain est caractérisé par sa nature, son histoire. Les terrains affectés par des grands glissements anciens sont fragilisés, et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine ;
- **La structure des terrains** : la tectonique, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités. Les joints sédimentaires et les plans de schistosité sont des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte ;
- **La morphologie** : la pente des talus ainsi que leur forme, sont des facteurs de risque ;
- **Le couvert végétal** : il joue souvent un rôle stabilisateur, cependant la végétation peut être indicatrice des glissements ; il est possible de localiser et de déterminer un glissement à partir de la tenue des arbres : arbre en pipe, arbres inclinés, paquet d'arbres isolés.

4.3.1.2. Facteurs variables dans le temps

- **Les précipitations** : les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide ;
- **La température** : les variations de température sont un facteur déclenchant des chutes de pierres ou de blocs, à cause de la dilatation ;
- **Le gel et dégel** : le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9 % environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures ; ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain ; le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des coulées ou à des éboulements ;
- **Le séisme et le volcanisme** : Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente, l'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des talus.

4.3.2. GUPTA et ANBALAGAN (1997)

Les facteurs d'instabilité retenus par GUPTA et ANBALAGAN sont :

- La lithologie ;
- La relation entre orientations des discontinuités et du versant ;
- La valeur de la pente ;
- Le relief, et la dénivelée locale ;

- Les conditions hydrogéologiques ;
- Le degré de couverture du sol par la végétation.

4.3.3. Fares (1994)

Selon FARES, le déclenchement d'un mouvement de terrain résulte de l'action simultanée de plusieurs facteurs. Certains sont permanentes et relatifs aux caractéristiques intrinsèques du matériau, les autres sont dynamiques avec une fréquence et une intensité dans le temps et dans l'espace.

4.3.3.1. Facteurs permanents

- **La lithologie** : la nature lithologique des versants constitue la matière première des mouvements de terrain, à titre d'exemple la présence habituelle de gypse implique systématiquement une instabilité ; la direction et le pendage des couches jouent un rôle initiatique dans la formation des surfaces de rupture et conditionne le type de mouvement. Il y aura ainsi un risque de glissement quand la structure du versant est conforme à la pente ;
- **La morphologie** : le dénivelé représente la hauteur et l'énergie du relief ; ses relations avec la genèse des mouvements de talus ne sont pas directes du fait que certains faciès résistants, forment des reliefs montagneux sans l'apparition des indices d'instabilités. L'aspect des versants est représenté par le profil transversal concave ou convexe et par leur longueur. La dissection des versants augmente la surface d'attaque par la multiplication des interfluves avec des formes diverses qui reflètent leur instabilité ;
- **La géomorphologie** : L'étude géomorphologique d'un versant est indispensable pour la prévision des mouvements de talus. La plupart des glissements de terrain résultent de la réactivation partielle d'anciennes unités et présentent donc un héritage géomorphologique.

4.3.3.2. Facteurs dynamique

- **Le climat** : la présence massive d'eau a un rôle immédiat dans le déclenchement des mouvements de terrain. Les actions de la température, de l'isolation, de l'évaporation s'ajoutent à celle de l'eau pour l'affaiblissement des propriétés mécaniques du matériau.
- **L'hydrologie** : l'eau est un agent capital de la morphologie, qu'elle s'écroule en surface ou qu'elle chemine en profondeur ; elle peut déstabiliser les versants en érodant les berges des ravins.
- **Le couvert végétal** : la couverture végétale exerce souvent une action stabilisante sur les talus. Cette action se manifeste par l'interception de l'énergie cinétique des eaux de ruissellement et des précipitations, l'évaporation, l'amélioration de la qualité physique du sol par la structure des racines et la fixation du manteau d'altération susceptible de glisser par rapport à son substratum.
- **L'action de l'homme** : les points sur lesquels, l'action de l'homme peut déclencher ou accélérer un mouvement de terrain sont : la charge en tête du talus, le déchargement du pied de talus, les travaux de terrassement, la modification du ruissellement en surface, le déboisement, etc.
- **La dynamique actuelle des mouvements de terrain** : en matière de prévision, lorsqu'un secteur instable menace dangereusement une population, il convient de prévoir un programme de reconnaissance pour estimer les paramètres de forme et installer un dispositif de surveillance.
- **La sismicité** : l'évaluation de l'action du facteur sismique, nécessite la mise en place d'un réseau de sismographes selon un maillage adéquat pour délimiter les zones sismiquement

actives, pour effectuer par la suite des cartes qui trouveront leur utilité dans les études géotechniques, d'aménagement, d'urbanisme, d'habitabilité ou de risques liés aux mouvements de terrain.

4.4. Surveillance des talus instable

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certain temps, une solution de surveillance peut être choisie. L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises, telles que la mise en place d'un confortement supplémentaire, l'évacuation de la zone instable, la fermeture d'un tronçon de route, etc. La mise en place d'un système de surveillance suppose les définitions suivantes :

- **Paramètres mesurés** : cinématiques (en surface ou en profondeur), hydrauliques (pression interstitielle au niveau de la surface de rupture), et météorologiques.
- **Position et le nombre des points de mesure dans le site** ;
- **Fréquence d'acquisition** : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;
- **Mode de transmission et de dépouillement des informations** ;
- **Exploitation** : définition du seuil d'alerte, et mesures à prendre en cas d'urgence.

4.5. Prévision de la rupture

Deux familles de méthodes permettent de faire de la prévision des mouvements des versants instables : les prévisions à partir des séries de données cinématiques, reposant principalement sur la seule observation de l'évolution passée des déplacements et/ou des vitesses ; et les prévisions à partir d'analyses multivariées, dépendant fortement des conditions météorologiques. (ALLAL, 2006)

Dans la première approche, on s'intéresse au cas où l'on dispose d'une série de données chronologique (ensemble de données classées en fonction du temps), sans tenir compte d'éventuelles influences extérieures. La prévision se déroule en deux temps : une modélisation de la série de mesure retenue ; et la prévision de l'évolution future, basée sur cette modélisation, avec pour hypothèse fondamentale que l'évolution future constitue un prolongement de l'évolution passée. Deux méthodes peuvent être utilisées pour la prévision de la date de rupture, la méthode de SAITO, et la méthode d'ASAOKA.

Pour la seconde, l'utilisation des modèles multivariées permettent une interprétation du phénomène physique ; ils supposent l'existence d'une ou plusieurs variables entrées et d'une ou plusieurs variables sorties. La pratique de cette méthode est la définition de l'aléa en utilisant plusieurs approches : statistiques, modélisation mathématique, et l'intelligence artificielle (combinaison statistique et modélisation mathématique).

L'aléa est la probabilité d'apparition d'un phénomène donné, sur un territoire donné, dans une période de référence donnée. C'est un moyen de prévision spatiale des mouvements de pentes. La réalisation de la carte d'aléa consiste à délimiter les zones affectées par les mouvements de talus ou susceptibles de l'être, et à fournir une appréciation de l'aléa dans chaque zone.

5. SYSTÈMES DE PARADES

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par les mouvements : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches : douce et dure (figure 1.8).

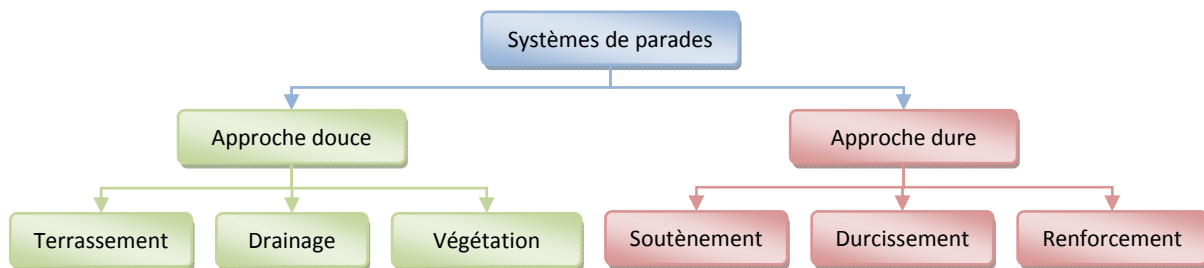


Figure 1.8 Systèmes de parades

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un système de parade, il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité de 1.5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de répartition après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1.3.

5.1. Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure 1.9.

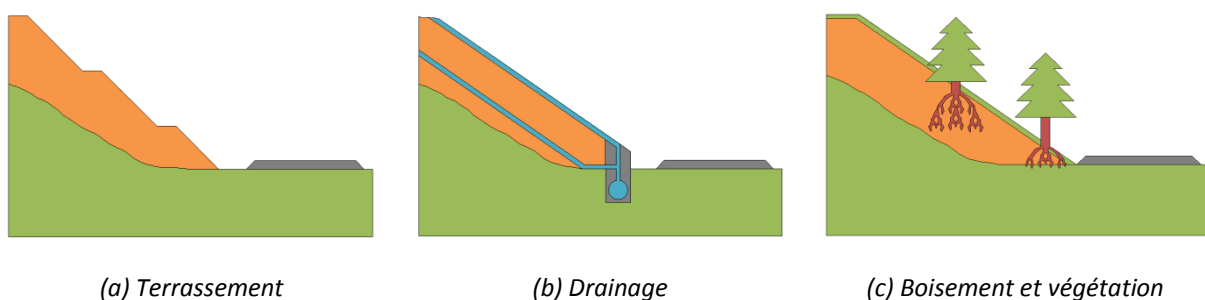


Figure 1.9 Systèmes de parades par approche douce

5.1.1. Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste un moyen d'action naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête, remblai en pied) ; les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ; les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

5.1.2. Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres systèmes de parades.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, ainsi que les alimentations et les exutoires. Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas continuellement réalisé, peut leur ôter toute efficacité.

5.1.3. Boisement et végétation

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbre ou de plantation pour maintenir la stabilité du talus, cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

Une étude réalisée par HENGCHAOVANICH (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; étant aussi un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation.

5.2. Approche dure

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière directe, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la figure 1.10.

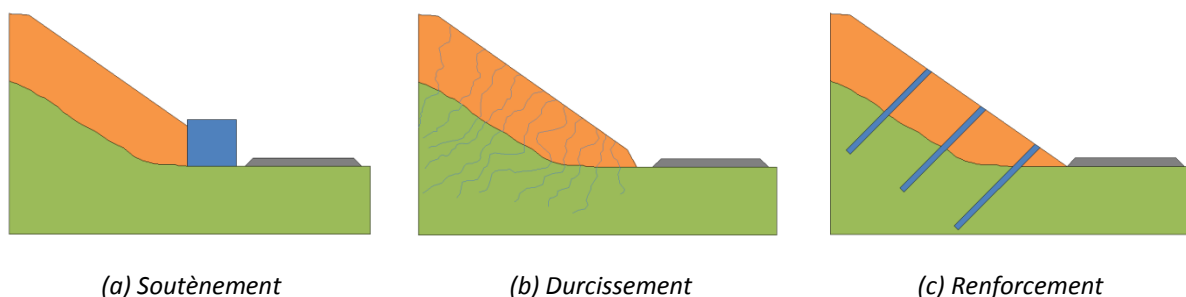


Figure 1.10 Systèmes de parades par approche dure

5.2.1. Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides.

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, et vis-à-vis de la stabilité externe. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des talus, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement du talus. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement.

5.2.2. Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade.

Parmi ces techniques on cite, la congélation et les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage. (KIRBY, et al., 2000)

5.2.3. Renforcement

Le renforcement, tout comme le soutènement, consiste à s'opposer au mouvement des talus instable en y apportant une résistance mécanique. La différence entre ces deux systèmes de parades est que dans les ouvrages de soutènement, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage, par contre dans les ouvrages de renforcement, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage en étant associée à des éléments structuraux.

En ce basant aussi sur la définition des mots, un renforcement ou un durcissement est une façon de remédier à l'instabilité d'un talus sans que cela ne puisse être visible de l'extérieur, contrairement aux ouvrages de stabilisation par soutènement.

Le développement récent des techniques de renforcement est lié aux économies qui peuvent être réalisées, ainsi que le fait de pouvoir l'utiliser dans des espaces restreints (route sur montagne ou au bord des falaises). Ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre.

5.3. Choix d'un système de parade

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques. (Figure 1.11)

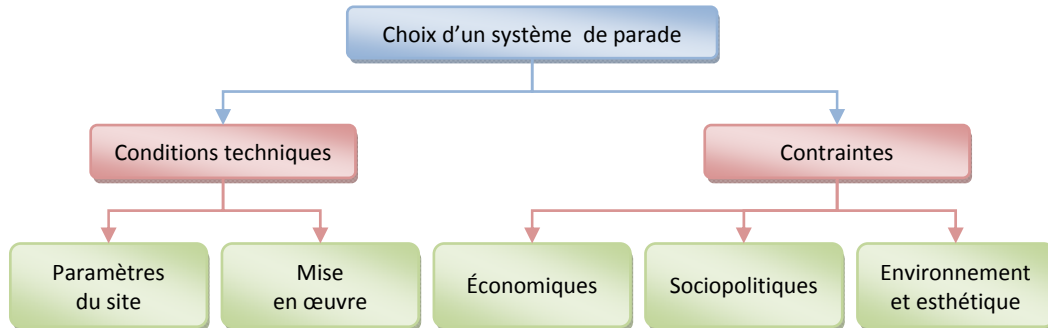


Figure 1.11 Conditions et contraintes de choix d'un système de parade

5.3.1. Conditions techniques

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations (ouvrages de soutènement souples).

Proposer un système de parade, suppose que l'on maîtrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en œuvre. Pour cela, de plus en plus d'entreprise se spécialisent, pour maîtriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

5.3.2. Contraintes économiques

Les conclusions d'ordre techniques doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que, le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

5.3.3. Contraintes sociopolitiques

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus.

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentés, en essayant d'en proposer une autre, qui selon eux était efficace dans d'autres cas et circonstances.

5.3.4. Environnement et esthétique

L'approche douce est nettement plus appropriée vis-à-vis de l'environnement ; en effet l'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie du milieu. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

6. CONCLUSION

Les ruptures des talus (naturels ou anthropique) sont de plus en plus fréquentes et sont à l'origine de conséquences socio-économiques souvent graves et coûteuses. La prévention de ces risques, et la prévision quand c'est possible, sont notamment indispensables.

Afin de remédier aux problèmes, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité tout en suivant une certaine procédure qui a été présentée par un organigramme (voir figure 1.7), qui pourrait être utilisée comme un guide méthodologique et reste ouvert à toute tentative d'amélioration et de développement.

Pour la stabilisation des talus, une première approche se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Si les délais de stabilisation sont réduits, l'utilisation d'une approche dure s'impose comme une solution pertinente. Celle-ci remédie au problème en modifiant les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol.

Dans certains cas, le choix du renforcement comme système de parade s'avère indispensable pour remédier à l'instabilité des talus. Les techniques de renforcement sont diverses et nécessitent un développement afin de cerner les principales méthodes utilisées, ainsi que leurs limites.

LE RENFORCEMENT DES TALUS INSTABLES

1. INTRODUCTION

Le renforcement a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des talus ; tout spécialement ceux qui sont au voisinage des voies de communication (routes, chemins de fer, etc.). La raison est qu'il est rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site, par rapport aux autres systèmes de parades.

Le renforcement consiste, dans son principe, à fixer le talus sous la surface de rupture, en l'associant à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Pour que le sol et le renforcement se comportent comme un matériau composite, il est important que les éléments utilisés soient suffisamment nombreux par rapport aux dimensions du talus instable. De plus, pour maintenir le sol entre les éléments, dans le cas d'un talus en sol meuble, il est souvent nécessaire d'installer un parement dont la rigidité doit être compatible avec le comportement des éléments de renforcement.

2. TYPE DE RENFORCEMENT

Le renforcement en géotechnique, désigne l'utilisation d'une très grande variété d'éléments associés au sol, que l'on classe généralement suivant leurs formes géométriques : unidimensionnelle, bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : béton armé, acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc.

Pour la stabilisation des talus on distingue deux catégories de renforcements (figure 2.1), classées selon leur fonctionnement :

- **Renforcement des talus par clouage** : qualifié de passifs, car les éléments utilisés ne sont pas mis en tension lors de leur installation ;
- **Renforcement des talus par tirants d'ancrage** : qualifiées d'actifs, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation.

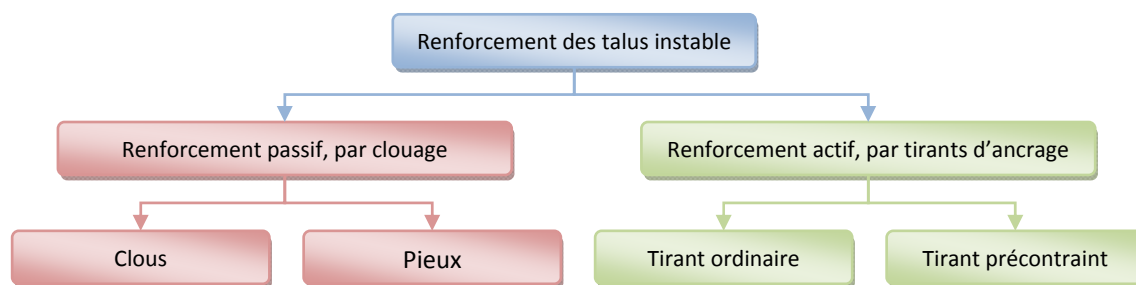


Figure 2.1 Types de renforcements utilisés pour la stabilisation des talus

3. PRINCIPES GÉNÉRAUX DE DIMENSIONNEMENT

Le renforcement des talus instables, par clouage ou tirants d'ancrage, a fait l'objet de grands programmes de recherche qui ont abouti à des recommandations (recommandations tirants d'ancrage 1995, recommandations clouterre 1991, etc.). À l'heure actuelle, l'ensemble des techniques de renforcement des sols fait l'objet d'un travail de normalisation par types d'ouvrages. De façon générale, les ouvrages en talus renforcé devraient être étudiés aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Les états limites ultimes correspondent à la perte de l'équilibre statique, c'est-à-dire à la rupture, tandis que les états limites de service sont définis par rapport à des critères de déplacement et de durabilité.

3.1. Méthodes aux états limites ultimes

Le calcul aux états limite ultimes se fait par l'utilisation des **méthodes d'équilibre limite**. Dans le cas des talus renforcés quasi inextensibles, le massif renforcé se comporte le plus souvent comme un bloc rigide. Par contre, dans le cas des talus renforcés extensibles, ainsi que dans le cas du renforcement par clouage, on observe souvent des déformations au sein du massif renforcé qui peuvent évoluer vers le développement d'une surface de rupture interne.

Ces constatations sont cependant à moduler suivant le dimensionnement fait pour chaque technique. En règle générale, on distingue les modes de rupture externe, dans lesquels le talus renforcé se comporte comme un bloc rigide, et les modes de rupture internes au massif, dans lesquels apparaissent généralement des surfaces de rupture qui coupent le massif du talus renforcé.

3.1.1. Stabilité externe du massif de talus renforcé

La stabilité externe d'un massif de sol renforcé, considéré comme un bloc rigide, s'étudie en analysant les trois modes de rupture suivants :

- Renversement ;
- Glissement du massif sur la base ;
- Poinçonnement du parement de renforcement.

3.1.2. Analyse des surfaces de rupture potentielle

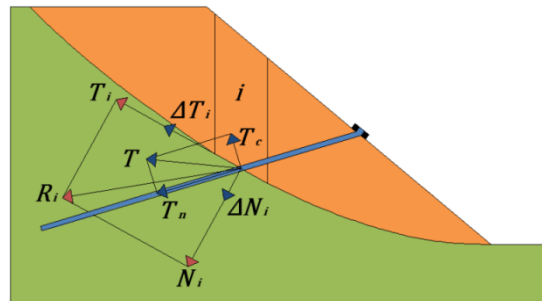
En général, le dimensionnement à la rupture d'un sol renforcé consiste à étudier l'ensemble des surfaces de rupture potentielles afin d'en déterminer la plus critique. La forme de ces surfaces peut être des plus simples, c'est-à-dire plane. Cependant, ce type de mécanisme est trop simplifié et peut conduire à un dimensionnement incorrect. Il convient d'étudier au moins

des surfaces de rupture circulaires (méthode des tranches), et pourquoi pas des surfaces de ruptures de forme quelconque (méthode des perturbations).

Dans la stabilisation des talus instables, notamment lorsqu'il a été mis en évidence une surface de rupture existante, à l'aide de mesures inclinométriques, il est nécessaire d'étudier, toujours par les mêmes méthodes, la surface de rupture réelle qui est souvent de forme quelconque.

Dans le cas du renforcement par clouage : pour écrire l'équilibre limite du volume de sol délimité par la surface de rupture, les renforcements sont pris en compte en incluant, dans toutes les équations, les efforts dans les renforcements à leur intersection avec la surface de rupture potentielle considérée (figure 2.2). La contribution de ces efforts est double :

- Diminuent la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} par leur composante tangentielle ;
- Augmentation de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} par leur composante normale à la surface de rupture, à condition que les inclusions travaillent en traction et non pas en compression.



Effort dans le renforcement	Force a la base de la tranche (i)
T : effort ;	R_i : réaction ;
T_n : effort normale ;	T_i : force tangentielle ;
T_c : effort de cisaillement.	N_i : force normale ;
	ΔT_i : contribution du renforcement à T_i ;
	ΔN_i : contribution du renforcement à N_i .

Figure 2.2 Calcul de la stabilité d'un talus renforcé par la méthode des tranches

Dans le cas du renforcement par tirants d'ancrages : comme représenté sur la figure 2. 3, les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est :

$$F = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \cos \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b}$$

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort ϕ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \tan^{-1} \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

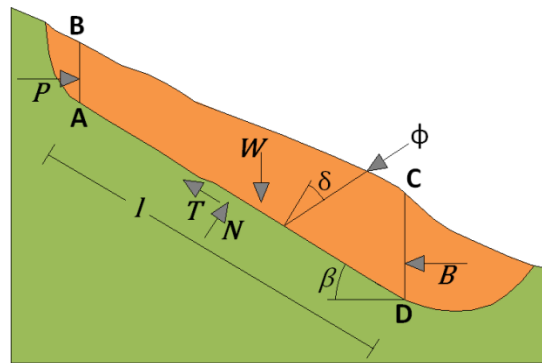


Figure 2.3 Stabilisation par ancrages précontraints
dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

3.2. Méthodes aux états limites de service

Le dimensionnement aux états limites de service d'un talus renforcé se fait à l'aide d'un **calcul en déformation**, par opposition au dimensionnement aux états limites ultimes qui se fait à l'aide d'un calcul à la rupture. La prévision des déformations est importante notamment pour les renforcements en site urbain, où les bâtiments existants ne peuvent pas tolérer des déplacements trop importants. Il convient de distinguer trois types de méthodes de calcul aux états limites de service.

Le calcul aux états limites de service se fait par l'utilisation des **méthodes de discrétisation** (dites numériques). Cela consiste à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble du talus renforcé, en utilisant des lois de comportement plus ou moins complexes pour chacun des matériaux : sol, renforcement et interface sol-renforcement.

L'intérêt de ces méthodes, comme par exemple la **méthode des éléments finis** ou celle des **différences finies**, est en fait limité par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes dans le sol. Même si ces méthodes sont très utiles pour comprendre le comportement des talus renforcés, elles ne sont que rarement utilisées en pratique pour dimensionner les ouvrages.

3.3. Durabilité et comportement à long terme

Suivant sa durée de service, un renforcement de talus peut être classé en trois catégories : provisoire, temporaire et permanent. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

Des problèmes de durabilité et de comportement à long terme, se posent pour les renforcements temporaires et permanents. La résistance d'un renforcement, mesurée à court terme avant la mise en place, peut évoluer au cours du temps sous les effets suivants :

1. **Agressions mécaniques**, pendant la mise en place sous l'effet du compactage ;
2. **Diminution de la section**, le plus souvent non uniformément, sous l'effet de la corrosion pour les armatures métalliques ;
3. **Diminution de la résistance mécanique**, sous l'effet de l'hydrolyse, de l'oxydation, ou du fluage du matériau constitutif du renforcement.

Dans le cas des renforcements métalliques, le phénomène (2) est prépondérant et lors du dimensionnement on tient compte d'un coefficient réducteur sur la section. Dans le cas des renforcements géosynthétiques, les phénomènes (1), (3) et (4) sont prépondérants et on applique un ensemble de coefficients réducteurs sur la résistance à court terme.

3.4. Facteurs et chargements particuliers

3.4.1. Séismes

Dans les talus renforcés, les surcharges dynamiques sont prises en compte en introduisant des forces pseudostatiques selon la méthode dite de MONONOBE-OKABE (SCHLOSSER, 1991). Il convient par ailleurs de prendre en compte la réduction du frottement latéral limite due à la diminution de la contrainte verticale σ_v sous l'effet de la composante verticale de l'accélération. Enfin, l'inertie du parement, le plus souvent en béton, peut avoir une influence non négligeable sur les déplacements.

3.4.2. Influence de la corrosion

Le risque de corrosion de l'armature du renforcement, varie fortement avec les caractéristiques physiques, les contraintes en service de l'armature et du terrain environnant, l'acier ainsi devra être étudié au cas par cas.

3.4.3. Agressivité du terrain

Les terrains agressifs sont des terrains, situés au voisinage d'usines ou en bordure de la mer, contenant des produits chimiques ou des sulfates naturels. Ces terrains peuvent aussi contenir une nappe agressive. Toutefois, si cette dernière est considérée comme douteuse, il convient de faire des analyses, de consulter un laboratoire spécialisé.

3.4.4. Influence du gel

L'influence du gel sur les talus renforcés peut être néfaste si le sol est gélif. Le gonflement du sol gélif au voisinage du parement peut engendrer des augmentations de traction dans les renforcements et provoquer un poinçonnement du parement par les têtes des renforcements. La solution la plus couramment utilisée consiste à isoler le sol gélif derrière le parement, pour empêcher le gel de l'atteindre.

4. RENFORCEMENT DES TALUS PAR CLOUAGE

Le clouage des talus consiste à fixer les masses instables sur le substratum à l'aide de groupes d'inclusions. Le terme clouage est utilisé comme terme générique pour désigner à la fois, les techniques de renforcement en soutènement par lits subhorizontaux d'inclusions, et celles en stabilisation des talus par rangées obliques ou verticales d'inclusions. Le renforcement par clouage, dit aussi par inclusion, a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des talus instables. La raison en est qu'il soit plus facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

4.1. Types d'éléments utilisés dans le clouage

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- **Clous et micropieux** : dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure 2.4) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m²);
- **Pieux (métalliques ou en béton armé) et barrettes (palplanches, paroi moulée)** : ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants.

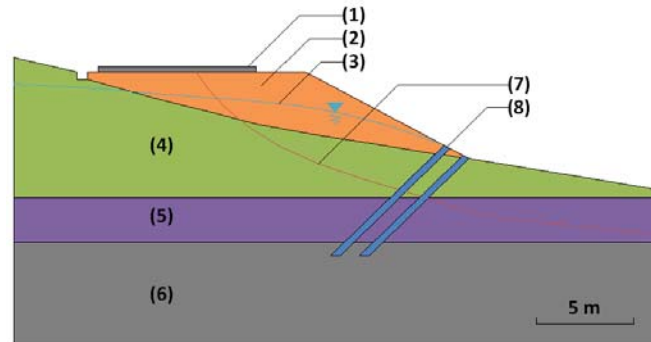


Figure 2.4 Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al., 1991)
 (1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse,
 (7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

4.1.1. Clous et micropieux

La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micropieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.

4.1.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un talus par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que le précédent. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central du talus instable.

4.2. Principe de dimensionnement

4.2.1. Clous et micropieux

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par **clous** ou **micropieux**, se fait en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou 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'efforts apportés par les clous ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous).

L'évaluation de la stabilité du talus avec clous se fait en utilisant une méthode, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou, et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou, par le déplacement du sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

4.2.2. Pieux et barrettes

Les risques de rupture d'un confortement par **pieux** ou **barrettes** se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux).

Comme dans le cas des clous et micropieux, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de talus, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

4.3. Exemple d'application

La figure 2.5 montre un exemple, présenté par SCHLOSSER, et al., (1991), de dimensionnement du renforcement par clouage d'un ancien remblai instable, au profit de la SNCF (FRANCE). Des mesures inclinométriques ont montré l'existence de deux surfaces de rupture. Trois rangées de pieux métalliques foncés de 0.8 m de diamètre ont été utilisées avec un espacement de 2.5 m. Ces pieux de forte inertie ont pour effet de ralentir très rapidement les mouvements. Les propriétés des couches sont dans le tableau 2.1.

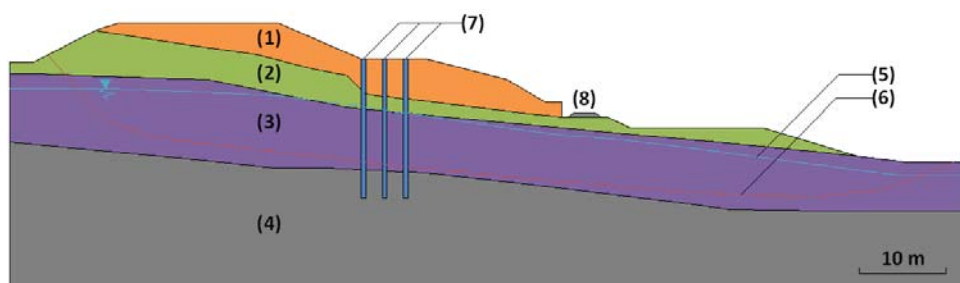


Figure 2.5 Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage (ligne PARIS-LYON, km 23)
 (1) remblai graveleux, (2) remblai argileux, (3) éboulis marneux, (4) calcaire, (5) nappe, (6) surface de rupture
 « $F=1.02$ sans pieux, $F=1.27$ avec pieux », (7) pieux « $\varnothing=0.8$ m, espacement=2.5 m », (8) voie ferroviaire

Tableau 2.1 Propriétés des couches de sols de l'exemple d'application du clouage

Type de sol	Remblai graveleux	Remblai argileux	Éboulis marneux	Calcaire
γ	19	19	19	20
c	0	0	0	20
φ	25	13	10	35

5. RENFORCEMENT DES TALUS PAR TIRANTS D'ANCRAGES

Le principe des tirants d'ancrages, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure 2.6), sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sol meubles qu'aux talus rocheux.

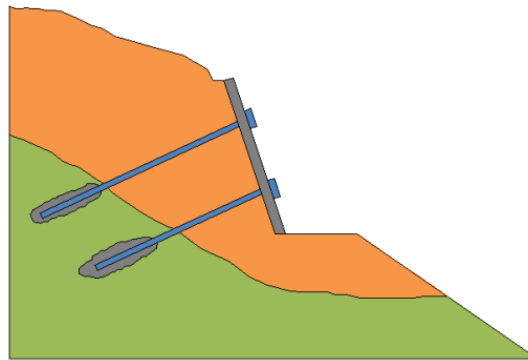


Figure 2.6 Principe de la stabilisation des talus par tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrages peuvent aussi être réalisés en présence d'eau dans le terrain. En cas de fouille descendues en dessous du niveau de la nappe phréatique, les ouvrages destinés aux sous-pressions doivent souvent être ancrés à l'aide de tirants afin d'équilibrer les efforts de soulèvement (HABIB, et al., 1996).

5.1. Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrages peuvent être distinguées :

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires** : ancrés dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage ;
- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes** : scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

5.2. Composants de base

Les composants de base d'un tirant d'ancrage sont : la tête d'ancrage, la partie libre soumise à une force précontrainte et le scellement (bulbe d'ancrage). Ceux-là, ainsi que d'autres composants sont montrés schématiquement sur figure 2.7.

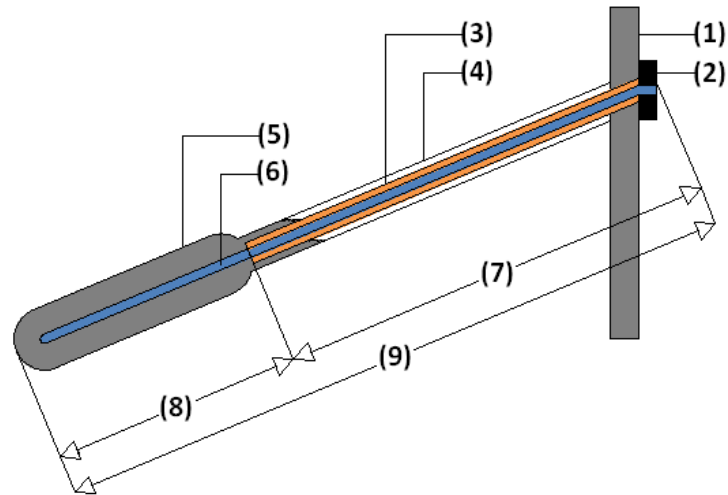
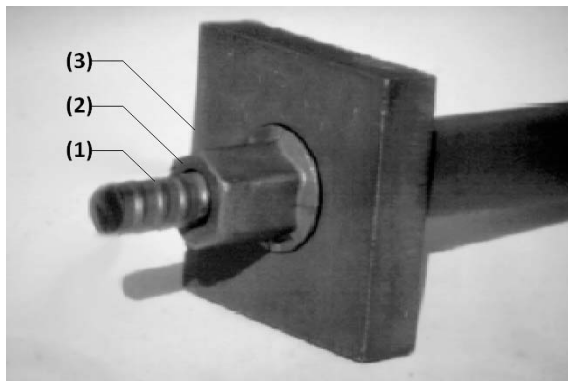


Figure 2.7 Composants de base du tirant d'ancrage

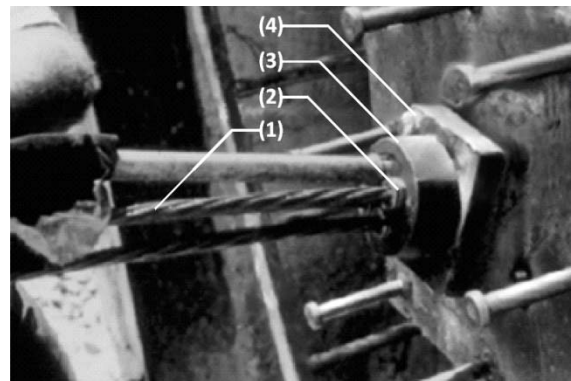
(1) paroi de soutènement, (2) tête d'ancrage, (3) gaine de protection, (4) forage, (5) coulis de scellement, (6) armature, (7) longueur libre, (8) longueur du scellement, (9) longueur totale du tirant d'ancrage

5.2.1. La tête d'ancrage

La tête d'ancrage se compose d'une plaque d'appui et d'un système capable de transmettre la force de l'armature, selon le type du tirant d'ancrage, à la surface du sol ou à la structure soutenue. Les figures 2.8(a) et 2.8(b) représentent, respectivement, la tête d'ancrage des tirants ordinaires et précontraints.



(a) tirant d'ancrage ordinaire :
(1) barre, (2) écrou, (3) plaque d'appui



(b) tirant d'ancrage précontraint : (1) toron, (2) clavette, (3) plaque de clavettes, (4) plaque d'appui

Figure 2.8 Formes de la tête d'ancrage des différents tirants

5.2.2. La partie libre du tirant d'ancrage

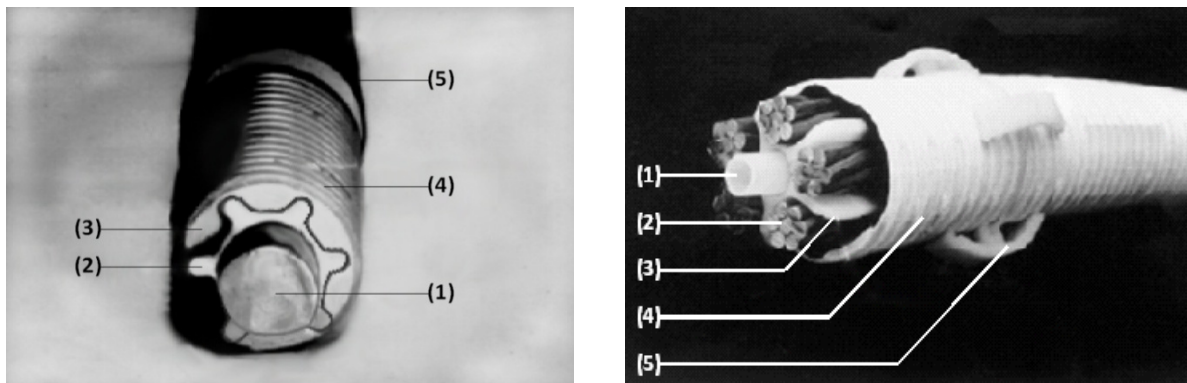
Cette partie doit avoir un comportement élastique, de façon à transférer la force d'ancrage à la surface du sol. Une gaine en plastique lisse est placée tout le long de cette partie, pour empêcher l'armature de coller sur le coulis de scellement environnant.

5.2.2.1. Forme des tirants

Les tirants d'ancrage, sous forme de barres ou de torons, sont utilisés pour le renforcement des talus instable. (SABATINI, et al., 1999)

Les tirants d'ancrage en forme de barre (figure 2.9(a)), ont un diamètre de 26, 32, 36, 45, et 64 mm et peuvent atteindre jusqu'à 18 m de longueur. Un tirant d'ancrage en barre de 64 mm peut résister à une force de traction allant jusqu'à de 2.077 kN. Pour les systèmes d'ancrage allant au delà de 18 m, des coupleurs peuvent être utilisés pour prolonger la longueur du tirant d'ancrage. Par rapport aux torons, il est plus facile de soumettre une contrainte à des barres, et leur chargement peut être ajusté après serrage des boulons.

Les tirants d'ancrage en forme de torons (figure 2.9(b)), sont des tirants qui se composent de plusieurs torons de sept fils chacun. Généralement un toron a un diamètre de 15 mm. Ces tirants n'ont aucune limitation pratique de longueur ou de chargement. Leurs armatures ont des propriétés de relaxation suffisamment basses, pour réduire au minimum les pertes à long terme, de la force précontrainte. Des coupleurs peuvent être utilisés pour prolonger la longueur pour différents torons, mais sont rarement employés puisque les tirants en forme de torons peuvent être fabriqués à n'importe quelle longueur. Ces coupleurs sont souvent utilisés pour réparer les tirants d'ancrages endommagés.



(a) Tirant d'ancrage ordinaire :
(1) barre, (2) centralisateur, (3) ciment de scellement, (4) gaine ondulée, (5) gaine en plastique

(b) Tirant d'ancrage précontraint :
(1) tube du ciment de scellement, (2) toron, (3) espaceur, (4) gaine de protection, (5) centralisateur

Figure 2.9 Sections d'armatures de différents tirants d'ancrage

5.2.2.2. Espaceurs et centralisateurs

Des centralisateurs sont placés à intervalles réguliers (en général 3 m) le long de l'armature, pour qu'elle s'installe au milieu des trous de forage. Pour les tirants en forme de torons, des espaceurs fournissent un espacement minimum entre les torons de 6 à 13 mm, et une couverture externe minimum de 13 mm. Les entretoises et les centralisateurs devraient être faits de matériaux non-corrosifs et conçus pour permettre l'écoulement libre du coulis.

5.2.2.3. Enduit de protection contre la corrosion

Plus souvent appelée époxyde, cette enduit est utilisée dans les talus où il y a présence de l'eau, comme ceux des barrages en terre. L'enduit époxyde fournit une couche supplémentaire de protection contre la corrosion. À la différence d'un toron nu, les déformations de fluage des torons protégés avec l'enduits d'époxyde sont relativement significatives pendant un essai, suite à leur mise en œuvre. La gaine est un tube ondulée qui protège, aussi, le tirant contre la corrosion.

5.2.3. Le scellement

Cette partie, où l'armature est collée avec le ciment de scellement (coulis), est capable de transmettre la charge de tension appliquée au tirant d'ancrage, dans le sol, et doit être placée sous la surface de rupture. En fonction du scellement, quatre types principaux de tirants d'ancrage peuvent être distingués. Ils sont représentés sur la figure 2.10, et brièvement décrits dans le paragraphe suivant.

- **Tirants d'ancrage scellés par pesanteur** : Ces tirants d'ancrage sont utilisés pour la roche et les sols cohérents. Ils sont installés en utilisant des foreuses ou des tubes creux. La résistance du tirant d'ancrage à l'arrachement dépend de la résistance au cisaillement qui est mobilisée à l'interface de sol/ scellement;
- **Tirants d'ancrage scellés par pression** : ces tirants d'ancrage sont les plus appropriés pour les sols granulaires, pour la roche et les sols granuleux fins. Avec ce type de tirants d'ancrage, le coulis est injecté sous des pressions (plus de 0.35 MPa). Le forage est effectué à l'aide d'une foreuse ; pendant que la foreuse est retirée, le coulis est injecté dans le trou sous pression jusqu'à ce que l'armature soit collée au ciment. Ce procédé augmente la résistance à l'arrachement en augmentant l'effort normal ;
- **Tirants d'ancrage scellés par multi-injections** : pour la réalisation de ce type de tirants d'ancrage, on divise la phase du scellement en plusieurs injections, et cela pour élargir la cellule du scellement (bulbe d'ancrage). Chaque injection est séparée de l'autre par un ou deux jours. La multi-injection est accomplie par un tube installé avec le tirant. Le tube est équipé de clapets anti-retour. Le coulis injecté sous haute pression, créer des fractures dans le coulis, installé auparavant, et l'enfonce vers l'extérieur du bulbe d'ancrage, dans le sol;
- **Tirants d'ancrage scellés par sous-forage** : le bulbe d'ancrage dans un ancrage sous-foré se compose de trémie qui inclut une série de cloches. Ce type d'ancrage peut être employé dans les sols cohésifs. De même que le mécanisme principal de transfert de charge pour d'autres tirants d'ancrage. Ce type offre en plus une résistance au cisaillement latéral, et une résistance mobilisée par les appuis d'extrémité.

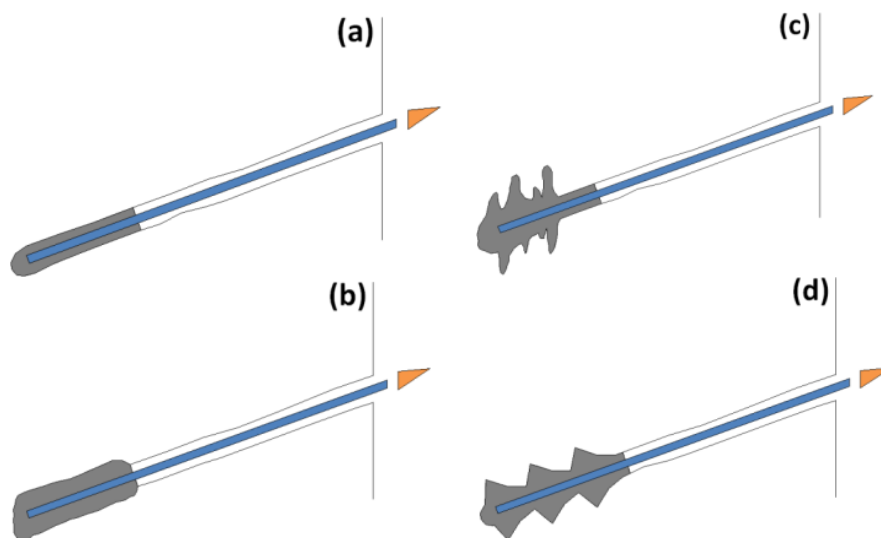


Figure 2.10 Types de scellement utilisés actuellement
 (a) scellement par pesanteur, (b) scellement par pression,
 (c) scellement par multi-injections, (d) scellement par sous-forage

Le coulis est un mélange basé de ciment de PORTLAND, qui assure le transfert de charge du tirant au sol, et aussi la protection contre la corrosion. Le coulis des tirants d'ancrage utilisés dans le sol et la roche ne doivent contenir aucun agrégat. On utilise des mélangeurs à grande vitesse qui peuvent assurer l'uniformité du mélangeant. Le rapport eau/ciment est de 0.4 à 0.55 en poids, et un ciment de type 1 fournira normalement une résistance minimum à la pression de 21 MPa (au moment de la mise de la précontrainte). Pour certains projets, des additifs spéciaux peuvent être utilisés pour améliorer les caractéristiques de flux du coulis.

5.2.4. Parements de soutènement

Les parements de soutènement sont souvent utilisés dans des projets de route, pour la stabilisation des talus, et la construction des excavations. Ces parements se composent de murs avec un ou plusieurs niveaux de tirants d'ancrage. Ces murs peuvent être réalisés avec des éléments verticaux, discrets (poutres principales) ou continus (murs continus).

5.2.4.1. Poutres principales

Le renforcement par poutres principales est le plus utilisé pour la réalisation des parements. Ce système de mur peut être construit dans la plupart des types de sol ; cependant, un soin particulier doit être pris pour les sols qui ont une faible cohésion, ainsi que pour les argiles molles. Ces systèmes de mur sont également très perméables. La construction de ce type de parement se fait par phases successives, par la méthode dite berlinoise, comme l'indique la figure 2.11.

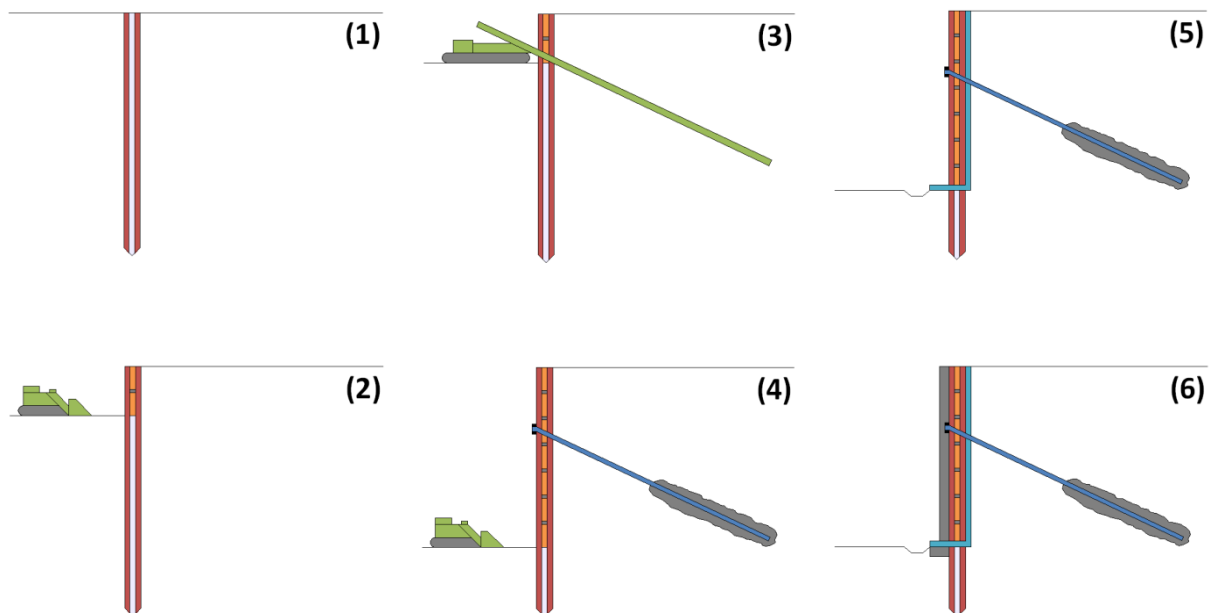


Figure 2.11 Phases d'exécution d'un parement à ancrages
 (1) Installation des poteaux, (2) Terrassement et installation des éléments de southènement,
 (3) Installation et essai du tirant d'ancrage, mis sous-précontrainte, (4) Terrassement,
 (5) Installation d'un système de drainage préfabriqué, (6) Revêtement coulé sur place

Il y a tout d'abord la phase d'installation du parement à une profondeur voulue, la seconde est celle du terrassement ou d'excavation que l'on exécute sur 1 à 2 m de profondeur, puis l'on procède à la mise en place des tirants d'ancrage. Et on recommence alors une phase de terrassement et ainsi de suite. En dernier vient l'installation d'un système de drainage, juste avant le revêtement qui est coulé sur place.

5.2.4.2. Murs continus

Les tirants d'ancrages sont également utilisés dans les systèmes de murs continus tels que les palplanches (en acier ou en béton préfabriqué), ou des murs en pieux. En premier, vient l'installation du mur jusqu'à la profondeur voulue, puis les tirants d'ancrages par la méthode décrite au paragraphe précédent. Cependant, il faudrait savoir que ces systèmes de mur peuvent ne pas être réalisés dans des sols très durs ou en présence d'obstacles (rochers).

La pression de l'eau derrière les murs, en raison de la continuité, doit être prise en compte lors de la conception et le dimensionnement. Dans le cas où le mur continu doit résister à des forces hydrostatiques permanentes, un système imperméable doit être mis dans la tête du tirant d'ancrage (raccordement ancrage/mur).

5.3. Pré-dimensionnement des tirants d'ancrage

Le pré-dimensionnement des tirants d'ancrages passe par plusieurs étapes, présentées par les paragraphes suivant :

5.3.1. Calcul de l'effort d'ancrage

Après avoir calculé et tracer le diagramme des pressions des terres et des surcharges, qui s'exercent derrière le parement de soutènement, on passe au calcul des efforts d'ancrage, qui peut être fait, par la méthode des pivots ou la méthode des surfaces tributaires. Cette dernière est utilisée pour calculer les efforts d'ancrage horizontaux T_H pour la stabilisation des poussées qui s'exercent derrière le mur (figure 2.12).

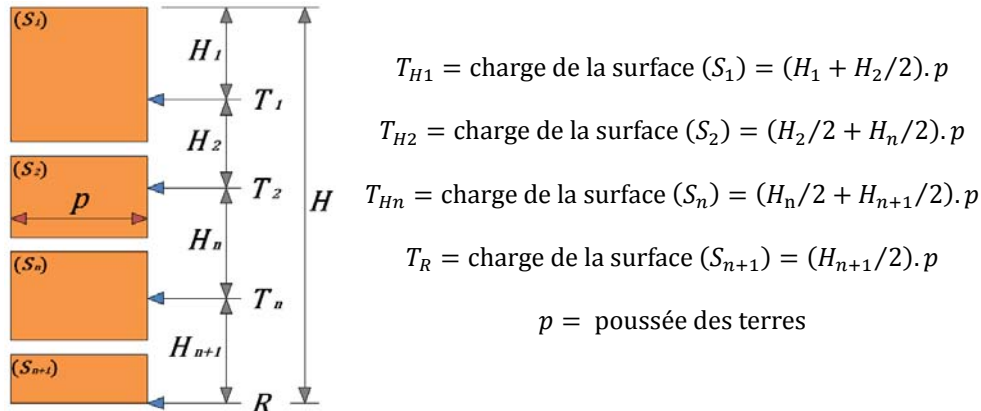


Figure 2.12 Calcul des efforts d'ancrage horizontaux par la méthode des surfaces (SABATINI, et al., 1999)

Suite au calcul des efforts d'ancrage horizontaux T_H , le calcul des efforts dans l'ancrage peut être déduit, en tenant compte de l'angle d'ancrage sur l'horizontale α , et de la distance horizontale entre les tirants s .

$$T = T_H \cdot s / \cos \alpha$$

5.3.2. Pré-dimensionnement de la partie libre

Le choix de la longueur, l'inclinaison et le type des tirants d'ancrages se fait, selon la profondeur et la position de la surface de rupture. Des extensions peuvent être ajoutées aux tirants de type précontraints, pour qu'ils puissent être ancrés sous cette surface.

Le choix des armatures est basé sur la capacité de tension admissible. Les tableaux 2.2 et 2.3, représentent respectivement, les propriétés des armatures des tirants d'ancrage ordinaires et précontraints.

Tableau 2.2 Propriétés des tirants d'ancrage de type ordinaire (SABATINI, et al., 1999)

Catégorie (N/mm ²)	Diamètre (mm)	Contrainte max (N/mm ²)	Section (mm ²)	Force max (kN)
150	26	1035	548	568
	32	1035	806	835
	36	1035	1019	1055
	45	1035	1716	1779
	64	1035	3348	3461
160	26	1104	548	605
	32	1104	806	890
	36	1104	1019	1125

Tableau 2.3 Propriétés des tirants d'ancrage de type précontraint (SABATINI, et al., 1999)

Nombre de torons de 15 mm	Section (mm ²)	Force max (kN)
1	140	260.7
3	420	782.1
4	560	1043
5	700	1304
7	980	1825
9	1260	2346
12	1680	3128
15	2100	3911
19	2660	4953

5.3.3. Pré-dimensionnement du scellement

Pour l'estimation de la capacité d'ancrage des couches de sol, on utilise le taux de transfert d'effort de précontrainte dans la couche (tableau 2.4). Le dimensionnement de la longueur du scellement se calcule pour un facteur de sécurité de 3.0 (SABATINI, et al., 1999) et un effort de précontrainte T , comme suit :

La longueur du scellement = $(T \times 3) / \text{taux de transfert d'effort de précontrainte}$

Tableau 2.4 Valeurs évaluées de transfert de charge des efforts d'ancrage dans le sol. (SABATINI, et al., 1999)

Type du sol	Taux de transfert des efforts (kN/m)
Granite ou basalte	730
Calcaire dolomitique	580
Calcaire mou	440
Grès	440
Ardoise et schiste dur	360
Schiste mou	150

5.3.4. Pré-dimensionnement du parement

Le parement de soutènement doit être dimensionné pour résister à la pression des terres et aux moments fléchissant générés par les efforts d'ancrage.

5.4. Exemple d'application

L'exemple suivant a été présenté plus en détail par SABATINI, et al., (1999). Un mur ancré de 8 m de hauteur a été être construit, pour maintenir un talus instable en remblai selon la méthode berlinoise (en utilisant du bois comme éléments horizontaux et du béton comme matériaux de revêtement, épaisseur 254 m) pour la réalisation d'une voie de communication. Une coupe géotechnique du site, suite au renforcement par tirants d'ancrages, est représentée par la figure 2.13.

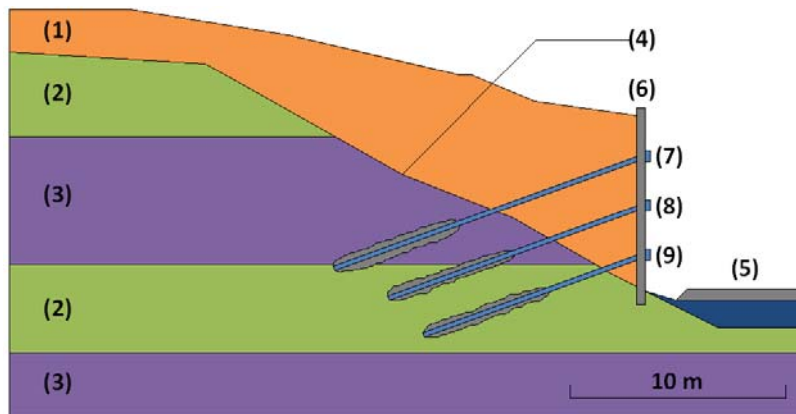


Figure 2.13 Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage
 (1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement,
 (5) route, (6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

Les propriétés des tirants sont représentées par le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Propriétés des tirants de l'exemple de stabilisation avec tirants d'ancrages

Tirant d'ancrage	La partie libre	Force d'ancrage	Le scellement	Inclinaison horizontale
Élément (7)	9.0 m	596 kN	5.3 m	20 °
Élément (8)	6.2 m	546 kN	5.3 m	20 °
Élément (9)	4.5 m	636 kN	5.3 m	20 °

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déplacements du terrain par le biais de tubes inclinométriques et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

6. CONCLUSION

Le renforcement consiste, dans son principe, à fixer le talus sous la surface de rupture en utilisant des éléments structuraux. Deux types de renforcement sont utilisés pour la stabilisation des talus : le renforcement par clouage et le renforcement par tirants d'ancrage.

Le principe du clouage est de fixer les masses instables sur le substratum à l'aide de groupes d'inclusions, son avantage est qu'il soit relativement rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site. Le principe des tirants d'ancrages, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface.

Le dimensionnement du renforcement aux états limite ultimes nécessite l'introduction, au préalable, d'une surface de rupture, contrairement aux états limites de service. Sauf que cette dernière est limitée par la connaissance relativement réduite des lois de comportement réelles du sol.

Actuellement, dans le domaine des tirants d'ancrages, la recherche se développe vers l'utilisation des fibres de plastique précontraintes, aux lieux de l'acier. Les tendons de ces fibres ont une résistance à la traction très élevée, résistantes à la corrosion, et sont aussi légers et très pratiques pour usage. D'autres matériaux tels que la fibre de verre et l'acier inoxydable sont employés, à titre expérimental.

Le renforcement peut être réalisé en un espace restreint et un temps relativement court. Cela en fait de cette technique un système adéquat pour stabiliser les talus aux voisinages des routes et voies de communications, très exposés aux problèmes d'instabilités.

L'analyse du comportement des systèmes de parades et celle de leurs impacts sur les talus, peut être réalisée par simulation numérique. Notre choix se porte sur le code de calcul PLAXIS, un logiciel aux éléments finis spécialement destiné à la géotechnique.

PRÉSENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

1. INTRODUCTION

PLAXIS est un logiciel aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en deux dimensions des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie. Bien que la modélisation du sol, lui-même, soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné dans ce chapitre.

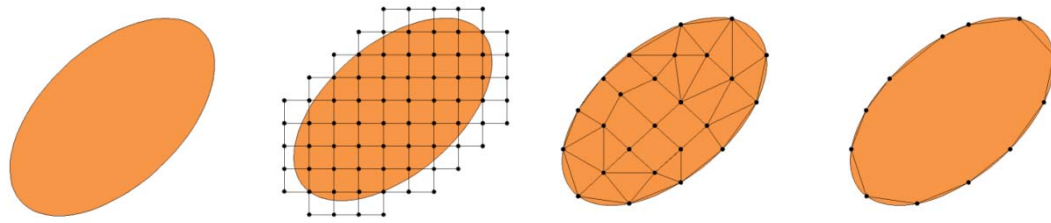
2. INFORMATIONS GÉNÉRALES

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre programmes : *input*, *calculations*, *output* et *curves*. Avant de décrire chacune de ces parties, on présente dans ce qui suit des informations générales sur ce code de calcul.

2.1. Aperçu sur la méthode des éléments finis

En mécanique de l'ingénieur, on distingue trois domaines : la mécanique expérimentale, la mécanique appliquée et la mécanique numérique. Cette dernière développe des méthodes approchées (différences finies, éléments finis, etc.) pour la résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

La méthode des différences finies résout directement la forme différentielle du problème en recherchant la valeur numérique des inconnus en un certain nombre de points formant une grille usuellement régulière. Pour les autres méthodes (éléments finis et éléments de frontière), il faut transformer la forme différentielle en une forme intégrale mathématiquement équivalente et diviser le domaine et la frontière en un maillage d'éléments de forme géométrique simple. On recherche alors la valeur numérique des inconnus en un certain nombre de points du maillage situés dans le domaine et sur sa frontière pour la méthode des éléments finis, ou sur la frontière pour la méthode des éléments de frontières (figure 3.1).



(a) Problème aux limites (b) Différences finies (c) Éléments finies (d) Éléments de frontière

Figure 3.1 Maillage pour la résolution des problèmes aux limites par différentes méthodes de discrétisation

La méthode des éléments finis connaît depuis 1970 une extension qui va de pair avec le développement des ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception quotidiens de l'ingénieur. Le succès initial et actuel de cette méthode est lié à ses premiers développements qui s'inspirent du calcul des structures en barres et poutres par la méthode des déplacements d'une part, et d'un procédé de découplage-assemblage familier aux ingénieurs d'autre part.

2.2. Algorithme général de résolution

L'algorithme général de résolution utilisé par PLAXIS (annexe B) se base sur la méthode de NEWTON-RAPHSON qui demeure une méthode relativement robuste pour résoudre les problèmes intégrant des modèles de comportements complexes (HUYNH, 2005).

3. DÉFINITION DES DONNÉES

Pour réaliser une analyse avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique, spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données *input* (figure 3.2).

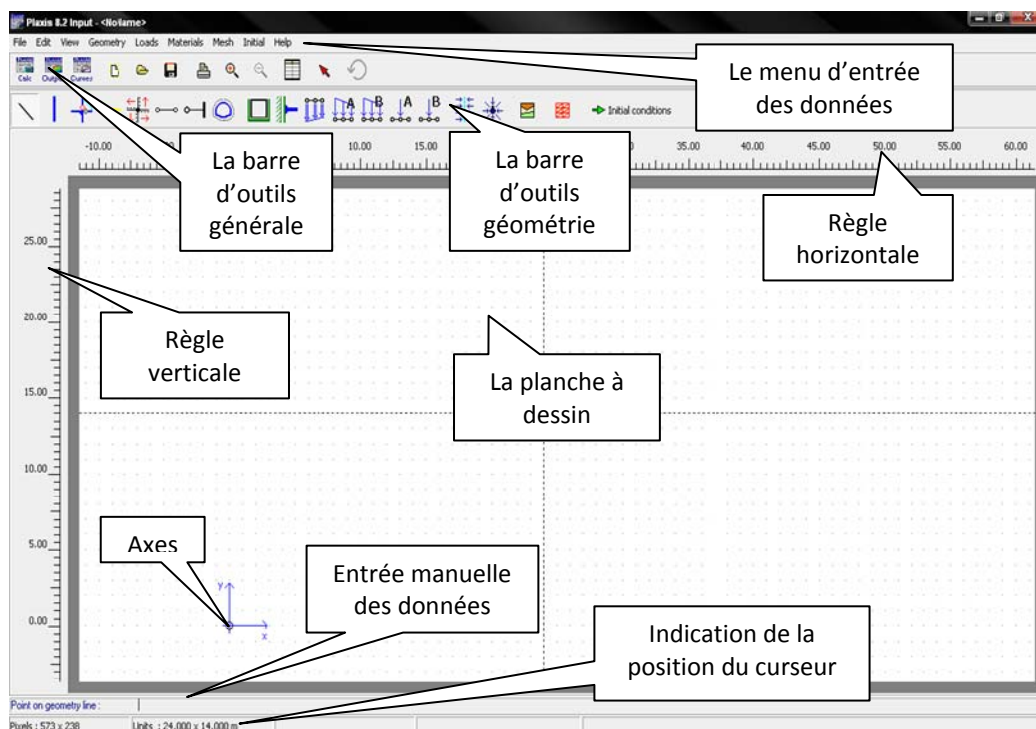


Figure 3.2 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (*input*)

3.1. Types de modèles

Les modèles d'éléments finis peuvent être plans ou axisymétriques (figure 3.3). Ce choix a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y . Dans une analyse en déformation plane, les forces calculées représentent des forces par unité de longueur dans la direction perpendiculaire au plan de l'étude. Par contre, dans le cas d'une analyse axisymétrique, les forces calculées sont celles qui agissent sur le contour d'un arc qui sous-tend un angle de 1 radian. Pour obtenir les forces correspondantes, les forces calculées doivent être multipliées par 2π .

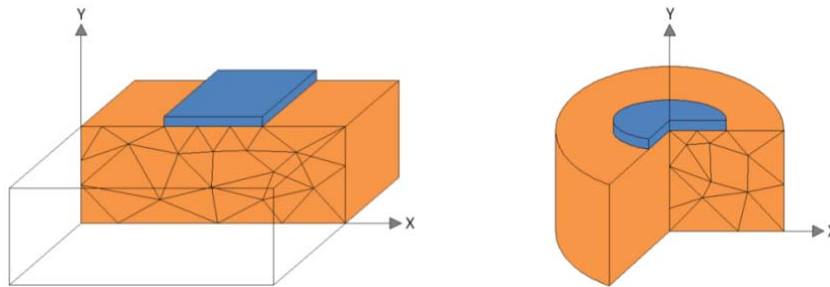


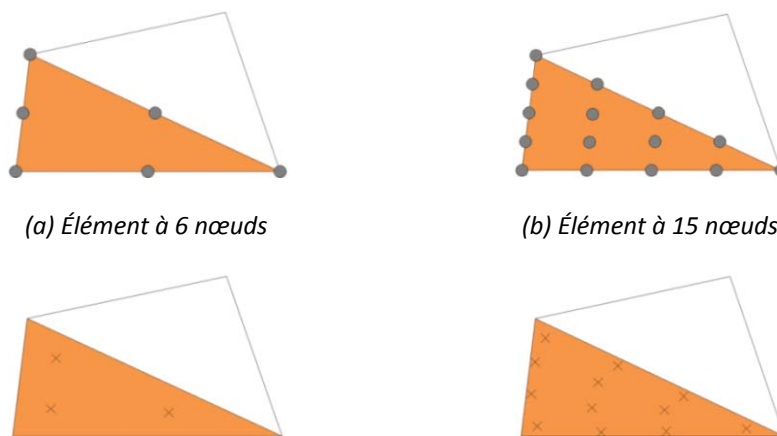
Figure 3.3 Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

3.2. Modélisation des sols

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume (figure 3.4).

Le triangle à 15 nœuds est un élément précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation assez élevée de la mémoire et ainsi les calculs et la manipulation sont donc ralentis ; c'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.



(c) Point de contrainte - élément à 6 nœuds (d) Point de contrainte - élément à 15 nœuds

Figure 3.4 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

3.2.1. Modèles de comportement utilisés

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire général sur ces modèles est donné ci-dessous :

- **Modèle élastique linéaire** : ce modèle représente la loi de HOOKE, pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de YOUNG E , et le coefficient de POISSON ν ; ce modèle est utilisé principalement pour des structures placées dans le sol ;
- **Modèle de MOHR-COULOMB** : ce modèle bien connu est généralement utilisé, comme approximation du comportement d'un sol ;
- **Modèles avancés de sol** : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol :
 - *Hardening soil model* : c'est un modèle hyperbolique en élastoplasticité pour les sols raides comme les argiles surconsolidées et les sables ;
 - *Soft soil creep model* : c'est un modèle de type CAM-CLAY pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés ;
 - *Jointed Rock model* : c'est un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotrope.
- **Modèle défini par l'utilisateur** : cette option permet de définir, et d'utiliser des lois de comportement, autres que les modèles standards de PLAXIS.

3.2.2. Modèle de MOHR-COULOMB

Les sols et les roches se comportent d'une manière non linéaire sous l'effet du chargement. Ce comportement en contraintes-déformations peut être modélisé suivant plusieurs modèles.

Le modèle de MOHR-COULOMB est une approximation du premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module de YOUNG E , le coefficient de POISSON ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ . Afin de comprendre la signification de ces paramètres, considérons des courbes contraintes-déformations obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés (figure 3.5).

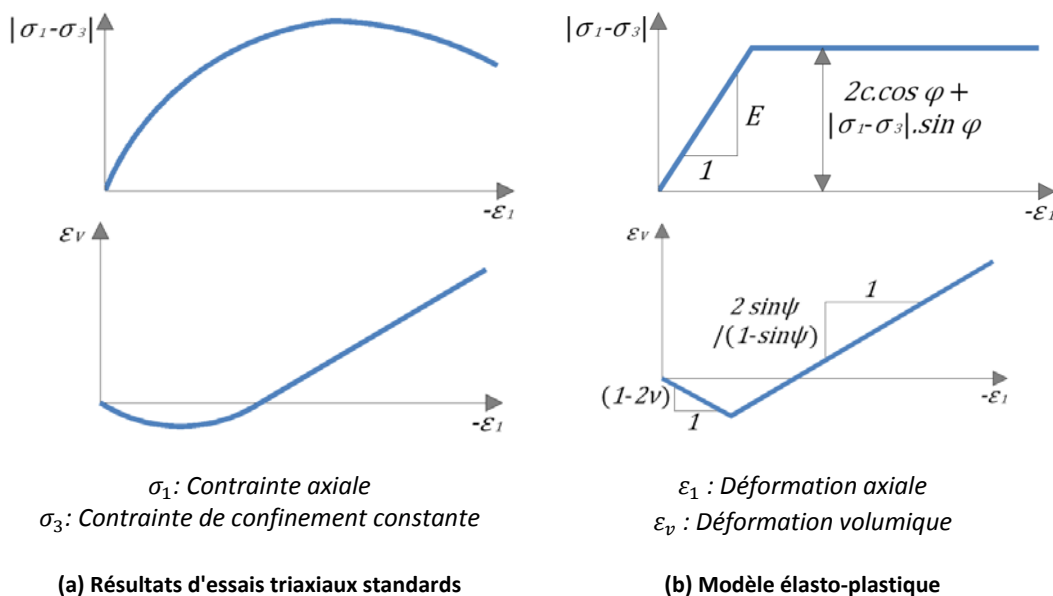


Figure 3.5 Paramètres de base du modèle en relation avec le comportement réel du sol

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres et qu'ils disposent rarement d'autres données, ce modèle classique de comportement est le plus utilisé. C'est le cas pour la suite de nos études. Les propriétés et les paramètres associés à ce modèle sont présentés ci-dessous.

3.2.2.1. Poids volumique

Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au dessus de la nappe phréatique. Le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe.

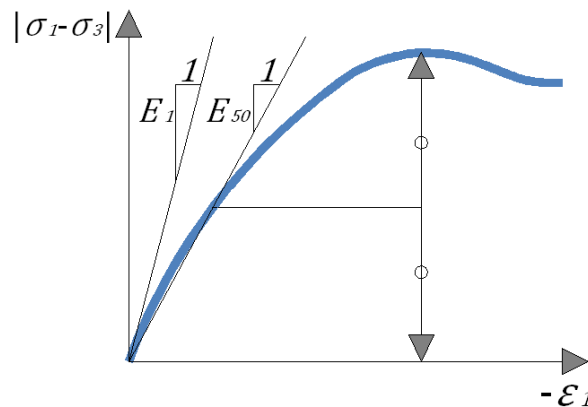
3.2.2.2. Cohésion, angle de frottement et angle de dilatance

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter des complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur de 0.2 kPa.

Les angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Dans la plupart des cas, les remblais d'argile ont des paramètres de $c=4.8 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi=0^\circ$, et les remblais de sable de $c=0 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi=30^\circ$ (KIRBY, et al., 2000). Pour les couches surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). Pour des sables siliceux, l'ordre de grandeur est de $\psi = \varphi - 30^\circ$.

3.2.2.3. Module de YOUNG et coefficient de POISSON

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure 3.6). Pour des argiles surconsolidées et quelques roches élastiques, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} (BRINKGREVE, 2003).



σ_1 : Contrainte axiale
 σ_3 : Contrainte de confinement constante
 ε_1 : Déformation axiale

Figure 3.6 Définition de E_0 et de E_{50}

Pour le coefficient de POISSON, il est conseillé d'utiliser une valeur entre 0.2 et 0.4. (BRINKGREVE, 2003).

D'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement et le module œdométrique, peuvent être définis. Ces modules sont en relation avec le module de YOUNG selon la loi de l'élasticité isotrope de HOOKE, ce qui implique l'utilisation du coefficient de POISSON ν .

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{et} \quad E_{\text{œd}} = \frac{(1 - \nu) \cdot E}{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}$$

3.3. Modélisation de l'interaction sol-structure

Des éléments joints (interfaces) sont utilisés pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser une zone de matériau fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux ou les murs de soutènement. Si on prend comme exemple, la modélisation de l'interaction entre une palplanche et le sol, les interfaces sont placées des deux côtés de la palplanche.

Sur la figure 3.7, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, qui est juste une dimension imaginaire utilisée pour définir les propriétés du matériau de l'interface, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

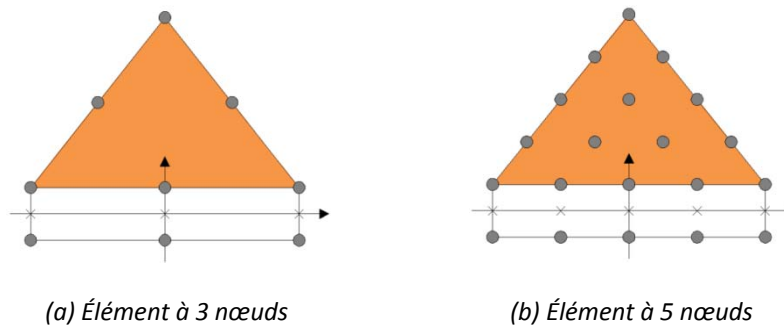


Figure 3.7 Nœuds et points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol

La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction (R_{inter}). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion) par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} c_i &= R_{\text{inter}} \cdot c_{\text{sol}} \\ \tan \varphi_i &= R_{\text{inter}} \cdot \tan \varphi_{\text{sol}} \leq \tan \varphi_{\text{sol}} \\ \psi_i &= 0^\circ \text{ pour } R_{\text{inter}} < 1, \text{ sinon } \psi_i = \psi_{\text{sol}} \end{aligned}$$

Les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure n'ont pas pour but de modéliser l'interaction sol-structure, mais seulement d'autoriser une flexibilité suffisante. Ces interfaces doivent être déclarées rigide ($R_{\text{inter}} = 1$).

Pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur R_{inter} est inférieure à 1. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre :

- $R_{\text{inter}} = 2/3$ pour un contact sable-acier ;
- $R_{\text{inter}} = 1/2$ pour des contacts argile-acier ;
- Les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures.

3.4. Modélisation des éléments structure

Un modèle géométrique est constitué de points, de lignes et de couches. En plus de ces composants de base, des éléments de structure peuvent être ajoutés pour simuler les écrans, les plaques, le soutènement des tunnels, ancrages, etc.

3.4.1. Plaques

Les plaques sont utilisées pour modéliser des structures élancées placées dans le sol ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significative. Elles peuvent être utilisées pour modéliser le renforcement par clouage, l'influence de murs ou soutènements, s'étendant selon z (figure 3.8).

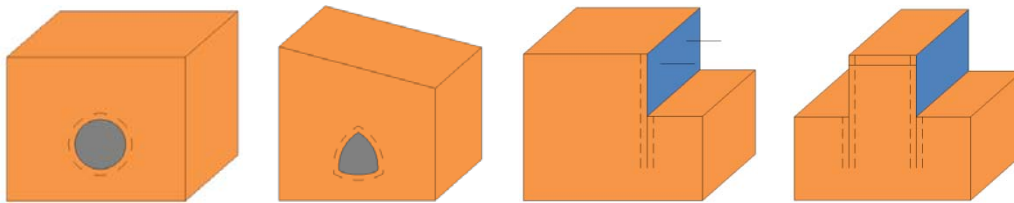


Figure 3.8 Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés

Les plaques sont composées d'éléments de poutres à trois degrés de liberté par nœud : deux degrés de liberté en translation (u_x et u_y) et un degré de liberté en rotation (ϕ_z). Les éléments de poutre peuvent atteindre l'état plastique si le moment de flexion maximal ou l'effort normal maximum sont atteints. La figure 3.9 montre des éléments de poutres à 3 nœuds et à 5 nœuds. Leurs propriétés sont présentées par la suite.

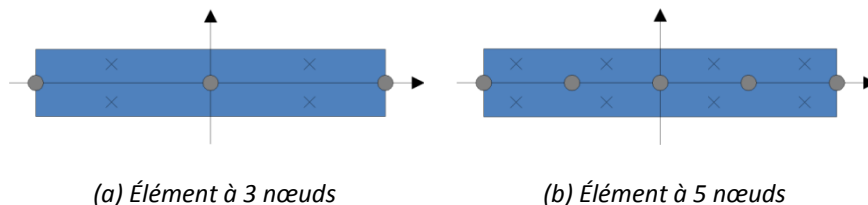


Figure 3.9 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments plaques

3.4.1.1. Propriétés de rigidité

Le comportement élastique nécessite deux propriétés: une rigidité normale EA , et une rigidité de flexion EI . A partir du rapport entre EI et EA , PLAXIS calcule automatiquement l'épaisseur équivalente pour une poutre massive équivalente (d_{eq}) grâce à l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

Pour la modélisation des plaques, PLAXIS utilise la théorie des poutres de MINDLIN. Ceci implique que la rigidité tangentielle est déterminée en supposant que la plaque a une section rectangulaire.

$$\text{Rigidité tangentielle} = \frac{5EA}{12(1+\nu)} = \frac{5E(d_{eq} \cdot 1\text{m})}{12(1+\nu)}$$

3.4.1.2. Coefficient de poisson

Pour les structures relativement flexibles dans la direction perpendiculaire, le coefficient de POISSON est généralement nul. Pour des structures plus massives, comme des murs en béton, il est plus réaliste d'entrer une valeur de l'ordre de 0.15.

3.4.1.3. Poids volumique et plasticité

Le poids volumique des matériaux plaques est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives, cette force est obtenue en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur. Il est aussi possible de tenir compte de la plasticité, en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p .

3.4.2. Éléments nœuds à nœuds

Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points, ils ont une raideur élastique constante (raideur normale). Ces éléments peuvent être soumis à des efforts de traction (pour les tirants) aussi bien qu'à des efforts de compression (pour les butons). D'autre part, les efforts de traction et de compression peuvent être limités afin de simuler la rupture de tirants ou de butons.

La propriété principale de ces éléments est la rigidité axiale EA . Pour calculer une rigidité équivalente par mètre linéaire, PLAXIS demande la saisie de l'espacement L_s dans la direction perpendiculaire à la figure.

Si le type de comportement choisi est élasto-plastique, deux forces d'ancrage, $F_{max,tens}$ (force de traction maximale) et $F_{max,comp}$ (force de compression maximale), peuvent être saisies.

La force de précontrainte n'est pas considérée comme une propriété du matériau et n'est donc pas incluse dans les propriétés des ancrages ; mais peut être activée depuis le menu de la configuration géométrique de la fenêtre de construction par étapes (*staged construction*).

3.4.3. Géogrilles

Ce sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Ces éléments peuvent être utilisés pour modéliser le renforcement de sol par géotextile (figure 3.10). Les géogrilles peuvent aussi être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrille est utilisée pour modéliser le scellement et l'élément nœud à nœud représente la partie libre du tirant. (BRINKGREVE, 2003)

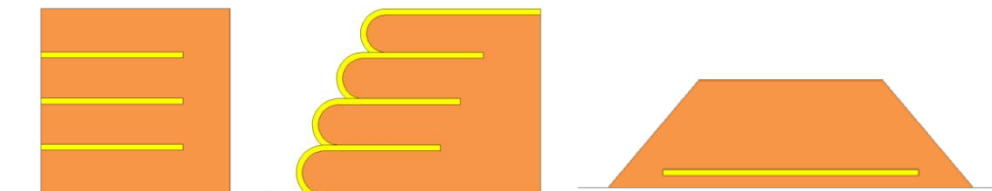


Figure 3.10 Applications incluant des géogrilles

Les géogrilles sont composées d'éléments linéaires ayant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud (u_x, u_y). Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte qui coïncident avec les nœuds (figure 3.11).

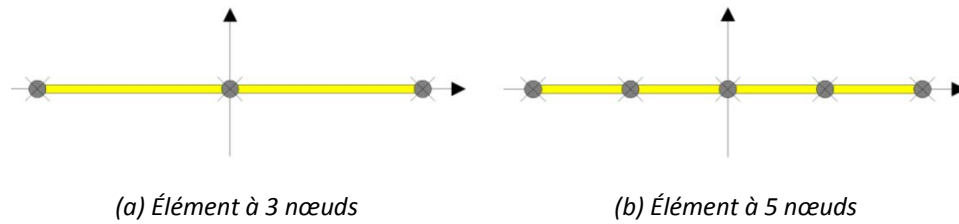


Figure 3.11 Position des nœuds et points de contrainte sur les géogrilles

La seule propriété des géogrilles est la rigidité axiale EA . Celle-ci est fournie par le fabricant de la géogrille et peut être déterminée à partir de diagrammes dans lequel l'allongement de la géogrille est tracé en fonction de la force appliquée dans la direction longitudinale.

3.5. Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé, chargements et conditions aux limites appliquées et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales doit être spécifié.

3.5.1. Génération des pressions hydrauliques

Après la saisie des nappes ou la saisie des conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées automatiquement. L'utilisateur doit juste spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques, à partir de la nappe phréatique, ou au moyen d'un calcul d'écoulement permanent. Si la nappe phréatique ne croise pas la limite géométrique en un point existant, les pressions hydrauliques extérieures ne pourront pas être calculées précisément (figure 3.12).

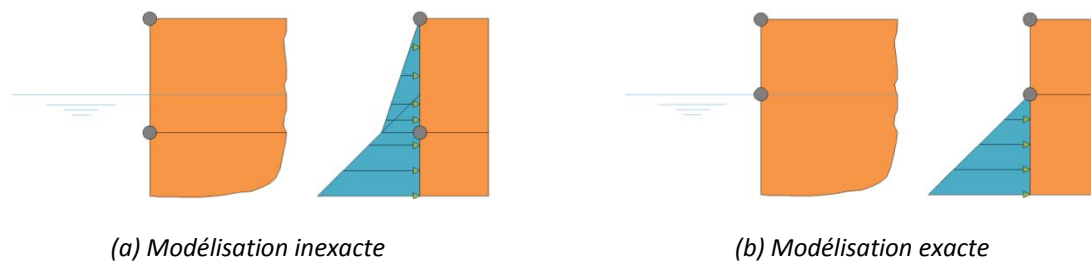


Figure 3.12 Modélisation inexacte et exacte des pressions d'eau extérieures

3.5.2. Génération des contraintes initiales

Il existe deux possibilités pour obtenir les contraintes initiales, par la procédure k_0 , ou chargement gravitaire. La première doit être utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles (figure 3.13). Dans tous les autres cas, on utilisera le chargement gravitaire.

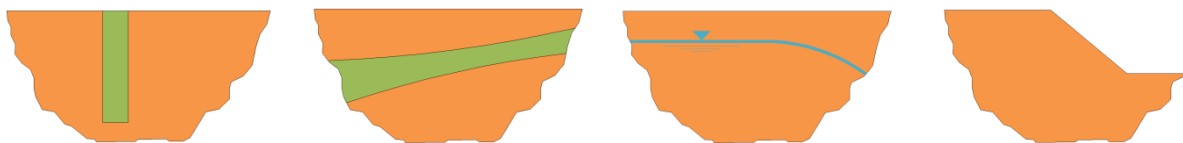


Figure 3.13 Exemples de surfaces non horizontales et de stratifications non horizontales

3.5.2.1. La procédure k_0

Le coefficient k_0 représente le rapport entre les contraintes effectives horizontales et verticales ($k_0 = \sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$). En pratique, la valeur de k_0 pour un sol normalement consolidé est reliée à l'angle de frottement du sol par la relation empirique $k_0 = 1 - \sin \varphi'$. Pour un sol surconsolidé, k_0 aura une valeur relativement supérieure.

Si l'on adopte la procédure k_0 , PLAXIS générera des contraintes verticales qui seront en équilibre avec le poids propre du sol. Néanmoins, les contraintes horizontales sont calculées avec la valeur de k_0 que l'utilisateur doit saisir. Cette procédure de génération des contraintes initiales à beaucoup d'inconvénients, et est déconseillée aux utilisateurs débutants, au profit du chargement gravitaire.

3.5.2.2. Le chargement gravitaire

Si le chargement gravitaire est adopté, alors les contraintes initiales seront nulles. Elles seront générées en appliquant le poids propre du sol dans une première phase de calcul.

Pour l'application du chargement gravitaire, l'utilisateur doit respecter les conditions qui sont présentées ci-dessous :

- **Calcul plastique** : le chargement gravitaire peut être appliqué en une seule phase de calcul. Ceci doit être fait en utilisant un calcul de type *plastic*, pour lequel le paramètre *loading input* est fixé sur *total multipliers*, et $\sum M_{weight}$ est fixée à 1 ;
- **Ignorer le comportement non-drainé** : cette option doit être cochée, car la contrainte initiale n'est pas sujet au comportement non-drainé ;
- **Déplacement initiaux** : une fois les contraintes initiales générées, les déplacements doivent être remis à zéro pour les phases de calcul suivantes. Ainsi, il n'y aura pas effet du chargement gravitaire, sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.

4. FONCTIONS DE CALCUL

Le programme (*CALCULATIONS*) contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. La fenêtre principale du programme (*CALCULATIONS*) contient, le menu calcul, la barre d'outils, les onglets, et la liste des phases de calcul (figure 3.14).

4.1. Type de calcul

Le programme de calcul permet de réaliser, un calcul plastique (*plastic calculation*), une analyse de consolidation (*consolidation analysis*) et un calcul de coefficients de sécurité (*phi-c reduction*).

4.1.1. Calcul plastique

Un calcul plastique doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques. Un calcul plastique ne prend pas en compte l'effet du temps, sauf si l'on utilise le modèle *soft soil creep*.

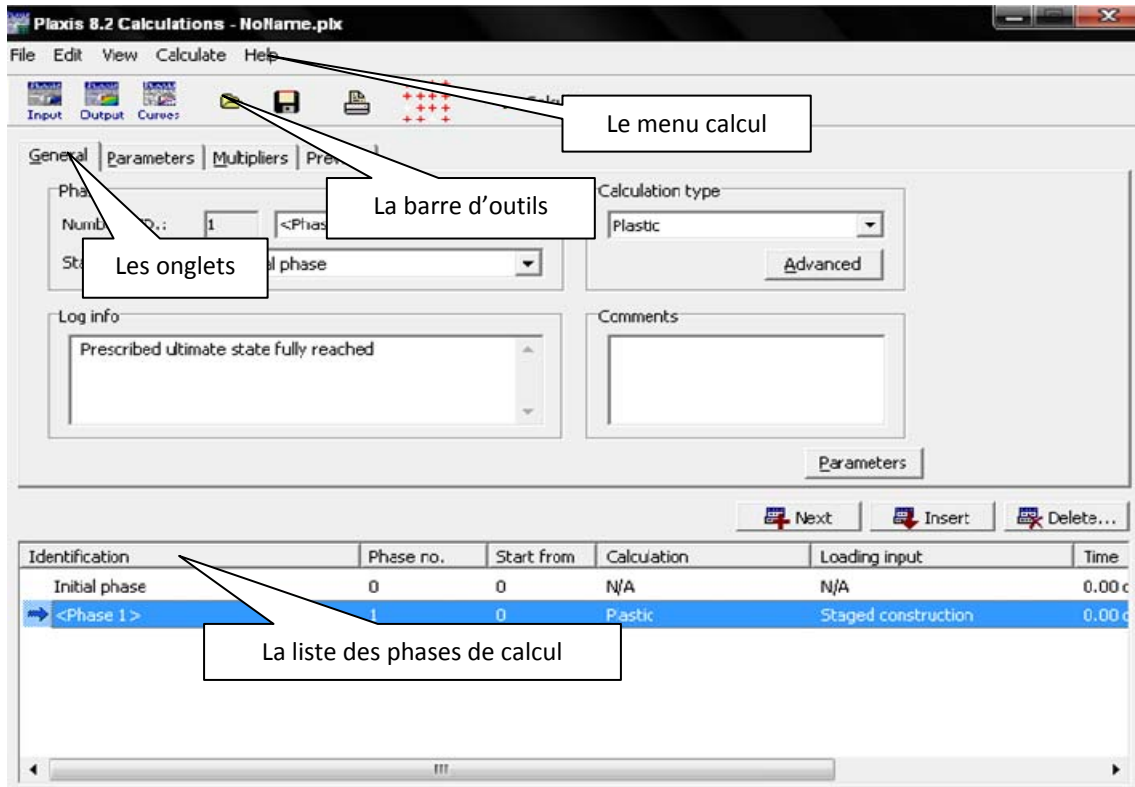


Figure 3.14 Fenêtre principale du programme de calcul calculations

4.1.2. Calcul du coefficient de sécurité

Le calcul du coefficient de sécurité (*phi-c reduction*) doit être sélectionné lorsque l'on souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée :

$$F_s = \text{Forces résistantes/Forces motrices}$$

Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \varphi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d'ancrage ne sont pas influencées. Le coefficient total $\sum M_{sf}$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduite}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduite}}$$

Les caractéristiques notées "réduite" se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Le coefficient $\sum M_{sf}$ vaut 1 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Il faut toujours vérifier si le dernier pas de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \text{la valeur de } \sum M_{sf} \text{ à la rupture}$$

Une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase *phi-c reduction* ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. L'approche *Phi-c reduction* ressemble à la méthode de calcul de

coefficients de sécurité conventionnellement adoptée dans les analyses de cercles de glissement. Veuillez vous reporter BRINKGREVE, et al., (1991) pour une description détaillée de la méthode *Phi-c reduction*.

4.2. Procédure du chargement

Quand la plasticité du sol est prise en compte dans un calcul aux éléments finis, les équations ne sont plus linéaires, ce qui signifie que chaque phase de calcul doit être résolue, de manière itérative, par l'application de plusieurs pas de chargement. Pour chaque pas de chargement, les erreurs d'équilibre dans la solution sont réduites successivement par une série d'itérations.

Dans PLAXIS, plusieurs procédures sont disponibles pour la résolution des problèmes de plasticité non-linéaire. Toutes les procédures (*load advancement ultimate level, load advancement number of steps, et automatic time stepping*) sont basées sur une sélection automatique de la taille des pas de calcul.

Les utilisateurs ne doivent pas s'inquiéter quant à la sélection de la bonne procédure, PLAXIS utilisera automatiquement la procédure la plus appropriée pour garantir une performance optimale. Les procédures d'application du chargement sont contrôlées par un certain nombre de paramètres de contrôle du calcul.

4.3. Contrôle du calcul

Chaque phase de calcul est divisée en plusieurs pas de calcul. Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul ; car dans PLAXIS, des procédures automatiques d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

4.3.1. Les pas additionnels

Ce paramètre précise le nombre maximum de pas de calcul réalisés pour une phase. Par défaut, ce paramètre est fixé à 250, et peut être changé dans l'intervalle 1 à 1000. Pour le calcul du coefficient de sécurité, si le mécanisme de rupture ne s'est pas complètement développé, alors le calcul doit être répété avec un nombre accru de pas additionnels.

4.3.2. Remise à zéro des déplacements

Cette option doit être choisie quand les déplacements calculés dans les pas de calculs antérieurs ne doivent pas être pris en compte pour la phase de calcul en cours ; la phase de calcul en cours commence alors avec un champ de déplacements vierge.

4.3.3. Suppression des pas intermédiaires

Cette option peut être choisie pour préserver de l'espace libre sur le disque. Dans ce cas, tous les résultats pour les pas additionnels de la phase de calcul, excepté le dernier, seront effacés si le calcul de la phase aboutit.

4.3.4. Paramètres de contrôle de la procédure itérative

La procédure itérative, et les procédures de chargement, sont influencées par des paramètres de contrôle. PLAXIS dispose d'une option pour adopter des réglages standards pour

ces paramètres, ce qui donne en général de bons résultats pour la procédure itérative (BRINKGREVE, 2003). On présente ci-dessous, ceux qui sont les plus importants.

4.3.4.1. Erreur tolérée

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît (figure 3.15). Les seuils d'erreur adoptés par PLAXIS sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée.

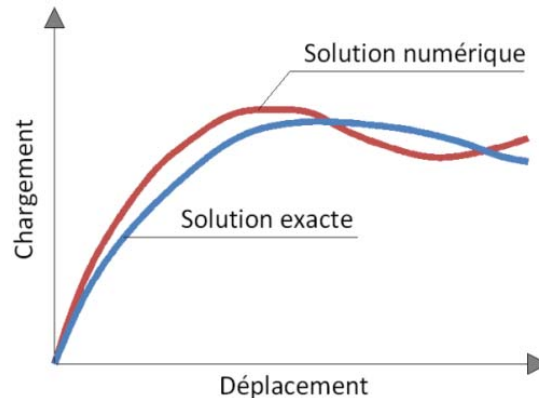
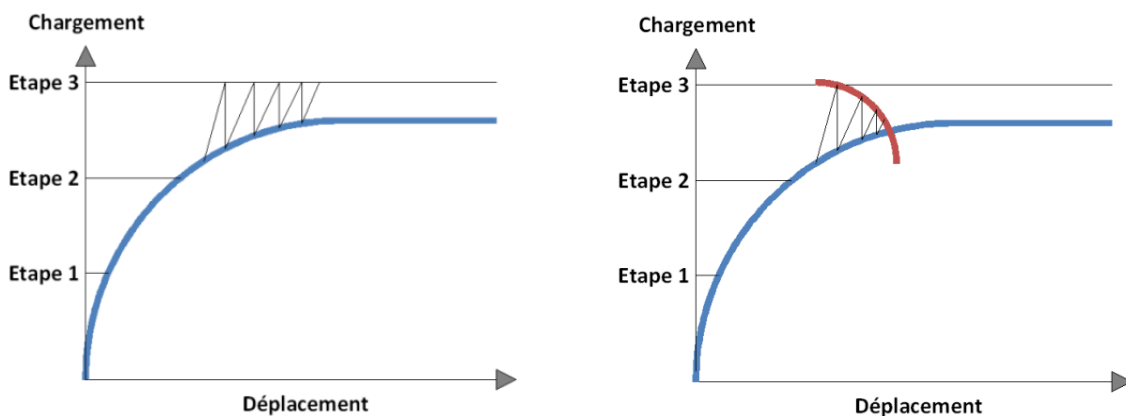


Figure 3.15 Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0.01 est acceptable dans la plupart des calculs. L'utilisation d'une erreur tolérée de 0.03 est requise pour le calcul du coefficient de sécurité.

4.3.4.2. Contrôle de la longueur d'arc

La procédure itérative est représentée sur la figure 3.16(a) ; dans ce cas, l'algorithme ne converge pas. Si le contrôle de la longueur d'arc est adopté, le programme évaluera automatiquement la fraction de charge extérieure à appliquer pour atteindre la rupture, comme montré sur la figure 3.16(b).



(a) Le contrôle normal de la charge

(b) Le contrôle de la longueur d'arc

Figure 3.16 Procédure itérative pour le contrôle des calculs

4.3.5. Données de chargement

PLAXIS permet de préciser le type de chargement à considérer au cours d'une phase de calcul.

4.3.5.1. Construction par étape

La construction par étape, signifie un chargement en termes de : modification des combinaisons de chargement, de l'état de contraintes, du poids, de la résistance ou de la raideur des éléments. Ainsi, l'utilisateur peut spécifier un nouvel état devant être atteint à la fin de la phase de calcul. Cette nouvelle étape peut être définie en modifiant la géométrie, les données de chargement, la configuration du chargement et la distribution des pressions hydrauliques.

4.3.5.2. Multiplicateurs totaux

L'utilisation de *total multipliers* signifie un chargement en termes d'augmentation ou de diminution d'une combinaison prédéfinie de forces extérieures, activées en changeant les multiplicateurs totaux. Le chargement réel appliqué à la fin de la phase de calcul est le produit de la valeur d'entrée du chargement et du multiplicateur de chargement correspondant.

4.3.5.3. Multiplicateurs incrémentaux

Le fait de sélectionner *incremental multipliers* permet à l'utilisateur de spécifier des multiplicateurs de chargement incrémentaux qui sont appliqués à la configuration courante des charges extérieures. L'incrément de chargement appliqué durant le premier pas de la phase de calcul est le produit de la valeur entrée pour le chargement et du multiplicateur incrémental correspondant.

5. ANALYSE DES RÉSULTATS

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques, tableaux, et courbe. Deux programmes sont utilisés pour cela, le programme résultats *output*, et un autre pour représenter les courbes charge-déplacement *curve*.

5.1. Résultats (*output*)

Le premier programme utilisé pour l'analyse des résultats, est le programme *output*. Ce programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. La fenêtre principale du programme *output* contient le menu des résultats, les fenêtres de résultats, la barre d'outils et la barre d'état (figure 3.17).

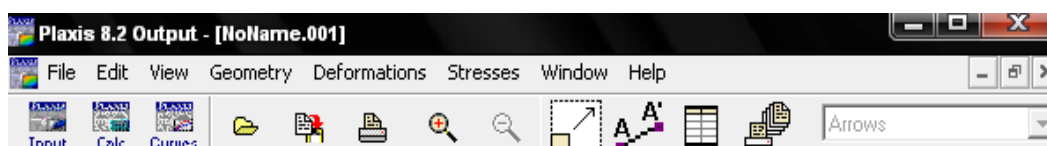


Figure 3.17 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *output*

D'une manière générale, ce programme fournit les options suivantes :

- **Déformations** : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacements ou de déformations peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.
- **Contraintes** : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.
- **Efforts et déplacements dans les éléments de structure** : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, les efforts normaux, les efforts tranchants et les moments fléchissants de tous les éléments de structure.
- **Coupes** : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.
- **Générateur de rapport** : Un générateur de rapport permet l'édition d'un rapport complet, des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle.
- **Animations** : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.

5.2. Courbes (*curve*)

Le second programme utilisé pour l'analyse des résultats, est le programme *curve*. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. La fenêtre principale du programme *curve* contient le menu des courbes, les fenêtres des graphiques et la barre d'outils (figure 3.18).

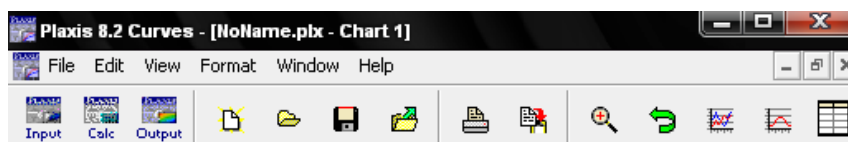


Figure 3.18 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *curve*

6. CONCLUSION

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

L'utilisation de PLAXIS dans l'analyse de la stabilité des talus, nécessite la prise en compte des recommandations suivantes :

- Les coefficients de sécurité sont surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.
- L'utilisation de la procédure k_0 pour la génération des contraintes initiales à beaucoup d'inconvénients, elle est déconseillée au profit du chargement gravitaire.
- L'utilisation d'une erreur tolérée inférieure à 3 %, et la procédure itérative de contrôle de la longueur d'arc, sont requises.

Les clous et les pieux sont des structures peuvent être modélisés avec les éléments plaques. Les éléments interfaces servent à modéliser l'interaction sol-structure. Les géogrilles peuvent être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant ; dans ce cas, le géogrille est utilisé pour modéliser le scellement, et l'élément nœud à nœud pour modéliser l'ancrage du tirant.

Ce chapitre nous a permis de présenter un outil de modélisation dédié à la géotechnique, qui va être utilisé pour l'analyse de la stabilité et le renforcement du modèle sujet d'étude présenté dans le chapitre suivant.

PRÉSENTATION D'UN MODÈLE SUJET D'ÉTUDE

1. INTRODUCTION

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve au nord de la ville de TÉNÈS.

TÉNÈS est une ville côtière d'ALGÉRIE [latitude : 36°30'40.25"N ; longitude : 1°18'29.12"E], située dans la wilaya de CHLEF, à l'ouest d'ALGER. Son histoire se perd aux confins des âges préhistoriques. L'histoire urbaine de TÉNÈS a commencé au 9ème siècle avant J-C, avec les occupations successives des PHÉNICIENS, des BERBÈRES, des VANDALES, des BYZANTINS, des ROMAINS, des ARABES, des TURCS et des FRANÇAIS. Cette ville est connue par son port, sa nature et son poisson de grande qualité.

Il s'agira d'étudier sous différents angles, un mouvement de talus qui menace une route qui longe le site jouxtant le rivage de la mer méditerranée, deux bâtiments à usage d'habitation, une muraille rempart en pierres datant d'avant 1900, des habitations individuelles et un musée historique.

Notre analyse est faite en se basant sur des études géotechniques réalisées par le LCTP, des visites régulières sur le site et les témoignages recueillis auprès des habitants de la ville.

2. PRÉSENTATION DU SITE

La ville de TÉNÈS se compose de quatre grandes agglomérations. Le centre ville qui est ceinturé d'une muraille rempart en pierres. Au sud, on trouve le quartier turc ayant les caractéristiques d'une casbah appelée, de nos jours, le vieux TÉNÈS. A l'est, il y a le port avec ses ouvrages et lieux touristiques, et à l'ouest, le développement de la nouvelle ville (figure 4.1).



Figure 4.1 Présentation de TÉNÈS et positionnement du site
 (1) centre ville, (2) vieux TÉNÈS, (3) le port, (4) extension de la ville, (5) talus instable

Le site sujet d'étude se trouve au nord de la ville [latitude : 36°30'46.93"N ; longitude : 1°18'14.89"E]. Il longe une route reliant le port avec le centre ville. Les deux bâtiments à usage d'habitation qui s'y trouvent identifiés par les lettres (A) et (B), ont été construits en 1986 pour le compte des agents de la CNAS. Ces bâtisses surplombent, d'une hauteur de 10 m, une route en bord de mer qui relie le port et le centre ville (figure 4.2).



Figure 4.2 Présentation du site, et ouvrages menacés
 (1) talus A, (2) talus B, (3) talus C, (4) route vers le port, (5) route vers le centre ville,
 (6) bâtiment A, (7) bâtiment B, (8) muraille, (9) habitations individuelles, (10) musée historique

2.1. Géomorphologie

Le site se présente comme étant un talus de 30 m de hauteur, longeant la mer sur une distance de 100 m. Auparavant, il a fait l'objet de travaux de génie civil, qui ont affecté le relief original, telle que la construction de la route, des bâtiments (A) et (B) et la mise en place de grands remblais.

A présent, on observe un relief assez pendu avec une pente d'environ 60° et deux paliers relativement larges. Le premier, est à mi-chemin entre la mer et la crête du monticule, de 17 m de hauteur et d'une largeur variant entre 30 et 55 m (talus A). Le second, est à 7.50 m au dessus du niveau de la mer et d'une largeur de 20 m en contrebas de la route (talus B) (figure 4.3).

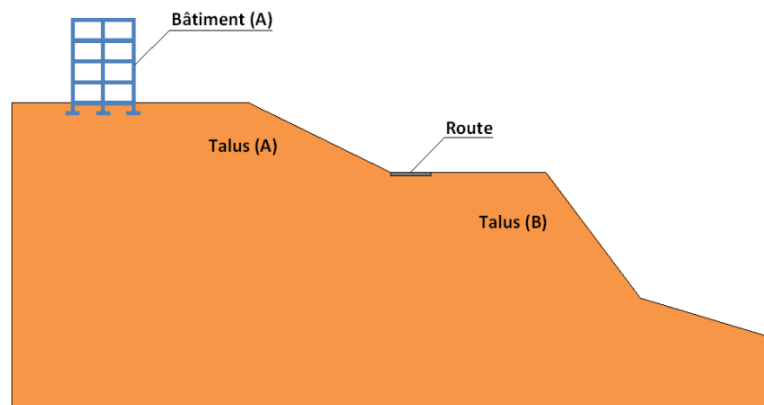


Figure 4.3 Géomorphologie du site

2.2. Litho-stratigraphie du site

L'étude de la carte géologique faite par le LCTP (JANVIER 2005), a permis de classer le site sur le trias gypseux qui est la première période de l'ère secondaire marquée par le dépôt de deux types de sols, correspondant généralement aux amas de gypse et argiles irisées. La description litho-stratigraphique du terrain est présentée sous forme de figures, présent en FÉVRIER 2008, accompagnées de commentaires et explications, donnent les caractéristiques des formations en place. Chaque point d'observation est reporté sur la figure 4.4.



Figure 4.4 Points d'observations pour la description litho-stratigraphique du site

Sur la figure 4.5 on voit un ancien mur de soutènement sur le coté est du site étudié. Cet ouvrage de stabilisation sert de butée à un talus constitué par des alluvions contenues dans une matrice argilo-limoneuse. On remarque aussi la présence de schiste altéré de couleur marron à gris friable et très instable (sur la droite de la figure). La verticalité plus ou moins respecté des arbustes montre que les mouvements de terre sont de faible amplitude. Une partie de l'ancienne muraille en pierre d'époque romaine se trouvant en surplomb de 8 m du mur de soutènement.



Figure 4.5 Point d'observation 1, orientation est



Figure 4.6 Point d'observation 2, orientation ouest

La figure 4.6 représente les mouvements du talus A, limités par une ligne qui longe l'intersection entre les bâtiments. Le talus apparait comme étant, un ancien talweg remblayé avec des blocs gréseux, de gravats récents, et recouverts par des cailloutis contenus dans un sol brunâtre.

La figure 4.7 montre, une ancienne source au niveau du coin sud-est du sommet des masses glissantes, ainsi qu'une fissure du sol de 6 mètres de longueur sous la muraille. Cette source qui existait, et qui a été colmatée au cours du temps, a réapparu dernièrement suite a des fouilles de reconnaissance.



Figure 4.7 Point d'observation 2, orientation sud-ouest



Figure 4.8 Point d'observation 3, orientation sud-est

Sur la figure 4.8 on voit la stratigraphie du talus (A). Ce talus est constitué par une première couche de remblai, qui repose sur une couche d'argile grise schisteuse.

La figure 4.9 présente le talus (b), constitués par des remblais relativement récents, en terres brunâtres, contenant des blocs, d'un diamètre moyen d'un mètre, d'origine allochtone et de nature magmatique. Le rivage de la mer constitué par des blocs gréseux atteignant une dizaine de mètres de diamètre. Les blocs rocheux d'origine allochtone, ne forment pas le socle du talus.



Figure 4.9 Point d'observation 1, orientation ouest



Figure 4.10 Point d'observation 4, orientation nord

La figure 4.10 présente le talus (c) aval de la route. On observe un remblai très récent constitué par une décharge (sauvage) de matériaux divers, gravats, déchets industriels et ménagers. Au pied du talus, on a remarqué la présence d'un faible écoulement d'eau à régime permanent.

3. DÉSORDRES SURVENUS SUR LE SITE

Les plus importants désordres observés sur le site touchent le bâtiment (A), et un tronçon d'une vingtaine de mètres de la route qui longe ce bâtiment. Ces désordres seront présentés sous forme de figures accompagnés de commentaires et explications. Chaque point d'observation est présenté sur la figure 4.11. Auparavant, il sera question de présenter quelques témoignages, recueillis auprès des habitants de la ville.



Figure 4.11 Points d'observations des désordres survenus sur le site

3.1. Témoignages

Un jeune lycéen de 16 ans : « Une fois il pleuvait et le sol était gorgé d'eau, j'ai fait un pas et mon pied s'est enfoncé dans une cavité qui n'existait pas avant. D'ailleurs c'est toujours pareil, suite au pluies, on remarque des trous plus ou moins larges dans le sol, et que des enfants remplissent avec des pierres ».

Un habitant du bâtiment (A) : « Ici, au droit de l'angle nord-est du bâtiment (A), lors des travaux de terrassement pour la construction de ce dernier (1986), l'entrepreneur n'a pas pu trouver le bon sol ; il avait utilisé une pelle mécanique qui avait une flèche d'une longueur de 4 m, sans y arriver. Finalement, il a eu recours à un remblai pour fonder l'ouvrage ».

Un ténésien sexagénaire : « Au pied de la muraille, il y a à peu près une quarantaine d'années (1968), on pouvait voir une eau peu salée qui coulait abondamment à travers une large fissure dans un grand rocher. Il se peut que cet important courant d'eau ait été dérivé en profondeur suite aux nombreux tremblements de terre ».

3.2. Commentaires

Historiquement, le site est un ancien oued remblayé (actions anthropiques) au cours du temps sans compactage. Cela permet de poser une première hypothèse ; la couche de remblai glisse sur une formation de sol plus compacte et imperméable, l'eau repérée sur site génère des pressions hydrauliques qui favorisent le glissement.

La figure 4.12 représente la seconde route de TÉNÈS, reliant le port et le centre ville. Cette route est très importante et devient même vitale, pendant la période estivale. Les autorités techniques locales remblayent, à chaque fois cette voie, suite aux mouvements causés par le glissement du talus (A). Plusieurs couches de routes juxtaposées, peuvent être trouvées sous la chaussée.



Figure 4.12 Point d'observation 1, orientation ouest



Figure 4.13 Point d'observation 2, orientation ouest

La figure 4.13 montre des dégâts causés par le glissement du talus (A) au niveau du parking qui se trouve à côté des deux bâtiments. Toute une partie du mur d'enceinte, a disparu. Aussi, un important affaissement d'une hauteur de 2 m et d'un rayon surfacique de 6 m environ est apparu à côté du bâtiment.

La figure 4.14 représente l'angle nord-est du bâtiment (A). Ce dernier a subi des désordres résultants des affouillements dus au ruissellement des eaux pluviales et le mouvement de terrain. On observe une large cavité qui s'étend de quelques mètres sous la longrine de

l'ouvrage. Le sol est constitué par un remblai qui, en toute vraisemblance, a été mal exécuté (matériau inadéquat, compactage médiocre). Selon les enfants du quartier, qui jouent souvent dangereusement sous le bâtiment, c'est à cet endroit qu'on observe fréquemment la formation de trous dans le sol suite aux chutes de pluies.



Figure 4.14 Point d'observation 3, orientation sud



Figure 4.15 Point d'observation 4, orientation nord-ouest

La figure 4.15 représente une muraille historique qui a été construite par les romains, puis par les français, pour protéger la ville contre les attaques extérieures. Cet ouvrage est très vulnérable face aux mouvements du talus (A) qui y créent des fissures tout au long.

Sur la figure 4.16 on voit, une maison individuelle qui a due être évacuée suite a la formation d'une fissure importante qui passe sous cette habitation. Le propriétaire de la maison affirme que cela s'est produit d'une manière soudaine en juin 2007 vers 3 h du matin, avec un bruit manifeste. La fissure passe même chez des voisins. Le CTC avait ordonné l'évacuation immédiate des propriétaires de cette maison.



Figure 4.16 Point d'observation 5, orientation nord



Figure 4.17 Point d'observation 6, orientation nord-ouest

On remarque sur la figure 4.17, le déplacement de la muraille derrière un musée historique. Autrefois, faisant office d'une poudrière, cet ouvrage est devenu le plus ancien musée de la ville. Sa situation, qui offre une belle vue mer, et son histoire, ont fait de lui un bel endroit touristique. Cet ouvrage est, lui aussi, vulnérable face au glissement du talus (A).

4. MÉCANISMES PROBABLES DES DÉSDORDRES

La stabilité du site est un problème géotechnique complexe, tant par l'hétérogénéité de sa litho-stratigraphie que par les risques engendrés par les mouvements du talus. À cela, s'ajoute les moteurs responsables des mouvements de terrains. La aussi, il y a conjonction entre un glissement du remblai sur une couche sous-jacente, l'action des eaux souterraines et l'action de l'érosion marine.

4.1. Glissement de la couche de remblai

La vulnérabilité du site est liée tout d'abord aux conditions naturelles, juxtaposition de plusieurs formations litho-stratigraphique. Notre hypothèse est que la couche de remblai glisse sur une autre couche plus compacte, mais cela doit être vérifié par les résultats de l'étude géotechnique présentée par la suite.

4.2. Action des eaux souterraines

L'action des eaux souterraines peut se résumer en deux séquences simultanées ou complémentaires :

- Une séquence d'érosion du sous-sol (due au gradient hydraulique) par transport des particules solides les plus fines créant ainsi un système de cavités qui s'amplifie et se ramifie au cours du temps. Il en résulterait une porosité relativement importante qui conduirait à des effets d'affaissement localisés du sol ;
- Une séquence de cisaillement par la présence de pression interstitielle qui diminue la contrainte effective et par la suite la résistance de cisaillement. La surface de discontinuité qui correspond à l'interface entre les deux couches est un lieu privilégié de l'écoulement, et devient donc la surface de faiblesse, surface de rupture par excellence.

4.3. Action de l'érosion marine

Le littoral est insuffisamment protégé. De ce fait, la butée constituée par du remblai, est constamment agressée par la houle et le travail de l'érosion marine. Plusieurs décrochements de la butée sont en cours d'évolution, et la suppression de cette butée conduit automatiquement aux mouvements du talus.

5. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Le but de l'étude géotechnique, faite par le LCTP (JANVIER 2005), était l'exécution d'un programme établi par le bureau d'étude SECOROUT (maitre de l'œuvre), pour la détermination des caractéristiques géotechniques du sol. Les points d'implantation des sondages sont représentés sur la figure 4.18. Les résultats sont représentés sur le tableau 4.1.



Figure 4.18 Points d'implantation des essais géotechniques

Tableau 4.1 Essais géotechniques réalisés par le LCTP (JANVIER 2005)

Type	Essai	Nombre	Points d'essai	Profondeur
Essais en place	Sondage	3	1, 2 et 3	jusqu'à 30 m
	Pénétromètre	3	1, 2 et 3	jusqu'au refus
	LEFRANC	3	1, 2 et 3	jusqu'à 30 m (essai tout les 3 m)
	Piézomètre	3	1, 2 et 3	jusqu'à détection du niveau d'eau
Essais au laboratoire	Identification	4	1	de 11.70 à 12.00 m
				de 16.00 à 16.30 m
			3	de 17.70 à 18.00 m
				de 18.00 à 18.30 m
	Cédométrie	4	1	de 11.70 à 12.00 m
				de 16.00 à 16.30 m
			3	de 17.70 à 18.00 m
de 18.00 à 18.30 m				
Cisaillement	1	3	de 13.00 à 13.30 m	

5.1. Sondages

Les sondages révèlent l'existence de deux couches de sol principales. La première est une couche de remblais qui superpose une seconde couche formée principalement par une couche d'argile schisteuse (figure 4.19). Les résultats des sondages sont présentés en détail en annexe C.1.

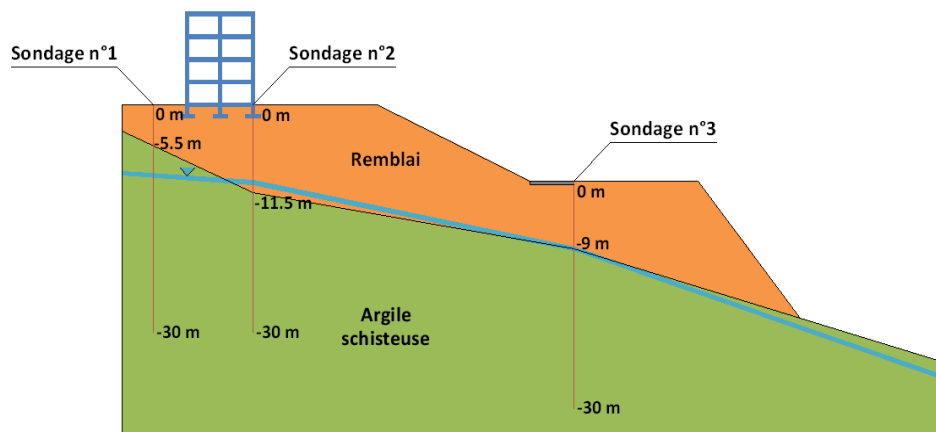


Figure 4.19 Profondeur des couches de sol (reconnaissance par sondages)

Les sondages carottés, ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse SOPRANO à chenilles. Ils ont permis l'extraction d'échantillons de sol qui ont fait l'objet des essais au laboratoire (figure 4.20).



(a) sondeuse au cours de l'essai

(b) échantillons destinés pour les essais de laboratoires

Figure 4.20 Sondage au point d'essais n°2

5.2. Pénétromètre dynamique

La seconde investigation du laboratoire était l'exécution de 03 essais au pénétromètre dynamique. Les valeurs de la résistance à la pointe enregistrées sont représentées en détails en annexe C.2. Les principales interprétations concernant ces essais, sont résumées comme suit :

- **Point n°1** : présence d'une première couche de faible résistance entre 1 et 5 m de profondeur, celle-ci correspond au remblai. On remarque aussi, une légère augmentation du q_d , entre 1.60 m et 1.80 m, probablement due à la présence de grands cailloux et galets. Au-delà de 5 m, la résistance accroît, et le refus a été enregistré à une profondeur de 7.20 m ;
- **Point n°2** : enregistrement d'une faible résistance à la pointe jusqu'à 3 m, qui augmente légèrement jusqu'à 7 m ; cela est dû à l'existence d'un remblai hétérogène. le refus a été enregistré à une profondeur de 7.80 m ;
- **Point n°3** : enregistrement d'une faible résistance à la pointe jusqu'à 3.60 m. On remarque une très forte augmentation relative du q_d entre 3.60 m et 5.20 m ; cela s'explique par la présence d'anciennes couches de bitume, qui ont été remblayées suite aux tassements et glissements de la route. Le refus a été enregistré à une profondeur de 9.80 m.

Comme les sondages, le pénétromètre dynamique révèle aussi la formation de deux couches, la première de faible résistance assimilée au remblai, et la seconde relativement résistante. La profondeur du refus, assimilé à la couche d'argile schisteuse, est représentée sur le tableau 4.2.

Tableau 4.2 Résultats du pénétromètre dynamique, LCTP (JANVIER 2005)

Points d'essai	Point n°1	Point n°2	Point n°3
Profondeur [m]	7.20	7.80	9.80
q_d [bar]	546	546	493

5.3. Essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est un essai en place qui s'applique aux sols fins ou grenus, et permet la détermination du coefficient de perméabilité en place. Il a été réalisé dans les mêmes points des sondages, tous les trois mètres de profondeur.

Les résultats confirment que, entre 5 et 12 m le sol est très perméable (remblai) et entre 12 et 30 m le sol est peu perméable (argile schisteuse). On note que les valeurs numériques des perméabilités ne figurent pas sur le rapport géotechnique.

5.4. Piézomètre

Une nappe aquifère a été décelée, dans les trois points d'essais ; les résultats sont présentés sur le tableau 4.3.

Tableau 4.3 Profondeur de la nappe phréatique, LCTP (JANVIER 2005)

Points d'essai	Point n°1	Point n°2	Point n°3
Profondeur de la nappe [m]	9.30	10.20	9

5.5. Essais d'identification

Les essais d'identification portent sur l'analyse granulométrique, les densités humides et sèches, le degré de saturation, les limites d'ATTERBERG et la mesure de la teneur en eau. Les résultats obtenus sont représentés sur le tableau 4.4.

Tableau 4.4 Résultats des essais d'identification, LCTP (JANVIER 2005)

Sondages		Sondage n°1		Sondage n°3	
Profondeurs [m]		De 11.70 à 12.00	De 16.00 à 16.30	De 17.70 à 18.00	De 18.00 à 18.30
w		9.85	8.42	11.82	12.35
S_r		89.25	100	100	100
γ_{sat}		23.18	24.10	24.66	22.94
γ_d		21.20	22.20	22.05	20.41
Granulométrie (%)	> 20 mm	-	-	-	-
	> 2 mm	-	-	-	-
	< 0.08 mm	79.00	75.75	71.75	73.75
Limites d'ATTERBERG	w_L	38.40	38.00	42.00	42.00
	w_P	25.39	24.71	24.05	25.79
	I_P	13.01	13.29	17.95	16.21
	I_C	2.19	2.22	1.68	1.82
	I_L	- 1.19	- 1.22	- 0.68	- 0.82
Classification USCS/LCPC		A_p	A_p	A_p	A_p

Les échantillons analysés sont des sols fins (plus de 75 % d'éléments sont inférieur à 0.08 mm), saturés, consistants ($I_C > 1$), et se trouve naturellement dans un état solide ($I_L < 1$). Pour les sols fins, la classification se fait en reportant les valeurs de I_P et w_L sur le diagramme de CASAGRANDE.

5.6. Essais œdométriques

Selon les résultats œdométriques (tableau 4.5), la couche d'argile est sous-consolidée (LCTP, JANVIER 2005).

Tableau 4.5 Résultats des essais œdométriques, LCTP (JANVIER 2005)

Sondages		Sondage n°1		Sondage n°3	
Profondeurs (m)		De 11.70 à 12.00	De 16.00 à 16.30	De 17.70 à 18.00	De 18.00 à 18.30
σ'_c [kPa]		340	170	240	200
C_c		0.084	0.07	0.123	0.121
C_s		0.027	0.02	0.036	0.089
e_0		0.325	0.31	0.4	0.42
σ'_0 [kPa]		270.78	364.095	400.28	406.65

Ces résultats ne sont pas logiques. Suite à une analyse qualitative, on pense que cette argile est plutôt normalement consolidée.

5.7. Essais de cisaillement

Les résultats obtenus, suite aux essais de cisaillement consolidé drainé (lent), sont présentés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 Résultats des essais de cisaillement
à la boîte de CASAGRANDE, LCTP (JANVIER 2005)

Sondages	Sondage n°3	
Profondeurs (m)	De 13.00 à 13.30	
Points	Pic	Résiduel
c' [kPa]	1.2	0.6
φ' [°]	32	16

Habituellement, une cohésion résiduelle est nulle. La valeur présentée (0.6 kPa) peut avoir deux explications. La première serait que cette valeur soit erronée. La seconde serait que la valeur soit juste, car au niveau du sondage n°3 le sol a subi de nombreux changements (compactage au niveau de la route, ruptures du talus, etc.).

6. CONCLUSION

La partie à dessus nous a permis de présenter le site, objet de notre étude, ainsi que sa vulnérabilité conséquence des problèmes complexes d'instabilité géo-mécaniques. Notre analyse qualitative a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès des habitants de la ville.

Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route qui longe le site, des bâtiments à usage d'habitation, une muraille historique, des habitations individuelles et un musée historique. Il s'agit de deux phénomènes conjugués : le glissement d'une couche de remblai sur une autre plus compacte et des affaissements localisés, dont les origines sont liées à la présence de l'eau souterraine en écoulement.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du site, il a été jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant PLAXIS.

2.1. Hypothèses générales

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec PLAXIS, sont les suivantes :

- Le sol est supposé être un milieu continu ;
- Les déformations sont considérées planes ;
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB ;
- Le régime hydraulique est statique ;
- Le bâtiment est modélisé comme étant un portique ;
- Les efforts dynamiques sont négligés.

2.2. Géométrie du modèle

Le profil à analyser est représenté sur la figure 5.2 (110 m de longueur et 56 m de hauteur). Le bâtiment (A) est un ouvrage R+3 de 12 m de hauteur et dont la profondeur des fondations est de 1.5 m.

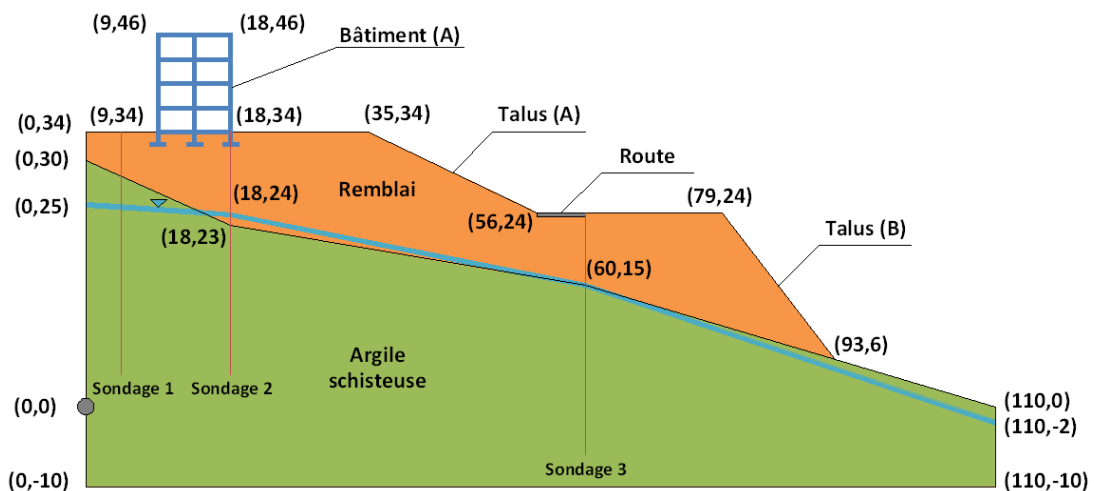


Figure 5.2 Domaine d'analyse

2.3. Caractéristiques des matériaux

Les données à introduire dans notre étude sont les résultats des essais géotechniques réalisés. Les données qui nous manquent sont prises de la bibliographie.

2.3.1. Propriétés des couches de sols

Les propriétés géotechniques qui nous manquent pour la modélisation des sols, sont pris de la bibliographie (base de données PLAXIS, SEVE et al. (1996)). Le module de YOUNG de la couche d'argile, est calculé à partir du module œdométrique, en utilisant la formule qui suit :

$$E = E_{\text{œd}} \frac{(1-2\nu).(1+\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{où} \quad E_{\text{œd}} = 2,3\sigma' \frac{1+e_0}{C_c}$$

Les propriétés des couches de sols, leurs types et modèles de comportement, sont présentés dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 Propriétés des couches de sols

Paramètres			Remblai	Argile
Modèle type			MOHR-COULOMB	MOHR-COULOMB
Poids volumique sec	γ_d	[kN/m ³]	19*	21.20
Poids volumique humide	γ_{sat}	[kN/m ³]	20*	23.18
Module de YOUNG	E	[kPa]	18000*	7565
Coefficient de POISSON	ν		0.33*	0.3*
Cohésion	c	[kPa]	0.6	1.2
Angle de frottement	φ	[°]	16**	32
Angle de dilatation	ψ	[°]	5*	0*

* : Base de données PLAXIS
** : (Seve, et al., 1996)

2.3.2. Propriétés du bâtiment

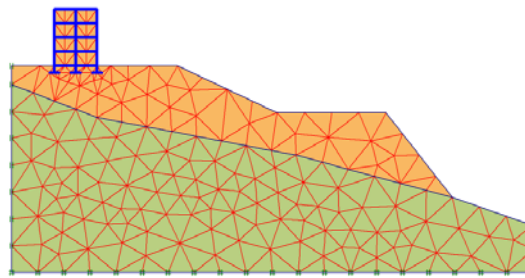
La structure du bâtiment (portique en béton armé) est modélisée par des éléments plaques. La section de la structure (poutres, poteaux) est de 35x35 cm² ; et celle des fondations est de 200x30 cm². Le béton armé a un poids volumique de 25 kN/m³ et un module de YOUNG de 30.10⁶ kPa. Les cloisons et les charges d'exploitations sont totalement négligées. Les propriétés du bâtiment sont représentées sur le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Propriétés du bâtiment

Paramètres			Structure	Fondations
Type de comportement			Élastique	Élastique
Rigidité normale	EA	[kN/m]	3.675.10 ⁶	1.35.10 ⁷
Rigidité de flexion	EI	[kN m ² /m]	3.752.10 ⁴	1.013.10 ⁵
Poids	w	[kN/m/m]	8.75	7.5
Coefficient de POISSON	ν		0.2	0.2

2.4. Maillage et conditions aux limites

La génération du maillage se fait automatiquement (figure 5.3). PLAXIS introduit un matériau au centre du bâtiment qui sera éliminé par la suite. Le maillage choisit est de type fin.

**Figure 5.3** Génération du maillage et les conditions aux limites

2.5. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des conditions hydrauliques initiales et les contraintes initiales.

2.5.1. Conditions hydrauliques

Le niveau de la nappe est représenté dans la figure 5.4(a). Le poids volumique de l'eau est de 10 kN/m³. La génération des pressions hydrauliques (pressions interstitielles initiales, potentiel

hydraulique et degré de saturation) se fait automatiquement suite à la sélection du régime d'écoulement (statique ou permanent). Dans notre modèle, on a pris comme hypothèse que le régime est statique. Les résultats sont représentés sur la figure 5.4.

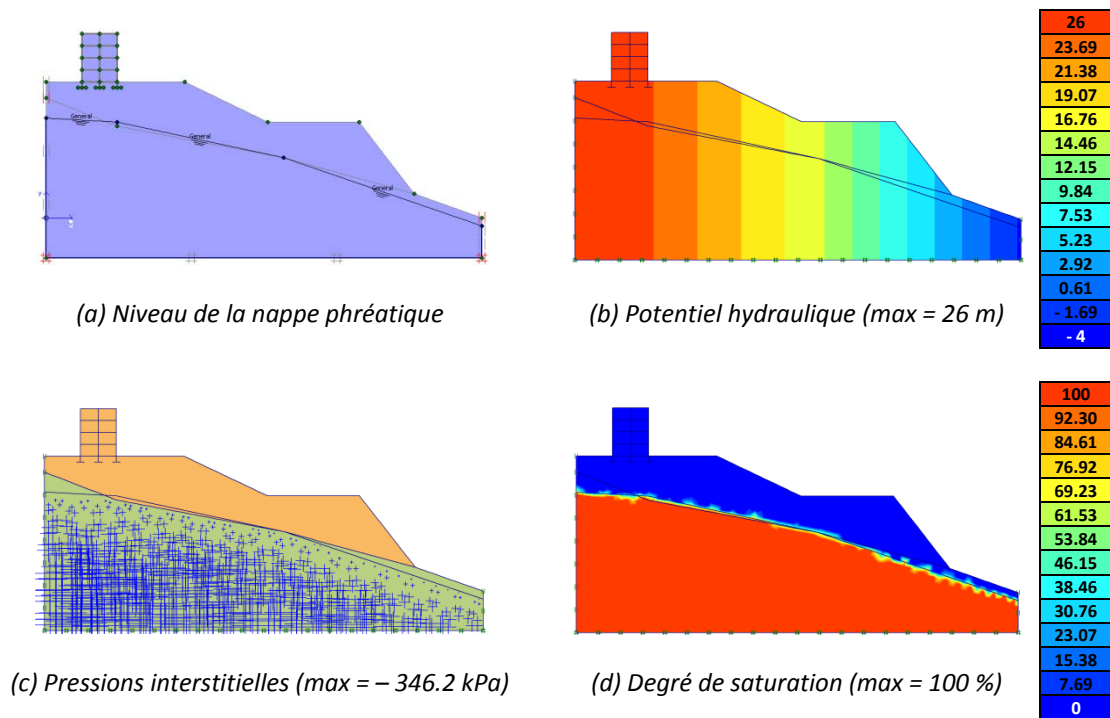


Figure 5.4 Conditions hydrauliques initiales

PLAXIS permet le calcul en écoulement permanent. Une autre version, PLAXFLOW, est consacrée aux calculs pour tous les régimes hydrauliques (statique, permanent ou transitoire).

2.5.2. Contraintes initiale

Dans cette partie de traitement, le bâtiment doit être activé (en cliquant dessus) et les matériaux à l'intérieur du portique doivent être désactivés. La génération automatique des contraintes initiales ne peut être réalisée à ce stade, car dans ce cas, le programme utilisera la procédure k_0 (coefficient des terres au repos) qui est déconseillée pour notre cas d'étude. Le calcul de ces contraintes se fera par chargement gravitaire comme phase de calcul.

3. PROCÉDURES DE CALCUL

Le calcul se fait en trois phases. La première phase est l'initiation des contraintes hydrauliques, la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), et la troisième pour le calcul du coefficient de sécurité. Le tableau 5.3 représente un résumé des procédures de calcul, ainsi que les paramètres (options) à prendre en considération.

Tableau 5.3 Phases de calcul

Identifiant	N°	Calcul	Chargement	Options
Phase initiale	0	-	-	-
Chargement gravitaire	1	Plastique	total multipliers	Ignorer le comportement non-drainé
Coefficient de sécurité	2	Phi/c réduction	incremental multipliers	Remise des déplacements précédents à zéro

3.1. Initiation des contraintes

En premier, la liste des calculs ne contient qu'une seule ligne référenciée phase initiale, et pour la quelle la numérotation est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme (contraintes hydrauliques). La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs.

3.2. Chargement gravitaire

Identifiée par le numéro 1, cette phase de calcul permet la génération des contraintes initiales par chargement gravitaire. Pour cela, on doit paramétrer le programme pour qu'il effectue un calcul plastique dans lequel le chargement est fixé sur *total multipliers*, et que l'option « ignorer le comportement non-drainé » soit activée. Cet étape est importante, est a un impact direct sur les prochaines phases de calcul.

3.3. Coefficient de sécurité

Identifiée par le numéro 2, cette phase permet le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de réduction des paramètres mécaniques. Les déplacements générés par la phase précédente doivent être remis à zéro. Le tableau 5.4 représente des informations suite au déroulement du calcul dans le programme *calculation*.

Tableau 5.4 Informations sur le déroulement des calculs

Identifiant	Premier pas	Dernier pas	Erreurs
Phase initiale	0	0	-
Chargement gravitaire	1	1	Non
Coefficient de sécurité	2	101	Non

4. PRINCIPAUX RÉSULTATS

Les résultats sont affichés selon l'ordre des phases de calcul. En premier on affiche les résultats du chargement gravitaire (phase de calcul n°1), en second les résultats du calcul du coefficient de sécurité (phase de calcul n°2).

4.1. Chargement gravitaire

La phase n°1 permet la génération des contraintes initiales. La distribution des contours de contraintes est ordinaire. On remarque que le bâtiment exerce une contrainte de - 100 kPa, soit 1 bar sur le sol (figure 5.5(a)).

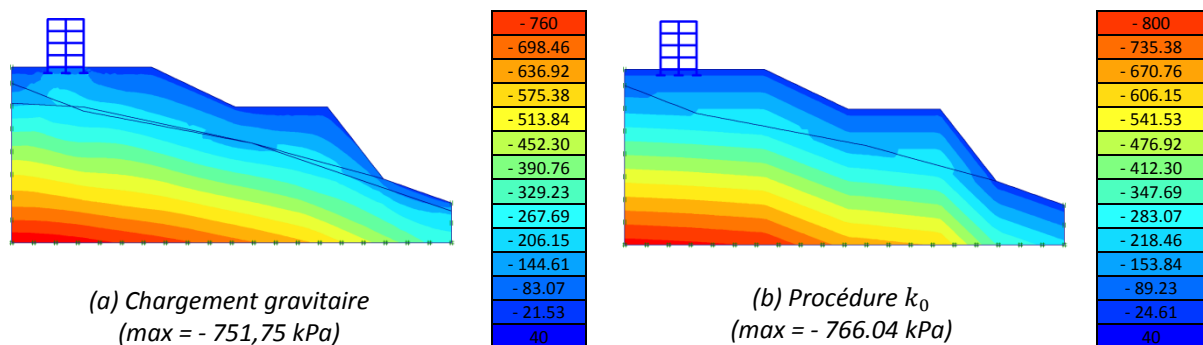


Figure 5.5 Comparaison entre les résultats du calcul des contraintes initiales

Une comparaison entre les deux procédures de calcul des contraintes initiales (la procédure k_0 , chargement gravitaire) est représentée sur la figure 5.5. On remarque que le chargement gravitaire donne une distribution plus significative. Le chargement gravitaire représente bien les contraintes générées sous le bâtiment, contrairement à la procédure k_0 .

4.2. Coefficient de sécurité

La phase n°2 calcule le coefficient de sécurité qui peut être visualisé par deux manières. La première permet son affichage dans la fenêtre *calculation info* du programme *output*, cette option affiche le coefficient de sécurité (**0.282**) du dernier pas de calcul (**100**) (figure 5.6). La deuxième, plus précise, permet sa détermination en utilisant le programme *curve* qui permet de voir que la rupture se produit au pas de calcul n°12, avec un coefficient de **0.272** (figure 5.7).

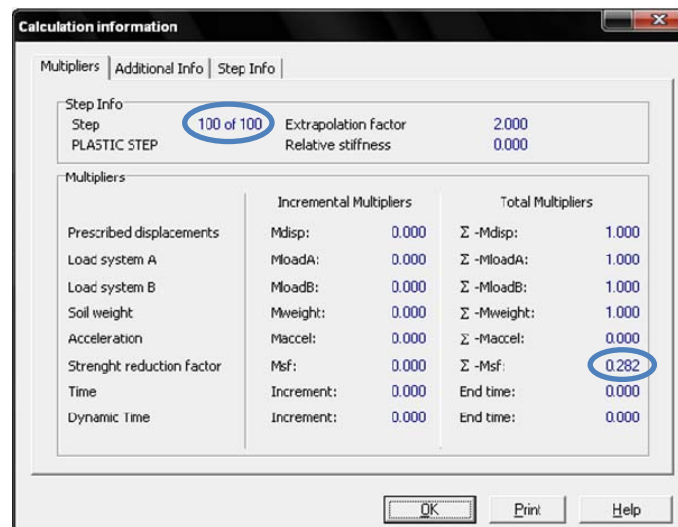


Figure 5.6 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=0.282$)

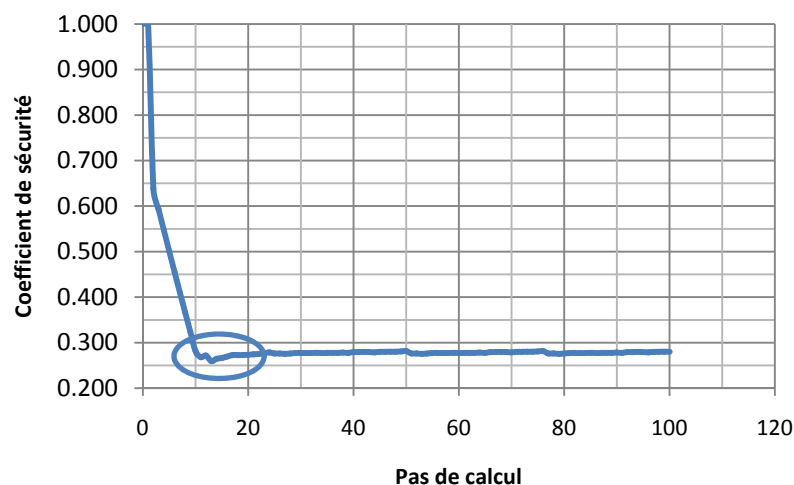


Figure 5.7 Pas de calcul en fonction du coefficient de sécurité ($F_s=0.272$)

Le contour des contraintes et déformation peut être visualisés dans le programme *output*, suite à la sélection du pas de calcul n°12.

Les résultats obtenus (figure 5.8), permettent la visualisation de la partie instable du modèle. La représentation des déformations tangentielles permet la détermination de la surface de rupture.

L'affichage des contraintes tangentielles relatives (*RELATIVE SHEAR STRESSES*) donne une indication sur les points proches de l'enveloppe de rupture. La contrainte tangentielle relative se calcule comme suit :

$$\tau_{rel} = \frac{\tau^*}{\tau_{max}}$$

- τ^* est la valeur maximale de la contrainte tangentielle (cercle de MOHR) ;
- τ_{max} est la valeur maximale de la contrainte tangentielle dans le cas où le cercle de MOHR deviendrait tangent à l'enveloppe de rupture de COULOMB, en gardant la contrainte principale intermédiaire constante.

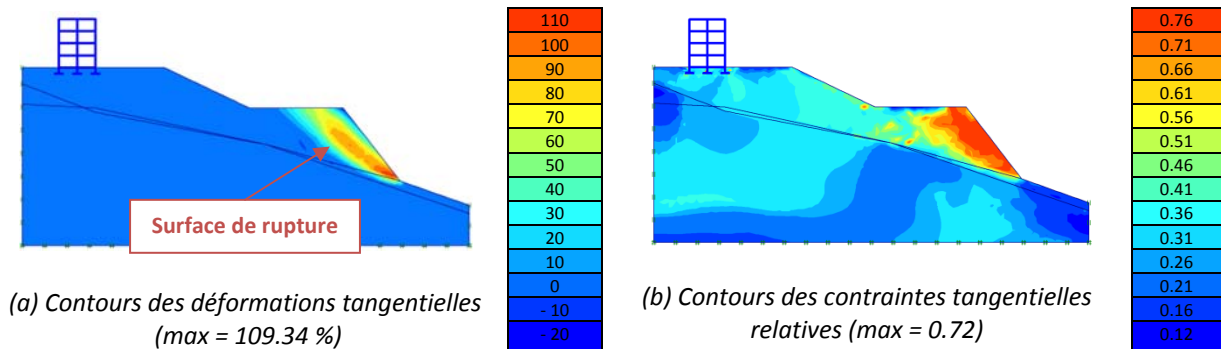


Figure 5.8 Contour des contraintes et déformations ($F_s=0.272$)

On remarque que les résultats obtenus par analyse numérique (figure 5.9(a)), sont en similitude avec les déplacements du talus (b) dans la réalité (figure 5.9(b)).

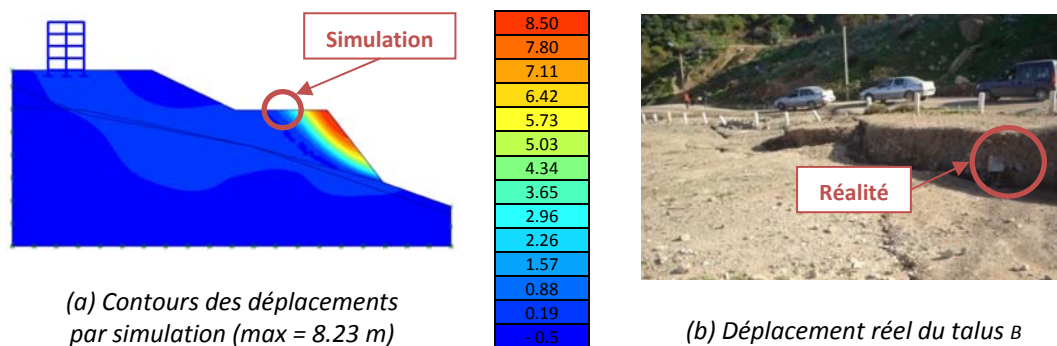


Figure 5.9 Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus ($F_s=0.272$)

5. COMPARAISON ENTRE PLAXIS ET FLAC-SLOPE

L'introduction de la géométrie, des propriétés des matériaux et du niveau de la nappe, se fait d'une manière simple. La loi de comportement du sol est celle de MOHR-COULOMB. Le coefficient de sécurité obtenu avec ce programme est de l'ordre de **0.372** (figure 5.10). Le maillage de *FLAC-SLOPE* est fait avec des éléments carrés, contrairement à *PLAXIS* qui utilise des éléments triangulaires. L'utilisation des éléments structure pour la modélisation du bâtiment n'est pas possible, on a dû appliquer une contrainte de chargement de 1 bar pour simuler le poids du bâtiment.

La différence entre la valeur du coefficient de sécurité calculé par les deux programmes est probablement due à la forme et le nombre d'éléments utilisés pour la génération du maillage, car ces paramètres ne sont pas contrôlés d'une manière précise.

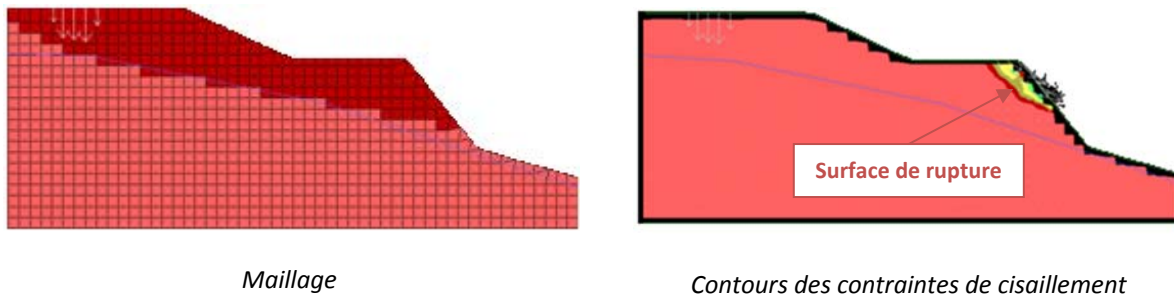


Figure 5.10 Analyse du modèle sujet d'étude avec FLAC-SLOPE ($F_s=0.372$)

La surface de rupture trouvée par PLAXIS (figure 5.8(a)) et la même que celle affichée par FLAC-SLOPE (figure 5.10(b)). La visualisation des autres types de résultats (contraintes et déformations) n'est pas possible dans ce programme. Pour cela, l'utilisateur doit faire la même analyse par FLAC et non FLAC-SLOPE.

6. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Dans cette étude, Il sera question de montrer l'effet, des paramètres de calcul, des paramètres géotechniques de la couche de remblai, de la variation du niveau de la nappe et de l'adoucissement de la pente du talus (B), sur le coefficient de sécurité.

6.1. Effet des paramètres de calcul

Le nombre d'éléments utilisés pour le maillage et la précision des calculs (tolérance) sont des paramètres importants. L'étude suivante a pour but de varier ces paramètres et de voir leurs influences sur la valeur du coefficient de sécurité.

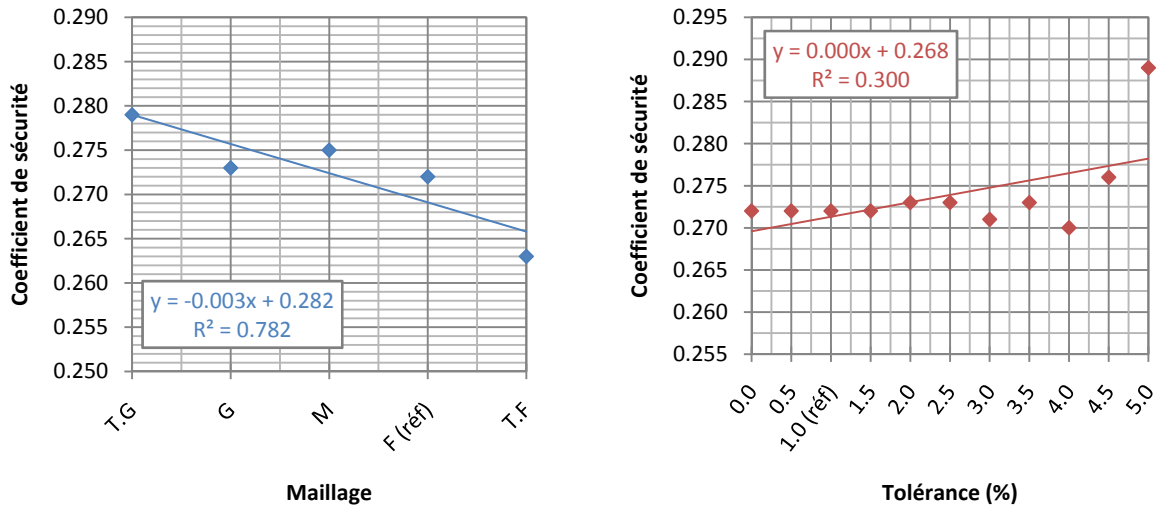
Selon qu'il soit un maillage, très grossier, grossier, moyen, fin ou très fin, le nombre d'éléments générés pour la discrétisation du modèle et présenté dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 Informations sur la génération automatique du maillage

Type de maillage	Très grossier	Grossier	Moyen	Fin	Très fin
Nombre d'éléments	98	128	189	370	641
Nombre de nœuds	845	1105	1611	3101	5307
Nombre de points de contraintes	1176	1536	2268	4440	7692
Taille moyenne des éléments (m)	8.62	7.54	6.21	4.27	3.37

La figure 5.11(a) montre l'influence du nombre d'élément utilisés pour le maillage (référence : maillage fin) sur le coefficient de sécurité. Dans la méthode des éléments finis, l'emploi d'un plus grand nombre d'éléments pour discrétiser la géométrie donne une meilleure représentation du modèle et des résultats plus précis. Plus on va vers la précision, plus la valeur du coefficient de sécurité diminue, et plus le temps de calcul est grand.

La figure 5.11(b) représente l'influence du nombre d'élément utilisés pour le maillage sur le coefficient de sécurité. Dans le modèle, la tolérance utilisée par défaut dans la phase de calcul est 1 %. On remarque qu'en dessous de 3 %, les valeurs sont identiques et y a aucune influence de la tolérance sur les résultats. Cela signifie qu'il est obligatoire que la valeur de la tolérance ne dépasse 3 % pour l'analyse de la stabilité des talus.



(a) Coefficient de sécurité en fonction du nombre d'éléments

(b) Coefficient de sécurité en fonction de la tolérance

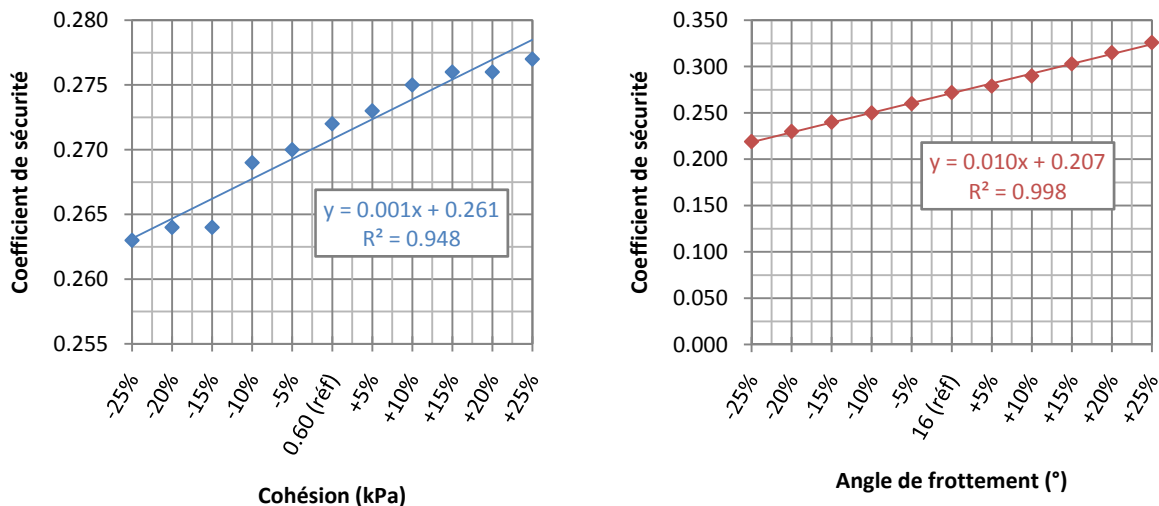
Figure 5.11 Influence des paramètres de calcul sur le coefficient de sécurité

6.2. Effet des paramètres géotechnique du remblai

L'intérêt de cette étude est de voir la variation du coefficient de sécurité suite à la modification des paramètres géotechniques du remblai dont les valeurs réelles sont inconnues.

6.2.1. Cohésion et angle de frottement

La figure 5.12 montre l'influence de la cohésion (référence = 0.6 kPa) et de l'angle de frottement (référence = 16°) du remblai sur le coefficient de sécurité.



(a) Coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

(b) Coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement

Figure 5.12 Influence de la cohésion et l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

L'augmentation de ces paramètres fait élever la résistance au cisaillement (force résistante) du sol, se qui augmente la valeur du coefficient de sécurité.

6.2.2. Module de YOUNG et coefficient de POISSON

La figure 5.13 montre l'influence du module de YOUNG (référence = 18000 kPa) et le coefficient de POISSON du remblai (référence = 0.33) sur le coefficient de sécurité.

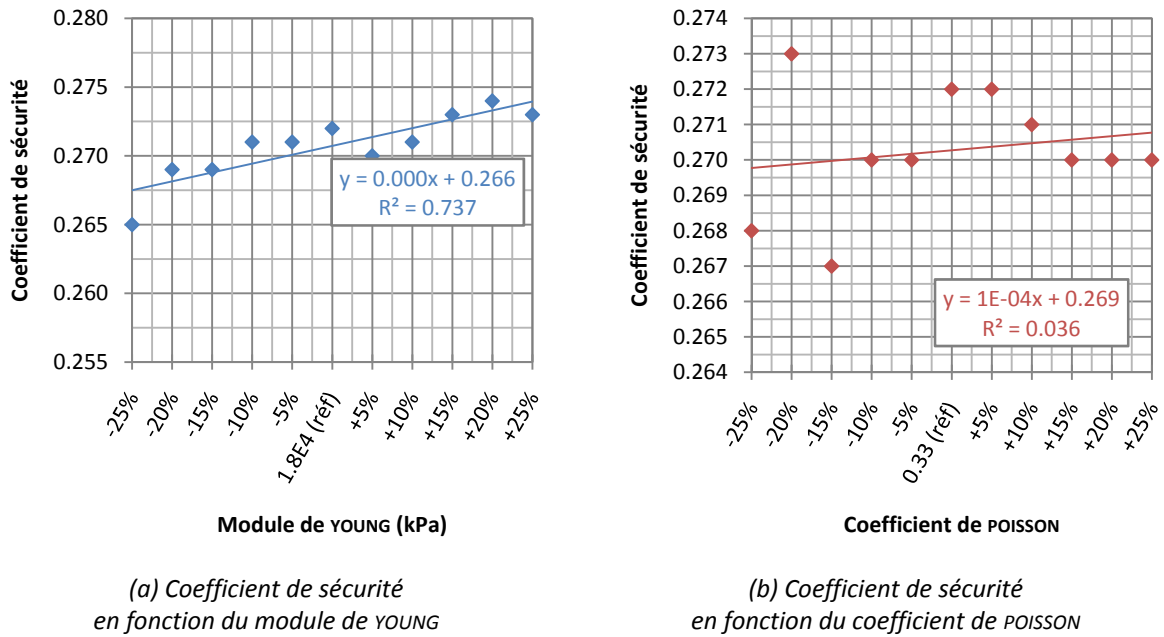


Figure 5.13 Influence du module de YOUNG et du coefficient de POISSON sur le coefficient de sécurité

Ces caractéristiques n'influent ni sur par sur la résistance au cisaillement du sol, ni sur les forces motrices du talus ; et donc pas sur la valeur du coefficient de sécurité.

6.2.3. Poids volumique et angle de dilatance

La figure 5.14 montre l'influence du poids volumique (référence=19 kN/m³) et l'angle de dilatance (référence=5°) sur le coefficient de sécurité.

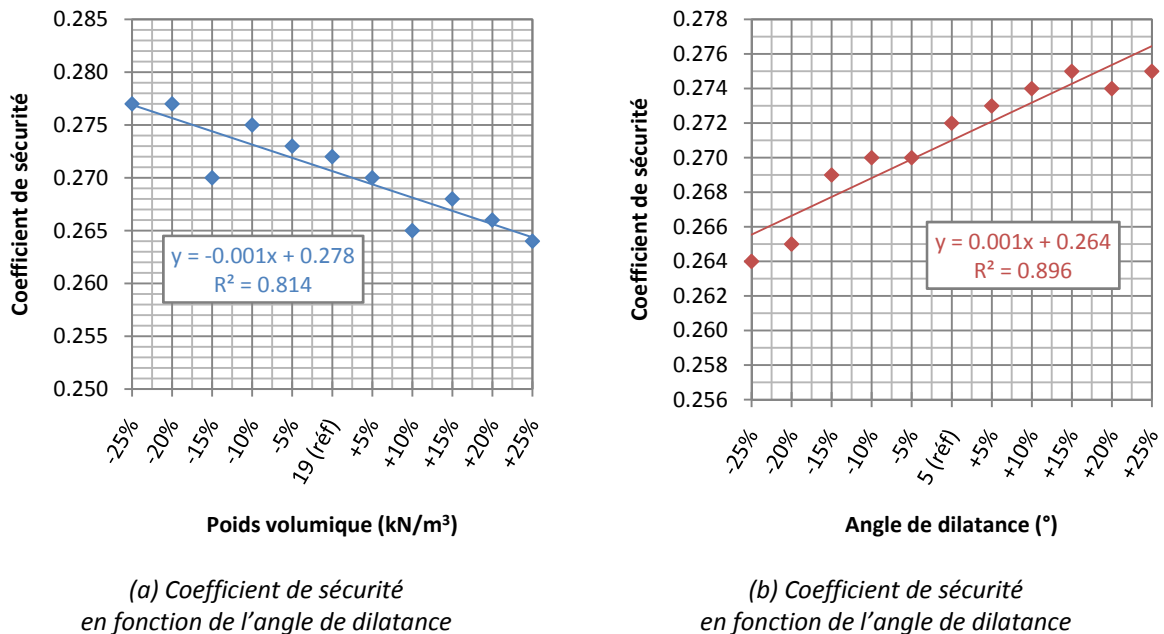


Figure 5.14 Influence du poids volumique et l'angle de dilatance sur le coefficient de sécurité

La gravité est une force motrice essentielle pour la génération du glissement. L'augmentation du poids volumique influe sur le poids du talus (force motrice), se qui diminue de la valeur du coefficient de sécurité. L'augmentation de l'angle de dilataance, en gardant la même valeur du poids volumique influe sur le poids (qui diminue), et améliore ainsi le coefficient de sécurité.

6.2.4. Synthèse

Pour une meilleure évaluation des résultats, on a trouvé intéressant d'utiliser la régression linéaire pour quantifier leurs variations, en termes de pente et coefficient de régression. La figure 5.15 représente la variation des paramètres géotechniques de la couche de remblai utilisé pour le calcul du coefficient de sécurité.

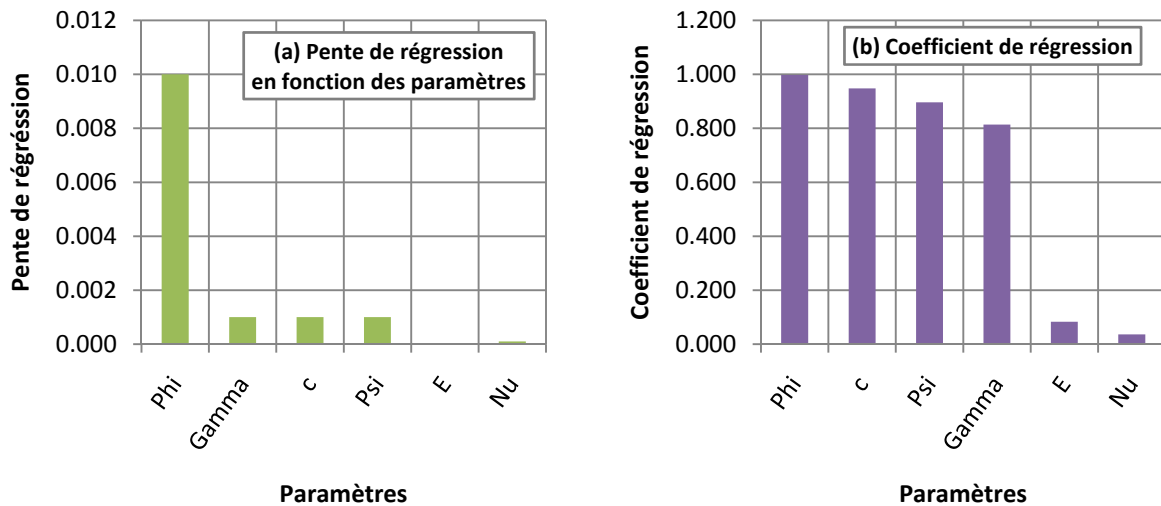


Figure 5.15 Variation des paramètres géotechniques pour le calcul du coefficient de sécurité

Cette étude révèle que l'angle de frottement est le paramètre le plus influant sur la valeur du coefficient de sécurité (pente de régression 0.01, coefficient de régression 1). En second vient, le poids volumique, la cohésion et l'angle de dilataance ont la même influence sur la valeur du coefficient de sécurité (moyenne pente de régression 0.001, moyenne du coefficient de régression 0.886). Le module de YOUNG et le coefficient de POISSON n'ont aucune influence sur le coefficient de sécurité (pente de régression 0, moyenne du coefficient de régression 0.059).

Cette étude paramétrique nous a permis de comprendre deux points essentiels. L'angle de frottement, le poids volumique, la cohésion et l'angle de dilataance, ont une nette influence sur la valeur du coefficient de sécurité. Aussi, le module de YOUNG et le module de POISSON n'ont effet sur le calcul du coefficient de sécurité.

6.3. Variation du niveau de la nappe

Dans le modèle le niveau de la nappe donne un coefficient de sécurité de 0.272 et une déformation tangentielle de 109.34 %. On varie ce paramètre à différents niveau et les résultats sont présentés sur la figure 5.16 et le tableau 5.6.

L'augmentation du niveau de la nappe génère des pressions interstitielles au dessus de la surface de rupture, cela fait augmenter le poids volumique (force motrice) et diminue, en même, temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles (force résistante), se qui induit a la diminution du coefficient de sécurité.

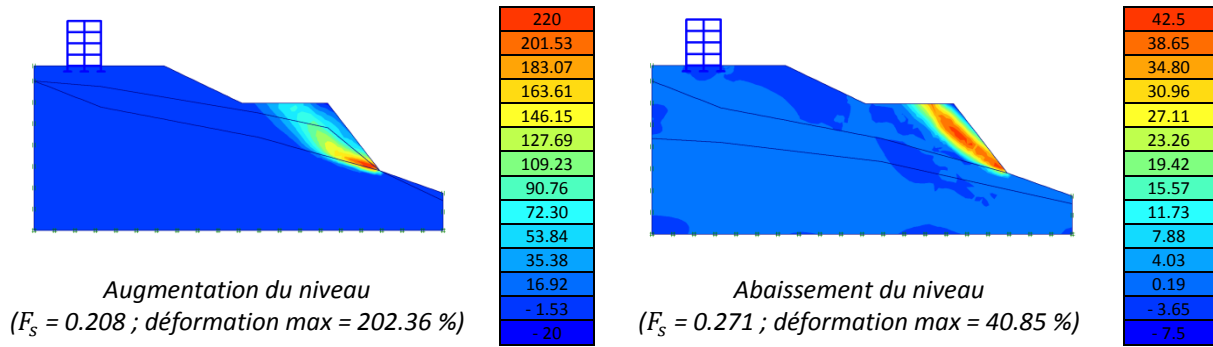


Figure 5.16 Influence de la nappe sur la surface de rupture

Tableau 5.6 Influence de la nappe sur le coefficient de sécurité

Nappe phréatique	Coordonnées (x, y)						Coefficient de sécurité
	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	
Niveau de référence	(0,25)	(18,24)	(60,15)	-	-	(110,-2)	0.272
Augmentation du niveau	(0,30)	(18,29)	(60,21)	(79,17)	(93,6)	(110,-2)	0.208
Abaissement du niveau	(0,15)	(18,14)	(60,9)	-	-	(110,-2)	0.272

L'abaissement de la nappe phréatique n'influe pas sur le coefficient de sécurité, cela est dû au fait que le niveau de référence de cette nappe est déjà en dessous de la surface de rupture (figure 5.8(a)). Le rabaissement de cette nappe n'aurait aucun effet dans le cadre de la stabilisation du talus (B).

6.4. Adoucissement de la pente

L'analyse effectuée, par les deux codes différents, affirme que le talus instable est le talus (B). Dans le modèle la pente du talus (B) (P=128 %) donne un coefficient de sécurité de 0.272 et une déformation tangentielle de 109.34 %. En faisant varier cette pente, les résultats obtenus sont présentés par la figure 5.17.

Cette étude nous a permis de comprendre l'évolution du problème en cas de suppression du talus B, qui joue un rôle de butée pour la route et le talus (A). L'adoucissement de la pente fait que la surface de rupture atteint ce dernier.

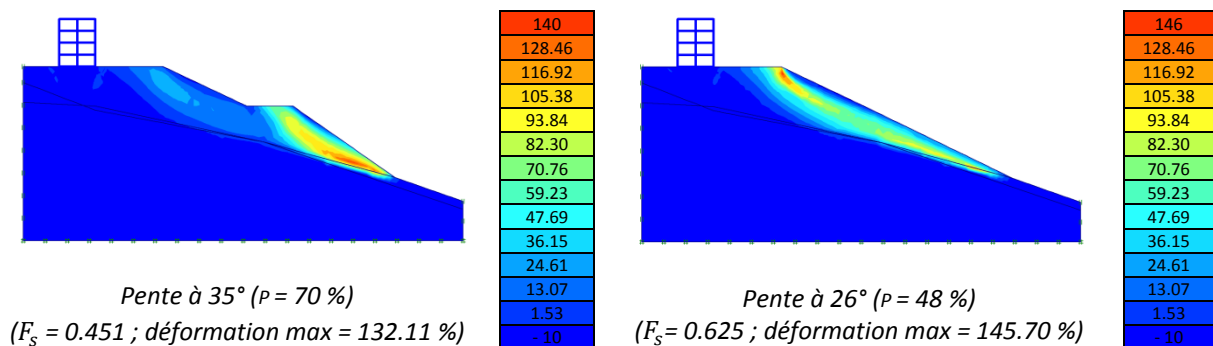


Figure 5.17 Influence de l'adoucissement de la pente sur les principaux résultats

7. CONCLUSION

La valeur du coefficient de sécurité du modèle étudié, déduite de la courbe pas de temps en fonction du coefficient de sécurité, est de **0.272**. Les déplacements calculés par la simulation numériques présentent une similitude avec les déplacements réels du talus.

L'analyse du modèle avec un autre code (*FLAC-SLOPE*) donne un coefficient de sécurité, de **0.372**, plus grand que celui donné par *PLAXIS*, mais la même surface de rupture est donnée par les deux codes de calcul.

L'étude paramétrique effectuée sur le modèle en utilisant le code *PLAXIS* nous a permis de tirer les enseignements suivants :

- La valeur du coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation du nombre d'éléments utilisés pour le maillage ;
- La valeur de la tolérance des calculs ne doit pas dépassée 3 % pour l'analyse de la stabilité ;
- L'angle de frottement, le poids volumique, la cohésion et l'angle de dilatance ont une nette influence sur le coefficient de sécurité. Le module de *YOUNG* et le module de *POISSON* influent n'ont aucun effet sur le calcul du coefficient de sécurité ;
- Le rabaissement de la nappe n'aurait aucun effet pour stabilisé le mouvement du cas traité ;
- L'adoucissement de la pente du talus (B) engendrera une instabilité du talus (A).

La cinématique du modèle se définit comme suit : la couche de remblai, qui présente de faibles caractéristiques mécaniques, a subi une rupture au niveau de talus aval ; et les déplacements de ce dernier, qui joue un rôle de butée, provoque des déplacements de la route et du talus amont. En fonction de la cinématique du modèle sujet d'étude, on propose un système de stabilisation dans la partie qui suit.

STABILISATION DU MODÈLE PAR RENFORCEMENT

1. INTRODUCTION

Le chapitre précédent nous a permis de comprendre la cinématique du cas sujet d'étude. La couche de remblai subit une rupture au niveau de talus aval (B), causant des déplacements au niveau de la route et du talus amont (A).

Pour remédier à ce problème, on propose l'utilisation de deux systèmes de renforcements. Le premier serait l'installation de deux rangées de pieux ; une pour protéger le bâtiment contre les déplacements du talus amont, l'autre pour protéger la route contre les déplacements du talus aval. La seconde technique serait l'utilisation des tirants d'ancrages, par boulonnage, pour maîtriser et diminuer, si nécessaire, la flexion des pieux.

La technique de renforcement proposée, pieux et tirants d'ancrage, est habituellement employée pour la construction des excavations en milieu urbain. Elle sera appliquée, dans notre étude, pour la stabilisation du talus.

2. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES

Les hypothèses présent pour l'application et la simulation du renforcement par pieux avec PLAXIS, sont les suivantes :

- Le sol est supposé être un milieu continu ;
- Les déformations sont considérées planes ;
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB ;
- Le comportement des pieux est élastique (loi de HOOKE);
- Le régime hydraulique est statique ;
- Le bâtiment est modélisé comme étant un portique (éléments plaques);
- Les efforts dynamiques, ainsi que les facteurs et chargements particuliers sont négligés.

3. RENFORCEMENT PAR PIEUX

Pour la stabilisation du glissement on propose, comme première solution, la mise en place deux rangées de pieux. La première rangée est mise pour protéger le bâtiment contre d'éventuels dégâts, et la seconde pour la protection de la route (figure 6.1).

3.1. Définition des données

Sur la même coupe étudiée dans le chapitre précédent, on propose l'installation des pieux circulaires de 1 m de diamètre et de 30 m de profondeur. Les pieux sont modélisés par des éléments plaques. Le matériau attribué à ces éléments est le béton armé ayant un poids volumique de 25 kN/m^3 et un module de YOUNG de 30.10^6 kPa .

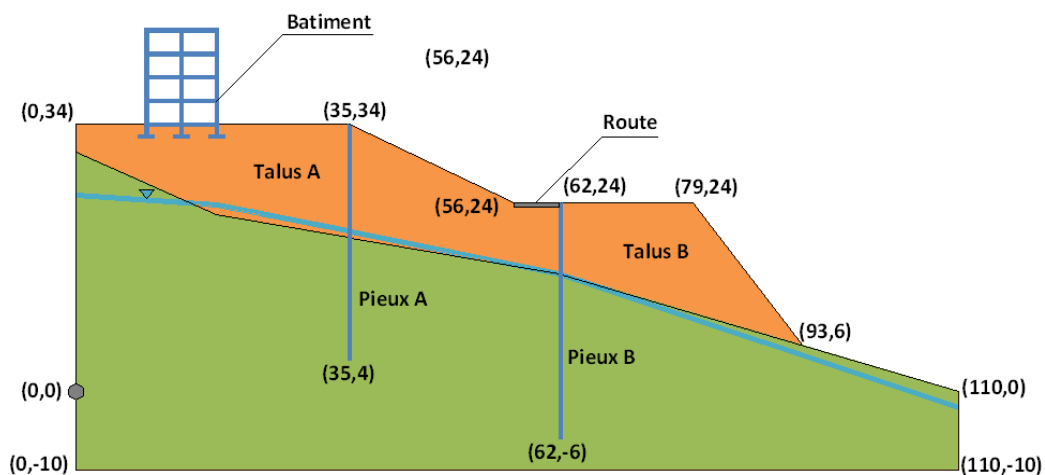


Figure 6.1 Domaine d'analyse (renforcement par pieux)

L'interaction sol-structure est prise en considération par application des éléments d'interfaces entre les couches de sols et les pieux. Pour cela, on attribue à chaque couche un facteur de rigidité prenant en compte les recommandations présentées dans le chapitre 4 (éléments interfaces). Les facteurs de rigidité (remblai = 0.66 et argile = 0.5) sont ceux de l'interaction sol-acier. Ceci se justifie par la nécessité d'utiliser des tubes métalliques, comme coffrage perdu, pour la réalisation des pieux (figure 6.2).



Figure 6.2 Coffrage métallique pour la réalisation des pieux

Les propriétés des pieux sont présentées par le tableau 6.1.

Tableau 6.1 Propriétés des pieux

Paramètres		Valeur
Type de comportement		Élastique
Rigidité normale	EA [kN/m]	$2.355.10^7$
Rigidité de flexion	EI [kN m ² /m]	$1.47.10^6$
Épaisseur équivalente	d [m]	0.865
Poids	w [kN/m/m]	21.5
Coefficient de POISSON	ν	0,2

Dans ce chapitre on ne change pas les conditions hydrauliques, les résultats obtenus pour la génération des pressions exercés par la nappe ont déjà été présentées au chapitre 5 (paragraphe 2.5). D'autant plus que pour cela, les pieux ne doivent pas être activés ; la procédure de calcul des pieux se fera par la suite. Aussi, il ne faut pas générer automatiquement les contraintes initiales, car le calcul de ces contraintes se fera par chargement gravitaire.

3.2. Procédures de calcul

Le calcul se fait en quatre phases dans l'ordre. La première phase est l'initiation des contraintes hydrauliques, la seconde pour le calcul des contraintes initiales, la troisième celle de l'installation du renforcement et le terrassement des talus et la quatrième pour le calcul du coefficient de sécurité. Le tableau 6.2 représente un résumé des procédures de calcul, ainsi que les paramètres à prendre en considération.

Tableau 6.2 Phases de calcul (renforcement par pieux)

Identifiant	N°	Calcul	Chargement	Options
Phase initiale	0	-	-	-
Chargement gravitaire	1	Plastique	<i>Total multipliers</i>	Ignorer le comportement non-drainé
Renforcement par pieux	2	Plastique	<i>Staged construction</i>	Remise des déplacements précédents à zéro
Coefficient de sécurité	3	Phi/c réduction	<i>Incremental multipliers</i>	Remise des déplacements précédents à zéro

Les phases de calcul 0, 1 et 3 sont décrites précédemment dans le chapitre 5. La nouvelle phase insérée est la phase n°2 (renforcement par pieux). Elle permet l'activation des pieux et la suppression des talus pour ne pas avoir des états de rupture. Le type de chargement doit être en construction par étape (*staged construction*). L'utilisateur en cliquant sur *define* passe en mode *input*, et peut ainsi introduire, la nouvelle géométrie (figure 6.3).

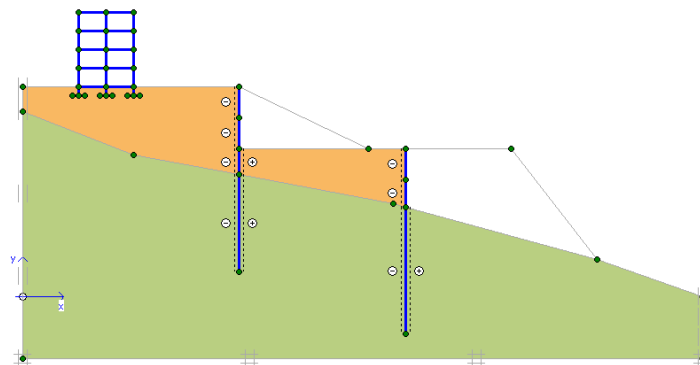


Figure 6.3 Définition de la phase de calcul n°2 (renforcement par pieux)

Le tableau 6.3 donne des informations sur le calcul dans le programme *calculations*.

Tableau 6.3 Informations sur le déroulement des calculs (renforcement par pieux)

Identifiant	Premier pas	Dernier pas	Erreurs
Phase initiale	0	0	-
Chargement gravitaire	1	1	Non
Renforcement par pieux	2	20	Non
Coefficient de sécurité	20	101	Non

3.3. Principaux résultats

Les résultats sont affichés selon l'ordre des phases de calcul, en premier on affiche les résultats du renforcement par pieux (phase n°2), et en second les résultats du calcul du coefficient de sécurité (phase n°3). Les résultats du chargement gravitaire sont les mêmes que ceux trouvés au chapitre précédent.

La phase n°2 permet le calcul des contraintes et des déplacements du modèle renforcé par pieux. Les résultats de cette phase de calcul sont présentés par la figure 6.4.

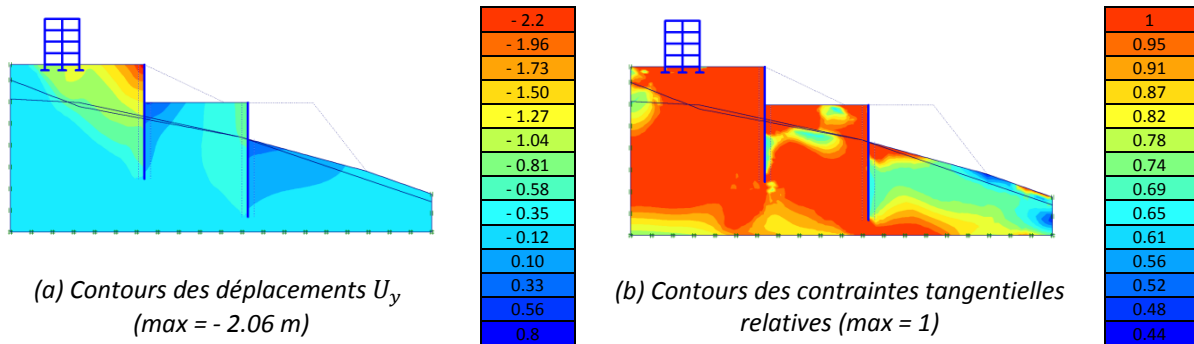


Figure 6.4 Résultats du renforcement par pieux ($F_s=1.145$)

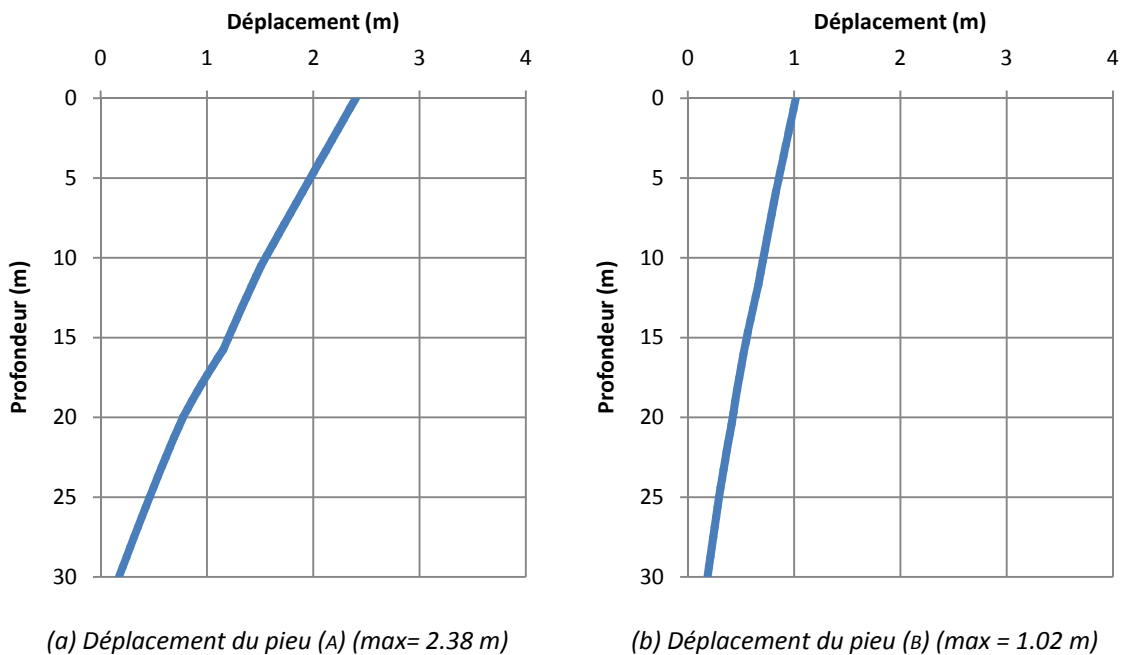


Figure 6.5 Déplacements des pieux

Les contours des contraintes relatives permettent la visualisation des zones de contraintes sensibles. On remarque que les contraintes qui ont un indice élevé se présentent à l'amont des pieux. Les déplacements des deux pieux sont représentés sur la figure 6.5.

Les résultats de la phase n°3, sont présentés sur la figure 6.6. La valeur du coefficient de sécurité est de **1.145**. Les directions principales des déformations tangentielles permettent de visualiser la surface de rupture. On remarque qu'elle débute derrière le bâtiment et finit au pied du talus (B). Cela doit être pris en considération, car le renforcement par pieux crée des surfaces de rupture très profondes.

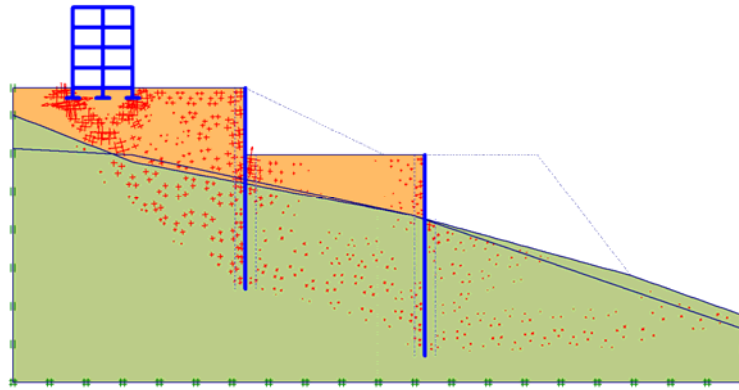


Figure 6.6 Directions principales des déformations tangentielles (renforcement par pieux) ($F_s=1.145$)

Après renforcement du modèle étudié au chapitre 5, la valeur du coefficient de sécurité a suffisamment augmenté (de 0.272 à 1.145), ce qui confirme la nécessité de ce type de renforcement pour assurer la stabilité.

3.4. Étude paramétrique

Dans cette étude, il sera question de montrer l'effet des paramètres des pieux sur le coefficient de sécurité et leurs déplacements maximaux. L'intérêt de cette étude, et de voir la variation des différents résultats suite à la modification du diamètre des pieux, de leur profondeur ainsi que les facteurs de rigidité représentant l'interaction sol-pieux.

3.4.1. Effet du diamètre

Dans le modèle de référence, le diamètre des pieux est de 1 m. On varie ce paramètre à différentes valeurs et les résultats obtenus sont présentés sur le tableau 6.4.

Tableau 6.4 Influence du diamètre des pieux sur les principaux résultats

Diamètre des pieux [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 0.75	3.47	1.27	1.144
Réf = 1	2.38	1.02	1.145
Réf + 25% = 1.25	2.04	0.9	1.146

Le diamètre influe sur les déplacements des pieux. Son augmentation se traduit par l'amélioration de la rigidité axiale EI et ainsi, les pieux auront une meilleure résistance à la flexion ce qui diminue leurs déplacements (théorie des poutres, flèche = moment / rigidité axiale) et augmente les efforts résistants. L'augmentation de la rigidité axiale induit à une différence insignifiante du coefficient de sécurité.

3.4.2. Effet de l'interaction sol-pieux

Dans le modèle de référence, Les facteur de rigidité utilisés dans la modélisation de l'interaction sol-pieux sont de 0.66 pour le remblai et 0.5 pour la couche d'argile schisteuse. On fait varier ce paramètre pour les deux couches en même temps, à différentes valeurs et les résultats sont présentés sur le tableau 6.5.

Tableau 6.5 Influence de l'interaction sol-pieux sur les principaux résultats

Facteur de rigidité du remblai	Facteur de rigidité de l'argile	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 0.495	Réf - 25% = 0.375	3.13	1.40	1.110
Réf = 0.66	Réf = 0.5	2.38	1.02	1.145
Réf + 25% = 0.825	Réf + 25% = 0.625	1.99	0.8	1.174

Le facteur de rigidité R_{inter} influe sur les déplacements des pieux. L'augmentation de ce coefficient implique une augmentation des caractéristiques de l'interface (c_i et φ_i), car ils sont liés par les formules suivantes :

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{sol}$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{sol}$$

La variation des caractéristiques d'interfaces (c_i et φ_i) offre un meilleur frottement se qui diminue les déplacements des pieux, et augmente ainsi l'effort résistant. Les caractéristiques des interfaces influent sur le coefficient de sécurité, car elles sont réduites en même temps que celles du sol, lors du calcul ce dernier (*Phi-c réduction*).

3.4.3. Effet de la profondeur

Dans le modèle de référence, la profondeur des pieux est de 30 m. On varie ce paramètre à différentes valeurs et les résultats sont présentés sur le tableau 6.6.

Tableau 6.6 Influence de la profondeur des pieux sur les principaux résultats

Profondeur des pieux (A) et (B) [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 22.5	2.35	0.9	0.959
Réf = 30	2.38	1.02	1.145
Réf + 25% = 37.5	2.32	1.12	1.186

Pour une profondeur de 22.5 m, le coefficient de sécurité calculé est de **0.959** (instabilité). La figure 6.7(a) montre que le fait de diminuer la profondeur des pieux (A) crée une nouvelle surface de rupture qui débute au coin du bâtiment et passant sous les pieux (A) sans atteindre la rangée des pieux (B).

On a jugé intéressant de varier seulement la profondeur des pieux (A), en gardant la profondeur des pieux (b) à 30 m. Les résultats (tableau 6.7) confirment que l'écroutement du pieu (A) sans le pieu (B), créer une surface de rupture qui engendrera l'instabilité du talus.

Tableau 6.7 Influence de la profondeur des pieux (A) sur les principaux résultats

Profondeur des pieux (A) [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 22.5	8.88	1.42	0.968
Réf = 30	2.38	1.02	1.145
Réf + 25% = 37.5	2.25	1.02	1.188

La même étude est refaite, en variant la profondeur des pieux (B). Cette étude peut avoir un impact économique important. Les pieux (A) sont calculés avec une profondeur de 30 m. Les résultats sont présentés sur le tableau 6.8.

Tableau 6.8 Influence de la profondeur des pieux (B) sur les principaux résultats

Profondeur des pieux B [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 22.5	2.07	0.9	1.138
Réf = 30	2.38	1.02	1.145
Réf + 25% = 37.5	2.49	1.09	1.154

On remarque que la profondeur des pieux (B) influe sur la position de la surface de rupture. L'influence de cette profondeur sur la valeur du coefficient de sécurité peut être négligeable par rapport à la stabilité ; mais sa réduction offre un gain intéressant d'un point de vue économique. Pour cela, dans la suite de nos calculs on a opté pour une profondeur de 22.5 m pour les pieux (B) qui reste suffisante pour assurer la stabilité.

Un résumé de l'étude, mettant en évidence la forme de la surface de rupture, et présenté sur la figure 6.7.

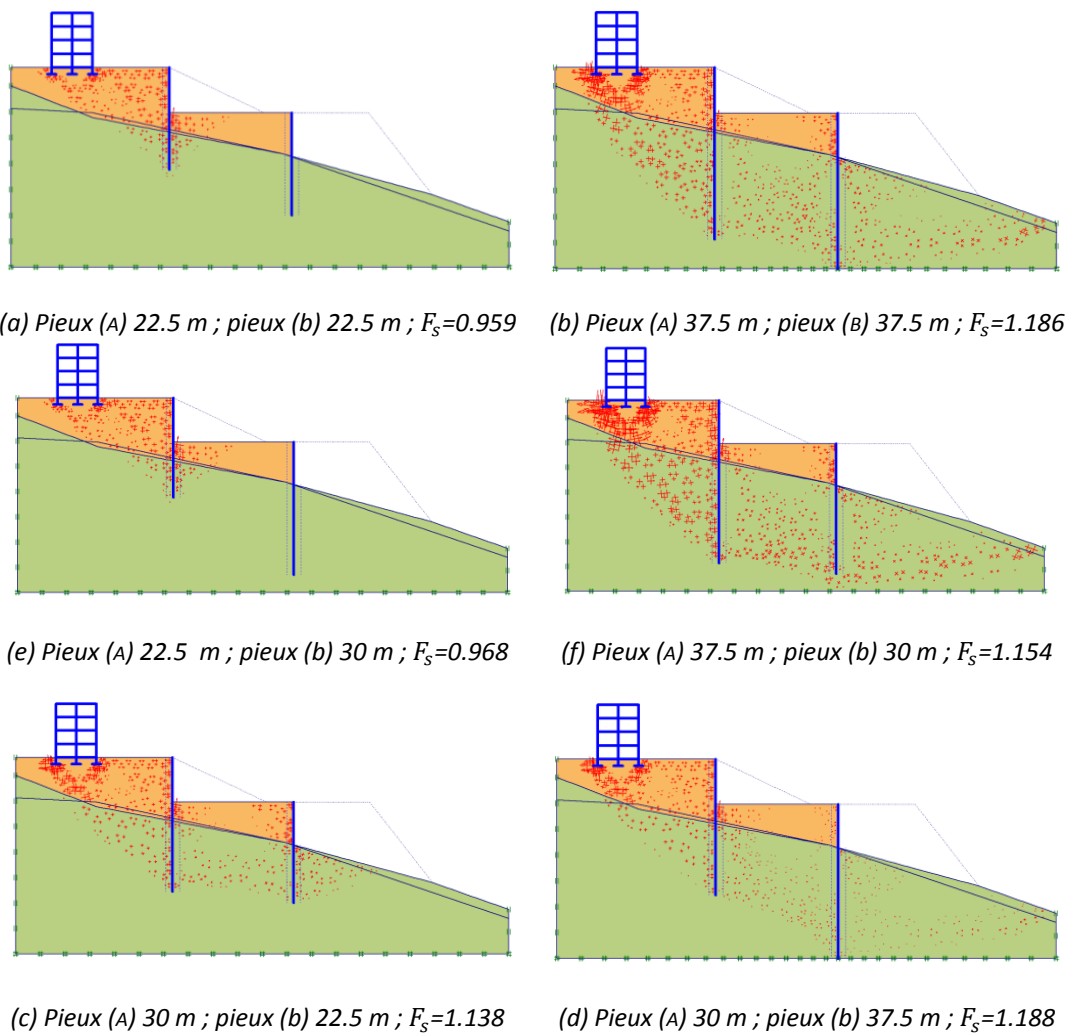


Figure 6.7 Surface de rupture en fonction de la profondeur des pieux

4. APPLICATION DES TIRANTS D'ANCRAGES

Pour la suite de notre étude, on change la configuration initiale du projet renforcé par pieux. En premier, on écourte la profondeur des pieux (B) de 30 à 22.5 m, cela offre un gain économique intéressant en termes de volume de béton armé à utiliser, sans pour autant trop influencer sur la stabilité de l'ensemble. En second, on souhaite réduire la flexion des deux files de pieux par tirants d'ancrages (figure 6.8) ; cela se fait en fixant chaque pieu par un tirant.

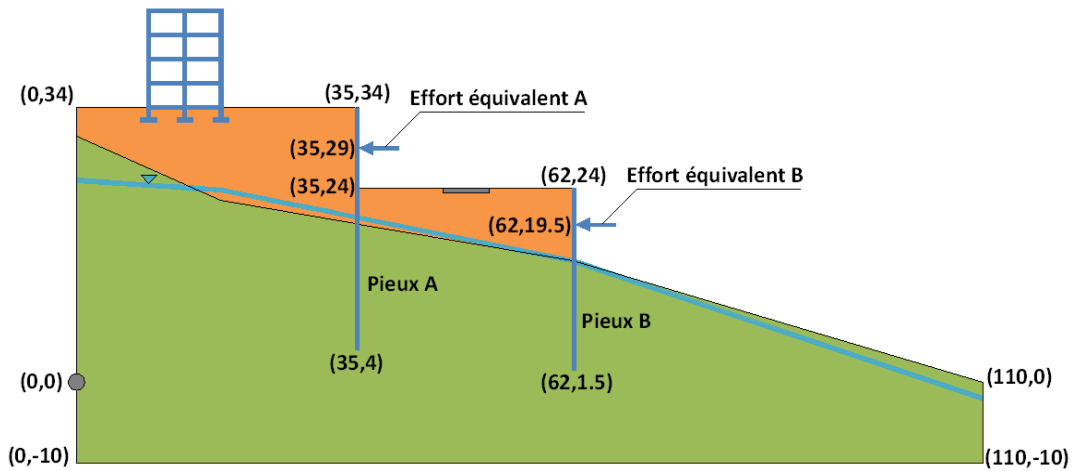


Figure 6.8 Proposition du renforcement par pieux et tirants d'ancrages

4.1. Pré-dimensionnement des tirants d'ancrage

Pour la modélisation des tirants d'ancrage, on doit introduire les caractéristiques de la partie libre du tirant (ancrage), et celles du scellement.

4.1.1. Ancrages

L'application de tirants d'ancrage se fait aux points (35,29) et (62,19) de la figure 6.8. Avant de calculer les efforts de précontraintes, on doit déterminer les forces équivalentes nécessaires pour diminuer la flexion des pieux. Cela est fait, par un calcul répétitif en calculant la flexion pour chaque force appliquée (figure 6.9).

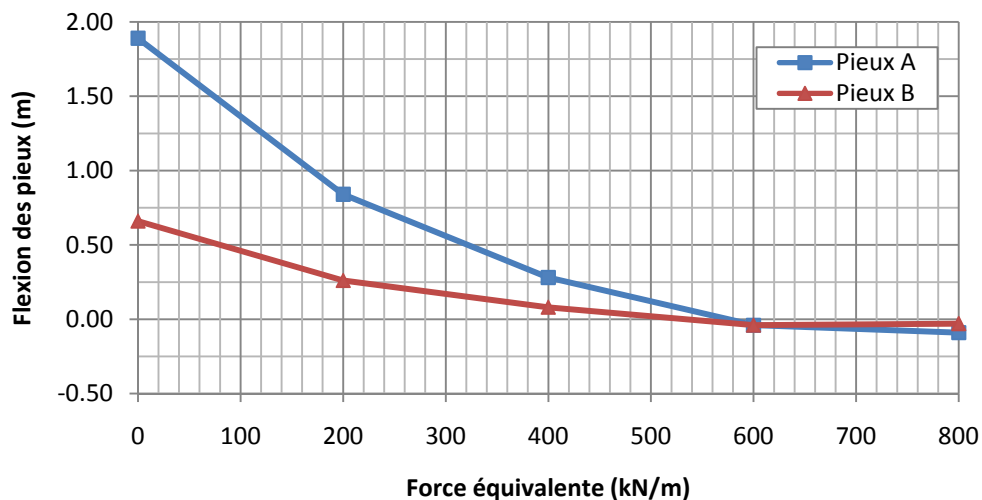


Figure 6.9 Flexion des pieux en fonction de la force équivalente

La force nécessaire pour annuler la flexion des deux rangées de pieux, est de 570 kN/m. On propose une inclinaison des tirants de 45°. Ainsi, l'effort d'ancrage se calcule comme suit :

$$\text{Effort d'ancrage} = \frac{\text{Force équivalente}}{\cos \alpha} = \frac{570}{\cos 45^\circ} = 806.10 \text{ kN/m}$$

Les tirants d'ancrage, de type ordinaire, qui résiste à un effort de 806.10 kN/m, sont de catégorie 150 N/mm², pouvant supporter jusqu'à 1055 kN/m et ayant une section de 0.001019 m² (voir le tableau 2.2).

Les ancrages sont modélisés comme étant des éléments nœud-à-nœud. Leurs longueurs sont choisies de telle sorte à ce qu'ils soient ancrés dans la couche d'argile. Dans notre cas, on les ancre à 10 m sous la couche de remblai. Le matériau attribué à ces éléments est l'acier, ayant un module de YOUNG de 200.10⁶ kPa. L'espacement selon la direction z entre les tirants est de 1 m (un tirant pour chaque pieu).

4.1.2. Scellements

Les scellements des tirants d'ancrages, sont modélisés par des éléments géogrille. Leur section est la même que celle des ancrages (0.001019 m²). Le matériau attribué à ces éléments est l'acier, ayant un module de YOUNG de 200.10⁶ kPa. La longueur du scellement se calcule pour un facteur de sécurité de 3 (SABATINI, et al., 1999), comme suit :

$$\text{La longueur du scellement} = \frac{\text{Effort d'ancrage} \times 3}{\text{Taux de transfert d'effort d'ancrage}} = \frac{806.10 \times 3}{360} \approx 7\text{m}$$

Le taux de transfert de l'effort de d'ancrage de 360 kN/m est tiré du tableau 2.4 en prenant le schiste dur comme sol d'ancrage.

4.2. Définition des données

Le domaine d'analyse du renforcement par pieux et tirants d'ancrages est représenté par la figure 6.10. Les propriétés des tirants d'ancrages sont présentées sur le tableau 6.9.

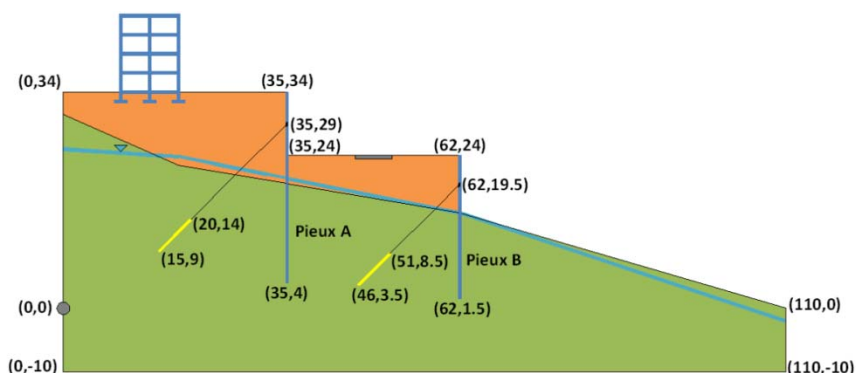


Figure 6.10 Domaine d'analyse (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)

Tableau 6.9 Propriétés des tirants d'ancrages

Paramètres		Ancrages	Scellements
Type de comportement		Élastique	Élastique
Rigidité normale	EA [kN/m]	$2.028.10^5$	$2.028.10^5$
Espacement selon z	L_s [m]	1	-
Précontrainte de tirant	F [kN/m]	806.10	-

4.3. Procédures de calcul

Le calcul se fait en quatre phases. La première est l'initiation des contraintes hydrauliques, la seconde pour le calcul des contraintes initiales, la troisième pour l'activation des pieux et les tirants d'ancrages et la quatrième pour le calcul du coefficient de sécurité (tableau 6.10).

Tableau 6.10 Phases de calcul (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)

Identifiant	N°	Calcul	Chargement	Options
Phase initiale	0	-	-	-
Chargement gravitaire	1	Plastique	<i>total multipliers</i>	Ignorer le comportement non-drainé
Renforcement par pieux et tirants d'ancrages	2	Plastique	<i>staged construction</i>	Remise déplacements précédents à zéro
Coefficient de sécurité	3	Phi/c réduction	<i>incremental multipliers</i>	Remise déplacements précédents à zéro

La phase n°2 est de type construction par étape (*staged construction*). L'utilisateur en cliquant sur *define* passe en mode *input*, et peut ainsi introduire la nouvelle configuration (activation des pieux, tirants d'ancrages et terrassement des talus) et les efforts d'ancrages (figure 6.11). Le tableau 6.11 représente des informations sur le calcul dans le programme *calculation*.

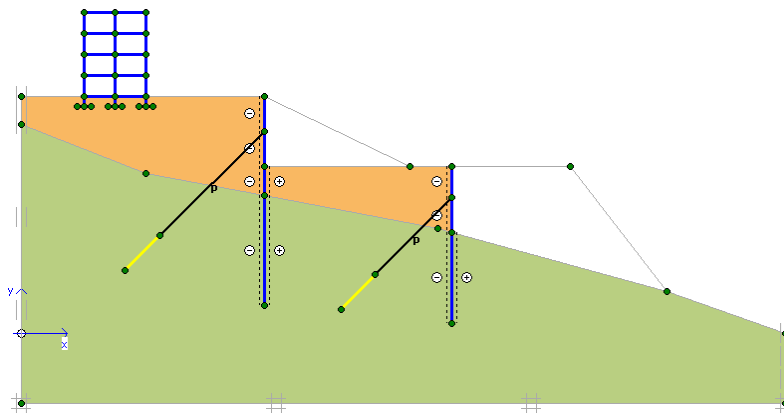


Figure 6.11 Définition de la phase de calcul n°2 (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)

Tableau 6.11 Informations sur le déroulement des calculs (renforcement par pieux et tirants d'ancrages)

Identifiant	Premier pas	Dernier pas	Erreurs
Phase initiale	0	0	-
Chargement gravitaire	1	2	Non
Renforcement par pieux	3	25	Non
Coefficient de sécurité	26	125	Non

4.4. Principaux résultats

La phase n°2 permet le calcul des contraintes et des déformations du modèle renforcé par pieux et tirants d'ancrages. Les résultats de cette phase sont présentés sur la figure 6.12.

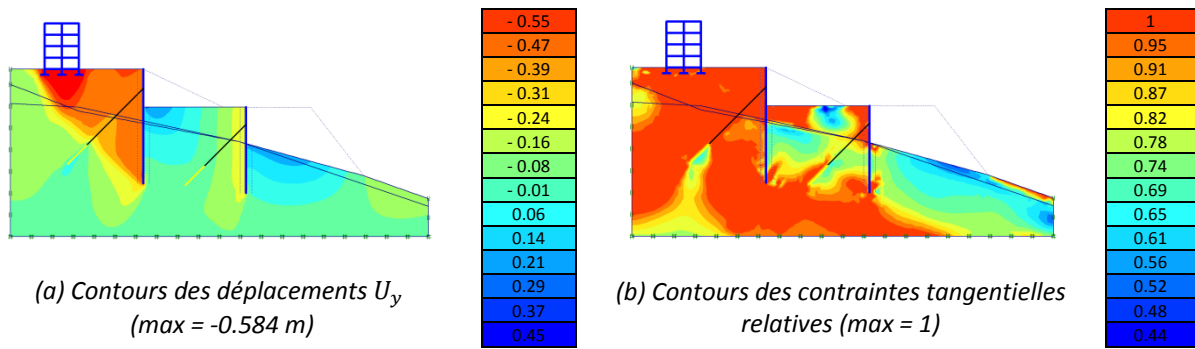


Figure 6.12 Résultats du renforcement par pieux et tirants d'ancrages ($F_s=1.285$)

L'apparition des tirants d'ancrage avait pour but de réduire la flexion des pieux. Cela a été atteint car le déplacement maximum passe de **2.38** à **0.63 m** pour des pieux (A) et de **1.02** à **0.39 m** pour des pieux (B).

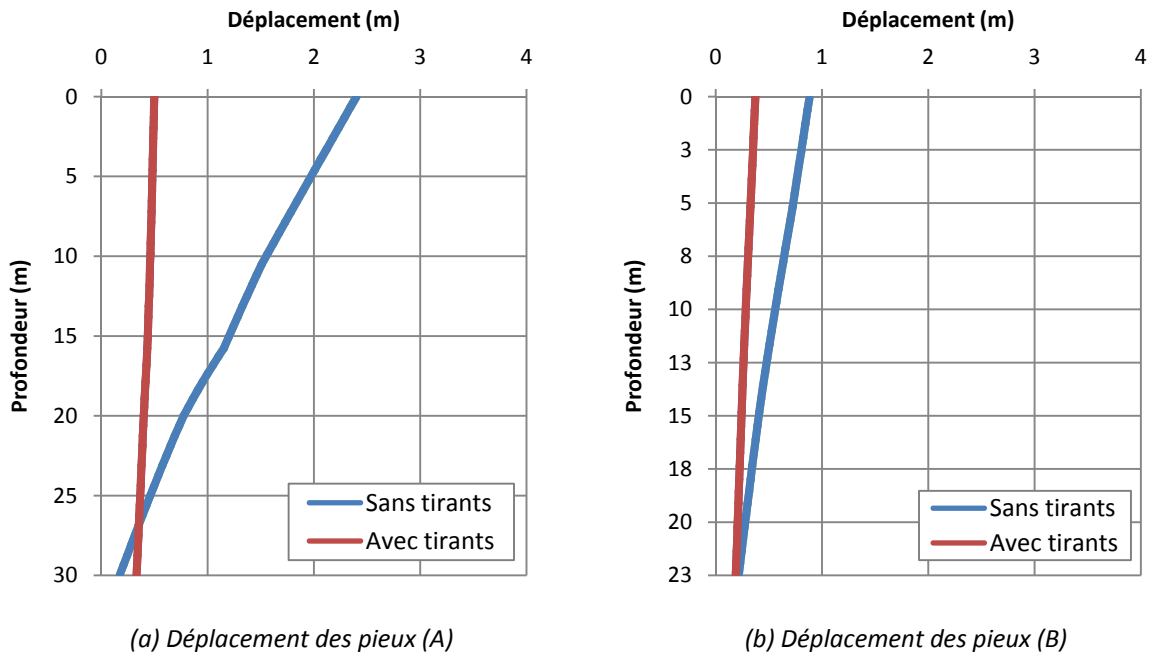


Figure 6.13 Comparaison entre le déplacement des pieux, sans et avec tirants d'ancrage

L'application des tirants d'ancrages a permis d'améliorer la valeur du coefficient de sécurité de **1.138** (renforcement par pieux, figure 6.7(c)) à **1.285** pour une surface de rupture représentée par les directions principales des déformations (figure 6.14).

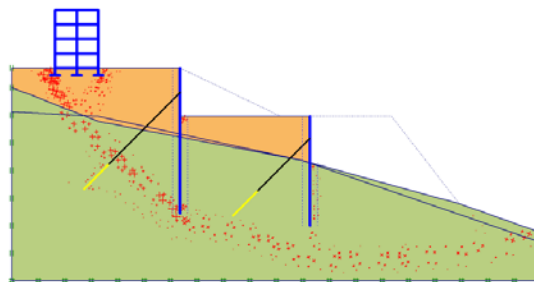


Figure 6.14 Directions principales des déformations tangentielles (renforcement par pieux et tirants d'ancrages) ($F_s=1.285$)

4.5. Étude paramétrique

L'intérêt de cette étude est de voir la variation des résultats, suite à la modification de la profondeur d'ancrage et l'effort d'ancrage.

4.5.1. Effet de la profondeur d'ancrage

Dans le modèle de référence, la profondeur d'ancrage (longueur de l'ancrage sous la couche du remblai) est de 10 m. On varie ce paramètre à différentes valeurs et les résultats sont présentés sur le tableau 6.12.

Tableau 6.12 Influence de la profondeur d'ancrage des tirants sur les principaux résultats

Profondeur d'ancrage [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 7.5	0.70	0.42	1.277
Réf = 10	0.63	0.39	1.285
Réf + 25% = 12.5	0.61	0.38	1.287

La profondeur d'ancrage influe sur les déplacements des pieux. Plus on augmente la profondeur d'ancrage plus l'effort d'ancrage et mieux transmis à la surface du talus. L'augmentation de la profondeur d'ancrage fait augmenter aussi la valeur du coefficient de sécurité.

4.5.2. Effet de l'effort d'ancrage

Il faut noter que l'effort d'ancrage des tirants peut atteindre 1055 kN/m, et que la longueur du scellement en dépend. Dans le modèle de référence, l'effort d'ancrage est de 806.10 kN/m. On le fait varier à différentes valeurs et les résultats sont présentés sur le tableau 6.13.

Tableau 6.13 Influence de l'effort d'ancrage sur les principaux résultats

Effort d'ancrage [kN/m]	Longueur du scellement [m]	Déplacement max du pieu A [m]	Déplacement max du pieu B [m]	Coefficient de sécurité
Réf - 25% = 604.57	5	0.74	0.42	1.280
Réf = 806.10	7	0.63	0.39	1.285
Réf + 25% = 1007.62	8.5	0.52	0.33	1.300

L'augmentation de l'effort d'ancrage, permet une diminution de la flexion des pieux, et apporte une résistance au modèle (coefficient de sécurité de **1.3**). Ainsi, le choix d'un effort d'ancrage de 1007.62 kN/m offre une meilleure stabilité.

Il est à noter que l'augmentation de l'effort d'ancrage offre la possibilité de diminuer la profondeur de ce dernier tout en restant dans les mêmes conditions de stabilité.

Le prix des tirants d'ancrage est en fonction de leurs longueurs. Pour cela, on a jugé plus intéressant, par soucis de gain économique, d'opter pour une augmentation de l'effort d'ancrage que celle de la profondeur des tirants, sachant que la gamme des tirants choisis peut résister jusqu'à 1055 kN/m.

5. CONFIGURATION FINALE DU RENFORCEMENT

La configuration finale de renforcement est présentée sur la figure 6.15. Les pieux sont en béton armé, d'un mètre de diamètre. Les tirants d'ancrages sont de type ordinaire (catégorie

150 N/mm²) et la mise en tension se fait par boulonnage jusqu'à 1007.62 kN, cet effort a permis d'annulé tout déplacement de pieux. Le tableau 6.14 présente les valeurs du coefficient de sécurité trouvés, pour chaque étape de stabilisation.

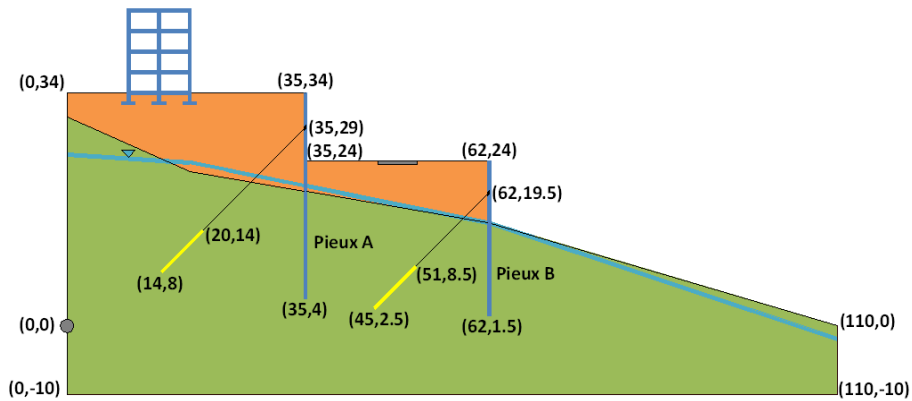


Figure 6.15 Configuration finale de la stabilisation du modèle sujet d'étude par renforcement

Tableau 6.14 Coefficient de sécurité à chaque étape de renforcement

Configurations	Caractéristiques des éléments	Coefficient de sécurité
Configuration initiales	-	0.272
Renforcement par pieux	Pieux en béton armé ; Diamètre = 1 m	1.138
Renforcement par pieux et application des tirants d'ancrage	Catégorie 150 N/mm ² ; Effort d'ancrage = 1007.62 kN	1.300

Les figures 6.16 et 6.17 présentent les principaux résultats et une comparaison entre la surface de rupture avant et après stabilisation.

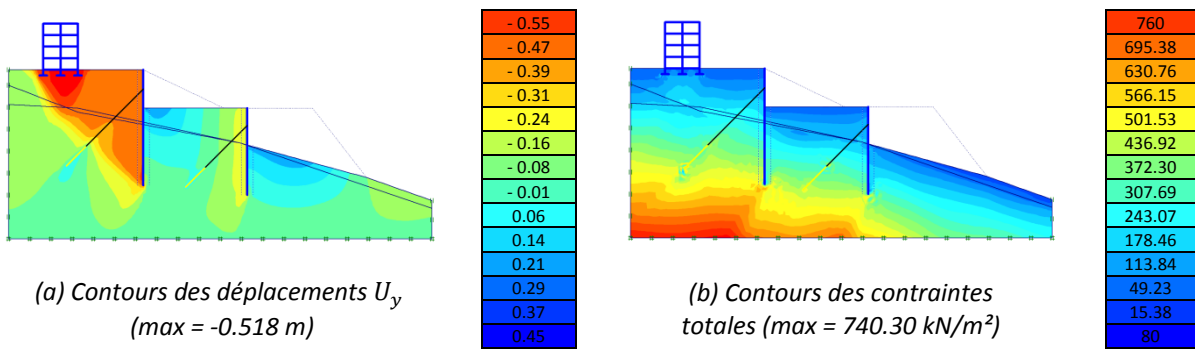


Figure 6.16 Résultats de la stabilisation du modèle par renforcement ($F_s=1.3$)

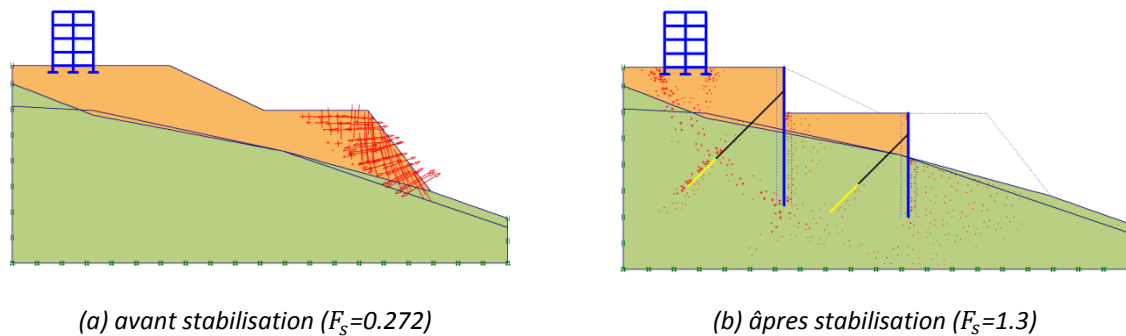


Figure 6.17 Représentation de la surface de rupture avant et suite à la stabilisation par renforcement

6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons proposé l'utilisation des pieux et des tirants d'ancrages pour la stabilisation du modèle sujet d'étude. Cette technique de renforcement est, régulièrement, employée pour la construction d'excavations. On l'a appliquée, dans notre étude, dans le cadre de la stabilisation des talus.

En premier, on a proposé la mise en place de deux rangées de pieux : la première pour servir de protection aux bâtiments, et la deuxième pour protéger la route. Cette technique a permis la stabilisation des talus mais la flexion des pieux en têtes était grande. L'application des tirants d'ancrages a permis de remédier à cela.

L'étude paramétrique effectuée sur le modèle renforcé par pieux en utilisant le code PLAXIS nous a montré que l'interaction sol-pieu est le paramètre qui influe le plus sur le coefficient de sécurité. Celle effectuée sur le modèle renforcé par pieux et tirants d'ancrages nous a permis de voir que l'effort d'ancrage est le paramètre qui influe le plus sur la valeur du coefficient de sécurité.

Dans la stabilisation des talus par renforcement, la valeur du coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture dépendent des efforts apportés par les éléments de renforcements. La configuration finale de la stabilisation du talus étudié par renforcement a été faite en prenant en compte, de manière qualitative et d'un point de vue général, le facteur économique. Cependant, le renforcement reste un moyen de stabilisation délicat, et mérite une attention particulière sur la création des surfaces de ruptures globales.

CONCLUSION GÉNÉRALE

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans la première partie de ce mémoire, qui peut être utilisée comme guide méthodologique, et reste ouverte à toute amélioration et développement. Dans la plus part des cas, la recherche d'un système de parade reste indispensable.

Les systèmes de parades peuvent être classifiés selon leurs types d'approches. L'approche douce (terrassment, drainage ou végétalisation) qui se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque aux facteurs d'instabilités, et l'approche dure (soutènement, durcissement ou renforcement) qui s'impose lorsque la modification des propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol devient indispensable.

La route reliant TÉNÈS à CHERCHELL présente plusieurs cas de glissements. Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux-là, qui nous a paru le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo-mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route importante, des bâtiments à usage d'habitation, une muraille historique d'avant 1900, des habitations individuelles et un musée historique.

L'analyse qualitative de ce glissement a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès des habitants de la ville. Cette opération nous a permis de poser comme hypothèse qu'une couche de remblai glisse sur une formation de sol plus compacte et imperméable ; l'eau présente sur site génère des pressions hydrauliques au niveau de l'interaction des deux couches, favorisant ainsi le glissement.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement, on a jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant la simulation numérique (réalité virtuelle). Pour cela, on a utilisé PLAXIS, un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

L'analyse quantitative réalisée avec ce code de calcul nous a permis de donner une réponse chiffrée en termes de coefficient de sécurité sur l'instabilité du talus. Les déplacements calculés par la simulation numérique présentaient une similitude avec les déplacements réels du talus. Cette même analyse effectuée avec FLAC-SLOPE, un autre code de calcul basé sur la méthode des différences finies, donne une valeur du coefficient de sécurité relativement proche de celle trouvée par PLAXIS. La même surface de rupture est affichée par les deux codes de calcul.

Une étude paramétrique effectuée par variation des paramètres géotechniques nous a permis de saisir que l'angle de frottement, le poids volumique, la cohésion et l'angle de dilatance ont une nette influence sur la valeur du coefficient de sécurité, et que le module de YOUNG et le module de POISSON n'en ont aucune.

Aussi, l'abaissement du niveau de la nappe phréatique, dans notre cas, ne présente aucun effet sur la valeur du coefficient de sécurité. Cela est dû au fait que la surface de rupture est située au

dessus du niveau initial de la nappe. Le rabaissement de cette dernière n'aurait aucun effet dans le cadre de la stabilisation du site.

L'adoucissement de la pente du talus aval engendrera une instabilité au niveau du talus amont. Cela nous a permis de comprendre que le talus aval joue le rôle de butée pour le talus amont et que l'adoucissement de sa pente, pour la stabilisation, provoquera un glissement encore plus important avec une surface de rupture plus allongée atteignant le talus amont, et causant ainsi de plus gros dégâts.

Après ces analyses et une réflexion concernant un système de parade pour la stabilisation de ce glissement, le renforcement (approche dure) s'est avéré indispensable car il peut être réalisé dans un espace restreint et en un temps relativement court. Cette technique est la plus appropriée pour protéger les voies de communication, systématiquement, menacées par les glissements de terrain et les éboulements rocheux en régions montagneuses.

Notre choix s'est porté, au tout début, sur un système de renforcement par pieux. Les résultats obtenus après calcul et une étude paramétrique permettant une meilleure optimisation, ont montré que les talus peuvent être stabilisés. Mais la grande flexion des pieux en leurs têtes a posé problème.

Pour remédier à cela, on a trouvé nécessaire et judicieux d'ajouter des tirants d'ancrages qui ont permis de réduire les déplacements des pieux. Après une étude paramétrique faisant suite à la modélisation de ces tirants, tout en incluant d'une manière qualitative le facteur économique, le choix définitif sur leurs longueurs, celle du scellement et l'effort d'ancrage a été établi.

Ce travail nous a permis de traiter un cas réel de glissement de terrain, de cerner sa cinématique et de proposer une stabilisation par un système de renforcement en utilisant la simulation numérique. De ce fait, pour les travaux à venir, diverses perspectives sont présentées :

- Simulation de la construction par étapes et calcul de la stabilité à court terme ;
- Étendre le système de renforcement sur tout le site ;
- Remplacement des pieux par des parois berlinoises ;
- Étude technico-économique sur divers systèmes de parades ;
- Étude comparative, entre la modélisation 2D (PLAXIS 8.2) et 3D (PLAXIS FONDATION 1.5), sur le comportement des pieux, et l'effet de voûte procuré par ces éléments, soumis à des pressions latérales ;
- Étude comparative, entre la modélisation physique et numérique d'essais géotechniques, en utilisant PLAXIS *VirtualLab* (code consacré à la simulation d'essais au laboratoire) ;
- Création d'une base de données des résultats géotechniques (laboratoires).

BIBLIOGRAPHIE

- BEDR S. 2005.** *Conception et réalisation d'un logiciel pour la gestion des résultats oedométriques. Projet de fin d'étude pour l'optention du diplôme d'ingénieur en génie civil.* CHLEF : Université H. BEN-BOUALI, 2005.
- BENAÏSSA A. 2003.** *Glissement de terrain, calcul de stabilité.* ALGER : Office des publications universitaires, 2003.
- BENZENINE, F. 2005.** *Cartographie de l'alea du aux mouvements de pente - application a la commune de BENSEKRANE. Projet de fin d'étude pour l'optention du diplôme d'ingénieur en génie civil.* TLEMCEM : Univesité A. BELKAID, 2005.
- BOULON, M, PLYTAS, C et FORAY, P. 1986.** *Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage.* PARIS : Revue française de géotechnique, 1986. 35.
- BRINKGREVE R.B.J. 2003.** *PLAXIS manuel de référence.* DELFT, 2003. 90-808079-3-1.
- BRINKGREVE, R.B.J et BAKKER, H.L. 1991.** *Non-linear finite element analysis of safety factors.* ROTTERDAM, 1991.
- CHELGHOU M. 2006.** *Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols.* ANNABA : Univesité M. BADJI, 2006..
- DELMAS, P, et al. 1986.** *Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage en pente.* PARIS : Bulletin de liaison des LPC, 1986. 141.
- DURVILLE J.L et SAVE G. 1991.** *Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble.* PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C254.
- FRANK, R. 1991.** *Fondations profondes.* PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C 248.
- FREY F et JIROUSEK J. 2001.** *Analyse des structures et milieux continus.* LAUSANE : Presse polytechniques et universitaires romandes, 2001. 2-88074-463-6.
- GUIDELCPC. 2001.** *Parades contre les instabilités rocheuses.* PARIS : Collection environnement les risques naturels, 2001. 59023103.
- GUILLOUX, A. 1993.** *Slope stabilization using soil mailing in FRANCE : Design methods and case histories.* s.l. : Annual meeting of transportation research board, 1993.
- HABIB P, et al. 1996.** *Recommandations tirants d'ancrage.* PARIS : Eyrolles, 1996. 2-212-01813-4.
- HENGCHAOVANICH D. 2005.** *Renforcement de la stabilité des pents et prévention de l'érosion par l'utilisation du vétiver dans les travaux d'ingénirie.* KUALA-LUMPUR, 2005.
- HUYNH D.V.K. 2005.** *Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation.* GRENOBLE : Institut national polytechnique, 2005.
- KHARCHAFI M, GRASSELLI G et EGGER P. 2000.** *Comparaison numérique et expérimentale entre clouage par barre scellée et tube frottant en roche dure.* LAUSANE, 2000.
- KIRBY W et PICKETT P.E. 2000.** *Geotechnical Manual.* TEXAS : Département de transport, 2000.
- LAHMADI A. 2006.** *Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages.* BATNA : Université E. LAHKDAR, 2006.
- LATELTIN O. 1997.** *Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire.* BERNE : OCFIM, 1997. 310.023 f.
- LEROUEIL S, LAROCHELLE P et TAVENAS F. 1988.** *Système expert en stabilité des pentes.* LAUSANNE, 1988.
- MAGMAN J.P. 1991.** *Résistance au cisaillement.* PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C216.
- MARTIN G.R et Chen C.Y. 2005.** *Reponse of pile due to lateral slope movement.* CALIFORNIE : Sciencedirect, 2005.
- MELOUKA S. 2003.** *Analyse de la stabilité des pentes en terrains meubles. Application du code de calcul « FLAC ».* Mémoire de magister. TLEMCEM : Université A. BELKAID, 2003.
- MERRIEN V, AMITRANO D et PIGUET J.P. 2004.** *Éléments de géotechnique.* NANCY : Ecole des mines, 2004.

- PERLO-MEVELLEC S. 2003.** *Etude numérique par l'approche hybride des groupes de pieux.* PARIS, 2003.
- PILOT, G. 1991.** *Mécanique des sols, symbole, unités et définitions.* PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C 201.
- REBOUL M. 2006.** *Étude de la stabilité au glissement d'un remblai de grande hauteur.* PARIS : Terrasol, 2006.
- SABATINI P.J, PASS D.J et BACHUS R.C. 1999.** *Ground anchors and anchored Systems.* WASHINGTON : National technical information, 1999. FHWA-IF-99-015.
- SCHLOSSER F et UNTERREINER P. 1991.** *Renforcement des sols par inclusions.* PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C 245.
- SCHLOSSER F. 1991.** *Murs de soutènement.* PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C 244.
- SCHLOSSER, F et ELIAS, V. 1978.** *Friction in reinforced earth.* PITTSBURGH : Symposium international earth reinforcement, 1978.
- SCHLOSSER, F et GUILLOUX, A. 1981.** *Le frottement dans le renforcement des sols.* PARIS : Revue française de géotechnique, 1981. 16.
- SCHLOSSER, F. 1989.** *Le projet national Clouterre.* PARIS : Annales de l'ITBTP, 1989. 473.
- SEVE G, et al. 1996.** *Etude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre.* PARIS : LCPC, 1996. 4074.
- SHIMAZU, A, et al. 2000.** *Contribution à la gestion des risques associés aux pentes.* TOKYO : Japanese Association for Steel Pipe Piles, 2000. 12.11.B - 2000.
- TAIBI S. 2006.** *Cours magister géotechnique et mécanique des sols : rhéologie des sols saturés et non saturés.* TLEMCEM : Université A. BELKAID, 2006.
- VECCHIO P.Y, et al. 2004.** *Ancrages passifs en montagne.* LYON, 2004.
- VECCHIO P.Y, et al. 2004.** *Protection contre les risques naturels.* LYON, 2004.

ANNEXES

ANNEXE A

1. MOUVEMENTS DE PENTES ENTRE TÉNÈS ET CHERCHELL (120 KM)



(a) Glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(b) Glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(c) Coulée boueuse, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(d) Coulées boueuse, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(e) Glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(f) Glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(g) Glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(h) Éboulement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE

Figure A.1 Mouvements de pentes sur un tronçon de 120 km (1/2)



(i) Glissement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(j) Glissement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(k) Glissement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(l) Coulée boueuse, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(m) Éboulement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(n) Glissement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(o) Glissement, RN 11, GOURAYA, ALGÉRIE



(p) Éboulement, RN 11, GOURAYA, ALGÉRIE



(q) Fluage, RN 11, CHERCHELL, ALGÉRIE



(r) Glissement, RN 11, CHERCHELL, ALGÉRIE

Figure A.2 Mouvement de pentes sur un tronçon de 120 km (2/2)

2. RISQUE DE RUPTURE DE TALUS ENTRE TÉNÈS ET CHERCHELL (120 KM)



(a) Risque d'éboulement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(b) Risque d'éboulement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(c) Risque d'éboulement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(d) Risque de glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(e) Risque de glissement, RN 11, TÉNÈS, ALGÉRIE



(f) Risque de glissement, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(g) Risque de coulée boueuse, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE



(h) Risque d'éboulement, RN 11, GOURAYA, ALGÉRIE



(i) Risque d'éboulement, RN 11, GOURAYA, ALGÉRIE

Figure A.3 Risque de mouvements de pentes sur un tronçon de 120 km

ANNEXE B

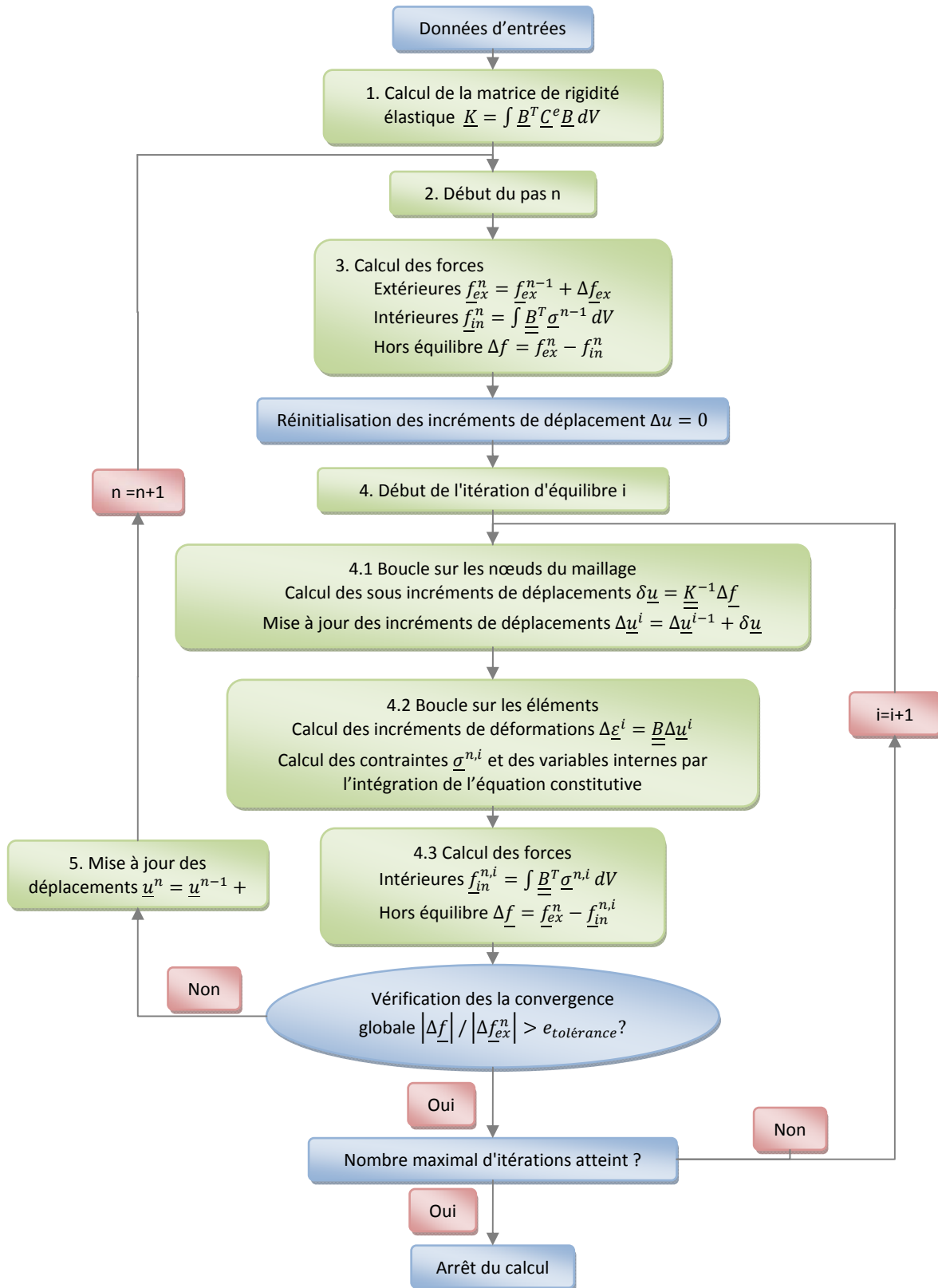


Figure B.1 Algorithme de résolution générale du code PLAXIS

ANNEXE C

1. RÉSULTATS DES SONDAGES

Profondeur (m)	Sondage 1	Sondage 2	Sondage 3	
1	<u>Remblai hétérogène</u>	<u>Remblai hétérogène</u>	<u>Remblai hétérogène</u>	
2				
3				
4				
5				
5.5				
6	Argile jaunâtre, présence de sable	<u>Remblai hétérogène</u>	<u>Remblai hétérogène</u>	
6.8	Argile brune, présence de gypse			
7	Argile jaunâtre, présence de cailloux			
7.2				
8	Argile schisteuse, présence de cailloux, quartz en quelque endroit, présence de cailloux	Argile schisteuse grise, présence de cailloux	Argile grisâtre schisteuse, très altérée, très compacte	
9				
10	Argile grisâtre schisteuse, présence de cailloux en quelques endroits, morceaux de quartz avec des dimensions variable			Argile schisteuse grise, présence de quartz
11				
11.5				
12				
13				
13.5				
14				
14.5				
15		Quartz		
16		Argile grisâtre schisteuse très altérée, présence de quartz avec des dimensions variable	Argile grisâtre schisteuse très altérée, présence de quartz avec des dimensions variable	
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
29				
30				

Figure C.1 Résultats des sondages

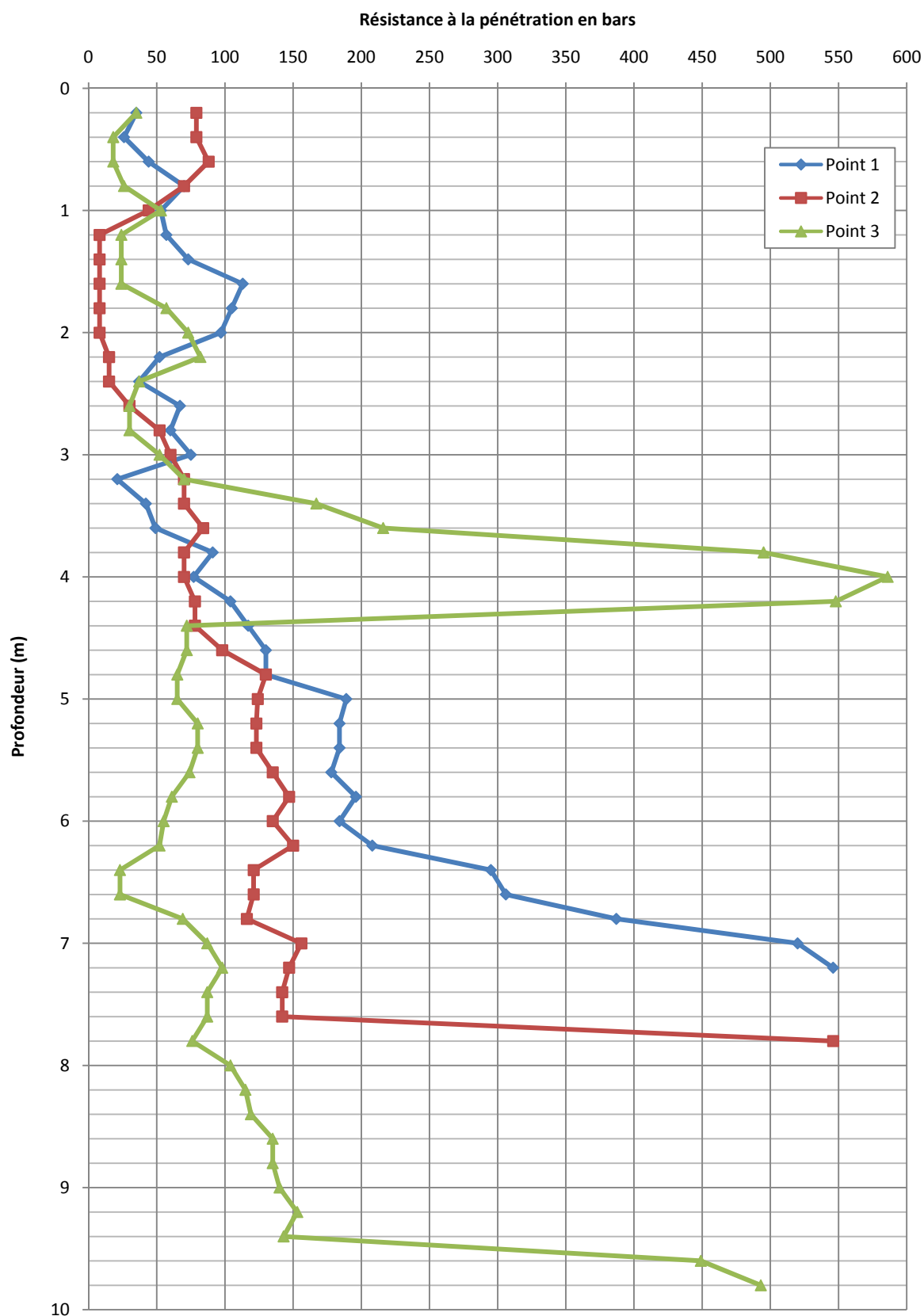
2. RÉSULTATS DU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE

Figure C.2 Résultats du pénétromètre dynamique

RÉSUMÉ

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse du renforcement des talus instables en utilisant un code de calcul bidimensionnel, intitulé PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis.

Nous avons commencé par la présentation d'un aperçu général sur la stabilité des pentes, et la définition du renforcement des talus instables.

Ensuite, nous avons présenté un cas réel de talus instable qui menace plusieurs ouvrages et pose, actuellement, problème aux responsables de la région affectée. Ce cas va être, par la suite, traité et analysé par PLAXIS.

Aussi, nous avons procédé à l'application du renforcement par pieux et tirants d'ancrages pour la stabilisation de ce talus. Chaque analyse est suivie par une étude paramétrique, qui montre l'incidence des paramètres donnés ou choisis sur divers résultats.

Mots clefs

Stabilité des talus, renforcement des talus, pieux, tirants d'ancrages, PLAXIS, coefficient de sécurité.

ABSTRACT

This work constitutes a contribution to the comprehension and the analysis of the unstable slope reinforcement by using a two-dimensional computer code, entitled PLAXIS, based on the finite element method.

We started with the presentation of general idea on slope stability, and the definition of slope reinforcement.

Then, we presented a real case of an unstable slope which threatens several constructions and poses, currently, problem to the persons in charge for the affected region. This case, thereafter, will be treated and analyzed by PLAXIS.

Also, we carried out the application of the reinforcement by piles and ground anchors for the stabilization of this slope. Each analysis is followed by a parametric study, which shows the incidence of the parameters given or chosen on various results.

Key words

Slope stability, slope reinforcement, piles, ground anchors, PLAXIS, factor of safety.

ملخص

هذا العمل هو إسهام في فهم وتحليل تقوية المنحدرات الغير مستقرة باستخدام حاسوب ثنائي الأبعاد المعنون PLAXIS، المؤسس على طريقة العناصر المحدودة.

بدأنا بعرض لمحة عامة عن استقرار المنحدرات، وتعريف تقوية المنحدرات الغير مستقرة. ثم قدمنا حالة حقيقية عن عدم استقرار منحدر يهدد العديد من المنشآت، ويطرح في الوقت الراهن مشكلة لمسؤولي المدينة المتضمنة هذا الأخير. ستكون هذه الحالة، بعد ذلك، مدروسة ومحللة باستعمال PLAXIS.

أيضا، قمنا بتنفيذ التقوية باستعمال رواكز الأساس وعوارض الترسيح لتحقيق استقرار المنحدر. كل تحليل يليه دراسة تغيير العوامل، لملاحظة تأثيرهم على مختلف النتائج.

الكلمات الرئيسية

استقرار المنحدرات، تقوية المنحدرات، رواكز الأساس، عوارض الترسيح، PLAXIS، معامل الأمان.