



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

---

# MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de **Master recherche**

Spécialité: Génie Civil

Option : **Géotechnique et environnement**

Thème :

Etude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux.

Présenté

Par M<sup>r</sup> **MOUFFOK Massinissa**

Soutenu publiquement Le 08/10/2013

## Membres du jury

M<sup>r</sup> **MELBOUCI Bachir**  
M<sup>r</sup> **DJEMAI Mohammed**  
M<sup>r</sup> **HAMZA Ali**  
M<sup>elle</sup> **BAIDI Fawzia**

Professeur à L'UMMTO.  
Maitre de conférences à l'UMMTO.  
Maitre de conférences à l'UMMTO.  
Maitre assistante classe A à l'UMMTO.

# Dédicaces

---

*A toute ma famille, mon père paix à son âme, mon frère  
Malek paix à son âme, ma mère, mes frères et mes sœurs  
& à tout mes ami(e)s et proches*

# Remerciements

---

Ce mémoire est l'aboutissement de plusieurs mois de travail, Qu'il me soit permis d'exprimer ici toute ma gratitude et ma reconnaissance envers toutes les personnes qui ont apporté soutien et conseils tout au long de ce travail.

Je souhaite remercier spécialement ma mère et ma sœur *Zina*, pour leurs soutien tous au long de mon cursus universitaire, je remercie aussi mon frère *Younes, Alili, Jugurtha, Hakim et Abderrahmane*, je tien aussi à remercier ma sœur *Zakia, Lila et Souhila* pour m'avoir aidé à ne jamais baisser les bras.

J'adresse de chaleureux remerciements à *M<sup>r</sup> MOUFFOK Madjid* directeur du laboratoire central des travaux public de la wilaya de Tizi Ouzou, pour m'avoir donné le libre accès à la base de donné du laboratoire.

J'adresse aussi un grand merci à *M<sup>me</sup> BAIDI*, Maitre assistante A à l'université Mouloud MAMMERY, pour son aide tout au long de mon travail, pour ses conseils avisés et son écoute. je la remercie aussi pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Je désire grandement remercier les enseignants qui m'ont enseigné la géotechnique durant mon parcours universitaire qui m'ont fait découvrir avec passion ce domaine et m'ont ainsi servi de modèles.

J'adresse de sincères remerciements à *M<sup>r</sup> MELBOUCI Bachir*, Professeur à l'université Mouloud MAMMERY, et Directeur du laboratoire LGEA pour tous ces conseils et son orientation.

J'adresse aussi de sincères remerciements à *M<sup>r</sup> Hamza Ali*, maitre de conférences à l'université Mouloud MAMMERY, pour ces cours.

Merci à tout le personnel du LCTP de Tizi Ouzou, qui ont pris le temps de m'écouter et de répondre à mes questions.

Bien sûr, atteindre ces objectifs n'aurait pas été possible sans l'aide de mes camarades *Mechiah Mohamed, MOUFFOK Toufik* ainsi que *MESSAOUDI Juba, AMARI Belkacem, BOUAOUD Laziz* qui m'ont, à plusieurs reprise, redonné du courage et m'ont rappelé pourquoi j'avais fais ce choix.

# Liste des figures

---

Figure I.1 Chute d'une pierre (Arthez-d'Asson).....	P14
Figure I.2. Le phénomène de fluage.....	P15
Figure I.3 Phénomène de solifluxion.....	P16.
Figure I.4 Description des éléments morphométriques et morphologiques composant un Glissement de terrain.....	P17
Figure I.5 Mécanisme de rupture plane d'un talus.....	P18
Figure I.6 Mécanisme de rupture plane d'un talus.....	P18
Figure I.7 Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces.....	P20
Figure I.9 Glissements successifs emboîtés.....	P22
Figure I.10 schéma représentatif d'une coulée boueuse.....	P24
Figure I.11 Ecoulement de blocs et fluage.....	P25
Figure I.12 Ecoulements de débris.....	P26
Figure I.13 Coulée boueuse.....	P27
Figure I.14 Vitesses de glissement au Hohberg (Fribourg) .....	P32
Figure I.15 Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité.....	P34
Figure I.16 Modification de la géométrie.....	P37
Figure II.1 Rupture en cercle de pieds.....	P44
Figure II.2 Ruptures en cercles de pente.....	P44
Figure II.3 Rupture en cercle de demi-pente.....	P45
Figure II.4 Décomposition d'un talus en tranches.....	P46
Figure II.5 Etat de contrainte dans une tranche en équilibre.....	P47
Figure II.6 Courbes d'iso facteurs de coefficient de sécurité $F_s$ .....	P51
Figure III.1 Allègement en tête.....	P58

Figure III.2 Chargement au pied d'un talus.....	P58
Figure III.3 Les différents procédés de modification géométrique.....	P59
Figure III.4. Collecte des eaux de surface.....	P60
Figure III.5 Tranchées drainantes.....	P61
Figure III.6 Eperons drainantes.....	P61
Figure III.7 Drains subhorizontaux.....	P62
Figure III.8 Étapes de réalisation de drains verticaux.....	P63
Figure III.9 Mur de soutènement.....	P64
Figure III.10 Exemple de mur poids en béton.....	P65
Figure III.11. Paroi de palplanche.....	P67
Figure IV.1 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	P72
Figure IV.2 Schéma d'une sonnette de battage.....	P75
Figure IV.3 Pieu battu moulé dans le sol sur plaque.....	P76
Figure IV.4 Schéma d'exécution d'un pieu foré.....	P78
Figure IV.5 Schéma de classification des pieux.....	P82
Figure IV.6 Etapes de réalisation d'un pieu foré simple.....	P85
Figure VI.7 Etapes de réalisation d'un pieu foré tubé vibro-foncé.....	P87
Figure III.8 Etapes de réalisation d'un pieu foré louvoyé.....	P88
Figure IV.9 Etapes de réalisation d'un pieu forés de petits diamètres.....	P89
Figure IV.10 Etapes de réalisation d'un pieu forés à la boue.....	P90
Figure IV.11 Etapes de réalisation d'un forés à la tarière creuse.....	P91
Figure V.1 Différentes fenêtres de visualisation des données.....	P93
Figure V.2 Détail des options de menu.....	P95
Figure V.3 Boite de dialogue de définition des caractéristiques du sol.....	P96
Figure V.4. Boite de dialogue insertion des surcharges.....	P97
Figure V.5 Renforcements admis par TALREN4.....	P100

Figure V.6	Exemples de représentation graphique de renforcements.....	P102
Figure V.7	Propriétés d'un clou.....	P103
Figure VI.1.	Prise en compte de l'effet du séisme.....	P106
Figure VI.2.	Boite de dialogue surfaces de rupture circulaire en recherche automatique.....	P109
Figure VI.3.	Géométrie du terrain.....	P107
Figure VI.4.	Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop sans prise en compte d'une nappe d'eau.....	P111
Figure VI.5.	Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans prise en compte d'une nappe d'eau.....	P111
Figure IV.6.	Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe d'eau .....	P113
Figure VI.7.	Diagramme des contraintes normales, cisaillements et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 1m.....	P114
Figure VI.8.	Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 2m.....	P116
Figure VI.9	Diagramme des contraintes normales, cisaillements et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 2m.....	P119
Figure IV.10	Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 3m.	P119
Figure VI.11.	Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 3m.....	P119
Figure IV.12.	Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 5 m.....	P121
Figure VI.13.	Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 5m.....	P122
Figure VI.14.	Diagramme d'évolution du coefficient de sécurité $F_s$ en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.....	P124
Figure VI.15.	Diagramme des contraintes Interstitielles $U$ en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.....	P125
Figure VI.16.	Diagramme des contraintes de cisaillements $\tau$ en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.....	P127

Figure VI.17. Lignes de rupture obtenue avec la méthode de Bishop en variant le niveau de la nappe d'eau (Sans renforcement) .....	P131
Figure VI.18. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à $X=0$ m et un niveau de nappe de 1m.....	P134
Figure VI.19. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=0$ m.....	P134
Figure VI.20. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à $X=10$ m et un niveau de nappe de 1m.....	P135
Figure VI.21. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=10$ m.....	P136
Figure VI.22. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à $X=20$ m et un niveau de nappe de 1m.....	P137
Figure VI.23. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=20$ m.....	P137
Figure VI.24. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à $X=30$ m et un niveau de nappe de 1m. ....	P138
Figure VI.25. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=30$ m.....	P139
Figure VI.26. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=40$ m.....	P140
Figure VI.27. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=40$ m.....	P140
Figure VI.28. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à $X=50$ m et un niveau de nappe de 1m.....	P141
Figure VI.29. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à $X=50$ m.....	P142
Figure VI.30. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé et un niveau de nappe de 1m.....	P143
Figure VI.31. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec renforcement par pieu en béton armé à $X=44$ m et un niveau de nappe de 1m.....	P143
Figure VI.32. Diagramme d'évolution du coefficient de sécurité $F_s$ en fonction de la variation de l'implantation du pieu en béton armé. ....	P145
VI.33. Lignes de ruptures obtenues avec la méthode de Bishop avec renforcement par un pieu et un niveau de la nappe d'eau de 1m. ....	P146

Figure I.34. Diagramme des contraintes normales de cisaillement Tau en fonction de la variation du positionnement du pieu.....	P148
Figure VI.35 Plan d'implantation des pieux en béton armé. P148	
Figure VI.36. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte de l'effet d'un séisme.....	P149
Figure VI.36. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec la prise en compte de l'effet d'un séisme. ....	P149
Figure VI.36. Diagramme des contraintes de cisaillements avec et sans séisme.....	p150

# Liste des photos

---

Photo I.1 Le glissement transrational de Falli Hölli (déplacement de 200m en 4 mois, volume 33 mio. m <sup>3</sup> ) .....	P19
Photo I.2 Arbres déracinées suite à l'activation d'un glissement de terrain.....	P20
Photo I.3 Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale (Marly, FR) .....	P21
Photo I.4 Bourrelets frontaux d'un glissement rotationnel étendu (Estavannens, Préalpes fribourgeoises) .....	P21
Photo I.5 Coulée boueuse.....	P23
Photo III.1 L'implantation des plantes dans un talus.....	P63
Photo III.2 Mur poids constitué d'éléments préfabriqués.....	P66
Photo III.3 Photo de Mur formé de gabions.....	P66
Photo III.4 Un versant stabilisé par clouage.....	P68
Photo IV.1 Groupe de pieux métallique en forme de H.....	P74
Photo IV.2 Pieux battus préfabriqués en Béton armé.....	P75
Photo III.3 Pieux battus métallique tubulaires.....	P76
Photo III.4 Trou de forage pour pieux.....	P78
Photo IV.5 Pieux battu métallique muni de trusses coupantes.....	P79
Photo IV.6 Pieux forés à l'abri d'un tube de travail récupéré.....	P80
Photo IV.7 Remonté de la tarière et injection du béton suivant son axe creux.....	P80
Figure IV.8 Pieux en béton précontraint.....	P81
Photo IV.9 Pieux en bois.....	P84
Photo IV.10 Tube plongeur de coulage du béton.....	P86
Photo IV.11. Exemples de tarières pleines.....	P86
Photo IV.12 Procédure de vibro-fonçage d'un pieu foré tubé.....	P87

# Liste des tableaux

---

Tableau I.1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables.....	P28
Tableau I.2 : Classification des glissements selon leurs vitesses de déplacement.....	P29
Tableau I.3 : Classification des glissements selon leurs superficies et volumes.....	P30
Tableau V.1 : Types de renforcements dans Talren.....	P100
Tableau VI.1 résultats des relevés piézométriques.....	P106
Tableau IV.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.....	P110
Tableau VI.3. : Caractéristiques physiques et mécanique des couches.....	P112
Tableau VI.4. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la prise en compte du niveau de la nappe d'eau.....	P114
Tableau VI.5. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 1m.....	P117
Tableau VI.6. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 2m.....	P120
Tableau VI.7. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 3m.....	P122
Tableau VI.8. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 4.....	P124
Tableau VI.9. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 1.....	P135
Tableau VI.10. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 2.....	P136
Tableau VI.11. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 3. ....	P138
Tableau VI.12. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 4.....	P139
Tableau VI.13. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 5.....	P141
Tableau VI.14. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 6.....	P142
Tableau VI.15. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 7.....	P142
Tableau VI.16. Résultat de calculs obtenus avec l'introduction d'un séisme.....	P150
Tableau VI.16. Résultat de calculs obtenus avec l'introduction d'un séisme (combinaison 1) .....	P149
Tableau VI.17. Résultat de calculs obtenus avec l'introduction d'un séisme (combinaison 2) .....	P151

# Nomenclature

---

## Majuscules latines

E : Module d'Young.  
F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité.  
F : Force stabilisante.  
G : Module de cisaillement.  
H : Effort horizontal sur le côté d'un bloc de sol.  
N : Réaction normale  
N<sub>n</sub> : Réaction normale d'une tranche n.  
R : Rayon du cercle de glissement.  
T : Réaction tangentielle.  
T<sub>n</sub> : Réaction tangentielle d'une tranche n.  
T<sub>i</sub> : Pressions (forces surfacique).  
C : Cohésion.  
C' : Cohésion effective.  
C<sub>i</sub> : Cohésion d'une couche i du sol.  
C<sub>uu</sub> : cohésion non consolidée, non drainée.  
N : Force normale.  
b<sub>i</sub> : La largeur d'une tranche  
I : Inertie quadratique.  
F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité.  
O : Centre de la surface de glissement  
X : Abscisse du projet en mètre.  
W<sub>i</sub> : Poids d'une tranche.  
SIG-TOT : Contrainte normale donnée par Talren4.  
Tau : Contrainte de cisaillement donnée par Talren4

## Caractères grecques :

γ : Poids volumique.  
γ<sub>h</sub> : Poids volumique humide.  
γ<sub>d</sub> : Poids volumique sec.  
φ' : Angle de frottement interne.  
φ'' : Angle de frottement effectif.  
φ<sub>i</sub> : Angle de frottement d'une couche i de sol.  
α : L'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tranche.  
β : Inclinaison de la pente.  
σ : Contrainte totale.  
τ : Contrainte tangentielle.  
σ' : Contrainte effective.

# SOMMAIRE

I. Introduction générale : .....	8
----------------------------------	---

## CHAPITRE I

I.INTRODUCTION : .....	11
I.2. Classification des mouvements : .....	12
I.2.1. Les écroulements et les éboulements : .....	12
I.2.1.1. Chutes de pierres et de blocs : .....	13
I.2.1.2. Eboulements : .....	13
I.2.1.3. Ecroulement : .....	14
I.2.2. LE FLUAGE : .....	14
I.3. Les glissements : .....	15
I.3.1.les caractéristiques morphométriques d'un glissement de terrain : .....	16
I.3.2. Le Glissement Plan: .....	17
I.3.3. Le glissement rotationnel : .....	18
I.3.3.1 Glissement rotationnel simple : .....	20
I.3.3.2 Glissement rotationnel complexe : .....	21
I.4. LES COULÉES: .....	22
I.4.1. Les caractéristiques morphologiques des coulées boueuses : .....	24
I.5. Cinématique des glissements : .....	26
I.6. La superficies et le volume : .....	28
I.7. Dynamique du glissement : .....	29
I.7.1. Glissement de terrain permanent: .....	29
I.7.2. Glissement de terrain spontané: .....	29
I.8. Phases des glissements : .....	29
I.8.1.Glissements de terrain actifs : .....	29
I.8.2. Glissements de terrain réactivés : .....	29
I.8.3. Glissements de terrain inactifs : .....	29

I.9. Vitesses de glissement :	30
I.10. LE RISQUE du GLISSEMENT DE TERRAIN :	31
I.10.1. Notion et principes de 'Risque' :	31
I.10.2. Le danger :	32
I.10.3. La probabilité :	32
I.10.4. L'aléa :	32
I.10.5. La vulnérabilité :	32
I.11. Causes d'instabilité:	33
I.11.1. Prédispositions :	33
I.11.1.1. La géologie :	33
I.11.1.2. La pente :	33
I.11.1.3. L'orientation :	33
I.11.1.4. La végétation :	34
I.11.1.5. Le contexte hydrogéologique et hydrographique :	34
I.11.1.6. Le contexte climatique :	34
I.11.2. Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes) :	34
I.11.2.1. Le climat : causes hydriques.....	34
I.11.2.2. Le climat : causes thermiques.....	34
I.11.2.3. Causes mécaniques : vibrations .....	35
I.11.2.4. Causes mécanique: modification de la géométrie.....	35
I.12. conclusion :	36

## CHAPITRE II

II. Introduction :	38
II.1. Eléments de base du calcul :	38
II.1.1. Résistance au cisaillement :	39
II.1.2. Types de comportement des sols :	39
II.1.3. Relation avec la nature du sol :	40
II.1.4. Etude de la stabilité des talus :	41
II.1.5. Types de rupture :	42

II.1.5.1. Cercle de pieds: .....	42
II.1.5.2. Cercle de pente: .....	43
II.1.5.3. Cercle demi-pente:.....	43
II.1.6. Méthodes de calcul : .....	44
II.1.6.1. Méthode de FELLENIUS (rupture circulaire) : .....	44
II.1.6.1.2. Hypothèses.....	44
II.1.6.2. Méthode de Bishop:.....	47
II.1.6.3. Méthode de Bishop simplifiée : .....	48
II.2. Choix de la méthode et du coefficient de sécurité : .....	48
II.3. Méthodologie : .....	48
II.4.Méthodes manuelles :.....	49
II.5. Méthode numérique.....	50
II.5. 1. Calcul en contraintes déformations : .....	50
II.6. Choix de la méthode : .....	51
II.7. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité : .....	52
II.8 CONCLUSION : .....	53

## CHAPITRE III

III.INTRODUCTION : .....	55
III.1. TECHNIQUES ET MOYENS DE CONFORTEMENT :.....	55
III.1.2. Généralités : .....	55
III.1.3. Les différentes techniques : .....	55
III.1.3.1. La modification géométrique : .....	55
III.1.3.2. ACTION SUR L'EAU : .....	57
III.1.3.3.La végétalisation : .....	61
III.1.3.4.Les éléments résistants : .....	62

## CHAPITRE IV

III.2.Conclusion : .....	67
IV. Introduction : .....	69

IV.1. Définition Et Terminologie :	70
IV.1.1. Définitions de la fondation profonde :	70
IV.1.2. Principe De Fonctionnement :	71
IV.2. Classification Des Pieux :	72
IV.2.1. Les pieux mis en place par refoulement du sol (Pieux battu) :	72
IV.2.2. Les pieux mis en place sans refoulement du sol (Pieux exécutés in situ) :	75
II.3.3. Les différents types de pieux forés et leur domaine d'emploi :	77
IV.3. Différentes catégories de pieux :	80
IV.4. La nature du matériau constitutif :	82
IV.4.1.pieux en béton :	82
IV.4.2.pieux en Bois :	82
IV.5. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux :	83
IV.5. 1. Pieux forés simples :	83
IV.5. 2. Pieux forés tubés vibro-foncés :	85
IV.5.3. Pieux forés tubés avec tubage louvoyé.....	86
IV.5. 4. Pieux forés de petits diamètres :	87
IV.5. 5.Pieux forés à la boue :	88
IV.5. 6.Pieux forés à la tarière creuse :	89

## CHAPITRE V

V. Introduction :	91
V.1. Les différentes options pour la manipulation du logiciel TALREN 4 :	92
V.1.1. La recherche automatique des surfaces de rupture :	94
V.1.2. Caractéristiques des sols :	94
V.1.3. Introduction des surcharges :	95
V.1.4. Base de données des jeux de coefficients de pondérations partiels :	96
IV.5. Coefficients de sécurité à introduire dans Talren4 :	96
V.2. La procédure de calcul de Talren 4 :	97
IV. Les différents types de renforcement utilisés par Talren 4 :	98
V.2. 1. Dessin d'un renforcement à la souris :	99

V.2. 2.Affichage et modification des propriétés d'un renforcement.....	101
--	-----

## CHAPITRE VI

VI. Introduction : .....	103
VI.1. Description du site de Tala ALLAM : .....	103
VI.1.1. Situation topographique : .....	103
VI.1.2. Contexte géologique : .....	103
VI.1.3.Causes probables du déclenchement du glissement : .....	104
VI.1.3.1.L'action climatique : .....	104
VI.1.3.2.les facteurs géologiques : .....	104
VI.2.Hypothèses de calcul : .....	104
VI.2.1. La forme de la surface de glissement : .....	104
VI.2.2. Prise en compte du niveau de la nappe : .....	105
VI.2.3. Prise en compte de l'aléa sismique : .....	105
VI.3. Coupes lithologiques du sol: .....	106
VI.3. 1.Sondage SC1 : .....	106
VI.3. 2.Sondage SC2 : .....	106
VI.3. 3.Les profils lithologiques du terrain : .....	107
VI.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du sol : .....	107
VI.4. 1.Limites d'Atterberg et Diagramme de Casagrande : .....	107
IV.5.Méthode de calcul et définition des situation avec Talren4 : .....	108
VI.5.1. Définition des situations : .....	108
VI.5.2. Calcul du coefficient de sécurité : .....	109
VI.5.2.1. Géométrie du terrain: .....	109
VI.5.2.2. Calcul sans prise en compte de la nappe d'eau : .....	109
Résultat avec la méthode de Bishop : .....	110
Interprétation des résultats : .....	110
VI.5.2.3. Calcul avec variation du niveau de la nappe d'eau : .....	112
Interprétation des résultats : .....	113
Résultat obtenu avec la méthode de Bishop : .....	115

Interprétation des résultats : .....	117
Interprétation des résultats : .....	119
Interprétation des résultats : .....	120
VI.5.2.4. Influence de la variation du niveau de la nappe d'eau sur le coefficient de sécurité : .....	123
Interprétation du diagrammes des contraintes interstitielles U sur la figure VI.15 : .....	125
Interprétation du diagrammes des contraintes de cisaillement Tau sur la figure I.16: .....	127
Interprétation du diagramme des lignes de ruptures sur la figure VI.18 : .....	129
VI.5.2.5. Calcul avec prise en compte d'un renforcement par un pieu en béton armé : .....	130
VI.5.2.6. Calcul du coefficient de sécurité avec prise en compte du pieu en béton armé: ....	131
VI.5.2.7. Influence de la variation de l'implantation du pieu sur le .....	131
coefficient de sécurité, avec un niveau de la nappe d'eau de 1m. : .....	131
Interprétation des résultats : .....	141
VI.5.2.4. Influence de la variation de la distance d'implantation du pieu sur le coefficient de sécurité Fs : .....	142
Interprétation du diagramme des lignes de ruptures sur la figure VI.22 : .....	144
V.6. Conclusion : .....	153
Conclusion générale: .....	156
Références biobibliographiques : .....	155
<i>Dédicaces</i>	
<i>Remerciements</i>	
<i>Liste des figures</i>	
<i>Liste des photos</i>	
<i>Liste des tableaux</i>	
<i>Nomenclature</i>	

# RESUME

---

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

Le présent mémoire a pour objectif de mieux appréhender le comportement des talus renforcés par pieux, tout en présentant d'abord les méthodes de calcul de Bishop et de Fellenius pour l'étude de la stabilité.

Pour la partie simulation numérique, on présentera un bref aperçu du logiciel Talren 4 suivi d'une étude de stabilité d'un talus en fonction du positionnement des pieux et de la variation du niveau de la nappe d'eau, cela afin de trouver leurs position d'implantation optimale.

## I. INTRODUCTION GENERALE :

On fait appel à la stabilisation des talus par pieux lorsque le sol du talus n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter son poids propre ou le poids d'une structure. Pour résister à des chargements horizontaux, on était autre fois contraint à ajouter des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre aussi les sollicitations latérales. Celles-ci peuvent être quasi-statiques ou dynamiques.

Depuis 1980 environ, l'utilisation de l'outil informatique a connu un développement très important dans les bureaux et les centres de recherches en géotechnique.

Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis en 2D ou 3D sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et postprocesseurs conviviaux et simple d'emploi.

Il existe plusieurs types de calcul de la stabilité,

- Les calculs à la rupture qui supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique, ces calculs incluent les méthodes d'analyse limite, et les méthodes à l'équilibre limite, qui sont les méthodes les plus couramment employées. Néanmoins, les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain. Si les terrains sont très déformables ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voire erroné ; ils ne permettent pas non plus d'évaluer les déformations et en conséquence les déplacements enregistrés sur les terrains (Cas de Talren 4).
- les calculs en contraintes-déformations permettent de connaître complètement le comportement du terrain en tout point, ils peuvent être approchés par des méthodes numériques tels que les éléments finis.

Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression, les méthodes numériques sont devenues aujourd'hui un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limites, qui elles, souffrent de sérieuses limitations pour l'analyse de la stabilité. Les méthodes numériques sont exécutées par des logiciels spécialement mis en œuvre et adaptés à toutes sortes d'études géotechniques, ces logiciels permettent de traiter des problèmes en deux ou en trois dimensions.

Le phasage des travaux peut être suivi, et l'utilisateur peut aussi visualiser, grâce à des sorties graphiques, les résultats tel que le maillage, les champs de déplacements, les contraintes et déformations principales etc...

### PROBLEMATIQUE :

De ce qui précède, on peut se poser la question fondamentale suivante :

La technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut-elle résoudre définitivement le problème de glissement de terrain connus en Algérie ?

Aujourd'hui, il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs de la stabilité des talus. Chaque logiciel a ces propres algorithmes : méthode de résolutions et paramètres de modélisation.

### PLAN DU MEMOIRE :

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :  
Le premier chapitre présente des généralités sur les glissements de terrains et sur leurs classifications. On définira en premier lieu les différents types de mouvement de terrain selon leur vitesse et selon la morphologie de leur surface de rupture, se qui nous permettra d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces glissements.

Le deuxième chapitre présente les principales méthodes de calcul de la stabilité des pentes. On mettra en évidence le mécanisme qui conduit à la rupture de certains talus ou pentes naturelles. On décrira les méthodes de calcul les plus courantes permettant d'évaluer la stabilité des pentes et talus en utilisant, dans un premier temps le concept de coefficient de sécurité global.

Le troisième chapitre consiste en un bref aperçu sur les méthodes d'améliorations et de confortement des sols, on va décrire dans ce chapitre le moyens les plus usités actuellement.

Le quatrième chapitre présent les principales méthodes de réalisation des pieux, on définira alors leurs différentes caractéristiques et leur mode de réalisation.

Le cinquième chapitre constituera la description du logiciel de calcul Talren 4 avec lequel on va effectuer le calcul de la stabilité.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale et des recommandations.

# CHAPITRE I

---

## LES GLISSEMENTS DE TERRAINS ET LEURS CARACTERISTIQUES

## I.INTRODUCTION :

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

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

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

Cependant une longue expérience a été acquise tant que dans les méthodes de calcul, que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes soient maintenant résolus avec une assez bonne fiabilité.

## I.2. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS :

De nombreuses classifications ont été proposées pour prendre en compte la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrain affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- Coulées.
- Ecoulement.
- Fluages.

### I.2.1. LES ECOULEMENTS ET LES EBOULEMENTS :

Les écoulements et chutes de blocs sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées. Il s'agit de masses de taille variable qui se détachent d'une pente escarpée ou d'une falaise. Les vitesses de déplacement sont rapides à extrêmement rapides, avec des rebonds et des trajectoires paraboliques. Dans le cas des roches sédimentaires, la stratification accroît le découpage de la roche et par conséquent les prédispositions à l'instabilité (présence d'une formation sous-jacente plus meuble, déformable ou érodable). La phase initiale de la chute des éléments rocheux est longue et difficile à déceler (altération des joints de stratification, endommagement progressif des roches, fracturation, etc.). La phase d'accélération qui aboutit à la rupture est très rapide ce qui rend ces phénomènes très difficilement prévisibles.

Les facteurs naturels favorisant leur déclenchement :

On peut citer par exemple les fortes variations de températures (cycle gel/dégel), la croissance de la végétation ou au contraire sa disparition (feux de broussailles), les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, les séismes...

### I.2.1.1. CHUTES DE PIERRES ET DE BLOCS :

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre:  $\emptyset < 50\text{cm}$ ; bloc:  $\emptyset > 50\text{cm}$ ). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération.

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s, dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à  $30^\circ$  environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche.



**Figure I.1** Chute d'une pierre (Arthez-d'Asson).

### I.2.1.2. EBOULEMENTS :

Lors d'un éboulement, un volume de roche important, se fragmente plus ou moins rapidement, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m<sup>3</sup> par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

### I.2.1.3. ÉCROULEMENT :

Lors d'un écoulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m<sup>3</sup>) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

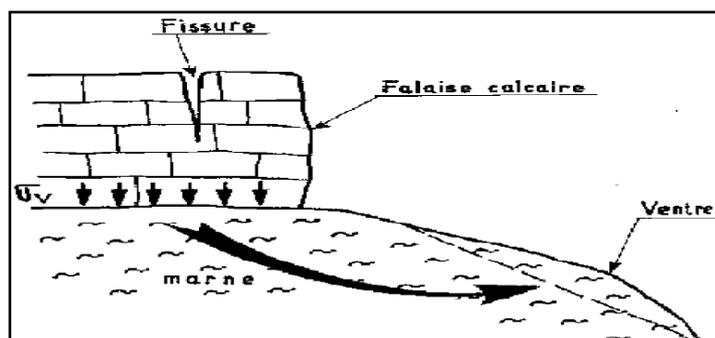
Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées de plus de 40m/s et de très grandes distances de transport pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres. Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues.

En cas de rupture catastrophique d'un barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.

### I.2.2. LE FLUAGE :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués contrairement au glissement. En fait, le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La **Figure I-2** montre le mécanisme du phénomène de fluage.



**Figure I.2 Le phénomène de fluage.**

Un cas spécial de fluage est la solifluxion.

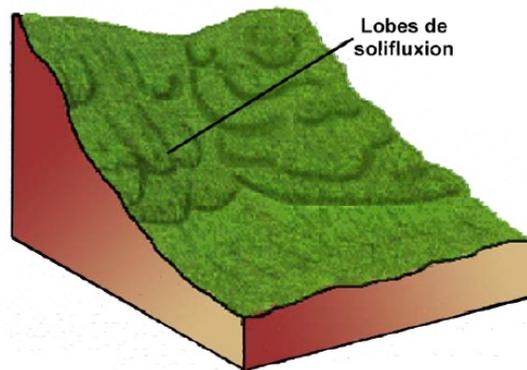


Figure I.3 Phénomène de solifluxion.

### I.3. LES GLISSEMENTS :

Un glissement de terrain est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement. Arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes ou sentiers déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain.

Un glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes qui sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant. Dans un terrain incliné, la cause peut être, par exemple, des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et/ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.), une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contrepoids du pied de versant (érosion par un cours d'eau ou aménagement anthropique).

Il faut souligner l'importance du rôle de l'eau dans les glissements de terrain. Sa présence au niveau de la surface de glissement semble être un facteur clef du processus de glissement. En outre, un sol dont la teneur en eau dépasse un certain seuil a une cohésion entre les grains réduite, voire nulle.

Les glissements affectent les matériaux meubles, faiblement cohérents (marnes, argiles..), et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures).

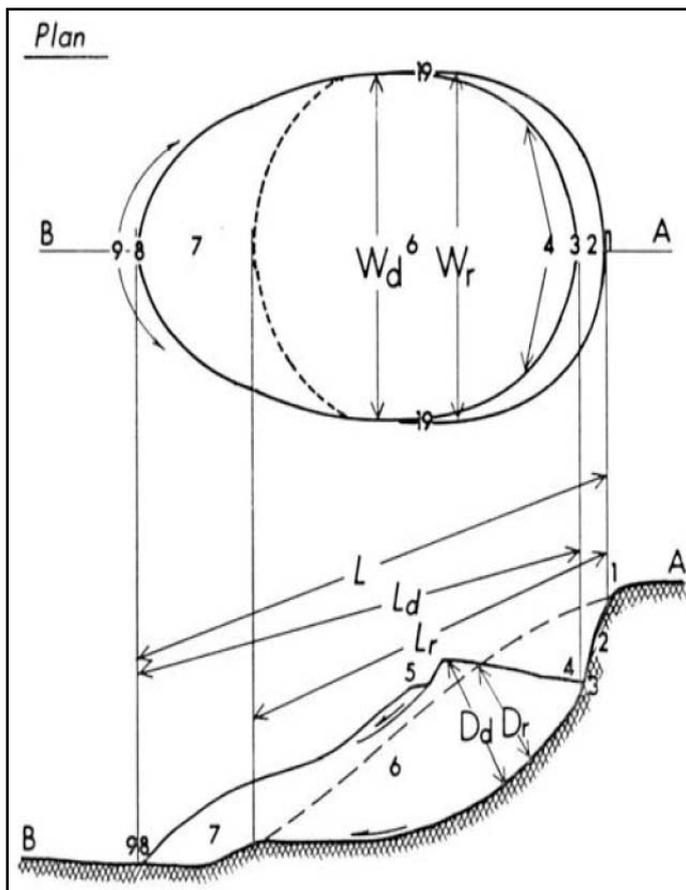
Ils sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènements, la rupture est parfois précédée de signes précurseurs (éléments morphologiques), mais peut être également très brutale.

Les glissements affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et de génie minier.

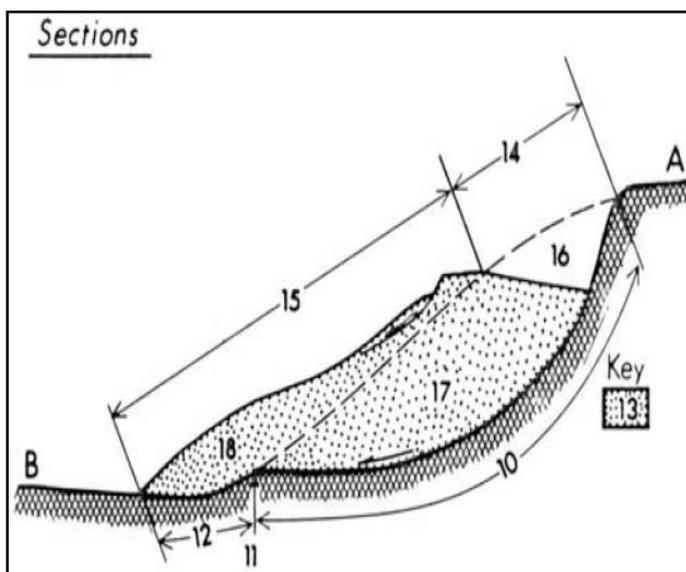
Et Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simple.
- Glissement rotationnel complexe (composé).

### I.3.1. LES CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN :



- 1 : crête, couronne
- 2 : escarpement principal
- 3 : sommet : partie la plus haute du glissement
- 4 : tête : partie la plus haute en glissement
- 5 : escarpement mineur
- 6 : corps principal
- 7 : pied du glissement
- 8 : extrémité du glissement
- 9 : front du glissement
- 10 : surface de rupture
- 11 : front de la surface de rupture
- 12 : surface de séparation
- 13 : matériau déplacé
- 14 : zone d'arrachement
- 15 : zone d'accumulation
- 16 : surface arrachée
- 17 : masse arrachée
- 18 : masse accumulée



- (Lr) : Longueur de la surface de rupture
- (Ld) : Longueur de la masse glissée
- (L) : Longueur totale
- (Wr) : Largeur de la surface de glissement
- (Wd) : Largeur de la masse glissée
- (Dr) : Profondeur de la surface de rupture
- (Dd) : Profondeur de la masse glissée

**Figure I.4 Description des éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement terrain.**

### I.3.2. LE GLISSEMENT PLAN:

Dans le cas des glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est plane. Des couches ou des ensembles de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale. Un niveau marneux ou argileux est un exemple fréquent de couche plus faible. Une morphologie en dip-slope (lorsque le pendage des couches est très proche de l'inclinaison du versant) est également favorable à l'occurrence d'un glissement translationnel.

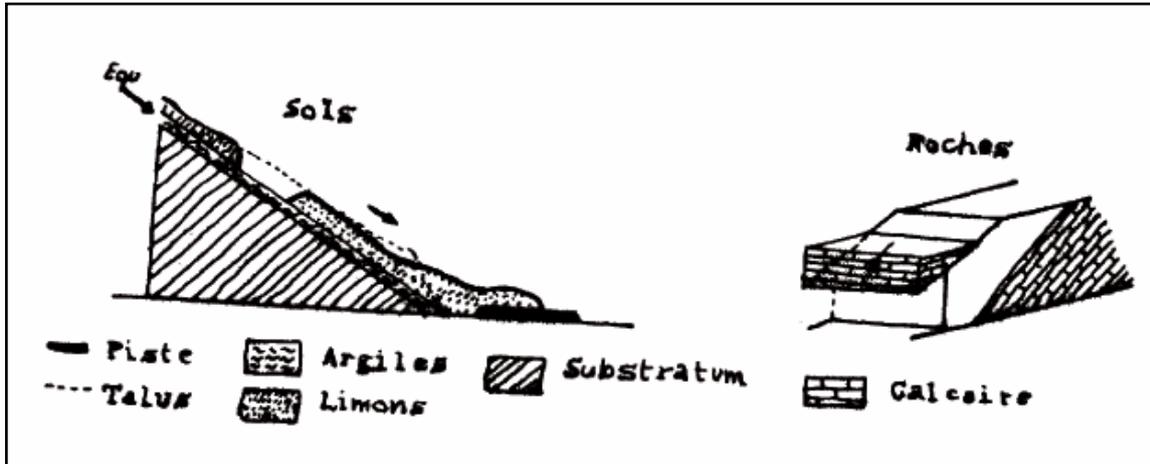


Figure I.5 Mécanisme de rupture plane d'un talus.

Par rapport au glissement rotationnel, il y a mise en mouvement dès lors que le poids de la masse instable dépasse les forces de friction. Si  $S_a - F_{ra} > 0$  alors il y a glissement, sinon la masse est stable (voir figure I.7).

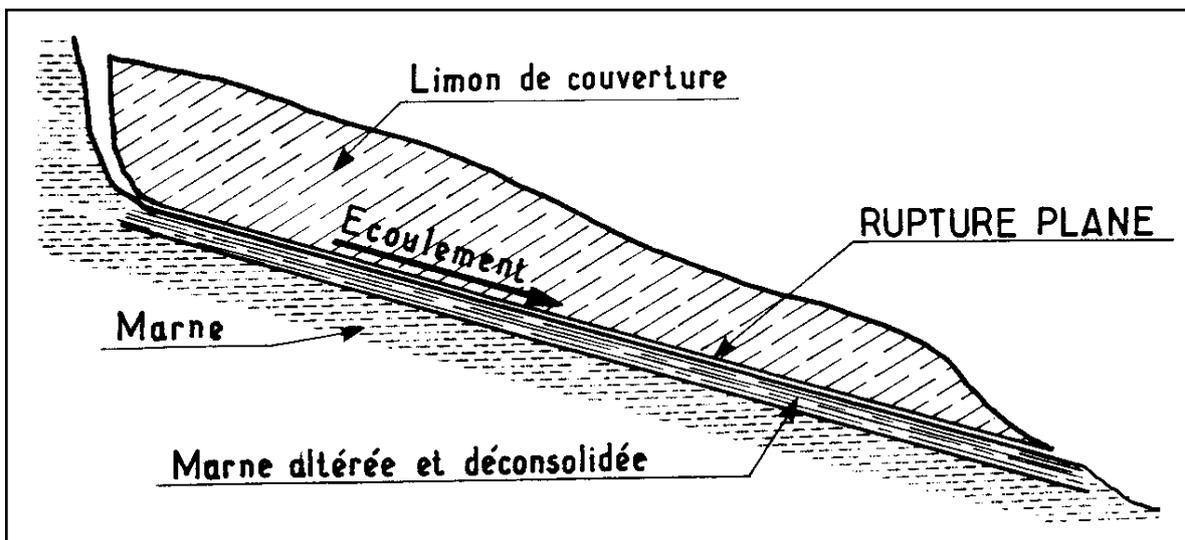


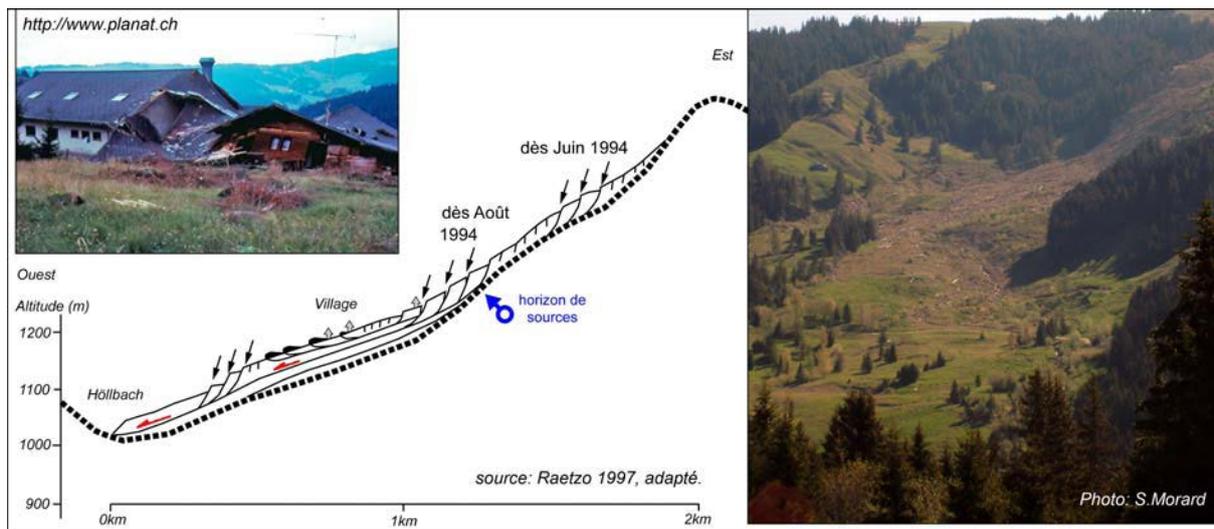
Figure I.6 Mécanisme de rupture plane d'un talus.

Les surfaces affectées par un glissement plan peuvent s'étendre sur plusieurs km<sup>2</sup>. Un glissement plan peut être extrêmement rapide (instantané), à l'exemple des

événements de Arth-Goldau (1806) ou du Vaiont (Italie, 1964). A noter que ce type de mouvement gravitaire se produit souvent dans les flyschs et les schistes marneux.

La rupture se produit souvent au niveau d'une surface de discontinuité géologique: zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification, pendage stratigraphique, discontinuité, schistosité.

Un exemple fameux : Falli Hölli (Préalpes fribourgeoises) (**Photo I.1**). Entre avril et août 1994, la brusque réactivation d'un grand glissement de terrain (plusieurs dizaines de mètres par jour !) a complètement détruit le village de vacances de Falli Hölli . Les fortes précipitations de juin 1993 à mai 1994 (700mm de plus que la normale) seraient la principale cause de cet événement



**Photo I.1** Le glissement transrational de Falli Hölli (déplacement de 200m en 4 mois, volume 33 mio. m<sup>3</sup>).

### I.3.3. LE GLISSEMENT ROTATIONNEL :

La géométrie classique d'un glissement rotationnel est illustrée par la figure I.4. La surface de glissement est de forme circulaire, concave. La zone de départ du glissement est caractérisée par une brusque rupture de pente (escarpement de départ) et par la présence de fissures et éventuellement d'une morphologie en gradins .La surface même du glissement présente une topographie bosselée caractéristique. Dans la partie aval, on retrouve une morphologie en bourrelet : le pied du glissement. La masse de terrain descendue subit des contraintes de compression importantes et est fortement déstructurée. Lorsqu'il y a une forte teneur en eau, la limite de liquidité peut rapidement être atteinte et on peut voir le glissement évoluer en une coulée boueuse.

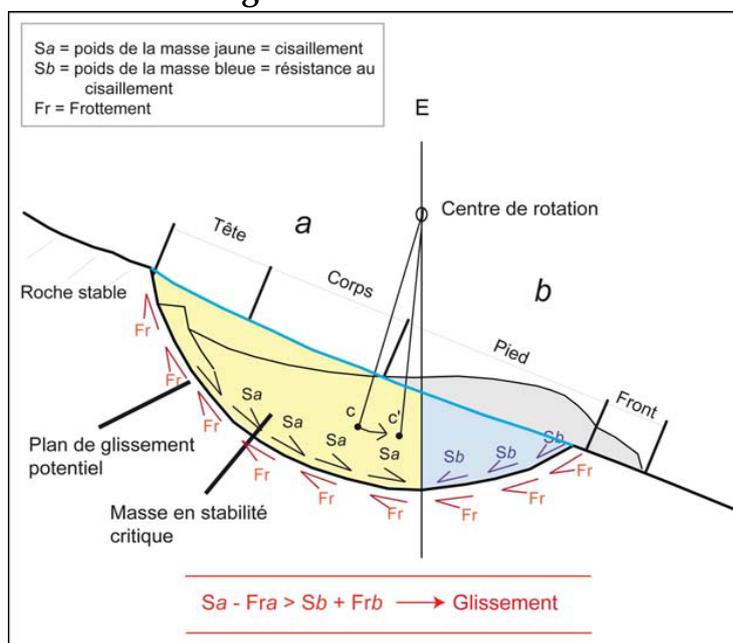
Les dimensions des glissements rotationnels varient de quelques mètres à plusieurs kilomètres de long et de quelques dm à plusieurs dizaines voir centaines de mètre d'épaisseur. En effet un glissement rotationnel peut affecter un simple talus routier ou un versant dans son entier.

Les petits glissements superficiels peuvent être assez rapides (m/s) mais se produisent sur un court laps de temps. Par contre les glissements plus importants sont souvent assez lents (cm/an - m/an) mais leur vitesse peut aller jusqu'à plusieurs mètres par jour en période de crise. En outre leur activité se poursuit sur plusieurs années voire plus.

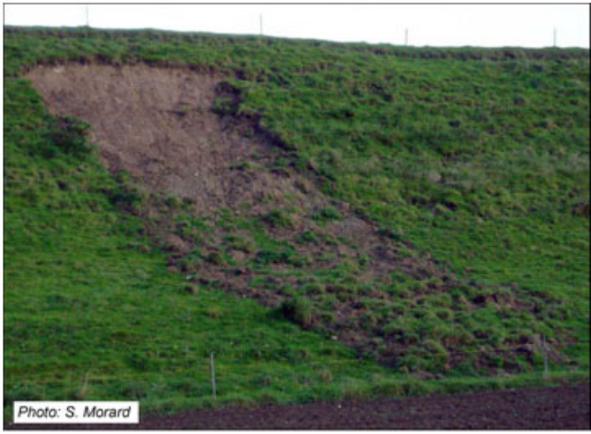


Photo : S. Morard

**Photo I.2 Arbres déracinés suite à l'activation d'un glissement de terrain.**



**Figure I.7 Coupe schématique d'un glissement rotationnel et distribution des forces.**



**Photo I.3** Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale (Marly, FR).

**Photo I.4** Bourrelets frontaux d'un glissement rotationnel étendu (Estavannens, Préalpes fribourgeoises).

### *I.3.3.1 GLISSEMENT ROTATIONNEL SIMPLE :*

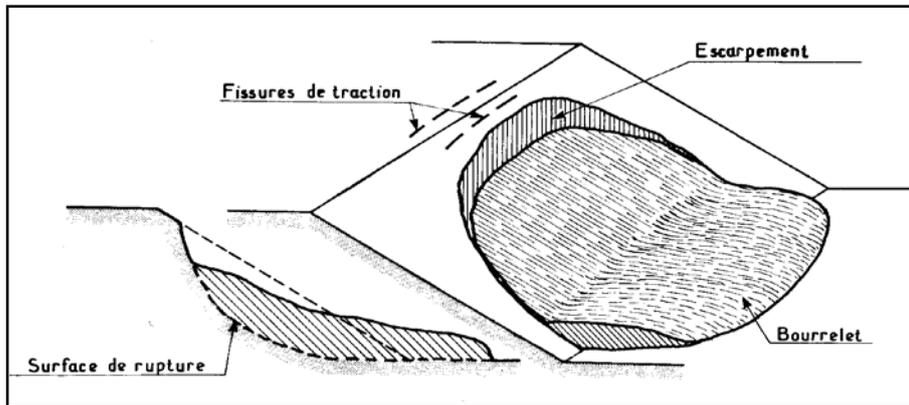
C'est le type de glissement le plus fréquent, la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre, l'analyse du risque par les calculs est alors abordable par les méthodes classiques.

La figure I.8 représente un tel glissement, il est caractérisé comme suit :

- En tête des fissures de traction.
- Un escarpement correspondant à l'amont de la surface de glissement.
- A la base un bourrelet formé par des matériaux glissés.

La figure présente une coupe dans la partie centrale du glissement, l'intersection de cette coupe avec la surface de glissement (surface de rupture) est appelée ligne de glissement.

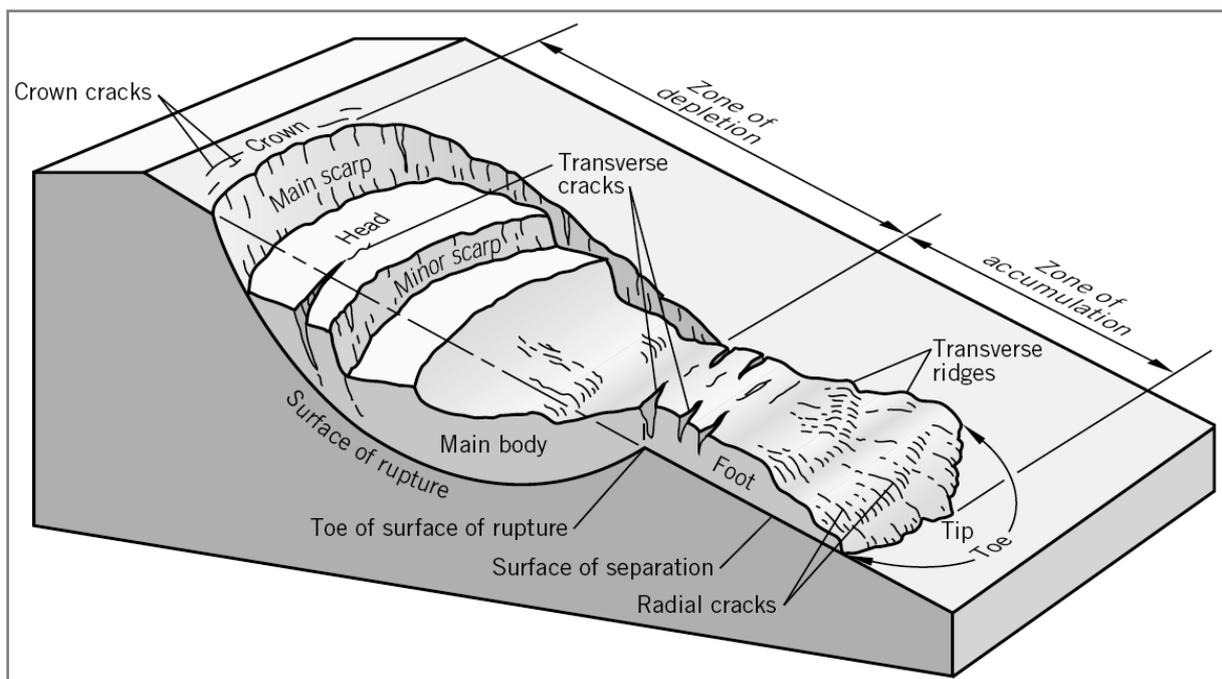
Le plus souvent la ligne de glissement peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire.



**Figure I.8 Glissement circulaire simple.**

I.3.3.2 GLISSEMENT ROTATIONNEL COMPLEXE :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.



**Figure I.9 Glissements successifs emboîtés.**

### Les causes de déclenchement :

C'est le résultat de l'activité intense de l'eau qui est engendrée par une pluviométrie intense, soit par l'action retardée des eaux de pluie sur la nappe de fracture. On observe en général la formation d'une marche d'escalier à l'amont et d'un bourrelet de pied à l'aval.

#### I.4. LES COULÉES:

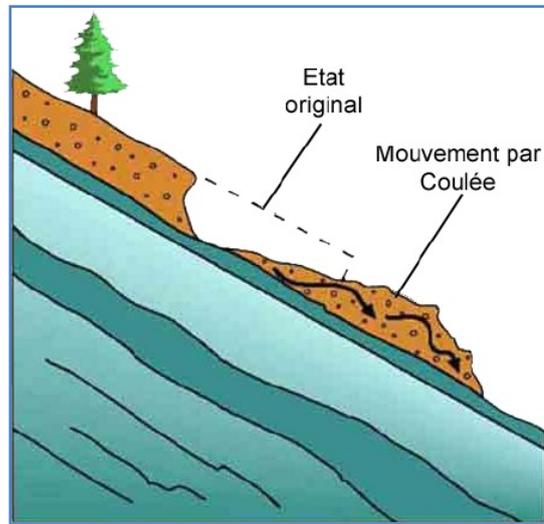
Les coulées résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés peu ou non-consolidés qui s'écoulent plus ou moins rapidement suivant leurs teneurs en eau. Sur de nombreux points, le profil de distribution des vitesses ressemble à celui d'un fluide visqueux.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion représente l'aspect pénalisant du phénomène compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau, joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

- ❖ Présences de sources.
- ❖ Fortes précipitations.
- ❖ Fonte des neiges brutales, etc.).

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie, la coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers.

Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles, elles peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h.



**Figure I.10 Schéma représentatif d'une coulée boueuse.**

Ces processus peuvent parfois être précédés de phénomènes de fluage. Il s'agit d'une déformation irrégulière se développant sur des pentes faibles, sa vitesse est lente et continue dans le temps évoluant sous une contrainte constante. Ce phénomène évolue de façon non perceptible, jusqu'à une accélération qui conduit à la rupture.



**Photo I.5 coulée boueuse.**

#### I.4.1. LES CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DES COULEES BOUEUSES :

Les coulées se décomposent en trois parties essentielles:

- Une zone source : zone en forme de cuvette.
- Une zone de transition : chenal, limité par des levées latérales et alimenté par la zone source où transitent les matériaux mobilisés.
- Une zone d'accumulation: zone de faible pente ou les matériaux ont tendance à s'accumuler.

Et en fonction du type de matériau mis à contribution dans le mouvement de masse, on distingue trois sous classes d'écoulements :

#### LES ECOULEMENTS DE BLOCS OU "ROCK FLOW" :

Les déformations se concentrent le long de discontinuités préexistantes entraînant le mouvement de blocs vers le pied du versant.

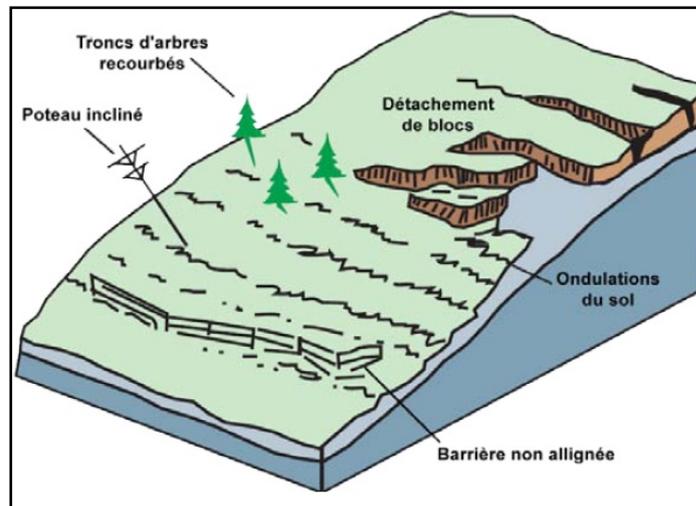
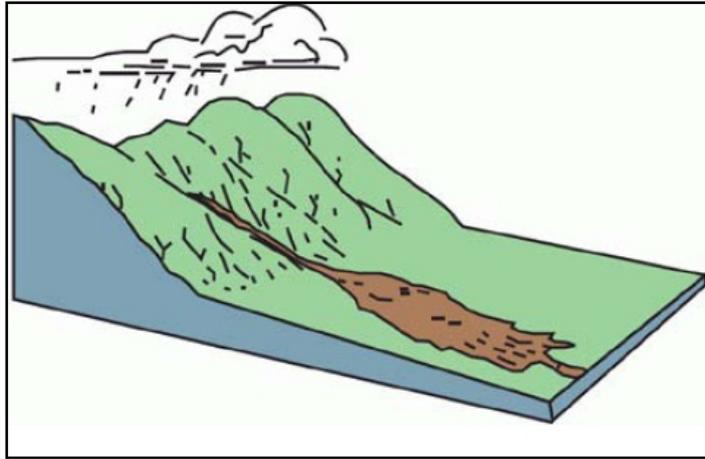


Figure I.11 Ecoulement de blocs et fluage.

### LES ECOULEMENTS DE DEBRIS OU "DEBRIS FLOW" :

Le matériau mis à contribution dans ce genre d'écoulement est constitué d'un haut pourcentage en particules grossières.



**Figure I.12** Ecoulements de débris.

### LES ECOULEMENTS DE SOLS OU "EARTH FLOW" :

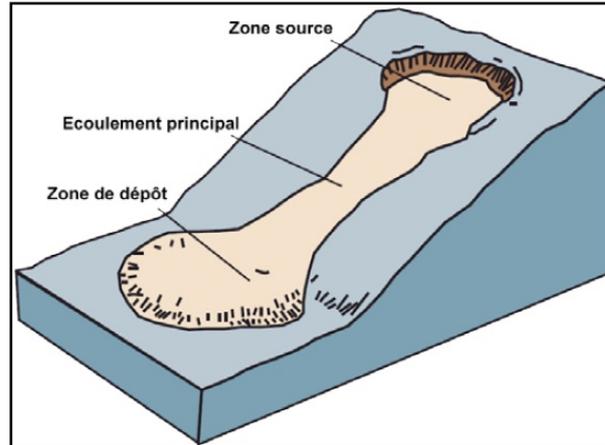
Les écoulements de sols ou "Earth Flow" sont caractérisés par un transport à l'état visqueux de matériaux riche en particules fines (50% au minimum). Les écoulements de sols les plus communs sont :

Les coulées boueuses "Mud Flow", se développent sur des matériaux fins comme le sable, les silts ou les argiles. Elles se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau.

Les coulées torrentielles "Rapid Earth Flow", se produisent en présence de matériaux fins à argileux dans le lit de torrents au moment des crues. La vitesse de ce processus est influencée par la teneur et le type d'argile, le degré d'altération, et la teneur en eau des terrains affectés.

Les coulées sèches "Dry Flow", se dit des écoulements de matériaux superficiels peu ou non saturés. Le déclenchement est souvent dû à une sollicitation mécanique tel un séisme.

Indépendamment du type de matériaux constituant le versant, un autre type de mouvement est attribué aux écoulements : il s'agit du phénomène de solifluxion. Il peut être dû à une alternance gel/dégel. C'est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles. La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. Cependant, elle n'affecte que de faibles épaisseurs.



**Figure I.13 Coulée boueuse.**

### I.5. CINEMATIQUE DES GLISSEMENTS :

Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain. Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé. Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

**Tableau I.1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables.**

Classe de vitesse	Description	Vitesse (mm/s)	Vitesse typique	Destruction significatives probable
7	Extrêmement rapide	$5 \times 10^3$	5m/s	Catastrophe majeure ; destruction de bâtiments par le déplacement du matériau ; plusieurs morts ; rescapés peu probable.
6	Très rapide	$5 \times 10^1$	3m/min	Perte de quelques vies ; vitesse de déplacement très importante pour permettre aux gens de s'échapper.
5	Rapide	$5 \times 10^{-1}$	1.8m/h	Evacuation possible ; destruction de structures, biens et équipements.
4	Relativement rapide	$5 \times 10^{-3}$	13m/mois	Possibilité de maintenir temporairement quelques structures.
3	Lent	$5 \times 10^{-5}$	1.6m/an	Possibilité d'envisager certaines constructions sur le versant si des travaux réguliers de maintenance sont prévus et si l'amplitude du mouvement n'est pas très importante.
2	Très lent	$5 \times 10^{-7}$	15mm/an	Résistance de quelques structures aux mouvements de masse.
1	Extrêmement lent			Imperceptible sans instruments de mesure ; possibilité d'aménagement avec précautions.

Une classification plus simplifiée a été établie par le GRGM définissant 5 classes de glissements selon leur cinétique.

**Tableau I.2 : Classification des glissements selon leurs vitesses de déplacement.**

Vitesse de déplacement du glissement	Classification
1 mm/an à 12 mm/an	Très lent
1 mm/mois à 50mm/an	Lent
1.5 mm/jour à 100 mm/jour	Moyen
4 mm/h à 10mm/h	Rapide
2.5 m/s à 10m/s	Très rapide

I.6. LA SUPERFICIES ET LE VOLUME :

Les estimations quantitatives dérivent souvent des estimations relatives au site c'est-à-dire la superficie et/ou le volume mis à contribution dans le phénomène de glissement. Le tableau suivant montre un exemple de la relation entre les évaluations de l'importance et les niveaux quantitatifs en termes de superficie et de volume.

**Tableau I. 3 : Classification des glissements selon leurs superficies et volumes.**

Magnitude	Intervalles quantitatif	
	Superficie affectée en Ha	Volume minimum affecté (m <sup>3</sup> )
Très forte	>A 5	50 000
Forte	De 0.5 à 5.00	5 000 à 50 000
Moyenne	De 0.05 à 0.50	500 à 5 000
Faible	De 0.005 à 0.05	50 à 500
Très faible	< à 0.5	< à 50

## I.7. DYNAMIQUE DU GLISSEMENT :

La vitesse de glissement d'un terrain permet de distinguer les glissements permanents des glissements spontanés.

### I.7.1. GLISSEMENT DE TERRAIN PERMANENT:

Mouvement régulier vers l'aval sur une longue période. La masse se déplace le long d'une surface de glissement existante.

### I.7.2. GLISSEMENT DE TERRAIN SPONTANE:

Mouvement relativement rapide vers l'aval de terrain meuble et/ou de roche suite à un déclenchement subit. Contrairement au glissement permanent, le glissement spontané forme toujours une nouvelle surface de glissement ou zone de rupture (coulée de boue par exemple).

## I.8. PHASES DES GLISSEMENTS :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables: des périodes de vitesse de glissement plus élevée alternent avec des phases de calme apparent.

### I.8.1. GLISSEMENTS DE TERRAIN ACTIFS :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec phases de successives d'accélération.

### I.8.2. GLISSEMENTS DE TERRAIN REACTIVES :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

### I.8.3. GLISSEMENTS DE TERRAIN INACTIFS :

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories:

#### I.8.3.1. GLISSEMENTS BLOQUES:

La masse de glissement s'est déplacée au cours d'une année mais elle ne progresse plus.

#### I.8.3.2. GLISSEMENTS LATENTS:

La masse est immobile mais susceptible de connaître d'autres mouvements.

#### I.8.3.3. GLISSEMENTS ABANDONNES:

Aucun mouvement n'est à prévoir prochainement puisque la masse n'est plus influencée par les facteurs qui l'ont déclenchée.

#### I.8.3.4. GLISSEMENTS STABILISES:

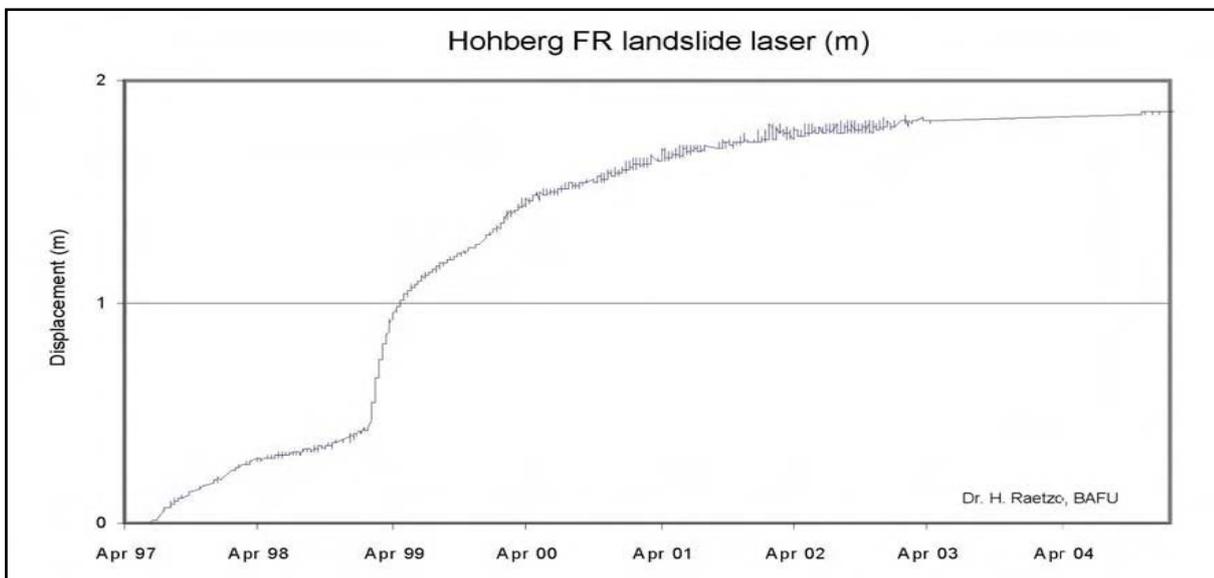
Les facteurs déclencheurs ont été enrayés grâce à des mesures d'assainissement.

### I.9. VITESSES DE GLISEMENT :

La vitesse d'un glissement de terrain actif est soumise à de constantes variations au fil de la période d'observation. Afin d'évaluer les dangers, on calcule la vitesse moyenne annuelle.

L'intensité d'un glissement de terrain croît en fonction de la vitesse du mouvement. En situation extrême, une phase d'accélération rapide peut engendrer un changement de processus spontané: une coulée de boue peut par exemple subitement se détacher d'un glissement de terrain actif. Ainsi, les changements de vitesse constituent un critère important dans l'évaluation des dangers potentiels.

Lors de déplacements se chiffrant en décimètres par an ou d'un mètre par événement, une intensité élevée est atteinte et la sécurité des personnes et des biens est fortement menacée à très court terme. Dans certains cas, la vitesse peut passer de zéro à quelques centimètres, voire mètres, par année. Le glissement de terrain le plus rapide observé en Suisse fut celui du « Falli Hölli », avec des valeurs atteignant six mètres par jour en août 1994.



**Figure I.14 Vitesses de glissement au Hohberg (Fribourg).**

Le graphique illustre une accélération du processus de glissement au printemps 1999. Entre mars 1999 et mars 2000, la masse s'est déplacée de près d'un mètre. (Source: Hugo Raetzo, OFEV)

## I.10. LE RISQUE DU GLISSEMENT DE TERRAIN :

### I.10.1. NOTION ET PRINCIPES DE 'RISQUE' :

Le risque découle soit d'un processus catastrophique, soit de dommages importants infligés à la fois à une population, ses biens et son infrastructure. Le risque majeur est la possibilité qu'un événement d'origine naturelle ou anthropique puisse engendrer des effets pouvant mettre en jeu un grand nombre de personnes, occasionner des dommages importants et dépasser les capacités de réaction de la société. L'existence d'un risque majeur est caractérisée par sa faible fréquence et par son énorme gravité. Elle est liée :

- ❖ D'une part à la présence d'un événement, qui est la manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique ;
- ❖ D'autre part à l'existence d'enjeux, qui représentent l'ensemble des personnes et des biens (ayant une valeur monétaire ou non monétaire) pouvant être affectés par un phénomène. Les conséquences d'un risque majeur sur les enjeux se mesurent en termes de vulnérabilité.

### I.10.2. LE DANGER :

Un Danger est une source de dommage potentiel, ou la situation dont le potentiel est d'occasionner des dommages, en termes de blessures pour l'homme ; dommages des biens, de l'environnement, et d'autres valeurs ou biens ou une combinaison des facteurs ci-dessus.

### I.10.3. LA PROBABILITE :

La probabilité d'occurrence d'un glissement de terrain est une estimation de la chance de l'occurrence du phénomène. L'estimation de la probabilité est exprimée quantitativement, par un nombre allant de 0 (le glissement de terrain ne surviendra pas) à 1 (le glissement est sûr de survenir). Le terme de « vraisemblance » est employé pour fournir une estimation qualitative de la probabilité, appelé évaluation de probabilité. Les estimations de la vraisemblance sont en général exprimées à l'aide des termes qualitatifs, tels que très bas jusqu'à très haut ou très peu probable ou presque sûr. Les termes quantitatifs doivent être précisément définis afin d'éviter toute ambiguïté.

### I.10.4. L'ALEA :

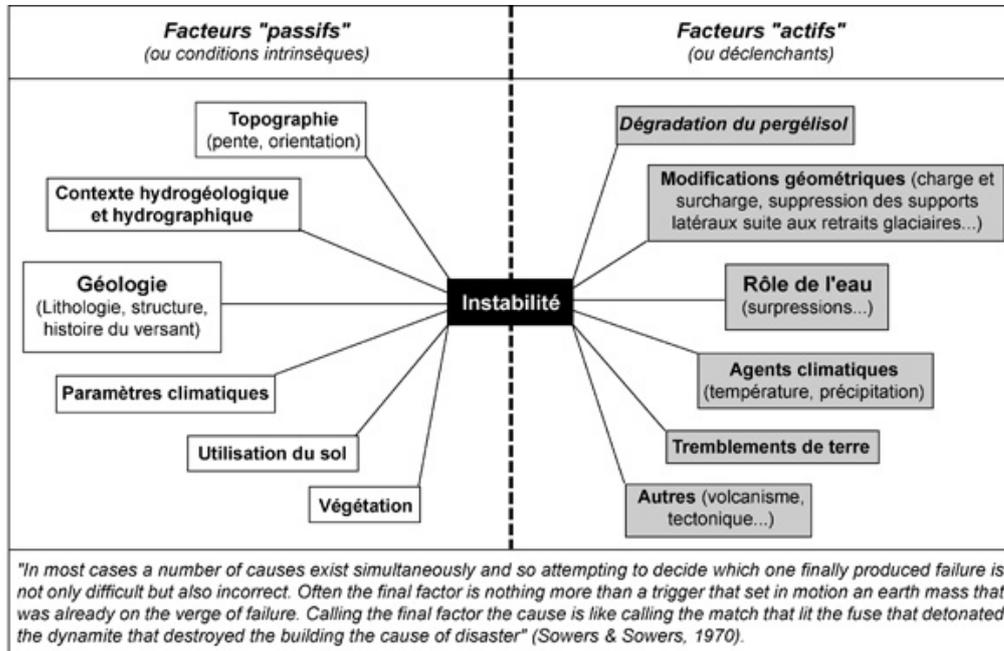
L'aléa est un phénomène qui peut engendrer des dommages. Il représente un événement menaçant ayant une probabilité d'occurrence dans une région au cours d'une période donnée. L'aléa glissement de terrain consiste à évaluer la probabilité en un site ou une région, d'être exposé à un mouvement de masse ayant des caractéristiques données et à exprimer ces caractéristiques sous forme de paramètres relatifs au mouvement du sol.

### I.10.5. LA VULNERABILITE :

La Vulnérabilité traduit un degré de perte par une quantification des dommages infligés à une région (de 0 % à 100 %), en conséquence ou suite à un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels. La vulnérabilité aux glissements de terrain serait donc l'aptitude des constructions et des infrastructures à subir des dégâts à cause d'un glissement de terrain.

## I.11. CAUSES D'INSTABILITE:

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les prédispositions (« facteurs passifs ») et les facteurs préparatoires et déclenchant (« facteurs actifs ») (**Figure I.15**).



**Figure I.15 Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité.**

### I.11.1. PREDISPOSITIONS :

#### I.11.1.1. LA GEOLOGIE :

- ❖ la lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.
- ❖ La structure (le pendage, la présence de joints, de stratification, de plis, de schistosité qui constituent des zones de faiblesse dans un massif)
- ❖ l'histoire du versant : un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être instable à nouveau.

#### I.11.1.2. LA PENTE :

- ❖ Il n'y a pas de règle formelle mais on a constaté que les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20° à 30°.

#### I.11.1.3. L'ORIENTATION :

- ❖ On a également pu constater qu'il y a beaucoup plus de glissement sur les versants exposés au Nord de l'Algérie.

#### I.11.1.4. LA VEGETATION :

- ❖ La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices.

#### I.11.1.5. LE CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE ET HYDROGRAPHIQUE :

- ❖ Cela concerne, d'une part, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, d'autre part, le réseau hydrographique : ruissellement, proximité d'une source, d'un torrent, et leur potentiel érosif.

#### I.11.1.6. LE CONTEXTE CLIMATIQUE :

- ❖ Soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

### I.11.2. FACTEURS PREPARATOIRES ET DECLANCHANT (CAUSES DIRECTES) :

#### I.11.2.1. LE CLIMAT : CAUSES HYDRIQUES

- ❖ L'infiltration d'eau dans un terrain (pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité...) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de ce fait, moins de résistance au cisaillement et peut se liquéfier.
- ❖ Avec une importante présence d'eau, des surpressions peuvent se produire sous des blocs ou sous le terrain lui-même, notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.
- ❖ Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

#### I.11.2.2. LE CLIMAT : CAUSES THERMIQUES

- ❖ Alternance de phases de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie).
- ❖ Dégradation du pergélisol des montagnes, avec le réchauffement global.

La cryoclastie, appelée aussi gélifraction, est un processus d'altération des roches dû à l'alternance de cycles de gel et de dégel. L'eau s'infiltré dans les vides de la roche. En gelant, elle augmente en volume de 9%, ce qui va créer une pression à l'intérieur de la roche. Au fur et à mesure des cycles de gel et de dégel, les fissures deviendront de plus en plus importantes jusqu'à la désagrégation de la roche.

### I.11.2.3. CAUSES MECANQUES : VIBRATIONS

- ❖ Sismicité/vibrations dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
- ❖ Phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations ; certains matériaux comme les argiles, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

On dit d'un matériau qu'il est thixotrope si, en réponse à une contrainte (agitation mécanique, ondes sismiques, cisaillement) sa viscosité diminue fortement. Autrement dit, il passe de l'état solide à l'état liquide.

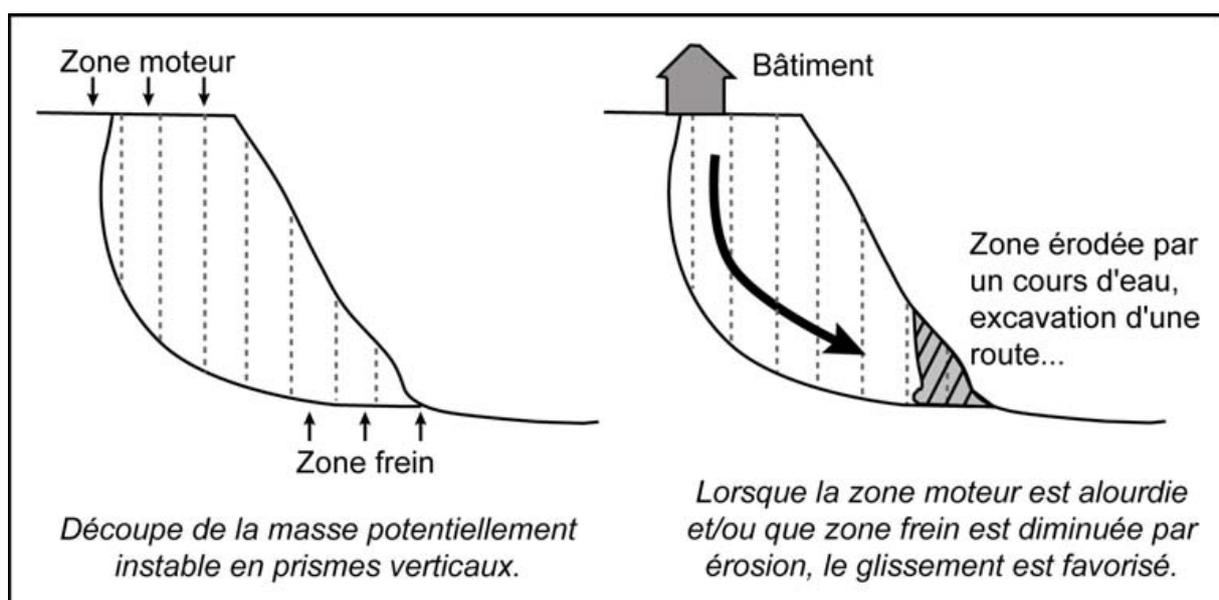
On peut citer quelques exemples de fluides thixotropes:

- Les suspensions naturelles d'argile (Bentonite).
- Les bétons autoplaçants.
- Certaines boues de forage pétrolier.
- Certaines solutions de polymères.

### I.11.2.4. CAUSES MECANIQUE: MODIFICATION DE LA GEOMETRIE

L'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et de facteurs déclenchant (**Figure. I.16**).

- ❖ Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant (zone frein) par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente (zone moteur) par exemple lors de la construction d'un bâtiment (Figure I.16).



**Figure I.16** Modification de la géométrie.

### I.12. CONCLUSION :

On a consacré ce chapitre à une classification des mouvements de terrains pour distinguer quatre types principaux (Les écroulements et les éboulements, les glissements, les coulées boueuses, le fluage et la solifluxion), et afin de compléter cette classification on a donné les caractéristiques morphométriques de chaque mouvement, on a aussi vu les différents facteurs qui peuvent les déclencher, qu'ils soient actifs ou passifs, cela pour mieux évaluer le risque en face d'un éventuel mouvement de terrain.

Le relief géographique, la topographie, la lithologie, ont toutes une incidence directe sur les mouvements de terrains, mais la cause principale de leur déclenchement est la présence d'eau.

# CHAPITRE II

---

LES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE  
STABILITE DES PENTES.

## II. INTRODUCTION :

La stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturelles que les talus artificiels, les glissements de terrain sont souvent spectaculaires et meurtriers. L'estimation de la sécurité vis-à-vis du risque est très délicate quelle que soit l'approche utilisée particulièrement pour les pentes naturelles et talus en déblais. Toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique très fine qui permet de mettre en évidence des hétérogénéités locales ainsi que d'autres facteurs lourds de conséquences (anisotropie, pendage des couches, circulation d'eau...) et pas toujours quantifiables.

### II.1. ELEMENTS DE BASE DU CALCUL :

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

L'introduction des données concernant la géométrie ne pose généralement pas de problèmes. Le régime hydraulique est, par contre, souvent très délicat à apprécier avec précision car, d'une part, le régime initial n'est pas toujours connu et d'autre part, son évolution dans le temps est très difficile à prévoir. Les paramètres de résistance au cisaillement à introduire dans les calculs se déterminent essentiellement par des essais de laboratoire. Les valeurs à prendre en compte doivent faire l'objet d'une réflexion approfondie et ne se déduisent pas toujours simplement des résultats d'essais bruts.

Les paramètres mécaniques à introduire dans les calculs sont fonction de deux types de considérations :

- Stabilité à **court terme**.
- Stabilité à **long terme**.

Il faut, en principe, faire les deux types de calcul.

### II.1.1. RESISTANCE AU CISAILLEMENT :

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement sur un site donné :

- Mesure in situ (scissomètre) ou prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire (appareil triaxial, boîte de cisaillement)

La rupture d'un échantillon de sol s'apprécie d'après les déformations observées. Deux principaux modes de rupture sont observés :

1. Les ruptures par glissement sur une surface.
2. Les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

La résistance à la rupture d'un sol est habituellement appelée résistance au cisaillement.

### II.1.2. TYPES DE COMPORTEMENT DES SOLS :

On observe 3 grands types de comportement des sols :

1. Le comportement élastique (généralement linéaire dans une certaine plage de déformations). Ce comportement se caractérise par des déformations réversibles.
2. Le comportement visqueux pour lequel la contrainte dépend de la déformation et de la vitesse de déformation (donc du temps).
3. Le comportement plastique pour lequel un incrément de déformation n'accroît plus la contrainte. La diminution des déformations se fait jusqu'à une valeur résiduelle non nulle. Le sol est en plasticité s'il vérifie le critère de Coulomb défini par deux paramètres : angle de frottement  $\phi(^{\circ})$  et cohésion  $c$  (kPa).

Le schéma rigide parfaitement plastique est l'un des modèles rhéologiques les plus utilisés en géotechnique.

L'adoption d'un tel modèle de comportement implique que l'état de rupture existe simultanément en tout point du milieu, ce qui n'est pas le cas réel. Toutefois, ce schéma est souvent utilisé par commodité.

La rupture d'un sol s'apprécie d'après les déformations observées. La résistance dépend de la nature, de l'état du sol, des efforts appliqués.

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquides (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon le principe de Terzaghi :

On distingue deux types de comportement du sol :

- Le comportement drainé.
- Le comportement non drainé.

#### II.1.2.1. COMPORTEMENT DRAINE :

Le comportement est de type drainé lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

1. Elle est lente compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante.
2. Elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type non drainé.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement de type drainé sont appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du squelette solide.

#### I.1.2.2. COMPORTEMENT NON DRAINE :

A l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est rapide, compte tenu de la perméabilité du sol, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Les caractéristiques non drainées traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

#### II.1.3. RELATION AVEC LA NATURE DU SOL :

1 - Pour les sols fins, peu perméables, on distinguera le comportement à **court terme** et le comportement à **long terme**.

La perméabilité du sol est trop faible ou le chargement qui lui est appliquée est trop rapide (calcul à court terme). Ces sollicitations rapides entraînent des phénomènes de surpression interstitielle dans les pores du sol. Ces phénomènes rendent impossible de distinguer les contraintes inter granulaires ( $\sigma'$ ) et les pressions interstitielles ( $U$ ). Dans ce cas, on considère le sol (grains + eau) comme un matériau unique dans lequel règne le champ de contraintes totales  $\sigma$ .

Pour modéliser ce comportement en laboratoire, on empêche l'eau de s'échapper du sol. Les essais sont donc des essais non drainés. Les caractéristiques que l'on détermine  $E$ ,  $C$ ,  $\phi$ , ... sont donc notées avec la lettre  $U$  pour undrained.

Exemple : pour un sol fin en présence d'eau :  $\phi_u = 0$  ;  $C = C_u$ .

La perméabilité du sol est suffisamment grande ou le chargement qui lui est appliquée est suffisamment long (calcul à long terme). Les surpressions interstitielles qui étaient présentes dans le sol au moment du chargement ont eu le temps de se dissiper. Dans ce cas (sols grenus ou sols fins et chargement lent), les calculs pourront s'effectuer en dissociant les contraintes totales en contraintes effectives d'une part et pression interstitielle d'autre part.

Pour modéliser ce comportement en laboratoire, on réalise des essais en chargeant à vitesse lente et en laissant à l'eau le temps de sortir de l'échantillon. Ce sont des essais drainés. Les caractéristiques que l'on tire de ces essais sont notées avec un ' ( $c'$ ,  $E'$ , ...).

2 - Pour les sols grenus ou pulvérulents, la perméabilité est assez élevée pour que l'eau ait toujours la possibilité de s'écouler quelle que soit la vitesse de chargement. Il n'y a donc pas de distinction entre le court terme et le long terme. Les caractéristiques des sols grenus sont toujours des caractéristiques drainées (notées ').

Le comportement est toujours de type drainé pour les sols pulvérulents.

#### II.1.4. ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS :

Le glissement de terrain peut toucher différents secteurs du génie civil et du génie minier ;

- Barrage en terre.
- Tranchées.
- Mur de quai.
- Remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation.

Je ne vais pas entrer dans la pathologie des glissements de terrain, je dirais juste que la modification du moment moteur, généralement dû au poids du massif, (soit en chargeant en tête du talus, ou déchargeant en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des causes fréquentes de glissements.

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

Dans leur principe, les mouvements de terrain surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leurs dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- Sur les conditions initiales, notamment en profondeur.
- Sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus.

- Sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.

L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

La stabilité des talus peut être améliorée de différentes façons dont on peut citer :

- L'aplatissement du talus en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain).
- Effecter un drainage extérieur.
- Utiliser les techniques d'amélioration du sol et installer des structures de soutènement comme les murs de soutènement ou les parois de pieux.

La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

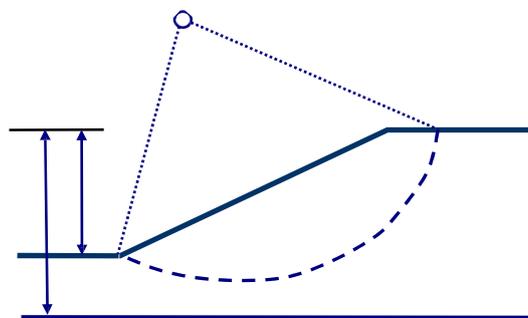
### II.1.5. TYPES DE RUPTURE :

On distingue trois types de rupture circulaire:

#### II.1.5.1. CERCLE DE PIEDS:

La surface de glissement passe par le pied.

Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.



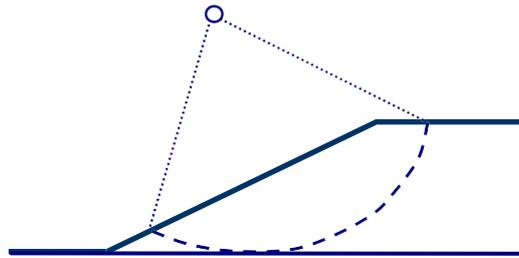
**Figure II.1 Rupture en cercle de pieds.**

### II.1.5.2. CERCLE DE PENTE:

La surface de glissement intercepte la pente au-dessus du pied.

C'est la rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) reposant sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde.

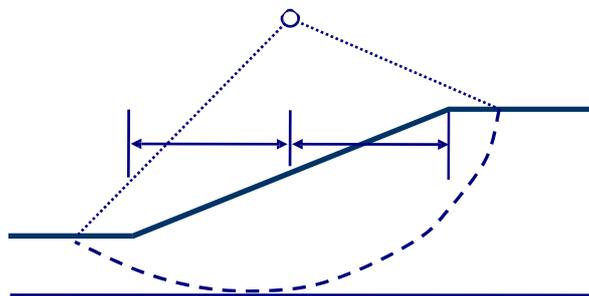
Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.



**Figure II.2 Ruptures en cercles de pente.**

### II.1.5.3. CERCLE DEMI-PENTE:

Le centre du rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.



**Figure II.3 Rupture en cercle de demi-pente.**

## II.1.6. METHODES DE CALCUL :

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y a glissement générale de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Lors du calcul à la rupture, on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

### II.1.6.1. METHODE DE FELLENIUS (RUPTURE CIRCULAIRE) :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en  $n$  tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

Fellenius considère que l'équilibre limite de la masse glissée n'est atteint que lorsque le système de forces extérieures qui lui est appliqués, mobilise les fractions

$C/F_s$  et  $tg\phi/F_s$ .

A l'inverse des autres définitions, celle ci donne a priori la valeur  $F_s > 1$ , ce choix permet de définir les valeurs qu'il faut adopter pour certains paramètres du site.

(Angle de talutage, force extérieure, ou même valeur de  $\phi$  et  $C$  modifiée par un drainage du versant.

#### II.1.6.1.2. HYPOTHESES

- Milieu homogène ou non (sol stratifié ou non).
- Circulation ou non d'eau (prise en compte des pressions interstitielles).

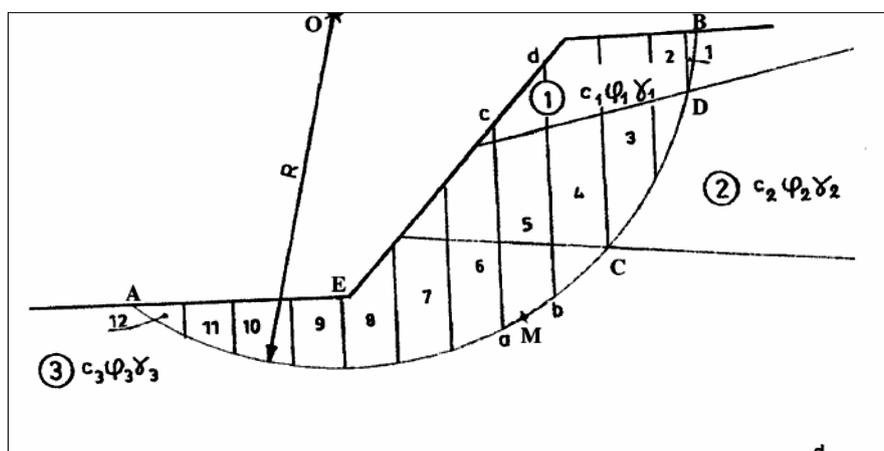


Figure II.4 Décomposition d'un talus en tranches.

A noter :

1. Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche corresponde à une limite entre deux tranches.
2. Il n'est pas nécessaire de découper le massif en un nombre très grand de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Soit  $abcd$  une des tranches et  $W_i$  le poids total du sol situé à l'intérieur de la tranche considérée ; les forces agissant sur cette tranche sont :

- Son poids  $W_i$  qui se décompose en une composante normale  $N_i$  et une composante tangentielle  $T_i$  à l'arc de cercle  $ab$ .
- La réaction  $R_i$  du milieu sous-jacent le long de l'arc de cercle  $ab$ .
- Les réactions des tranches voisines le long de  $ac$  et  $bd$ , que l'on peut décomposer en réactions horizontales  $H_{i-1}$  et  $H_{i+1}$  et en réactions verticales  $V_{i-1}$  et  $V_{i+1}$  qui sont des forces internes au massif.
- La force  $U_i$  due aux pressions interstitielles le long de  $ab$ .

Fellenius simplifie énormément le calcul, il considère que la seule force agissant sur l'arc  $ab$  est le poids de la tranche  $abcd$ .

Calcul du moment de ces forces par rapport à O, centre du cercle supposé de rupture :

La force  $T_i$  fournit le moment moteur  $M_m$ .

Les forces  $R_i$ ,  $H_{i-1}$ ,  $H_{i+1}$ ,  $V_{i-1}$  et  $V_{i+1}$  fournissent le moment résistant.

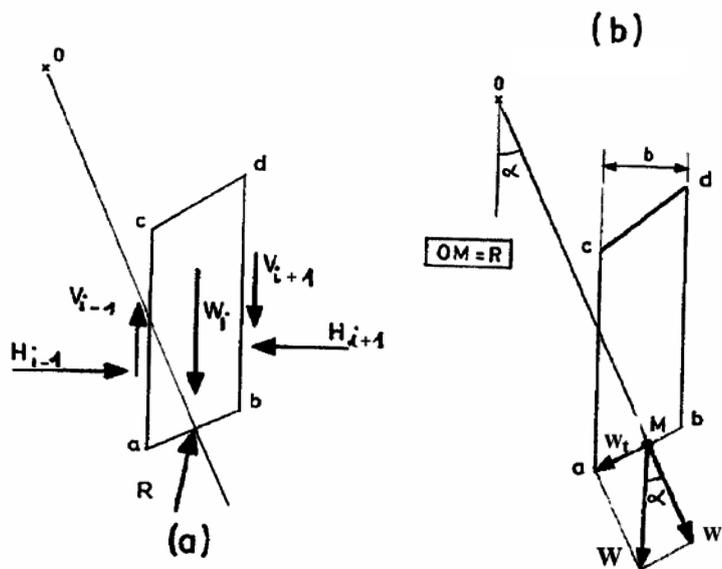


Figure II.5 Etat de contrainte dans une tranche en équilibre.

**Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport :**

$$F_s = \frac{\sum M_{r \max}}{\sum M_m}$$

Avec :

$\sum M_{r \max}$  = Somme des moments résistant  $M_r$ .

$\sum M_m$  = Somme des moments moteurs  $M_m$ .

**Le moment moteur  $M_m$  a pour expression :**

$$M_m = \sum R_i T_i$$

On notera que les forces  $H_i$ ,  $H_{i+1}$ ,  $V_i$  et  $V_{i+1}$  deviennent des réactions intérieures lorsque l'on passe d'une tranche donnée à l'ensemble des tranches. La somme de leurs moments est nulle. En effet la tranche  $(i + 1)$  est soumise à la réaction  $-H_{i+1}$  et la tranche  $(i + 1)$  à la réaction  $-V_i$  et ainsi de suite de proche en proche, de telle sorte qu'il ne restera dans la sommation que les moments relatifs aux réactions rencontrées aux points extrêmes A et B où la hauteur des tranches est nulle, entraînant des valeurs nulles pour  $R_A$  et  $R_B$ . Il n'y a donc pour résister aux forces motrices  $W_i$  que les réactions  $R_i$  le long du cercle de rupture.

**Évaluation de  $R_i$  :**

$(R_i)_n$  : composante normale passant par le centre O d'où de moment nul.

$$(R_i)_t = (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi_i' + C_i' l_i \quad (\text{loi de Coulomb}).$$

Avec :

$l_i$  : longueur de l'arc ab.

$C_i'$  et  $\phi_i'$  étant les caractéristiques mécaniques le long de ab.

**Le moment résistant  $M_r$  :**

$$M_r = \sum R (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi_i' + C_i' l_i = R \sum (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi_i' + C_i' l_i$$

Pour qu'il y ait équilibre on doit avoir  $M_m = M_r$ .

**Le coefficient de sécurité est donné par la relation :**

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi_i' + C_i' l_i}{\sum T_i}$$

**REMARQUE 1 :**

Si le milieu est homogène,  $C'$  et  $\phi'$  ont même valeur le long de l'arc ab, alors  $F_s$  s'écrira :

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum (N_i - U_i) \operatorname{tg} \phi' + C' l}{\sum T_i}$$

l: longueur de l'arc ab.

### II.1.6.2. METHODE DE BISHOP:

#### II.1.6.2.1. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE SELON BISHOP :

$$F_s = \tau_{\max} / \tau$$

Avec  $\tau_{\max} = C' + \sigma' \tan \varphi'$  avec  $\tau_{\max}$  résistance maximale du sol.

Les composantes  $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$  dans les réactions appliquées sur la tranche ab interviennent dans le calcul du coefficient de sécurité et influent sur la réaction  $R_n$  du sol sous jacent.

En 1954 Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée permettant de calculer le coefficient de sécurité  $F_s$  en tenant compte des sollicitations.

**Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :**

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \frac{[w + (V_n - V_{n+1}) - U_n \cdot b] \tan \varphi' + C' \cdot b}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{F_s} \tan \varphi'}$$

**Pour définir  $F_s$  il faut :**

1. Procéder par itérations successives, puisque  $F_s$  figure dans les deux membres de l'équation.
2. Définir  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .

### II.1.6.3. METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE :

Hypothèse :

- $V_n - V_{n+1} = 0$

Donc quelque soit la tranche considérée :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [w - U_n \cdot b] \tan \varphi' + C'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et  $F_s$  est calculé par itérations, la première itération est faite en adoptant comme valeur  $F_{s0}$ , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

### II.2. CHOIX DE LA METHODE ET DU COEFFICIENT DE SECURITE :

Il faut attacher au coefficient de sécurité une valeur probabiliste parce l'expérience a montré que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul

- Les talus restent toujours stable pour une valeur  $F_s > 1.5$ .
- Le glissement est pratiquement inévitable si  $F_s < 1$ .

Entre ces deux valeurs s'étend un risque de rupture d'autant plus important que  $F_s$  diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis pour la stabilité est généralement de 1.4 à 1.5.

### II.3. METHODOLOGIE :

Il a été vu comment calculer le coefficient de sécurité  $F_s$  pour un cercle de rupture donné. À priori pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de  $F_s$ . C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira. Il n'y a pas de méthode précise pour définir ce cercle. La méthode générale consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux. Dans le cas général, il y a une infinité de possibilités car :

1. Pour un centre donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
2. La position du cercle peut varier dans le sens horizontal et dans le sens vertical.

Pour chaque centre de cercle, on porte le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale.

Il est possible de tracer des courbes d'iso facteurs de sécurité et de définir le minimum.

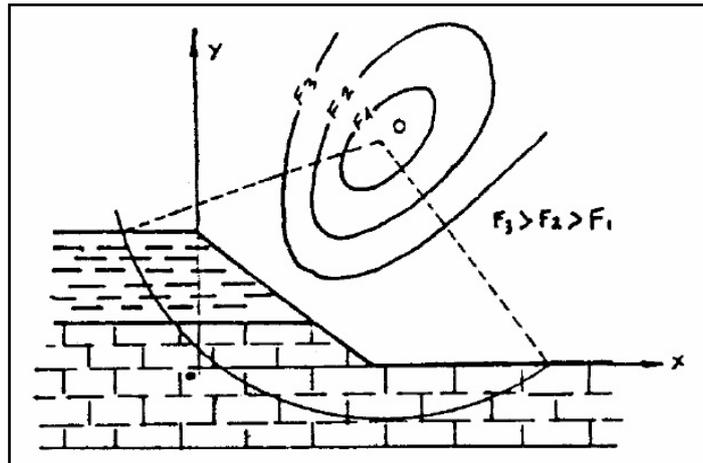


Figure II.6 Courbes d'iso facteurs de coefficient de sécurité  $F_s$  (rendu type des logiciels de calculs).

Trois possibilités s'offrent à nous pour la recherche du coefficient de sécurité :

- Méthode manuelle.
- Calcul sur ordinateur.
- Abaques.

La recherche du coefficient de sécurité nécessite souvent le calcul de nombreux cercles ce qui est une opération particulièrement fastidieuse ; aussi, les calculs sur ordinateur sont d'un emploi courant.

#### II.4. METHODES MANUELLES :

Nous la présentons, en terme de méthodologie, « au cas où ». Les méthodes manuelles ne doivent être conservées que pour des cas exceptionnels, lorsque par exemple le nombre de cercles intéressant est limité.

Deux moyens peuvent être utilisés :

- Le calcul.
- La résolution graphique.

## II.5. METHODE NUMERIQUE

### II.5.1. CALCUL EN CONTRAINTES DEFORMATIONS :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

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

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

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

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par:

- **Le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux.**
- **Le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre.**
- **Le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.**

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions «déplacement ».

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de

stabilité des pentes. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966.

Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons:

1. La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.
2. La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Naylor (1982) a appelé cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre limite ne cesse d'évoluer.

## II.6. CHOIX DE LA METHODE :

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

Dans l'optique d'un calcul en déformations, par exemple, il est clair que pour une roche intacte ou une masse rocheuse très fortement fracturée, l'hypothèse d'un milieu continu équivalent est plus adaptée, d'où une analyse numérique simplifiée. Mais lorsque le nombre de familles de discontinuités n'est pas très élevé, ou si les discontinuités sont très espacées, le choix de la méthode la plus efficace est difficile.

La comparaison des résultats de calcul aux mesures d'instrumentation permettra en outre de valider ou d'ajuster les paramètres mécaniques utilisés dans les simulations, au travers d'une analyse inverse. Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul judicieuses et adaptées au but de l'étude.

En premier lieu, on doit pouvoir déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'avoir lieu au niveau des pentes et des parements verticaux et calculer les risques d'occurrence sans pour autant connaître par avance la géométrie exacte des ruptures envisagées, mais en sachant toutefois que les discontinuités du massif constitueront tout ou partie de ces surfaces de rupture.

On doit pouvoir prendre en compte la présence d'eau dans le massif, sous forme de nappe rabattue ou non, ainsi que des effets dynamiques, c'est-à-dire les efforts déstabilisants non liés à la gravité.

L'étude doit fournir des résultats au niveau de l'évolution de la déformation du massif, afin de pouvoir comparer ces valeurs aux mesures issues de l'instrumentation.

## II.7. CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE DANS LE CALCUL DE STABILITE :

Le facteur de sécurité minimal  $F_s$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé  $C_u$ ).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que  $FS = 1,5$  pour Bishop.

## II.8 CONCLUSION :

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de Bishop, les écarts peuvent toute fois atteindre 10%, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité.

La méthode de bishop simplifiée est couramment utilisée. et elle présente peu d'intérêt, puisque les écarts entre ces deux méthodes sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres suivant :

- Résistance au cisaillement.
- Hétérogénéité du sol.
- Valeur de U.

# CHAPITRE III

---

METHODES D'AMELIORATION DES SOLS ET MOYENS DE  
CONFORTEMENT.

### III.INTRODUCTION :

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Le développement de certaines techniques de soutènement, qui a permis l'éclosion de nombreux procédés nouveaux. Et l'évolution qu'ont connue les techniques existantes, font qu'il existe aujourd'hui de très nombreux types d'ouvrages de soutènement, dont certains sont probablement encore assez peu connus.

#### III.1. TECHNIQUES ET MOYENS DE CONFORTEMENT :

##### III.1.2. GENERALITES :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.

Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible localement et ce qui est économiquement intéressant.

Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité): la méthode de renforcement doit être simple et doit nécessiter un minimum d'effort ainsi sa réalisation sera facile.

##### III.1.3. LES DIFFERENTES TECHNIQUES :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

###### III.1.3.1. LA MODIFICATION GEOMETRIQUE :

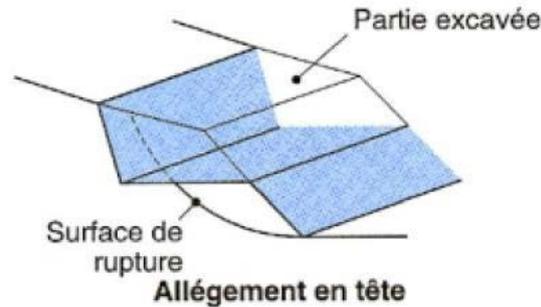
Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

## On peut citer :

### III.1.3.1.1. LE DECHARGEMENT EN TETE :

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

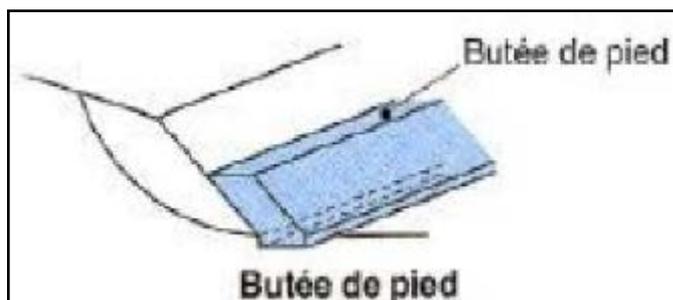
La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.



**Figure III.1 Allègement en tête.**

### III.1.3.1.2. LE CHARGEMENT EN PIED :

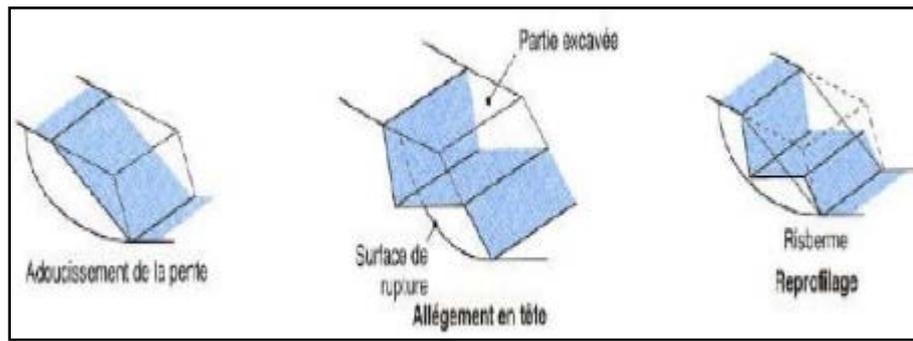
Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.



**Figure III.2 Chargement au pied d'un talus.**

### III.1.3.1.3. LE REPROFILAGE :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.



**Figure III.3 Les différents procédés de modification géométrique.**

### III.1.3.1.4. LA SUBSTITUTION :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

### III.1.3.2. ACTION SUR L'EAU :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- Capturer les eaux de surface.
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

#### III.1.3.2.1. LA COLLECTE ET LE DRAINAGE DES EAUX DE SURFACE :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, mais sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

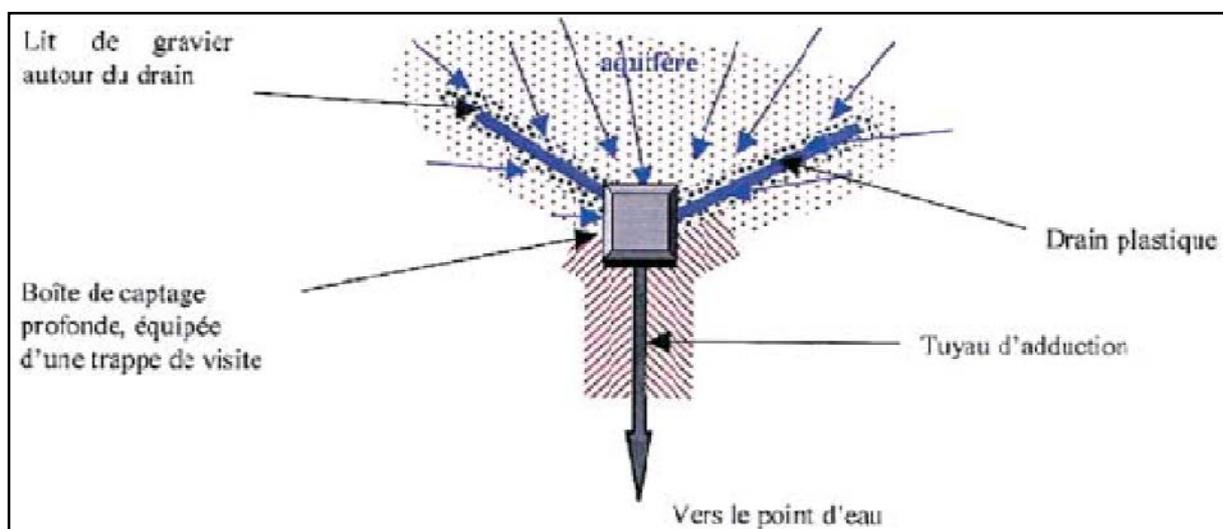


Figure III.4 Collecte des eaux de surface.

D'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géomembranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

### III.1.3.2.2. LES TRANCHEES DRAINANTES :

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

Leurs mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la figure III.5).

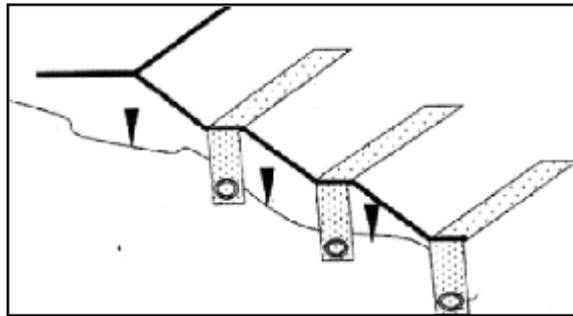


Figure III.5 Tranchées drainantes.

### III.1.3.2.3. LES EPERONS DRAINANTS :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers (voir la **figure III.6**).

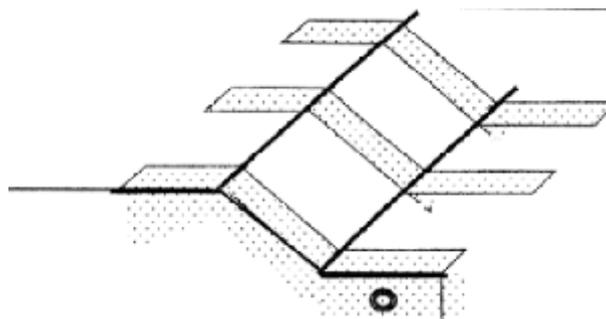


Figure III.6 Eperons drainantes.

#### III.1.3.2.4. LES DRAINS SUBHORIZONTAUX

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

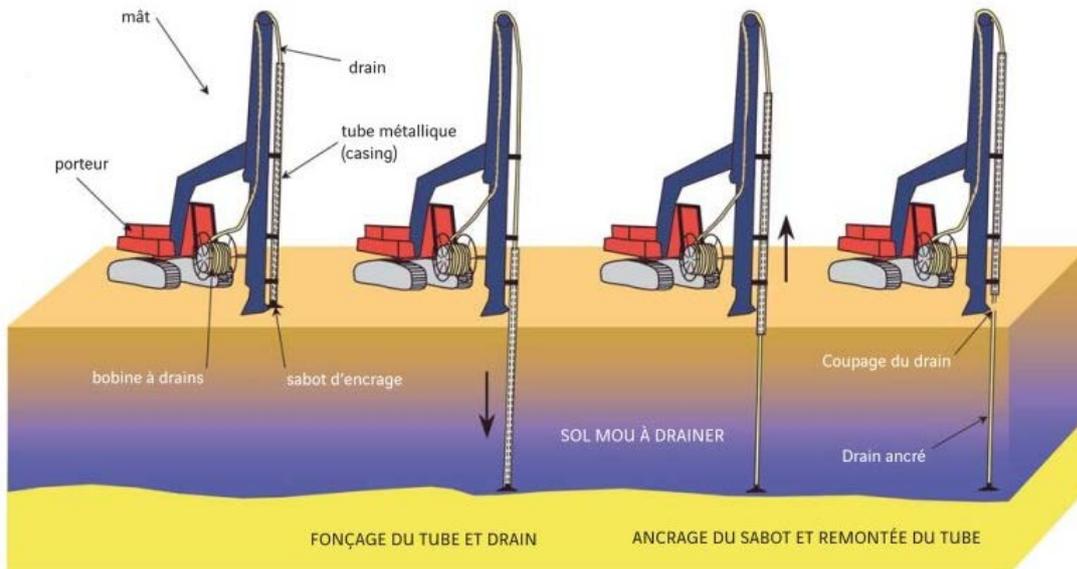
La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.



**Figure III.7 Drains subhorizontaux.**

### III.1.3.2.5. LES DRAINS VERTICAUX :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transporte l'eau du terrain jusqu'à la surface.



**Figure III.8 Étapes de réalisation de drains verticaux.**

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 mètres ou plus. Selon la nature et la composition des terrains à traiter, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats.

### III.1.3.3.LA VEGETALISATION :

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



**Photo III.1 L'implantation des plantes dans un talus.**

### III.1.3.4.LES ELEMENTS RESISTANTS :

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

#### III.1.3.4.1.LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :

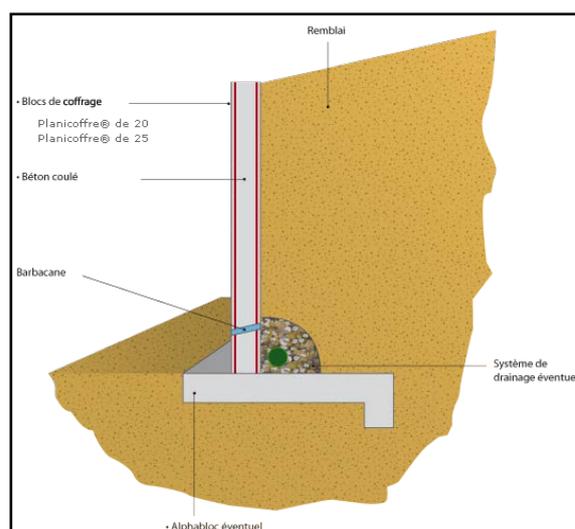
Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci. En pratique il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses.

#### Ils se distinguent principalement par :

- Leurs morphologies.
- Leurs modes de fonctionnement.
- Les matériaux qui les constituent.
- Leurs modes d'exécution.
- Leurs domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...).

#### III.1.3.4.2.LES MURS DE SOUTÈNEMENTS :

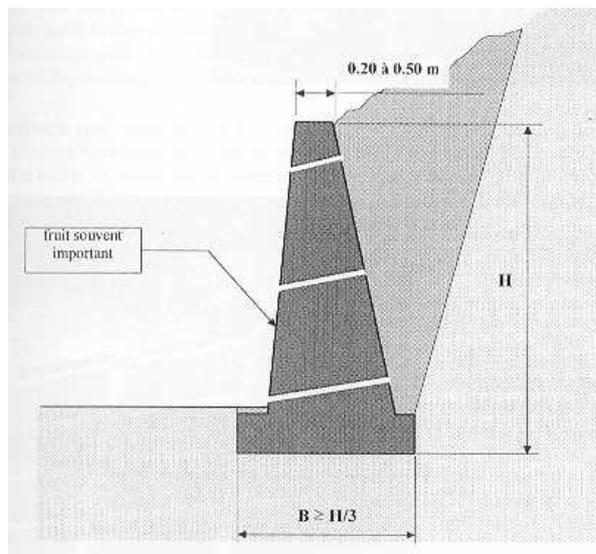


**Figure III.9 Mur de soutènement.**

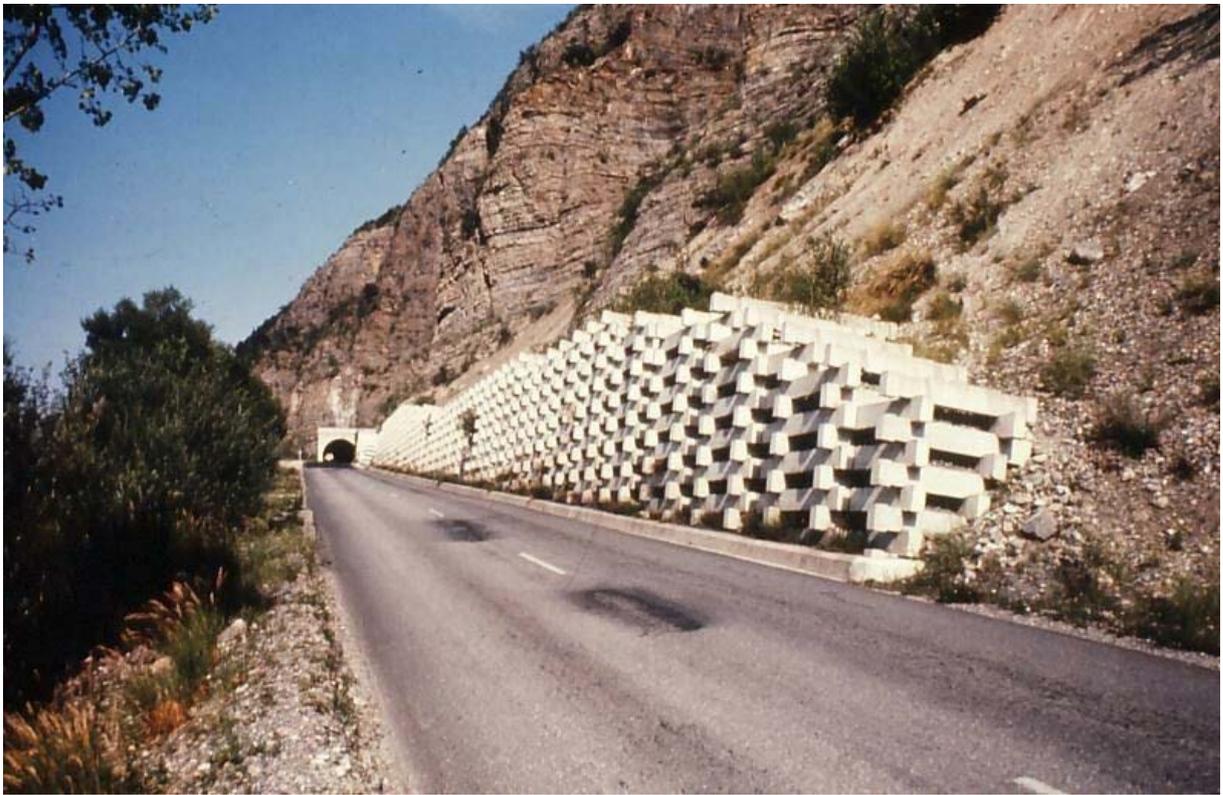
Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages :

### **Les murs poids :**

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.



**Figure III.10 Exemple de mur poids en béton.**



**Photo III.2 Mur poids constitué d'éléments préfabriqués.**

### **Les murs souples :**

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.

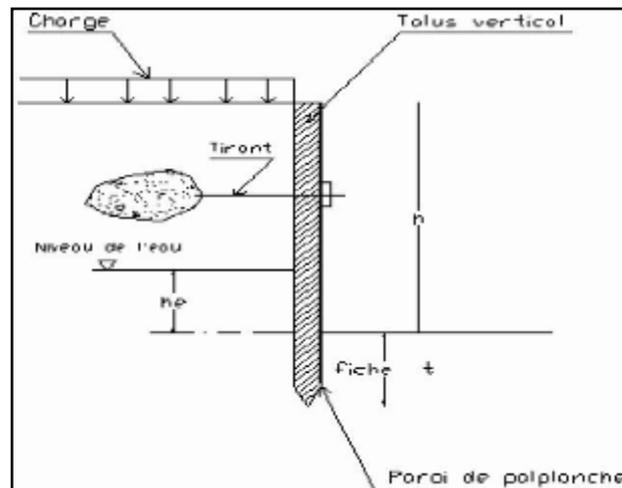


**Photo III.3 Photo de Mur formé de gabions.**

### III.1.3.4.3. LES RIDEAUX DE PALPLANCHES :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations.



**Figure III.11. Paroi de palplanche.**

### III.1.3.4.4. LES TIRANTS D'ENCRAGE :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

### III.1.3.4.5. LE CLOUAGE :

Désignée aussi par le terme clouage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



**Photo III.4 Un versant stabilisé par clouage.**

### III.1.3.4.6. LES GEOTEXTILES :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc.

#### **Les principales fonctions des géotextiles sont :**

1. La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
2. La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
3. Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
4. Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
5. La protection : protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnant.
6. La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.

### III.2. CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons décrit les principales méthodes de confortement des talus et de stabilisation, et cela soit en agissant sur La topographie à l'aide des allègements en tête, des remblais en pied, du reprofilage, ou des substitutions partielles ou totales. Soit sur la gestion des eaux environnant le site en optant pour un dispositif de drainage adéquat.

Pour ensuite présenter les différents types de soutènements ayant pour but de réduire ou d'arrêter les déformations, bien que ces méthodes doivent être suivies d'un système de drainage pour évacuer les eaux derrière le mur afin de garantir sa stabilité.

Une solution plus innovante et économique se présente par une paroi de pieux en béton armé.

# CHAPITRE IV

---

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA TECHNOLOGIE  
DES PIEUX.

#### IV. INTRODUCTION :

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain, ou de renforcement d'une pente en équilibre précaire, nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la gravité de l'eau qui est à l'origine de la plupart des désordres, on comprend que les techniques relevant du terrassement des masses instables, ou du drainage des terrains, aient de tous temps emporté la préférence des géotechniciens.

La solution finalement retenue sur le terrain résultera par contre d'un compromis tenant compte des caractéristiques du site, des sujétions liées à la technique et des impératifs technico-économiques. C'est ainsi que sont progressivement apparus des procédés destinés à s'opposer directement aux effets de l'instabilité, ou à améliorer en masse les caractéristiques des terrains.

Les pieux et micro pieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil, leurs mises en place est très variée et va de la fabrication en place à l'inclusion ou à l'insertion dans le sol par battage, verinage ou vibrofonçage d'éléments préfabriqués (tubes, pieux en bois, béton .....etc).

La tendance constatée sur les dix dernières années a été de délaisser peu à peu les pieux préfabriqués battus pour utiliser de plus en plus les pieux exécutés en place bien qu'ils posent en tous points autant, sinon plus, de problèmes que les premiers.

Les différents types de fondations profondes actuels sont :

- les pieux.
- les puits.
- les parois ou caissons.

Les pieux sont les fondations profondes les plus courantes ( $D/B > 10$ ). Ce sont généralement des structures très élancées en bois, en métal ou en béton, de formes diverses.

Avec la technologie actuelle, il est possible de réaliser, des pieux d'une longueur de 80 mètres et d'un diamètre maximal d'environ 3 mètres. Dans le domaine pétrolier, les pieux offshore peuvent atteindre une longueur de 120 mètres pour un diamètre de diamètre de 1,5 à 2 mètres.

## IV.1. DEFINITION ET TERMINOLOGIE :

### IV.1.1. DEFINITIONS DE LA FONDATION PROFONDE :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

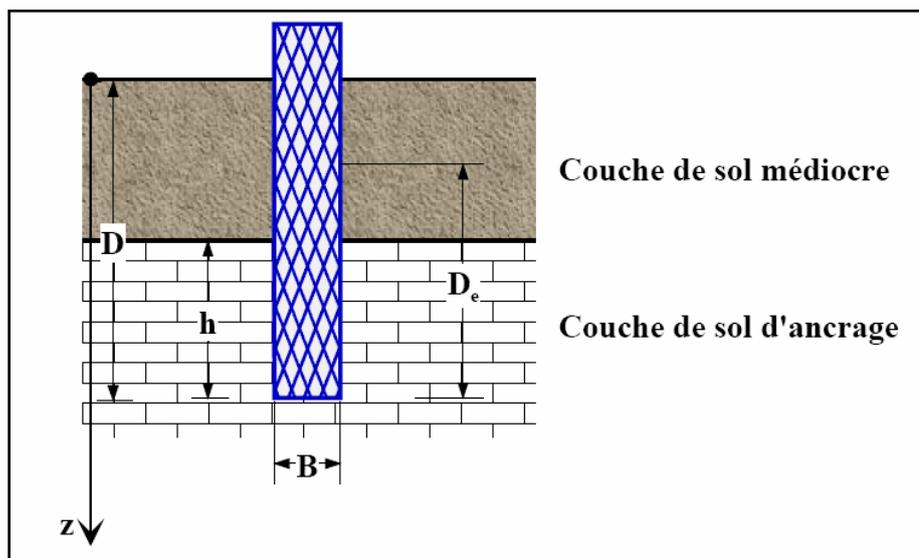
- Résistance en pointe.
- Frottement latéral.
- Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par:

D : Longueur de fondation enterrée dans le sol

B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de  $D/B > 6$ , et  $D > 3$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes fig. (IV.1).



**Figure IV.1 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ .**

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieux ». Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

### Les trois parties principales d'un pieu sont :

- La tête.
- La pointe.
- Le fût compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ .

Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu Figure(IV.1).

On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif  $D_e/B$  est supérieure à 5.

### IV.1.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

#### **Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte:**

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté  $Q_p$ ).
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté  $Q_s$ ).

#### **L'effort de pointe est proportionnel à:**

- Section de la base du pieu.
- A la résistance du substratum.

#### **L'effort de frottement latéral est proportionnel à:**

- La surface de contact entre le pieu et le sol.
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

## IV.2. CLASSIFICATION DES PIEUX :

Le pieu est fonction de son mode d'exécution, donc on distingue trois grandes classes de fondations profondes:

### IV.2.1. LES PIEUX MIS EN PLACE PAR REFOULEMENT DU SOL (PIEUX BATTU) :

Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5) :

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.



**Photo IV.1 Groupe de pieux métallique en forme de H.**

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.



Photo IV.2 Pieux battus préfabriqués en Béton armé.

#### IV.2.1. 1. LES PIEUX BATTUS MOULES :

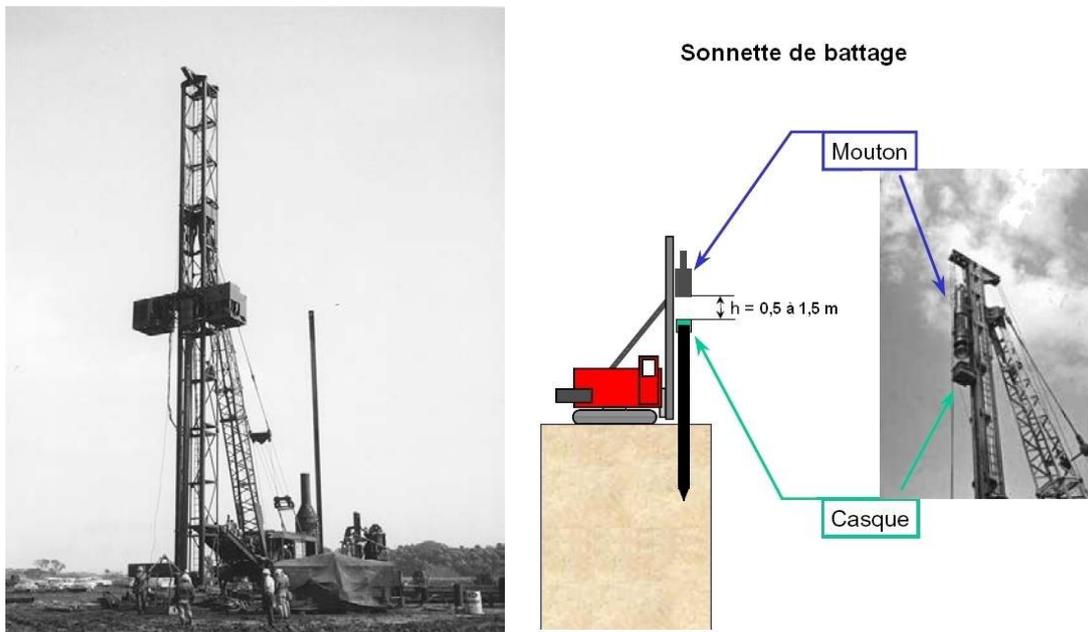


Figure IV.2 Schéma d'une sonnette de battage.

L'exécution des pieux battus moulés (Figure IV.3) consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment ce qui génère un bon frottement latéral.

Le battage est une technique de fonçage relativement économique dans les terrains peu compacts ou compressible, “ propre ” et rapide, mais bruyante et de performances très médiocres dès que l’on cherche à traverser des couches dures même de faible épaisseur. Et les machines généralement de battage sont les sonnettes (Figure IV.2).

Un tube, muni à sa base d’une pointe métallique ou en béton armé, ou d’une plaque métallique raidie ou d’un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d’ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

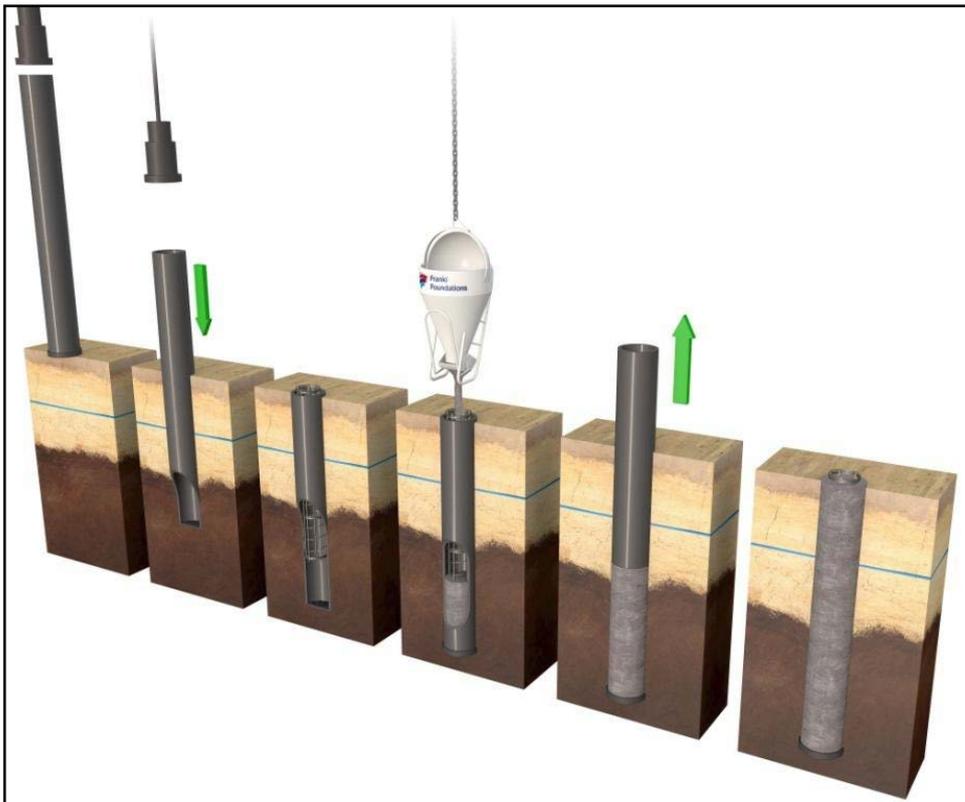


Figure IV.3- Pieu battu moulé dans le sol sur plaque.



Photo IV.3-Pieux battus métallique tubulaires.

#### IV.2.1.2. AVANTAGE:

- Le matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol.
- Stabilité dans les sols compressibles.
- Pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents.
- Procédure de mise en œuvre non affectée par le niveau de la nappe.
- De très grandes longueurs de pieux peuvent être mises en œuvre.

#### IV.2.1.3. INCONVENIENTS:

- Risque de casse lors de la mise en place occasionnant des délais supplémentaires pour le remplacement.
- Peu économique si le choix et donc le coût des matériaux est guidé par les contraintes de mise en œuvre plutôt que par les contraintes en service.
- Cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations.
- Impossibilité d'insérer de gros diamètres.
- Risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre.

#### IV.2.2. LES PIEUX MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL (PIeux EXECUTES IN SITU) :

Ils concernent les **pieux forés** et les **puits (catégories 3 et 4)**. Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage.

Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux **pieux à la tarière creuse** qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière.

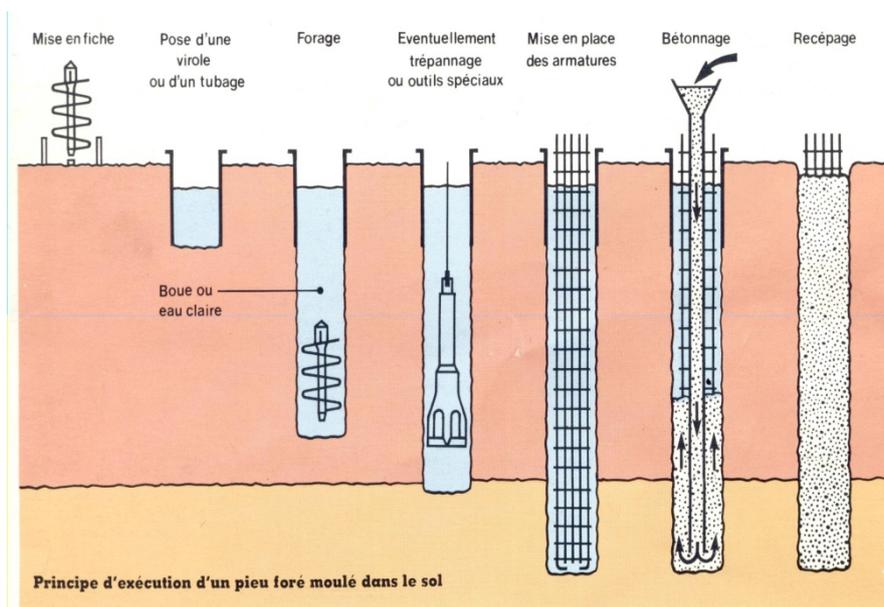


**Photo III.4-Trou de forage pour pieux.**

On distingue trois types de tarière creuse :

- Les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1).
- Les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton).
- Et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3).

Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 22 -25m. Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 2200mm de diamètre



**Figure IV.4-Schéma d'exécution d'un pieu foré.**

### II.3.3. LES DIFFERENTS TYPES DE PIEUX FORES ET LEUR DOMAINE D'EMPLOI :

On distingue habituellement deux grandes familles de procédés qui se caractérisent par l'utilisation ou non d'un tube, encore appelé tube provisoire ou, tube récupéré. Toutefois, la diversité des problèmes rencontrés, liés à la différence de nature et de caractéristiques géotechniques des terrains traversés, conduit assez souvent à utiliser simultanément ces deux méthodes.

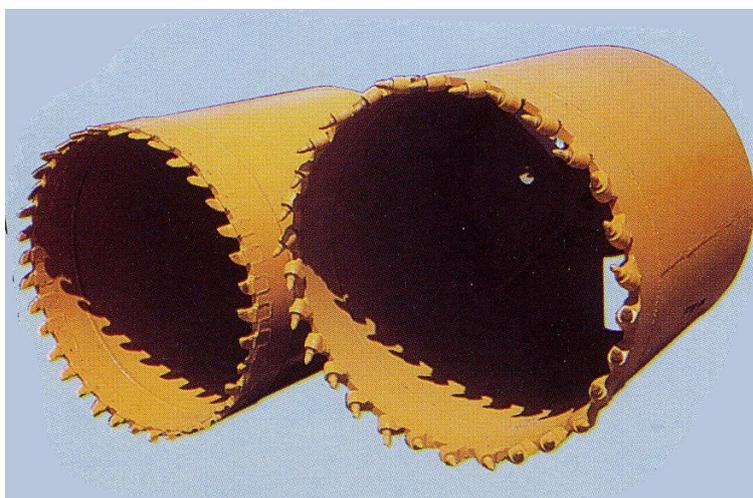
#### IV.2.2.1. PIEUX FORES A L'ABRI D'UN TUBE DE TRAVAIL RECUPERE :

Dans cette famille, où tous les pieux exécutés sont de forme cylindrique circulaire. L'utilisation d'un tube de travail récupérable est justifiée par la présence :

- De couches de sols peu stables (remblais récents, sols pulvérulents lâches, éboulis de pentes),
- De circulation d'eau souterraine importante,
- de sols mous et fluants (vase molle par exemple),
- De zones karstiques ou gypseuses, etc, rendant incertaine la stabilité de la paroi d'un forage non tube.

Notons toutefois que dans certains cas de sols fortement frottant ou collants (vase molle par exemple), la descente, et plus encore la remontée du tube de travail peut s'avérer très difficile si la puissance à l'arrachage des machines est insuffisante, ce qui a généralement pour effet de limiter son utilisation dans ces sols à des pieux de longueur moyenne (15 à 20 mètres au maximum).

Ces tubes, ouverts à leur base, sont constitués d'éléments métalliques, de longueur variable, vissés, soudés, ou verrouillés les uns aux autres, au fur et à mesure de l'enfoncement dans le sol. Ils doivent être d'une épaisseur suffisante (1 cm au minimum) pour résister sans se déformer aux efforts auxquels ils sont soumis durant leur mise en œuvre et le forage (déformations et déchirures des extrémités). Dans certains cas, la base du tube est munie d'une trousse coupante adaptée à la nature des terrains à traverser.



**Photo IV.5 Pieux battu métallique muni de trouses coupantes.**

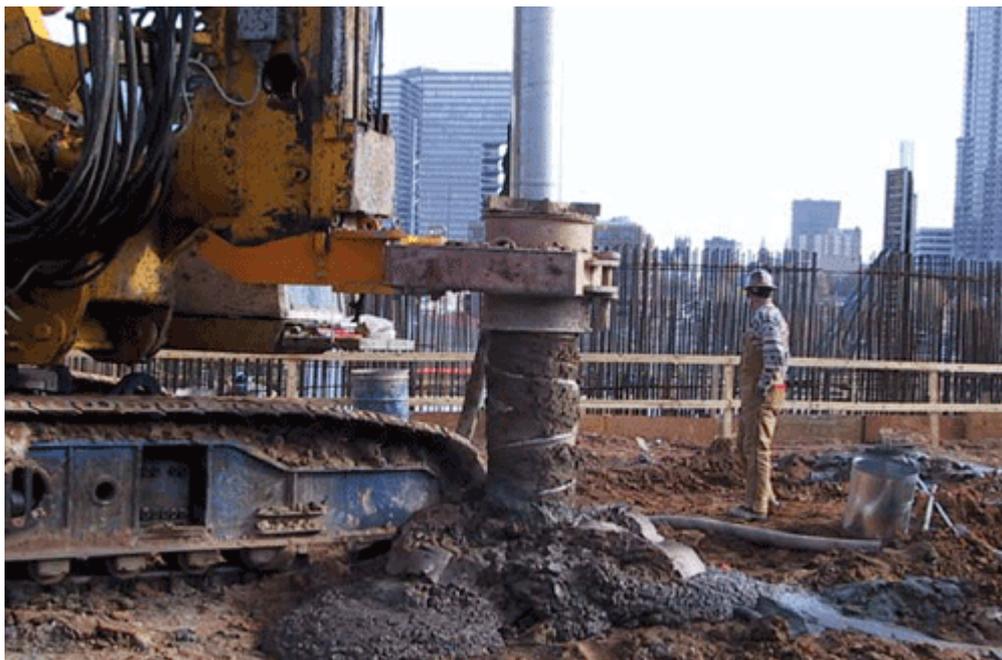
Les tubes sont soit descendus au fur et à mesure de la progression de l'outil, où légèrement en avance ou en retard sur celui-ci selon les terrains, soit directement descendus à la cote définitive de la base du pieu (ou légèrement plus haut si un encastrement du pieu est prévu dans un substratum dur).



**Photo IV.6 Pieux forés à l'abri d'un tube de travail récupéré.**

#### **IV.2.2.2. PIEUX FORÉS A LA TARIERE CREUSE :**

Le procédé des pieux forés à la tarière creuse (Figure III.7) se caractérise par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, puis par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant celui-ci. La cage d'armature est mise en place par vibreur.



**Photo IV.7 Remonté de la tarière et injection du béton suivant son axe creux.**

Les foreuses sont équipées en général d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation, couple de rotation) et de bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).

#### IV.2.2.3. LES PIEUX FORES SANS TUBAGE :

Lorsque les conditions le permettent (mais ce cas se présente rarement), on peut exécuter les forages à sec ou sous eau claire. Il faut, bien évidemment, que le sol traversé soit très cohérent pour que les parois du forage soient auto-stables. Mais dans le cas général, le soutènement des parois du forage est assuré par une boue à base de bentonite. Le forage à la boue n'est envisageable que si l'on ne risque pas de pertes brutales de la boue, comme, par exemple, dans les terrains calcaires ou gypseux dans lesquels on peut rencontrer des poches de dissolution. Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

#### IV.2.2.4. PIEU FORE A LA BOUE :

L'originalité de ce type de pieux réside dans l'exécution du forage durant laquelle la paroi de l'excavation est maintenue par une boue bentonitique qui est ensuite chassée naturellement par la remontée du béton mis en œuvre au tube plongeur.

L'utilisation de ce procédé implique deux conditions :

1. la bonne tenue de la paroi par la boue de forage (formation d'un cake, pression hydrostatique suffisante...).
2. qu'il n'y ait pas de pertes de boue, surtout de perte brutale.

La première condition est souvent vérifiée, sauf :

- Pour des remblais récents insuffisamment stabilisés.
- Pour des sols très mous susceptibles de fluer (risques de rétrécissement de la section du pieu),
- Pour des éboulis peu stables
- Ou lorsque la proximité immédiate de constructions lourdes fondées superficiellement ou sur pieux flottants interdit toute décompactations des sols.

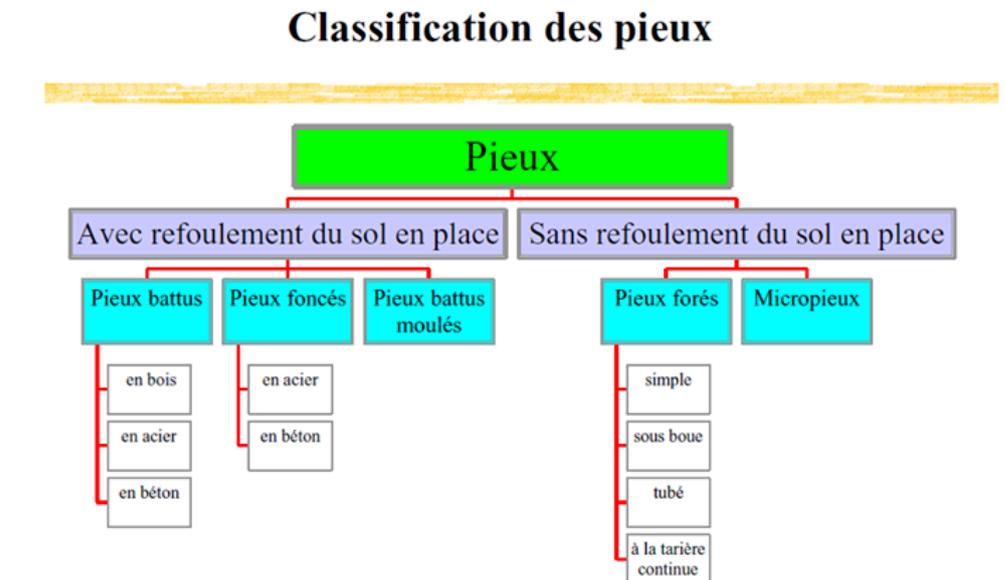
Notamment s'ils sont pulvérulents. Bien sûr, cette dernière restriction est encore plus sévère si la traversée des couches résistantes nécessite l'emploi du trépan.

La seconde condition concerne principalement les terrains calcaires ou gypseux, dans lesquels la présence de karsts ou de poches de dissolution peut entraîner, durant le forage, des pertes brutales de boue, et donc des éboulements importants dans les couches supérieures.

Presque tous les types d'outils s'accommodent de la boue de forage (couronne à diamants ou tungstène, tarières, bennes preneuses, buckets...), mais généralement ces outils doivent être guidés en tête pour assurer le respect de la tolérance sur la direction prévue.

### IV.3. DIFFERENTES CATEGORIES DE PIEUX :

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous



**Figure IV.5 Schéma de classification des pieux.**

#### 1 - Pieux façonnés à l'avance :

- Battu préfabriqué
- Métal battu

#### Tubulaire précontraint

- Battu enrobé
- Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression

#### 2 - Pieux à tube battu exécuté en place :

- Battu pilonné
- Battu moulé

#### 3 - Pieux forés :

- Foré simple
- Foré tubé
- Foré boue
- Tarière creuse (type 1 à type3 selon la technologie utilisée)
- Vissé moulé
- Injecté haute pression

#### 4 – Puits :

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m<sup>2</sup>. Les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut-être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.

#### 5 – Pieux foncés :

- Béton foncé
- Métal foncé

#### 6 – Micro-pieux de diamètre inférieur à 250 mm :

Un micropieu est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm, généralement entre 76 et 200 mm, qui comporte des armatures centrales scellées dans un coulis de ciment. Ils travaillent seulement en compression ou en traction. A l'origine ils étaient destinés à reprendre des charges de 150 à 250 kN, actuellement ils peuvent atteindre 1000 kN. L'emploi des micropieux a été introduit en France par l'entreprise FONDEDILE (entreprise internationale italienne) dans les années 1960, puis repris et développé avec les techniques propres aux entreprises françaises et européennes. On classe en France, (DTU 13.12 et fasc. 62-titre V), suivant le matériel de forage et les techniques d'injection 4 types de micropieux.

- Type I: pieu foré tubé, rempli de mortier (micropieux de type FONDEDILE), n'est plus actuellement utilisé en France.
- Type II: pieu foré, équipé d'armatures, scellé au coulis de ciment ou au mortier par gravité au moyen d'un tube plongeur.
- Type III : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite en tête à une pression égale ou supérieure à 1MPa, elle est globale et unitaire (IGU).
- Type IV : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite, à chaque niveau de manchettes, avec un obturateur simple ou double à une pression égale ou supérieure à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS).

A côté de ces micropieux, dont l'exécution est "normalisée" on utilise d'autres types de micropieux, en particulier les micropieux autoforeurs (de type Ischebeck par exemple)

#### IV.4. LA NATURE DU MATERIAU CONSTITUTIF :

##### IV.4.1. PIEUX EN BETON :

Les pieux en béton (armé ou précontraint) préfabriqués ou coulés sur place, sont utilisables pour une grande gamme de charges qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs ; cette seconde forme facilite le transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas des pieux en béton précontraints et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords. Ces pieux doivent être préfabriqués sur une aire de stockage qui prend beaucoup de place et ne peuvent être battus, en général, qu'après 28 jours de séchage.



**Figure IV.8 Pieux en béton précontraint.**

##### IV.4.2. PIEUX EN BOIS :

Les pieux en bois sont probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Dans certains pays et pour des cas particuliers, cette méthode est encore appliquée. Les plus grands inconvénients de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Pour de faibles charges (inférieures à 500kN), et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m, cette méthode est utilisable sous certaines précautions. Les pieux en bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

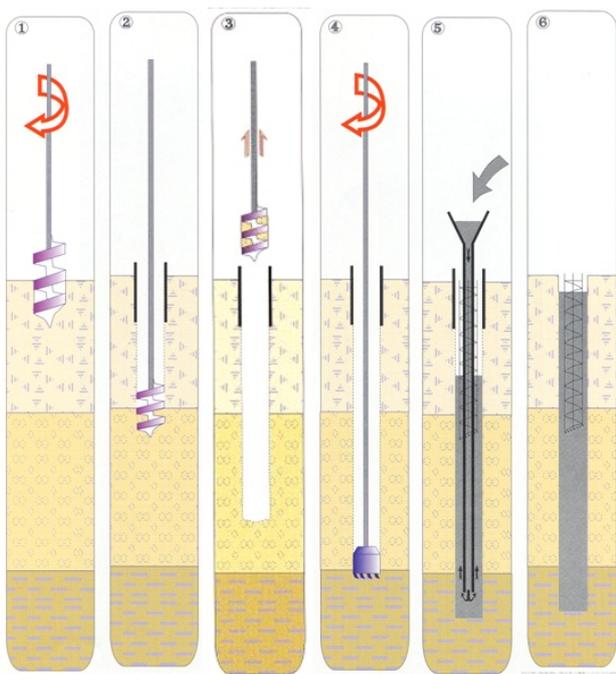


**Photo IV.9-Pieux en bois.**

**IV.5. MODES OPERATOIRES DE REALISATION DE QUELQUES PIEUX :**

**IV.5.1. PIEUX FORES SIMPLES :**

- Procédé sans nuisance sonore, sans vibration.
- Ancrage dans les terrains durs, à grande profondeur.
- Tubage partiel, provisoire ou définitif, selon besoin.
- Outils de forage : Tarière, bucket, carottier, trépan.
- Diamètre minimum 500 mm.



- 1) Mise en fiche, réglage, préforage.
- 2) Mise en place de la virole.
- 3) Forage à la tarière.
- 4) Ancrage au carottier (selon terrains).
- 5) Mise en place d'armatures partielles ou totales bétonnage à la colonne.
- 6) Contrôle de l'arase béton.

**Figure IV.6 Etapes de réalisation d'un pieu foré simple.**



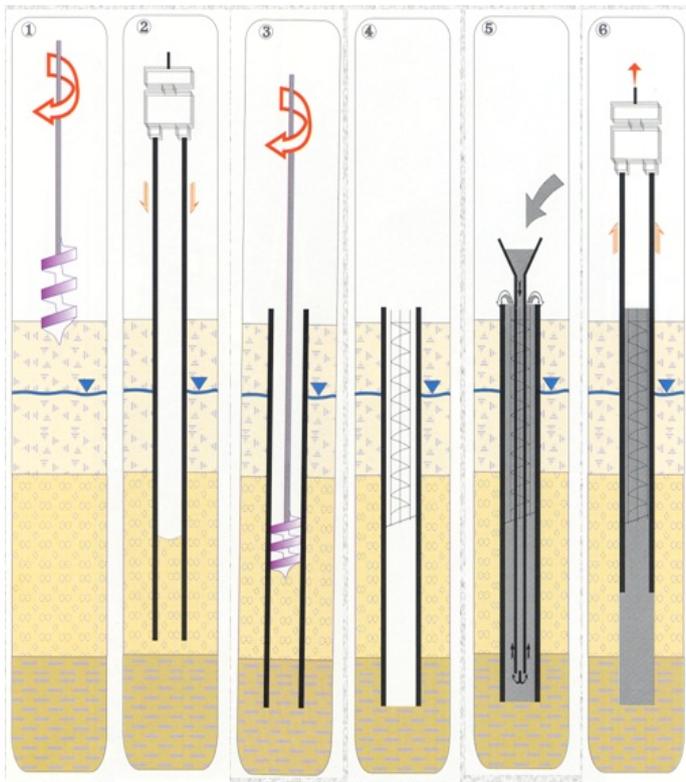
**Photo IV.10 Tube plongeur de coulage du béton.**



**Photo IV.11. Exemples de tarières pleines.**

#### IV.5. 2. PIEUX FORÉS TUBES VIBRO-FONCÉS :

C'est des Pieux exécutés dans les terrains durs et à grande profondeur



- 1)- Mise en fiche, réglage, préforage.
- 2)- Vibro-fonçage du tubage de travail.
- 3)- Forage et extraction des terres.
- 4)- Mise en place d'armatures partielles ou totales.
- 5)- Bétonnage au tube plongeur.
- 6)- Extraction du tube de travail.

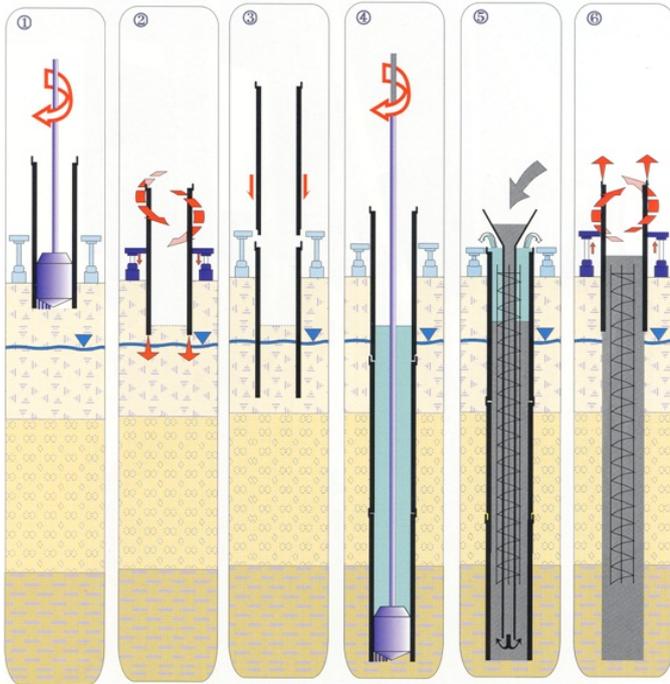
**Figure IV.7** Etapes de réalisation d'un pieu foré tubé vibro-foncé.



**Photo IV.12** Procédure de vibro-fonçage d'un pieu foré tubé.

### IV.5.3. PIEUX FORÉS TUBES AVEC TUBAGE LOUVOYÉ

- Procédé sans nuisance sonore, sans vibration. S'adapte facilement à des profondeurs d'ancrage variables.
- Tubage provisoire sur la hauteur des terrains instables.
- Ancrage dans les terrains durs, à grande profondeur.
- Outils : Tarière, bucket, carottier, benne circulaire, trépan.



- 1) Mise en fiche, réglage, préforage à l'abri du premier élément de tubage
- 2) Fonçage du tubage par la louvoyeuse
- 3) Clavetage des éléments de tubage à l'avancement
- 4) Ancrage
- 5) Mise en place d'armatures partielles ou totales, bétonnage au tube plongeur
- 6) Extraction des tubages par la louvoyeuse

**Figure IV.8** Etapes de réalisation d'un pieu foré louvoyé.



Photo III.13 Procédure de louvoisement

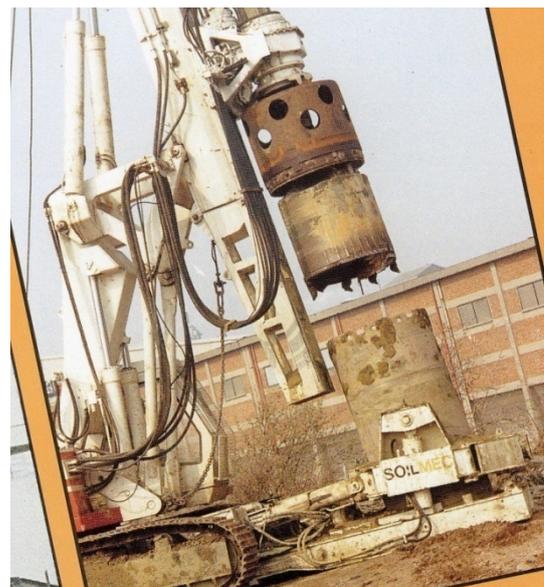
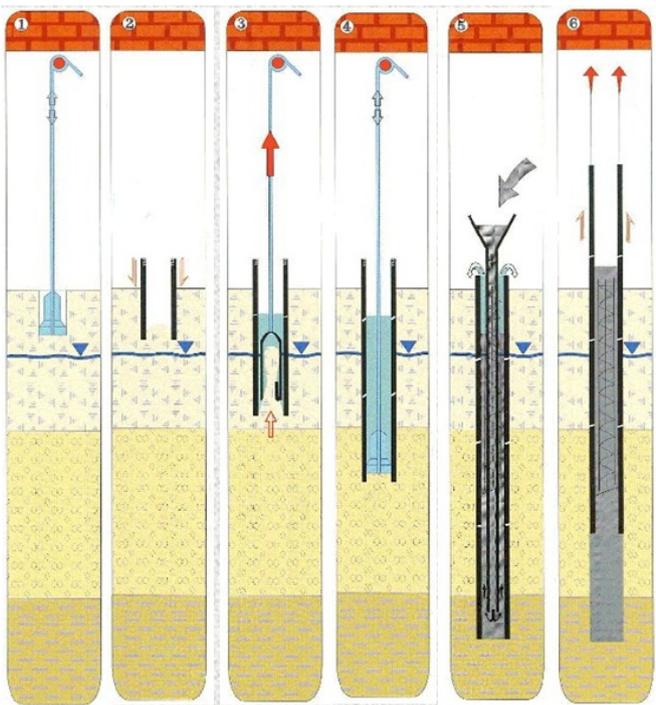


Photo III.14. Carottier.

#### IV.5. 4. PIEUX FORÉS DE PETITS DIAMETRES :



- 1) Mise en fiche, réglage, préforage
- 2) Mise en place du premier élément de tubage
- 3) Extraction des terres à la soupape
- 4) Tubage à l'avancement par éléments vissés mis en place par havage
- 5) Mise en place d'armatures partielles ou totales et bétonnage au tube plongeur
- 6) Extraction du tubage par éléments

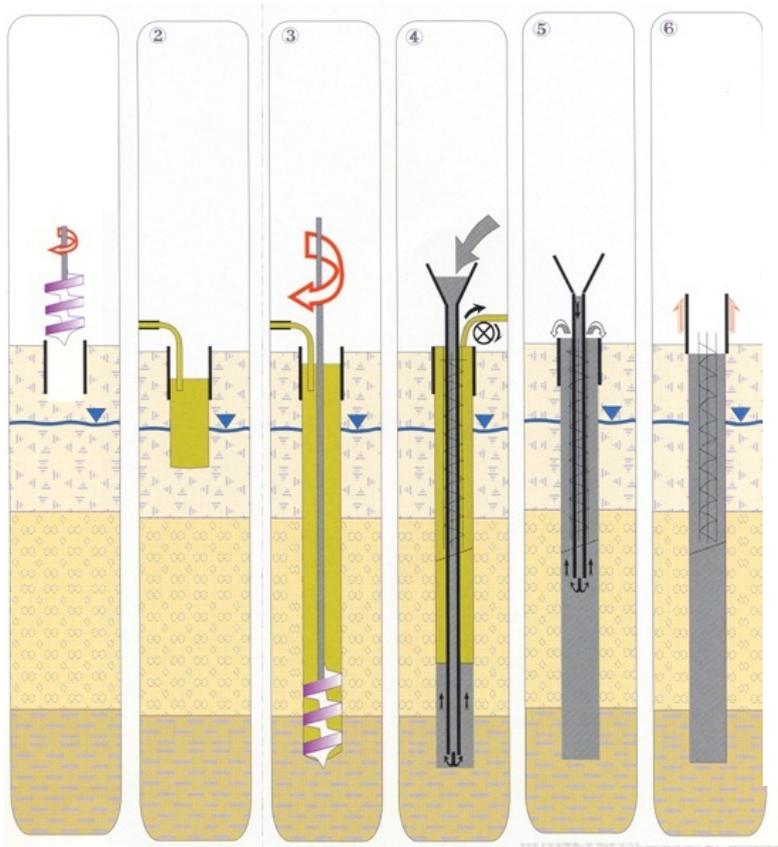
**Figure IV.9** Etapes de réalisation d'un pieu forés de petits diamètres.



**Photo III.15.** Réalisation d'un pieu foré de petit diamètre.

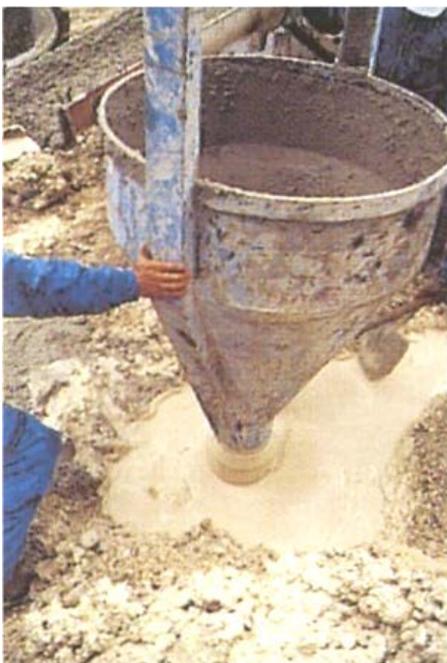
#### IV.5. 5. PIEUX FORÉS A LA BOUE :

Pieux exécutés sans nuisances sonores, sans vibration, dans toutes natures de terrains, grandes profondeurs.



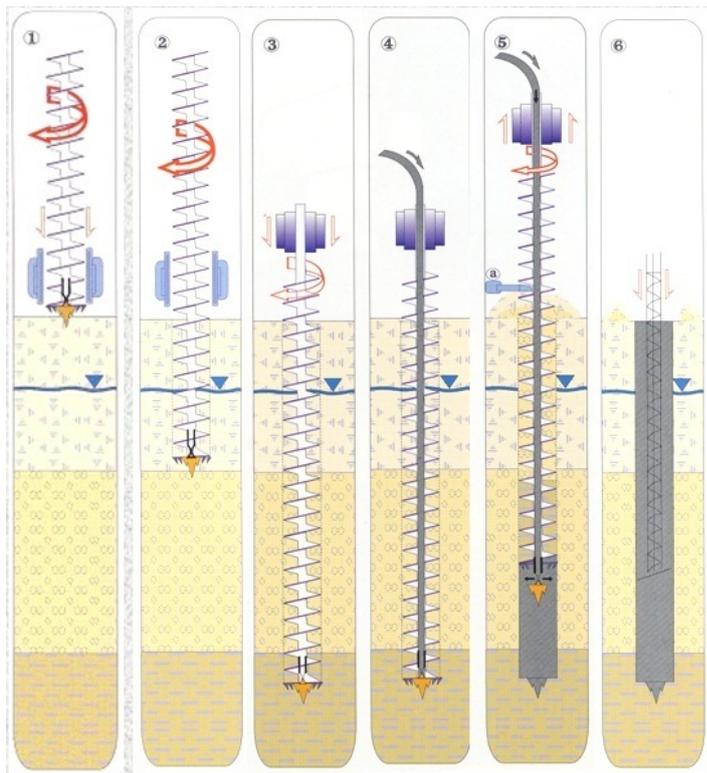
- 1) Implantation, préforage, mise en place de la virole.
- 2) Mise en œuvre de la boue bentonitique.
- 3) Forage sous charge de boue
- 4) Recyclage de la boue, mise en place d'armatures partielles ou totales, bétonnage au tube plongeur
- 5) Tube plongeur relevé par élément, fin du bétonnage
- 6) Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton

**Figure IV.10** Etapes de réalisation d'un pieu forés à la boue.



**Photo III.16.** Bétonnage au tube plongeur.

#### IV.5. 6. PIEUX FORÉS A LA TARIERE CREUSE :



- 1) Mise en fiche, réglage des guides de forage
- 2) Forage
- 3) Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil
- 4) Injection du béton dans l'axe creux de la tarière
- 5) Descente du tube plongeur, remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière, bétonnage contrôlé en continu
- 6) Mise en place d'armatures

**Figure IV.11** Etapes de réalisation d'un forés à la tarière creuse.



**Photo III.17.** Engin de forage à la tarière creuse.

# CHAPITRE V

---

## PRESENTATION DE TALREN 4

## V. INTRODUCTION :

TALREN est un logiciel mis en place par Terrasol, son nom est tiré de Talus Renforcés, il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblais, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement, tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, palplanches ou parois moulées.

Les principaux types de données que TALREN peut prendre en compte sont :

- La géométrie (qui peut être complexe).
- Les caractéristiques de sol.
- Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels).
- Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons).
- Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupture polygonale).
- Les accélérations sismiques (horizontale et verticale).
- Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération).
- Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : perturbations, méthode de calcul à la rupture).

TALREN 4 permet la visualisation des résultats sous forme graphique ou tabulaire :

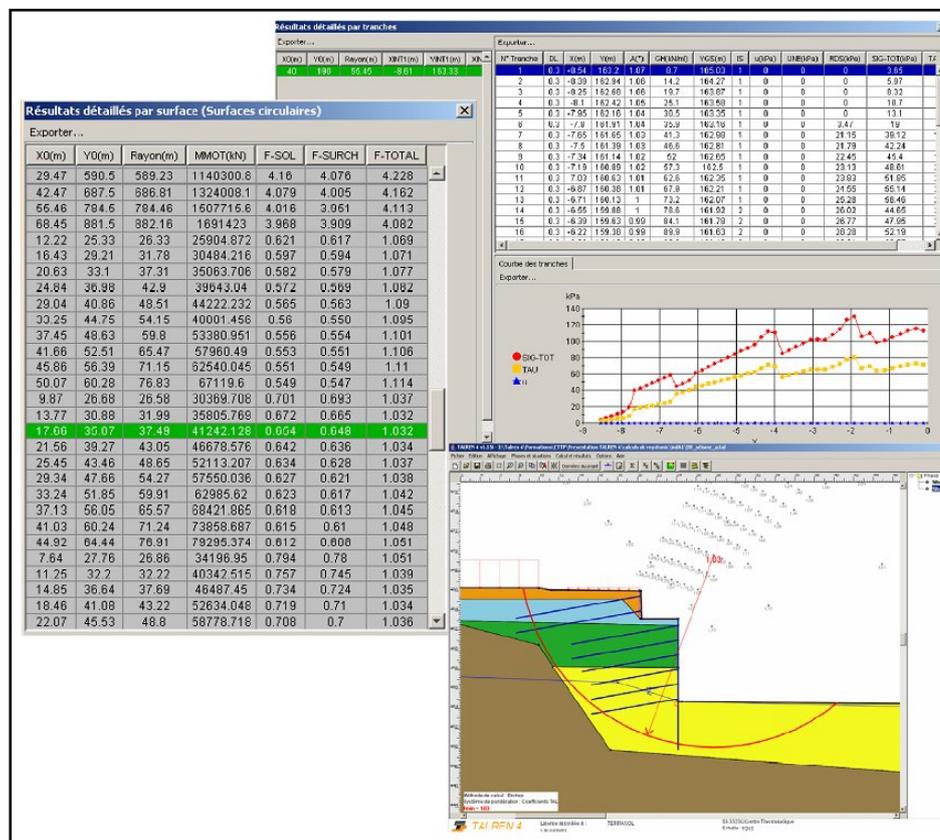


Figure V.1 Différentes fenêtres de visualisation des données.

## V.1. LES DIFFERENTES OPTIONS POUR LA MANIPULATION DU LOGICIEL TALREN 4 :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles.

Les différentes manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans ce qui suit.

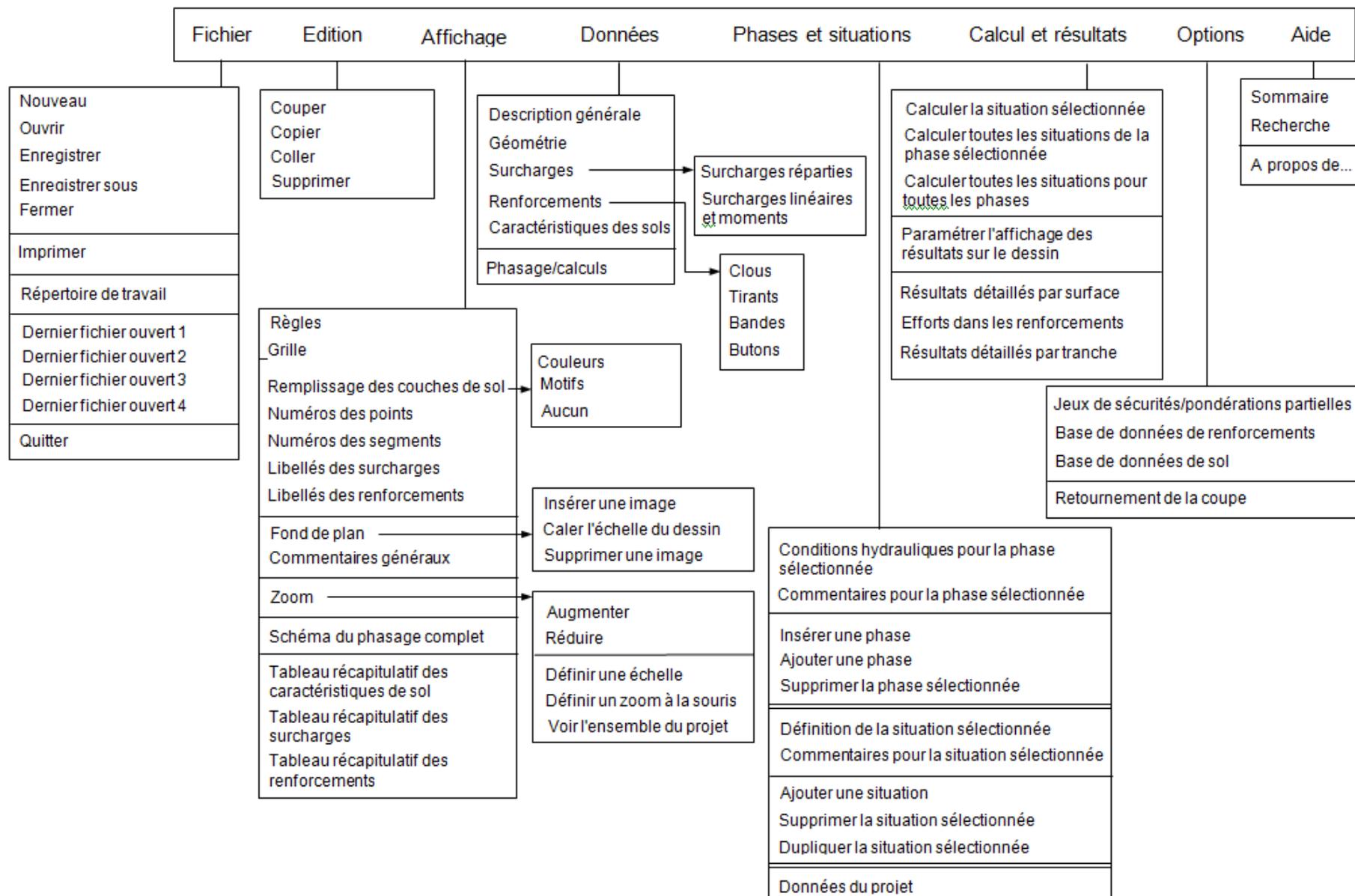


Figure V.2 Détail des options de menu.

### V.1.1. LA RECHERCHE AUTOMATIQUE DES SURFACES DE RUPTURE :

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel.

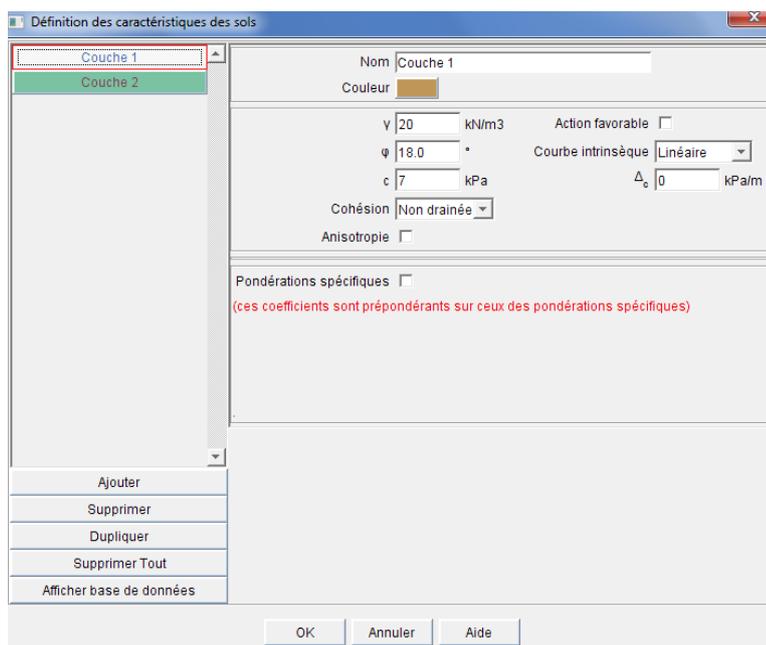
Cette option est compatible avec les modes "point de passage imposé" et "cercles tangents à une couche, et permet un balayage automatique de l'ensemble de l'espace possible pour les centres des cercles.

### V.1.2. CARACTERISTIQUES DES SOLS :

La définition des caractéristiques des sols n'est possible que via une boîte de dialogue, accessible soit par le menu "Données", option "Caractéristiques des sols", soit par le bouton de la barre de boutons.



Cette boîte de dialogue permet la saisie ou la visualisation de données relatives aux couches de sol.

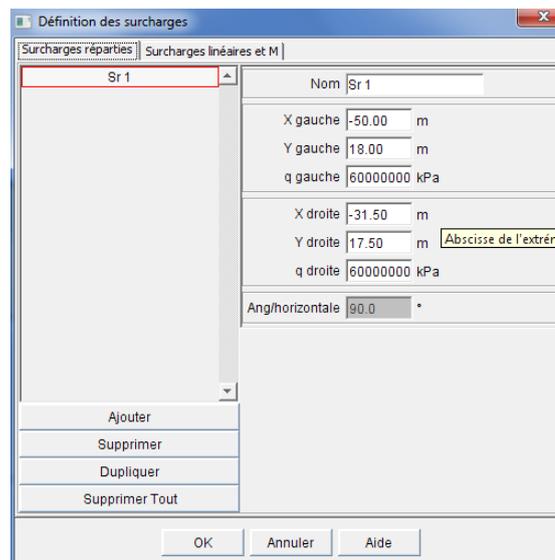


**Figure V.3** Boite de dialogue de définition des caractéristiques du sol.

### V.1.3. INTRODUCTION DES SURCHARGES :

La boîte de dialogue « Définition des surcharges » est accessible par le menu « Données », option « Surcharges ».

Elle est subdivisée en deux onglets : « Surcharges réparties », « Surcharges linéaires et moments ». Elle permet la saisie ou la visualisation des données relatives aux surcharges.



**Figure V.4. Boîte de dialogue insertion des surcharges.**

Les données affichées pour chaque surcharge répartie sont les suivantes :

- Nom : par défaut, Talren 4 appelle ces surcharges Sr i, mais l'utilisateur peut modifier ce nom (10 caractères au maximum) .
- X gauche et Y gauche : coordonnées X et Y (m) du point gauche de la surcharge.
- q gauche : valeur de la surcharge en ce point (unité de pression) .
- X droite et Y droite : coordonnées X et Y (m) du point droit de la surcharge.
- q droite : valeur de la surcharge en ce point (unité de pression) .
- Ang/horizontale : inclinaison de la surcharge (par rapport à l'horizontale) en degrés : par défaut, les surcharges réparties sont verticales orientées vers le bas (inclinaison de 90°). Il n'est possible de modifier leur inclinaison que dans le cas des calculs par la méthode du calcul à la rupture (spiraes logarithmiques).

#### V.1.4. BASE DE DONNE DES JEUX DE COEFFICIENTS DE PONDERATIONS PARTIELS :

Cet assistant permet de créer et d'enregistrer des jeux de coefficient partiel de pondération et de sécurité, ces pondérations sont appliquées sur certains paramètres, et sont imposées ou proposées par certaines normes et recommandations, cet assistant est fourni avec plusieurs jeux de pondération prédéfinis, les jeux prédéfinis sont ceux proposés par la norme Clouterre et les normes françaises XP- P 94-240 et XP- P 94 220-0, ainsi qu'un jeu traditionnel.

A chaque norme ou recommandation correspondent plusieurs jeux de pondérations partielles :

Combinaison fondamentale ou accidentelle, ouvrage courant ou sensible, situation provisoire ou définitive.

#### IV.5. COEFFICIENTS DE SECURITE A INTRODUIRE DANS TALREN4 :

Chaque jeu de coefficients doit contenir les valeurs suivantes :

$\Gamma_{\min}$  : il s'agit du coefficient de sécurité minimum à obtenir pour conclure à la stabilité du terrain (cette valeur est demandée à titre de rappel et n'est pas demandée dans les calculs).

$\Gamma_{sl}$  : coefficient de pondération pour le poids volumique du sol dans le cas où celui-ci serait considéré comme défavorable.

$\Gamma'_{sl}$  : coefficient de pondération pour le poids volumique du sol dans le cas où celui-ci serait considéré comme favorable.

$\Gamma_{\phi}$  : Coefficient de sécurité appliqué sur  $\tan\phi$ .

$\Gamma_c'$  : Coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion effective.

$\Gamma_{cu}$  : Coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion non drainée.

$\Gamma_Q$  : Coefficient de pondération appliqué sur les surcharges.

$\Gamma_{qscl\ ab}$  : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de  $qsclou$  issus d'abaques (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans le cas où cette valeur  $Rsc$  est fournie directement).

$\Gamma_{qscl\ es}$  : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de  $qsclou$  issus d'essais (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans le cas où cette valeur  $Rsc$  est fournie directement).

$\Gamma_{qsti\ ab}$  : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de  $qstirant$  issus d'abaques (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des tirants d'ancrage dans le cas où cette valeur  $Rqs$  est fournie directement).

$\Gamma_{qsties}$  : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de  $q_{stirant}$  issus d'essais (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des tirant d'ancrage dans le cas où cette valeur  $R_{qs}$  est fournie directement).

$\Gamma_{qsba}$  : coefficient de sécurité appliqué sur les coefficients de frottement sol/bande

$\Gamma_{pl}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la valeur de  $pl$ .

$\Gamma_{aclou}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des clous.

$\Gamma_{atir}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des tirants.

$\Gamma_{aban}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des bandes.

$\Gamma_{aclou}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des clous.

$\Gamma_{aclou}$  : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des boutons.

$\Gamma_{s3}$  : coefficient de sécurité sur la méthode.

## V.2. LA PROCEDURE DE CALCUL DE TALREN 4 :

Talren 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel, à partir d'une coupe initiale, qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage (lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases ou situations d'exécution successive (chaque phase ou situation correspondant à une coupe du projet). Où on peut voir des modifications de donnée, tout dépend de notre cas de calcul.

- Modification de certaines caractéristiques de sols.
- Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements.
- Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

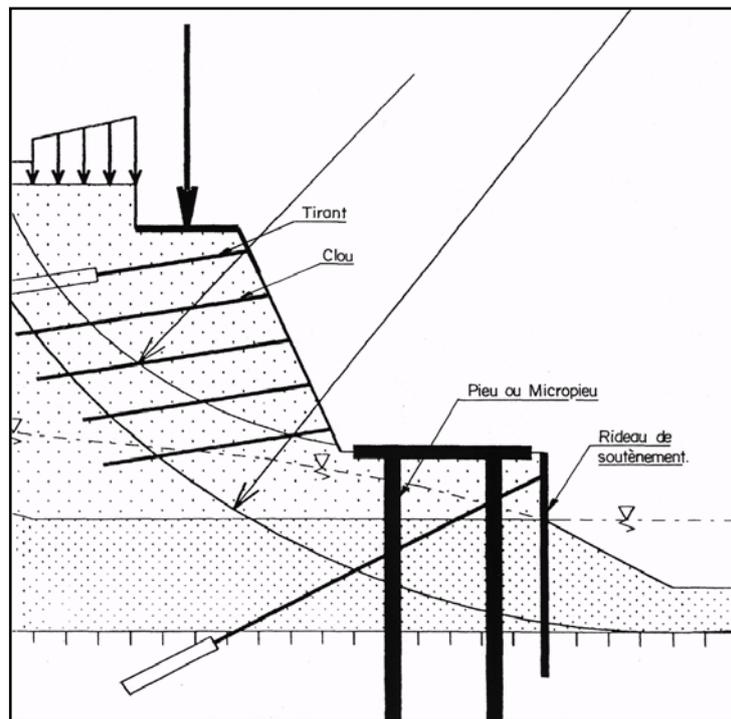
Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

- La méthode de Bishop.
- La méthode de Fellenius.
- La méthode des perturbations.
- La méthode du calcul à la rupture.

#### IV. LES DIFFERENTS TYPES DE RENFORCEMENT UTILISES PAR TALREN 4 :

TALREN a spécifiquement été conçu pour la prise en compte de renforcements. Les types de renforcement acceptés sont toutes les inclusions que l'on peut caractériser par un ou plusieurs des paramètres (résistance à la traction, résistance à la flexion, résistance au cisaillement).

A ce titre peuvent être introduits les différentes possibilités de renforcement, par exemple les Tirants, Clous, Pieux et micro pieux, Armatures de renforcement par bandes, Rideaux de soutènement et les Nappes de géotextiles (figure V.5).



**Figure V.5 Renforcements admis par TALREN.**

V.2. 1. DESSIN D'UN RENFORCEMENT A LA SOURIS :



Pour insérer un clou.  
d'ancrage.



Pour un tirant



Pour insérer une bande.

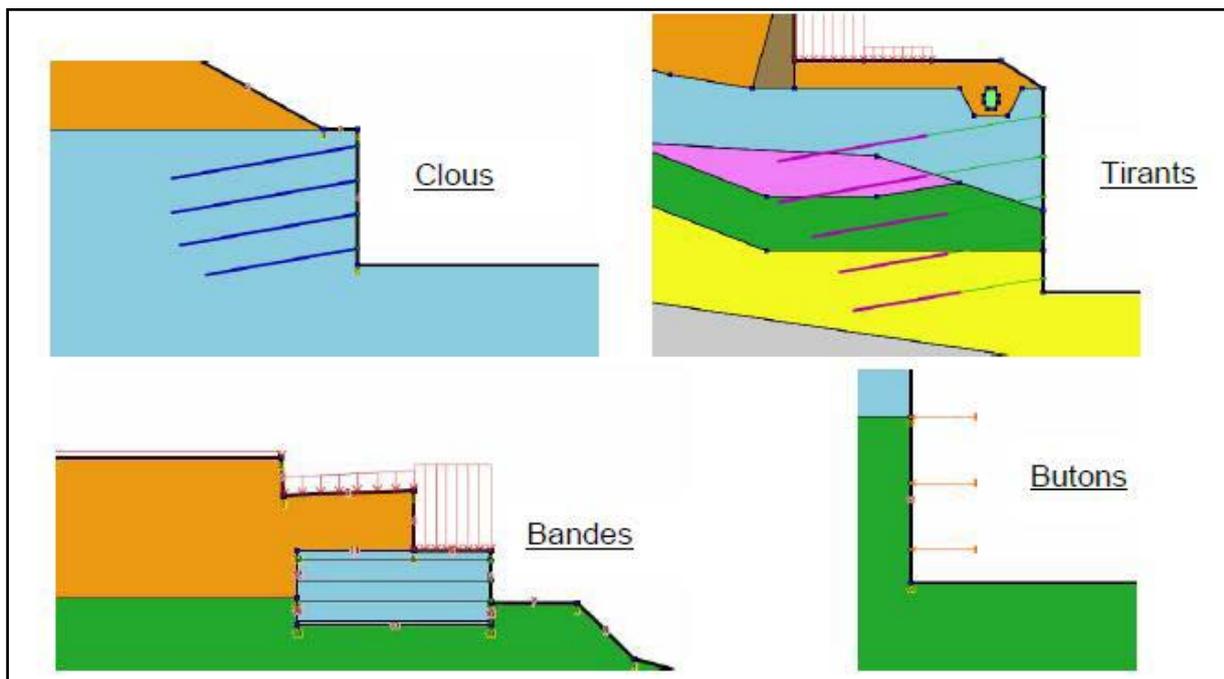


Pour un bouton.

**Tableau V.1 : Types de renforcements dans Talren.**

Type	Mode de sollicitation	Interaction sol/re	Commentaires spécifiques
Clous	Traction + cisaillement	Interaction sol/clou	<p>Peuvent travailler en traction calculée + cisaillement imposé (peut donner traction seule) ; ce comportement correspond à 80 % des projets de clouage.</p> <p>Peuvent travailler en traction nulle + cisaillement calculé ; ce comportement correspond au renforcement de pentes par pieux et micropieux.</p> <p>Peuvent travailler en traction + cisaillement calculés.</p> <p>Exemples de documents normatifs de référence spécifiques : norme XP P 94-240 recommandations Clouterre.</p>
Tirants	Traction	Interaction sol/tirant	<p>Travaillent en traction seule.</p> <p>Exemples de documents normatifs de référence spécifiques : recommandations TA 95.</p>

Bandes (Terre Armée, géotextiles, grillages, etc)	Traction	Interaction sol/bande	Travaillent en traction seule. Exemples de document normatifs de référence spécifiques : norme XP P 94-220.
Butons	Compression	Aucune interaction	Les butons sont considérés comme des efforts externes de compression. Ils n'ont aucune interaction directe (type frottement) avec le sol.



**Figure V.6. : Exemples de représentation graphique de renforcements.**

## V.2. 2. AFFICHAGE ET MODIFICATION DES PROPRIETES D'UN RENFORCEMENT

Il est possible d'afficher les propriétés d'un renforcement : soit en double-cliquant dessus, soit, après avoir sélectionné l'élément, en cliquant avec le bouton droit de la souris et en sélectionnant "Editer les données" dans le menu contextuel. L'affichage des propriétés consiste en l'affichage d'une boîte de dialogue similaire à la boîte de dialogue des renforcements, mais propre au renforcement sélectionné. Il est alors possible de modifier les propriétés du renforcement, et de les valider. L'affichage graphique est modifié en conséquence .

The image shows a software dialog box titled "Clous". It contains the following fields and options:

- Nom: Clou 1
- X: 0.00 m
- Y: 157.25 m
- Longueur: 9.00 m
- Espacement horizontal: 2.50 m
- Inclinaison/horizontale: 10 \*
- Largeur base de diffusion: 2.00 m
- Angle de diffusion: 20.0 \*
- Valeur de TR donnée ?
- TR: 308.0 kN
- qs clous issus de...: Abaques
- Rsc calculée à partir de qs ?
- Rayon équivalent: 0.047 m
- Règle de calcul: Tcal, Cimp
- Cisaillement variable (le long du clou) ?
- Rcis: 0.0 kN
- Calcul de la traction: externe

Buttons: OK, Annuler

Figure V.7 Propriétés d'un clou.

# CHAPITRE VI

---

## CALCUL DE LA STABILITE DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TALA ALLAM

## VI. INTRODUCTION :

Le glissement de Tala Alem s'est manifesté durant le mois de mars de l'année 2012 suite à la pluviométrie intense qu'a connue la saison hivernale de cette année. Le glissement a carrément emporté des plate-formes de maisons en construction, les fondations de deux domiciles habités dénudés, des murs lézardés et fissurés, telles sont les conséquences de ce glissement de terrain survenu dans cette partie haute de Tala Alam. D'après les témoignages des citoyens de Tala Allam, le glissement ne s'est pas produit brusquement. Le mouvement était lent. Le sol commençait à bouger progressivement pendant les intempéries avant qu'il n'atteigne une ampleur catastrophique.

### VI.1. DESCRIPTION DU SITE DE TALA ALLAM :

#### VI.1.1. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

Le site objet du présent mémoire est localisé au lieu dit Tala Alem, distant de quelques kilomètres au nord-ouest du chef-lieu communal de Tizi-Ouzou.

Le terrain étudié se présente sous forme d'un vallon, situé en zone de piémont, caractérisé par un relief peu accentué (pente moyenne ne dépassant pas  $10^\circ$ ) avec une rupture de pente de près de 2m en tête du glissement. La largeur et la longueur du site affecté par le glissement sont d'environ 40m.

#### VI.1.2. CONTEXTE GEOLOGIQUE :

Les études géotechniques menées dans les environs, en l'occurrence le glissement ayant affecté le terrain de jeu situé plus à l'est et en aval de l'assiette étudiée, indiquent qu'on est en présence d'une formation marneuse représentant le substratum de la zone. Localement, cette assise est recouverte par des dépôts de pente constitués d'une matrice argileuse à inclusion de débris de schiste provenant du massif Djebel Belloua.

Des affleurements de grès ont été observés sur le talus surplombant le terrain de jeu.

### VI.1.3. CAUSES PROBABLES DU DECLENCHEMENT DU GLISSEMENT :

Une multitude de facteurs se sont conjugués pour déclencher le glissement de Tala Alem. On peut les répartir en trois groupes : l'action climatique, les facteurs géologiques et les causes anthropiques.

#### VI.1.3.1. L'ACTION CLIMATIQUE :

D'après une enquête menée auprès des habitants des douars avoisinants, ce glissement s'est déclenché au cours de l'hiver 2011, après des précipitations exceptionnellement intenses. Les pluies diluviennes qui se sont abattues sur la région de Tizi Ouzou durant cet hiver ont provoqué une imbibition profonde des argiles des formations du versant et ont déclenché de façon instantanée et brutale le déplacement d'une quantité considérable de matériaux d'une superficie de 2590 m<sup>2</sup>.

Plusieurs auteurs s'accordent sur le fait que dès que la teneur en eau des argiles dépasse la teneur de l'eau liée et que l'eau libre apparaît, la résistance des matériaux chute. Ils passent d'un état solide à un état plastique puis à un état liquide.

#### VI.1.3.2. LES FACTEURS GEOLOGIQUES :

Les marnes sont constituées par des proportions variables d'argiles et de calcaire. Elles ne s'altèrent généralement que sur de très faibles épaisseurs du fait de leur imperméabilité.

Sur ce versant en pente, elles s'altèrent d'autant plus rapidement que les facteurs déterminant la perméabilité sont actifs :

1. La faible cohésion, la porosité.
2. La densité des fentes de retrait due à l'alternance régulière de l'humectation pendant la saison hivernale et de la dessiccation profonde pendant la saison estivale.
3. Le temps de séjour de l'eau stagnant dans ou sur les sols.

### VI.2. HYPOTHESES DE CALCUL :

#### VI.2.1. LA FORME DE LA SURFACE DE GLISSEMENT :

Après l'étude géotechnique réalisée par le LCTP de Tizi Ouzou, on conclut que c'est un glissement rotationnel d'une superficie de 2590 m<sup>2</sup> localisée au niveau d'une fine couche de sol altérée

Et afin de vérifier que la forme du glissement est bien circulaire, le calcul de stabilité sera fait en considérant une surface de rupture circulaire.

### VI.2.2. PRISE EN COMPTE DU NIVEAU DE LA NAPPE :

L'étude géotechnique a déterminé la présence d'une nappe dans le sol et l'étude hydrogéologique affiche une pluviométrie très intense. L'eau des précipitations s'infiltrant à travers les couches de sol pour rencontrer la marne qui présente une moindre perméabilité, formant une nappe phréatique, dont l'incidence sur les glissements est très importante et constituant ainsi un facteur clef lors du processus de glissement.

Une campagne d'investigation a été menée afin de relever les fluctuations du niveau de la nappe d'eau, Le trou de forage du sondage SC<sub>1</sub> réalisé dans la partie amont du glissement a été équipée d'un tube piézométrique, afin de relever la variation du niveau de l'eau à différents intervalles de temps.

**Les résultats des relevés piézométriques sont résumés sur le tableau ci-dessous :**

**Tableau VI.1 résultats des relevés piézométriques.**

Date des relevés	04/07/2012	08/07/2012	18/07/2012	22/07/2012	26/07/2012
Profondeur	6.90 m	7.30 m	8.18 m	8.35 m	8.45 m

Et afin de mettre en évidence l'effet de la nappe d'eau, la stabilité sera vérifiée en considérant deux cas :

- 1- Le cas sans influence de la nappe d'eau.
- 2- Le cas avec variation du niveau de la nappe d'eau.

### VI.2.3. PRISE EN COMPTE DE L'ALEA SISMIQUE :

La région de Tizi ouzou étant située sur une région sujette aux séismes (Classée zone IIa par le règlement parasismique algérien version 2003), les calculs seront menés en deux étapes ;

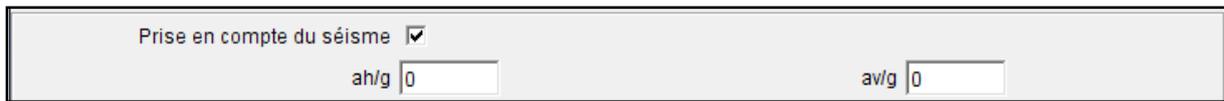
- 1- Avec la méthode statique (sans sollicitation sismique).
- 2- Avec la méthode pseudo-statique. (Prise en compte de l'excitation sismique du sol).

Pour le calcul de la stabilité, la prise en compte de l'effet sismique sera mise en évidence par la méthode pseudo statique dont les coefficients sismiques à prendre en

compte  $a_h$  et  $a_v$  seront conforme aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003 Chapitre 10.3).

La Zone du glissement est classée IIa, groupe d'usage 2.

La prise en compte de l'effet du séisme se fera à travers la boîte de dialogue « Définition d'une situation » sur l'anglet « prise en compte du séisme » comme sur la figure ci-dessous ;



**Figure VI.1. Prise en compte de l'effet du séisme.**

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

$A = 0.15$  pour une zone de sismicité II groupe d'usage a

$$a_h = 0.5 A (\%g) = 0.075$$

$$a_v = \pm 0.3 a_h = 0.0225$$

### VI.3. COUPES LITHOLOGIQUES DU SOL:

Les sondages carottés réalisés ont révélés la succession de haut en bas les couches suivantes et nous ont permit de dresser deux profils lithologique du terrain :

#### VI.3. 1.SONDAGE SC1 :

- Sol argileux remanié.
- Mince couche de dépôt de pente.
- Argile marneuse et marne dure.
- Substratum schisteux légèrement altéré en surface devenant très dur à la base.

#### VI.3. 2.SONDAGE SC2 :

- Epaisse couche de sol argileux remanié et remblais.
- Argile marneuse et marne dure.
- Substratum schisteux légèrement altéré devenant schisteux à la base.

### VI.3. 3.LES PROFILS LITHOLOGIQUES DU TERRAIN :

Les profils lithologiques sont joints en Annexe.

### VI.4. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DU SOL :

L'étude géotechnique menée par le laboratoire LCTP, à travers les différents essais sur les carottes prélevées sur les sondages carottés SC<sub>1</sub> et SC<sub>2</sub>, nous informe sur les caractéristiques physiques et mécaniques, la cohésion C (non drainée et non consolidée UU), et l'angle de frottement interne  $\phi$ .

On remarque que les essais n'ont pas été faits sur la couche du remblai ce qui nous mène à leurs attribuer des valeurs moyennes.

**Tous les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :**

**Tableau IV.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.**

N° Sondage	Profondeur (m)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W (%)	Sr(%)	Limites d'Atterberg			Cisaillement UU	
						LL	LP	IP	C (bar)	$\phi_u$
SC <sub>1</sub>	3.00/3.40	2.09	1.72	21.46	100	55	28	28	0.127	17
	5.50/6.00	2.02	1.64	23.69	100	49	24	25	0.088	15
	6.00/6.35	2	1.58	26.5	100	48	22	26	0.007	18
SC <sub>2</sub>	7.30/7.75	2.02	1.64	23.69	100	55	28	28	0.069	16
	8.30/8.90	2	1.58	26.41	100				0.046	22

#### VI.4. 1.LIMITES D'ATTERBERG ET DIAGRAMME DE CASAGRANDE :

L'indice de plasticité représente les teneurs limites entre lesquelles les matériaux sont aptes à se déformer sous l'action de facteurs externes comme la gravité ou la pression. Cet indice est élevé dans les deux couches de sol du terrain.

Le report des valeurs de formation des limites d'Atterberg sur l'abaque de Casagrande nous permet de classer les échantillons de sol dans la catégorie des argiles limoneuse moyennement plastique.

Les diagrammes de Casagrande sont joints en Annexe.

#### IV.5. METHODE DE CALCUL ET DEFINITION DES SITUATION AVEC TALREN4 :

Dans le cadre du calcul du glissement de terrain de Tala ALLAM, nous allons opter pour les méthodes suivantes :

- Méthodes des tranches de Fellenius.
- Méthode de Bishop.

La méthode de Bishop est la méthode de calcul d'équilibre limite la plus utilisée par les informaticiens géotechniciens pour l'analyse de stabilité. Facile d'emploi, elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe, comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées.

Le calcul se fera suivants les étapes suivantes différentes situations :

1) Calcul du coefficient de sécurité  $F_s$  sans renforcement avec pieux.

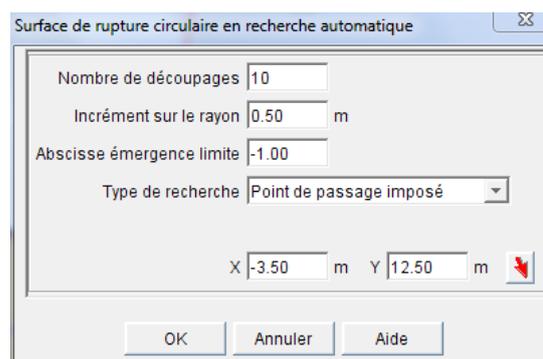
- Un calcul préliminaire sera effectué avec la méthode de bishop, sans présence d'eau et sans renforcement.
- Un calcul avec la méthode de Bishop sans renforcement en variant le niveau de la nappe d'eau.

2)- Calcul du coefficient de sécurité  $F_s$  avec mise en place du pieu en béton armé.

Le calcul sera fait avec la méthode de Bishop en rupture circulaire, en prenant le cas le plus défavorable (niveau de la nappe d'eau à 1m de profondeur).

#### VI.5.1. DEFINITION DES SITUATIONS :

La surface de rupture est considérées circulaire lors du calcul avec la méthode de Fellenius et de Bishop. la recherche des cercles de glissements est en mode automatique.

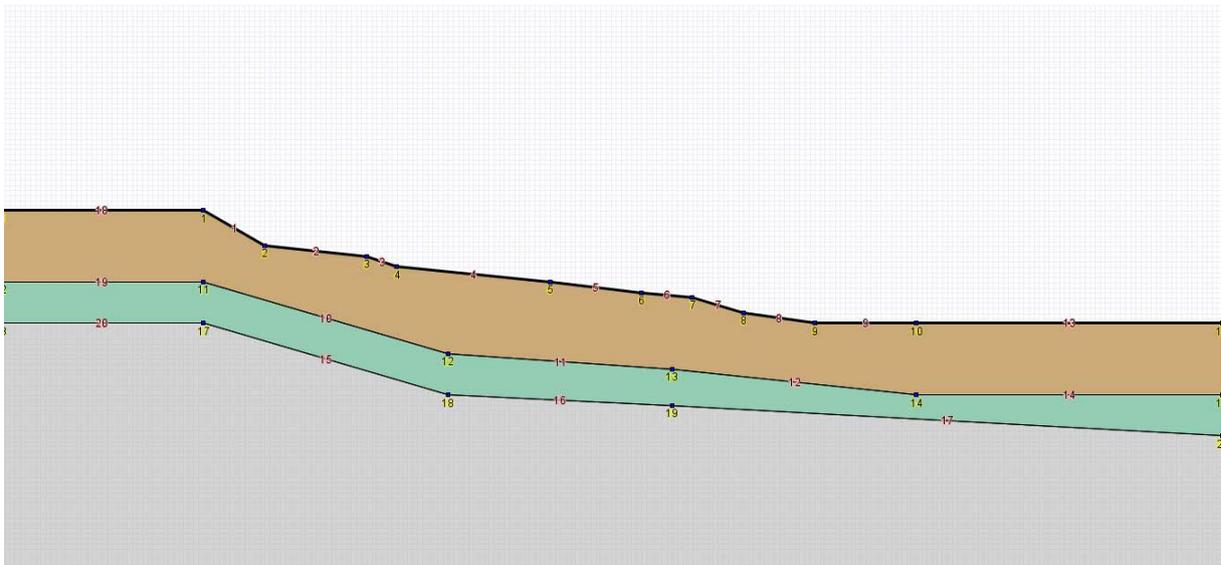


**Figure VI.2. Boite de dialogue surfaces de rupture circulaire en recherche automatique.**

Le nombre de tranche est par défaut dans Talren 4 est de 100 et peut être modifié sur la boite de dialogue « Définition de la situation ».

## VI.5.2. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE :

### VI.5.2.1. GEOMETRIE DU TERRAIN:



**Figure VI.3. Géométrie du terrain.**

### VI.5.2.2. CALCUL SANS PRISE EN COMPTE DE LA NAPPE D'EAU :

Le profil est composé d'une superposition de deux couches de densités moyenne:

- 1) **Couche 1** : Sol remanié à inclusion de galet et cailloux, qui descendent à une profondeur de 7m.
- 2) **Couche 2** : Argile marneuse jaunâtre, qui descend à une profondeur de 11m.

Des schistes gris bleu, très dur, avec plage de quartz blanc, formant le substratum du terrain.

**Tableau VI.3. : Caractéristiques physiques et mécaniques des couches.**

Nom	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Cu (kPa)
Couche de sol remaniée	20	16	7.4
Couche d'argile marneuse	20	19	5.75

## RESULTAT AVEC LA METHODE DE BISHOP :

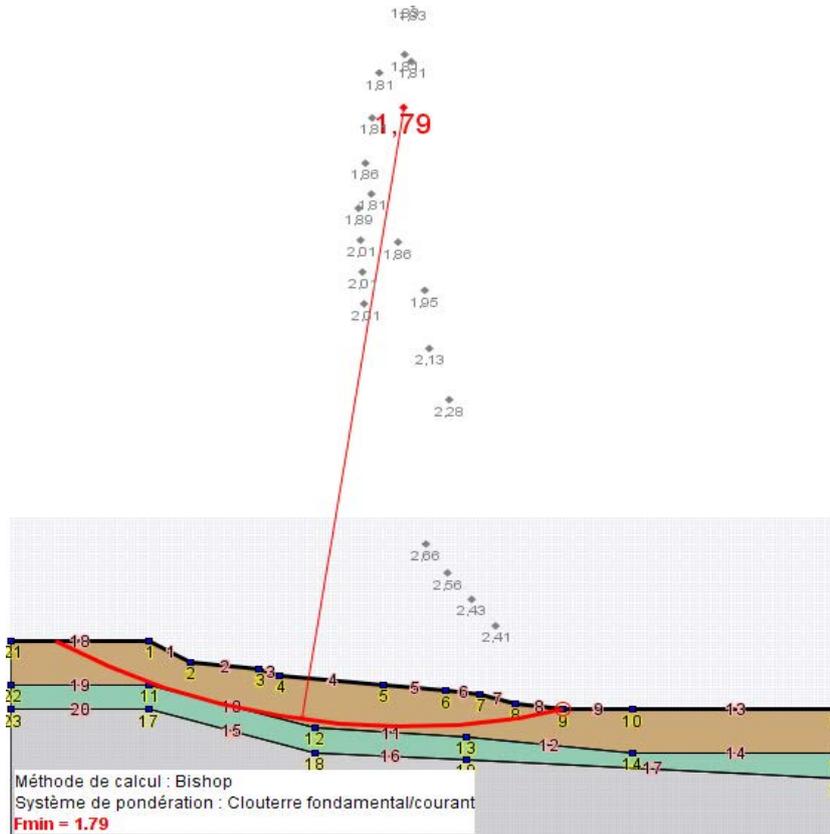


Figure VI.4. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop sans prise en compte d'une nappe d'eau.

## INTERPRETATION DES RESULTATS :

D'après le résultat obtenu avec la méthode de Bishop (**Figure VI.4.**), on dira que sans présence de nappe d'eau, le versant est stable, cela est justifié par un coefficient de sécurité  $F_s = 1.79 > 1.5$ .

La longueur de la ligne de rupture qui est peu probable à une valeur  $L_r = 73.91m$ .

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.

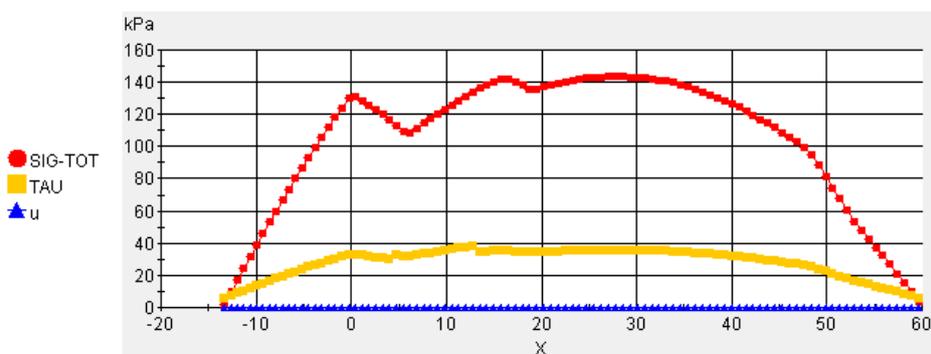


Figure VI.5. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans prise en compte d'une nappe d'eau.

Dans le graphe ci-dessus (**Figure VI.5**), les contraintes inertielles ( $u$ ) sont nulles en raison de l'absence de nappe d'eau au dessus de l'enveloppe de rupture.

La contrainte normale (SIG-TOT) augmente puis dégraisse, elle atteint son maximum à la moitié du versant avec la valeur 143.48 KPa à une distance  $X= 27.81$  m.

La contrainte de cisaillement (TAU) augmente pour atteindre un pic à une distance  $X= 12.79$  m avec une valeur de 37.94 KPa et continu ensuite a diminuer.

Ce comportement est du aux caractéristiques des couches de sol.

**Tableau VI.4. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop sans prise en compte du niveau de la nappe d'eau.**

Xo(m)	Yo(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
32.2	102.1	88.13	166714.27	1.9946	1.9946	1.9946
32.2	102.1	88.63	178246	2.0141	2.0141	2.0141
32.2	102.1	87.13	144043.33	1.949	1.949	1.949
32.2	102.1	86.63	133005.79	1.9198	1.9198	1.9198
32.2	102.1	86.13	122212.05	1.8688	1.8688	1.8688
32.2	102.1	85.63	111620.69	1.8519	1.8519	1.8519
32.2	102.1	85.13	101293.25	1.8146	1.8146	1.8146
29.4	66.03	56.1	101293.25	999	999	999
24.2	31.22	37.82	101293.25	999	999	999
27.16	51.01	45.85	101293.25	999	999	999
31.38	79.28	66.72	101293.25	999	999	999
36.87	116.03	99.74	132399.83	1.7907	1.7907	1.7907
36.87	116.03	100.24	145407.51	1.8353	1.8353	1.8353
36.87	116.03	100.74	158448.65	1.8929	1.8929	1.8929
36.87	116.03	101.24	171594.47	1.9489	1.9489	1.9489
36.87	116.03	101.74	184735.35	1.984	1.984	1.984
37.98	123.45	107.24	146763.9	1.8109	1.8109	1.8109
37.98	123.45	107.74	160704.64	1.8477	1.8477	1.8477

Les trois valeurs (F-sol) (F-SURCH) (F-TOT) sont affichées pour les méthodes de calcul de Bishop et Fellenius, pour la méthode des perturbations, seul F-TOTAL est affiché.

**F-SOL** : coefficient de sécurité obtenu sans prendre en compte ni les renforcements ni les surcharges.

**F-SURCH** : Coefficient de sécurité obtenu avec prise en compte des surcharges mais sans prise en compte des renforcements.

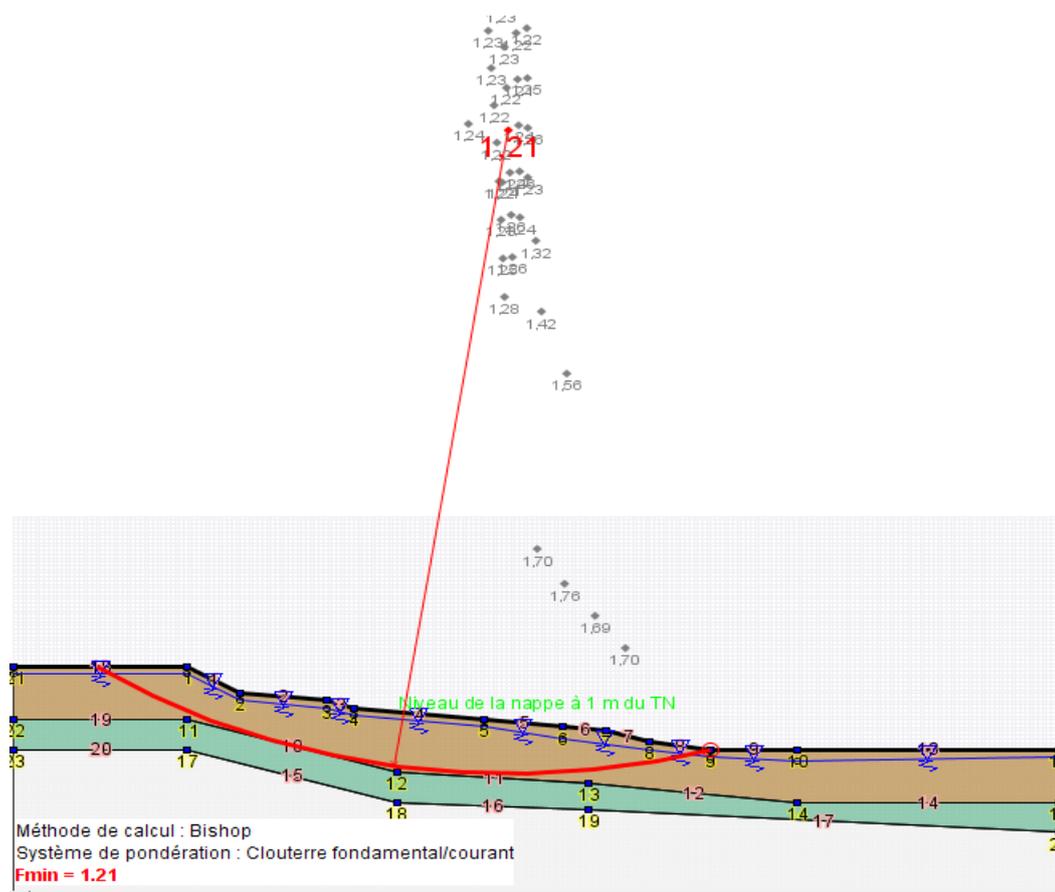
**F-TOT** : Coefficient de sécurité global obtenu avec prise en compte des surcharges et des renforcements.

### VI.5.2.3. CALCUL AVEC VARIATION DU NIVEAU DE LA NAPPE D'EAU :

#### SITUATION 1 : NIVEAU DE LA NAPPE A 1M DE PROFONDEUR:

La nappe d'eau est à 1m de profondeur et ce en prenant pour origine la surface horizontale du terrain naturel.

**Résultat obtenu avec la méthode de Bishop :**



**Figure IV.6. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe d'eau de 1m.**

## INTERPRETATION DES RESULTATS :

La stabilité n'est pas vérifiée pour un niveau de nappe à 1m et cela est justifié par un coefficient de sécurité  $F_s=1.21 < 1.5$ , l'enveloppe de rupture est tangente à la couche d'argile marneuse, et prend une allure élargie, le glissement dans ce cas touchera une superficie très grande et sera catastrophique.

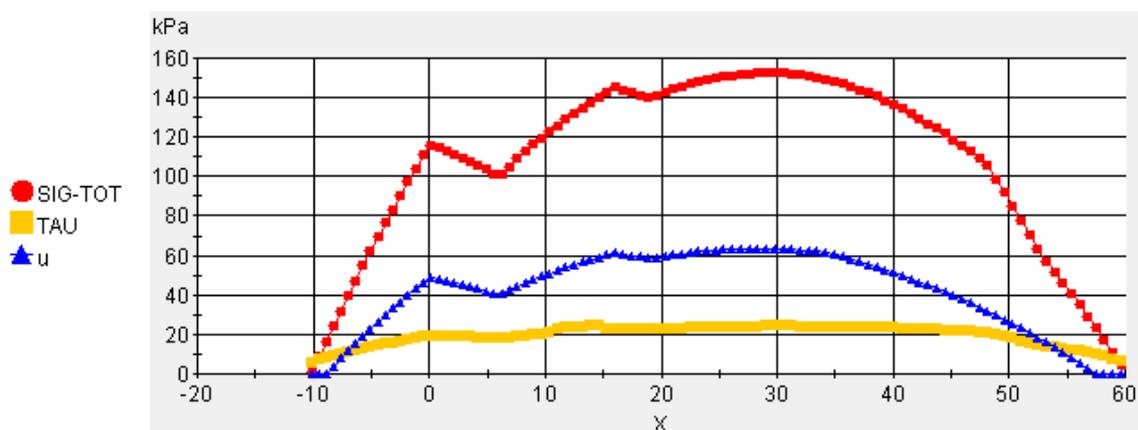
Cela nous amène à réfléchir à un moyen de stabilisation à la fois économique et technique, nous allons étudier dans ce qui suivra l'effet de l'implantation d'un pieu en béton armé au niveau du talus. Nous allons essayer de trouver la position optimale du pieu afin d'assurer la stabilité du talus.

La rupture dans ce cas la sera sûrement due aux fortes surpressions interstitielles, due à la présence d'une nappe d'eau très proche, ces eaux peuvent résulter de la forte pluviométrie, des fontes des neiges. Un sol dont la teneur en eau dépasse un certain seuil a une cohésion entre les grains réduite, voire nulle.

Le risque de glissement sera accentué par la présence de surcharges en amont du glissement, les charges vont contribuer à l'augmentation du moment moteur.

Le glissement est localisé au niveau de la couche de sol remanié et tangente à la couche d'argile marneuse jaunâtre, de ce fait l'enveloppe de rupture est peu profonde.

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.



**Figure VI.7. Diagramme des contraintes normales, cisaillements et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 1m.**

Dans le graphe ci-dessus (Figure VI.7.), les contraintes inertielles u ne sont plus nulles en raison d'un niveau de nappe d'eau de 1m.

Les contraintes interstitielles u augmentent suivant la ligne de rupture pour atteindre un maximum (63.54 KPa) à une distance  $X=28.33$  m pour ensuite diminuer.

Les contraintes normale (SIG-TOT) augmentent puis dégraissent, elles atteignent leur maximum à la moitié du versant (152.56 KPa) à une distance  $X= 29.06$  m.

Les contraintes de cisaillement (TAU) augmentent pour atteindre un pic à une distance  $X= 14.61$ m avec une valeur de 24.55 KPa et continuera ensuite à diminuer.

Ce comportement est du aux caractéristiques des couches de sol.

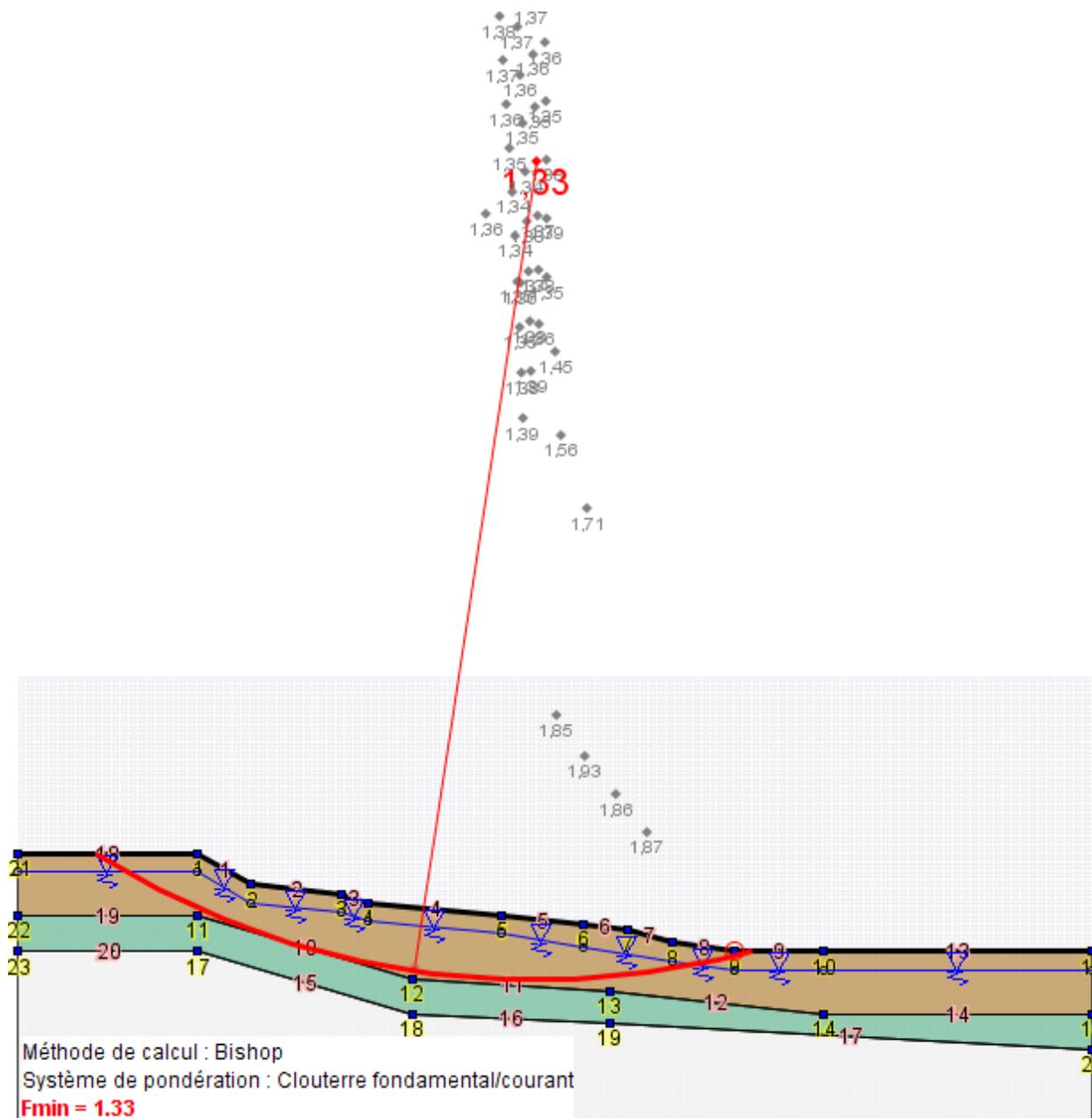
**Tableau VI.5. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 1m.**

Xo(m)	Yo(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
30.09	58.37	49.44	150136.41	999	999	999
35.73	94.49	79.29	112108.7	1.2458	1.2458	1.2458
35.73	94.49	79.79	122435.49	1.2512	1.2512	1.2512
35.73	94.49	80.29	132823.31	1.2518	1.2518	1.2518
35.73	94.49	80.79	143305.13	1.254	1.254	1.254
35.73	94.49	81.29	153840.36	1.2591	1.2591	1.2591
35.73	94.49	78.79	101924.04	1.2221	1.2221	1.2221
36.79	101.26	85.47	112097.4	1.2102	1.2102	1.2102
36.79	101.26	85.97	123212.68	1.2287	1.2287	1.2287
36.79	101.26	86.47	134444.16	1.2539	1.2539	1.2539
36.79	101.26	86.97	145710.26	1.2585	1.2585	1.2585
36.79	101.26	87.47	157026.12	1.2628	1.2628	1.2628
37.85	108.03	92.24	124024.38	1.2103	1.2103	1.2103
37.85	108.03	92.74	136065.37	1.2243	1.2243	1.2243

**SITUATION 2 : NIVEAU DE LA NAPPE A 2M DE PROFONDEUR:**

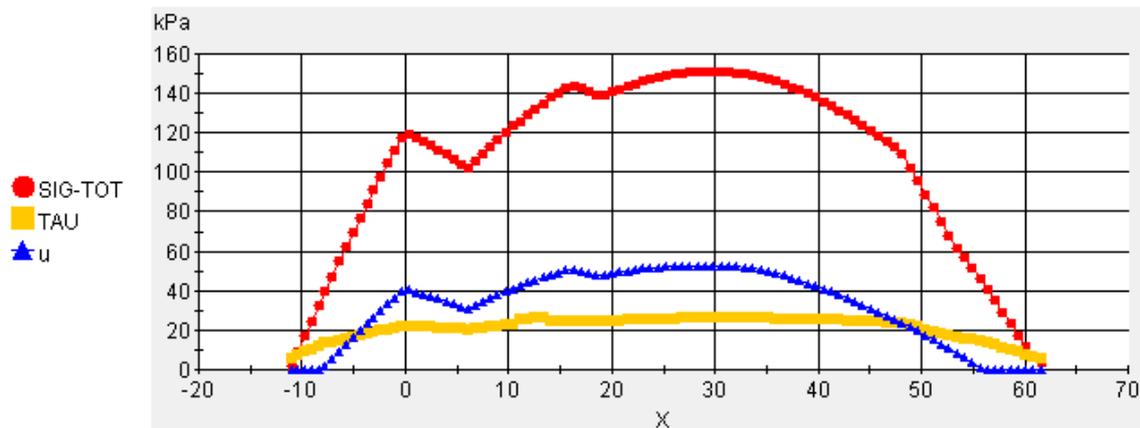
La nappe d'eau est à 2m de profondeur et ce en prenant pour origine la surface horizontale du terrain naturel.

**RESULTAT OBTENU AVEC LA METHODE DE BISHOP :**



**Figure VI.8. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 2m.**

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.



**Figure VI.9 Diagramme des contraintes normales, cisaillements et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 2m.**

Dans le graphe ci-dessus (**Figure VI.9**), les contraintes inertielles (u) ne sont plus nulles en raison de la présence d'une nappe d'eau à 2m de profondeur.

Les contraintes inertielles u augmentent suivant la ligne de rupture pour atteindre un maximum (52.84 KPa) à une distance  $X=28.32$  m pour ensuite diminuer.

Les contrainte normale (SIG-TOT) augmentent puis dégraissent, elles atteignent leur maximum à la moitié du versant (151.13 KPa) à une distance  $X= 29.84$  m.

Les contrainte de cisaillement (TAU) augmentent pour atteindre un pic à une distance  $X= 26.41$  m avec une valeur de 13.34 KPa et continu ensuite a diminuer.

Ce comportement est du aux caractéristiques des couches de sol.

**Tableau VI.6. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 2m.**

Xo(m)	Yo(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
35.73	94.49	78.79	101924.04	1.346	1.346	1.346
36.79	101.26	85.47	112097.4	1.3331	1.3331	1.3331
36.79	101.26	85.97	123212.68	1.3517	1.3517	1.3517
36.79	101.26	86.47	134444.16	1.3765	1.3765	1.3765
36.79	101.26	86.97	145710.26	1.3773	1.3773	1.3773
36.79	101.26	87.47	157026.12	1.3782	1.3782	1.3782
37.85	108.03	92.24	124024.38	1.333	1.333	1.333
37.85	108.03	92.74	136065.37	1.3464	1.3464	1.3464
37.85	108.03	93.24	148142.55	1.3879	1.3879	1.3879
37.85	108.03	93.74	160255.45	1.3896	1.3896	1.3896
38.9	114.81	99.1	137717.84	1.3459	1.3459	1.3459

*INTERPRETATION DES RESULTATS :*

La stabilité n'est pas vérifiée pour un niveau de nappe à 2m et cela est justifié par un coefficient de sécurité  $F_s=1.33 < 1.5$ , l'enveloppe de rupture est tangente à la couche d'argile marneuse, et prend une allure élargie, la ligne de rupture obtenu dans revête presque la même allure que celle calculée pour un niveau de nappe de 1m.

La longueur de la ligne de rupture  $L_r$  vaut 72.62m.

### SITUATION 3: NIVEAU DE LA NAPPE A 3M DE PROFONDEUR :

La nappe d'eau est à 3m de profondeur et ce en prenant pour origine la surface horizontale du terrain naturel.

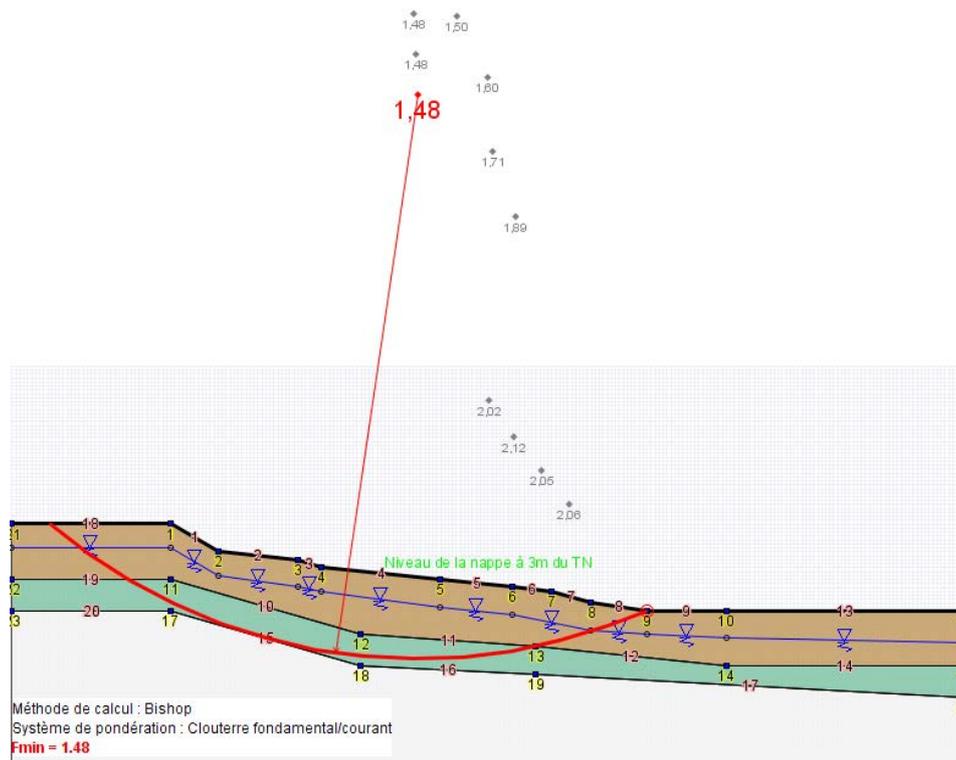


Figure IV.10 Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 3m.

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.

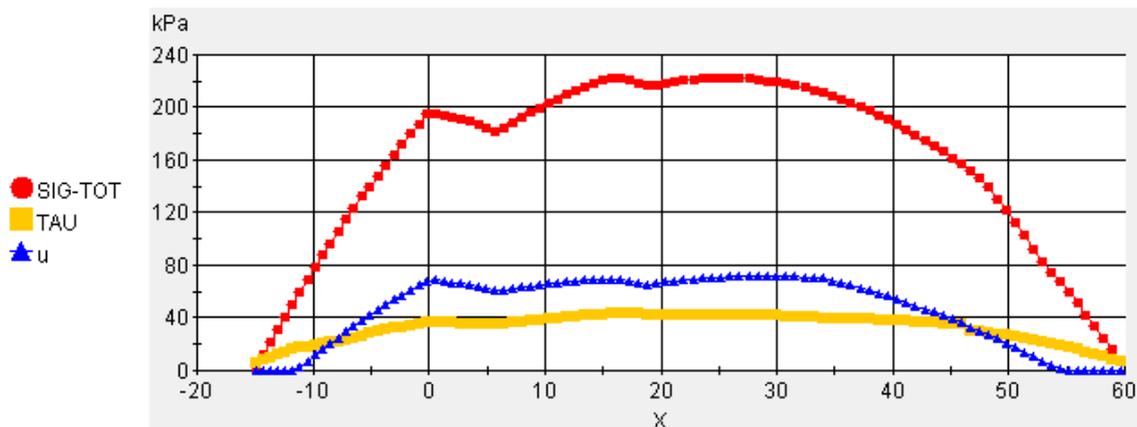


Figure VI.11. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 3m.

Dans le graphe ci-dessus (Figure VI.11.), les contraintes inertielles (u) ne sont plus nulles en raison de la présence d'une nappe d'eau à 3m de profondeur.

Les contraintes inertielles  $u$  augmentent suivant la ligne de rupture pour atteindre un maximum (72.06 KPa) à une distance  $X=28.39$  m pour ensuite diminuer.

Les contraintes normale (SIG-TOT) augmentent puis dégressent, elles atteignent leur maximum à la moitié du versant (222.71 KPa) à une distance  $X= 15.69$  m.

Les contraintes de cisaillement (TAU) augmentent pour atteindre un pic à  $X= 16.48$  m avec une valeur de 43.13 KPa et continuent ensuite à diminuer.

Ce comportement est du aux caractéristiques des couches de sol.

**Tableau VI.7. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour un niveau de la nappe d'eau à 3m.**

Xo(m)	Yo(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
37.98	123.45	108.24	174781.16	1.5271	1.5271	1.5271
37.98	123.45	108.74	188862.47	1.5431	1.5431	1.5431
28.47	66.05	56.63	188862.47	999	999	999
23.47	31.84	38.72	188862.47	999	999	999
26.64	53.48	47.98	188862.47	999	999	999
31.16	84.39	71.47	139529.69	1.4801	1.4801	1.4801
31.16	84.39	71.97	139529.69	999	999	999
37.03	124.58	108.04	143170.5	1.5192	1.5192	1.5192
37.03	124.58	108.54	157228.63	1.5153	1.5153	1.5153
37.03	124.58	109.04	171393.91	1.5102	1.5102	1.5102
37.03	124.58	109.54	185549.32	1.5385	1.5385	1.5385
37.03	124.58	110.04	199834.03	1.5425	1.5425	1.5425

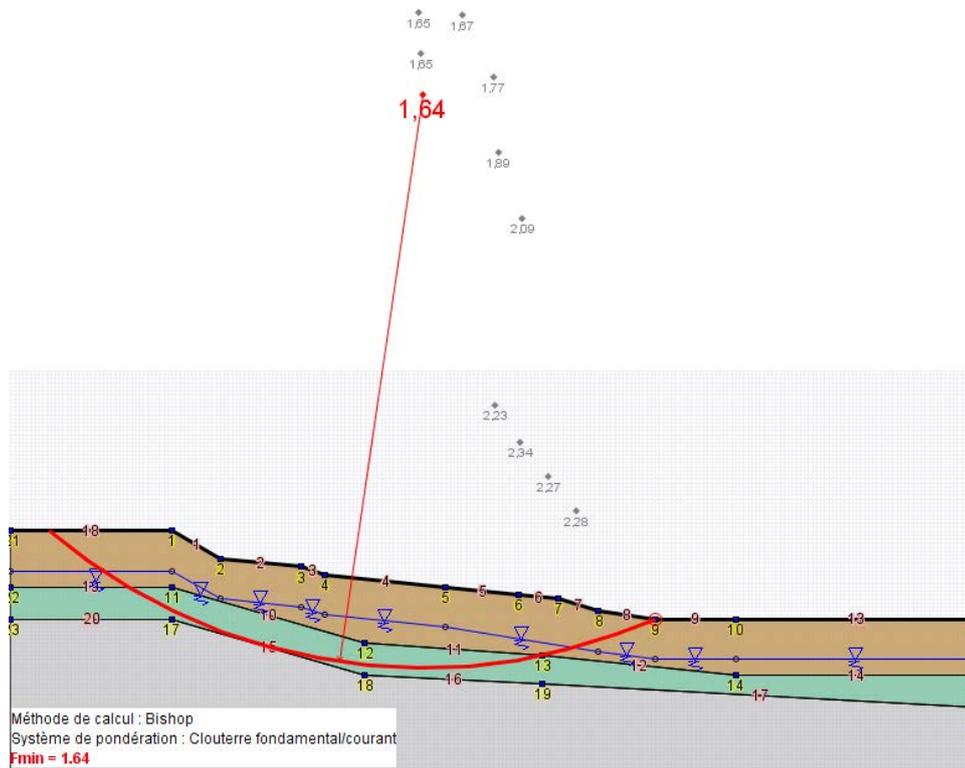
#### INTERPRETATION DES RESULTATS :

La stabilité n'est pas vérifiée pour un niveau de nappe à 3m et cela est justifié par un coefficient de sécurité  $F_s=1.48 < 1.5$ , l'enveloppe de rupture est tangente au substratum, et prend une allure élargie. la ligne de rupture obtenu dans ce cas revête presque la même allure que celle calculée pour un niveau de nappe de 1m et 2m.

La longueur de la ligne de rupture  $L_r=74.51$ m

#### SITUATION 4: NIVEAU DE LA NAPPE A 5M DE PROFONDEUR :

La nappe d'eau est à 5m de profondeur et ce en prenant pour origine la surface horizontale du terrain naturel.



**Figure IV.12. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop pour un niveau de nappe de 5 m.**

#### INTERPRETATION DES RESULTATS :

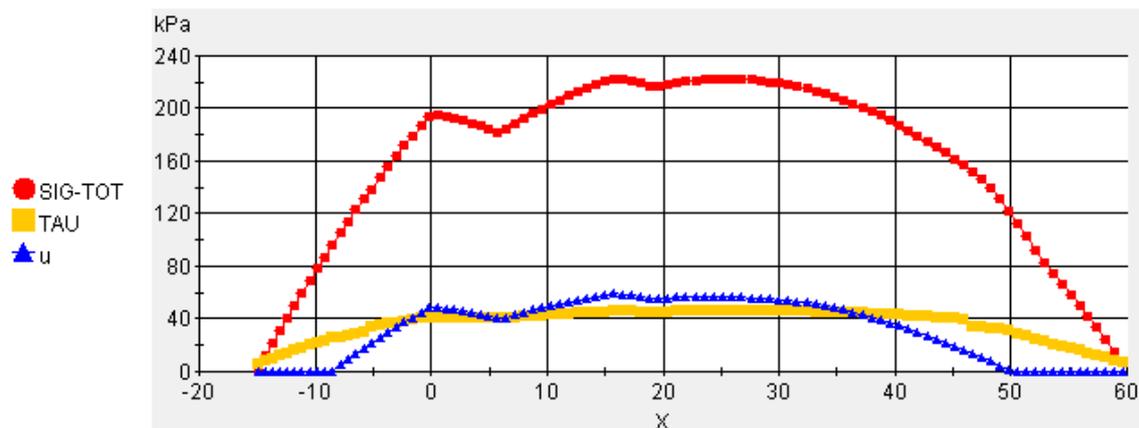
La stabilité est vérifiée pour un niveau de nappe de 5m et cela est justifié par un coefficient de sécurité  $F_s=1.64 > 1.5$ , l'enveloppe de rupture est tangente au substratum, et prend une allure élargie. la ligne de rupture obtenu dans ce cas revête presque la même allure que celle calculée pour un niveau de nappe de 1m et 2m.

( $F_s=1.64 > 1.5$ ) pour cette situation, l'enveloppe de rupture est tangente au substratum.

Le glissement touche la couche de sol remanié et d'argile marneuse jaunâtre, et la ligne de rupture est circulaire.

La longueur de la ligne de rupture  $L_r=74.51m$  c'est exactement la même valeur que pour un niveau de nappe plus bas de 1m

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.



**Figure VI.13. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, sans renforcement avec un niveau de nappe de 5m.**

Dans le graphe ci-dessus (**Figure VI.13**) les contraintes inertielles (u) ne sont plus nulles en raison de la présence d'une nappe d'eau à 5m de profondeur.

Les contraintes inertielles u augmentent suivant la ligne de rupture pour atteindre un maximum (59.1 KPa) à  $X=15.69$  pour ensuite diminuer.

Les contraintes normale (SIG-TOT) augmentent puis dégressent, elles atteignent leurs maximum à la moitié du versant (222.98 KPa) à une distance  $X= 15.69$  m.

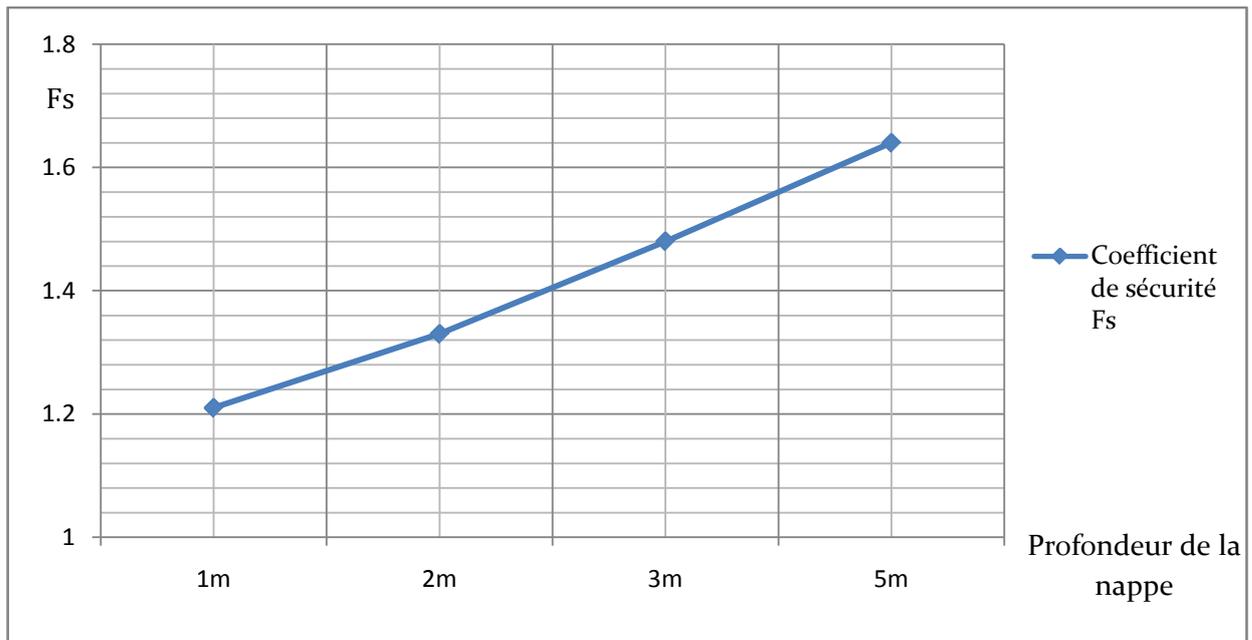
La contrainte de cisaillement (TAU) augmentent pour atteindre un pic à une distance  $X= 25.99$  m avec une valeur de 46.15 KPa et continuent ensuite à diminuer.

Ce comportement est dû aux caractéristiques des couches de sol.

**Tableau VI.8. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 4.**

Xo(m)	Yo(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH
32.2	102.1	85.13	101293.25	1.8146	1.8146
29.4	66.03	56.1	101293.25	999	999
24.2	31.22	37.82	101293.25	999	999
27.16	51.01	45.85	101293.25	999	999
31.38	79.28	66.72	101293.25	999	999
36.87	116.03	99.74	132399.83	1.7907	1.7907
36.87	116.03	100.24	145407.51	1.8353	1.8353
36.87	116.03	100.74	158448.65	1.8906	1.8906
36.87	116.03	101.24	171594.47	1.9371	1.9371
36.87	116.03	101.74	184735.35	1.9504	1.9504
37.98	123.45	107.24	146763.9	1.8109	1.8109
37.98	123.45	107.74	160704.64	1.8477	1.8477

VI.5.2.4. INFLUENCE DE LA VARIATION DU NIVEAU DE LA NAPPE D'EAU SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE :



**Figure VI.14. Diagramme d'évolution du coefficient de sécurité  $F_s$  en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.**

D'après le graphe donnant le coefficient de sécurité  $F_s$  en fonction de la variation du niveau de la nappe, on constate que lorsque le son niveau baisse, le coefficient de sécurité augmente jusqu'à la valeur 1.64 assurant la stabilité du versant. (Figure VI.14)

Plus la nappe d'eau remonte, plus le versant sera assujetti à un éventuel danger de glissement, l'eau est un facteur clé lors du glissement, cela en bouleversant l'équilibre des contraintes qui règnent dans le sol, les surpressions interstitielles créées lors de la remontée de la nappe contribuent à désentrelacer les grains du sol et modifient ainsi sa cohésion, cela a pour conséquence directe la perte des caractéristiques mécaniques des couches de sol, s'entrouvrant ainsi plus vulnérable vis-à-vis du glissement.

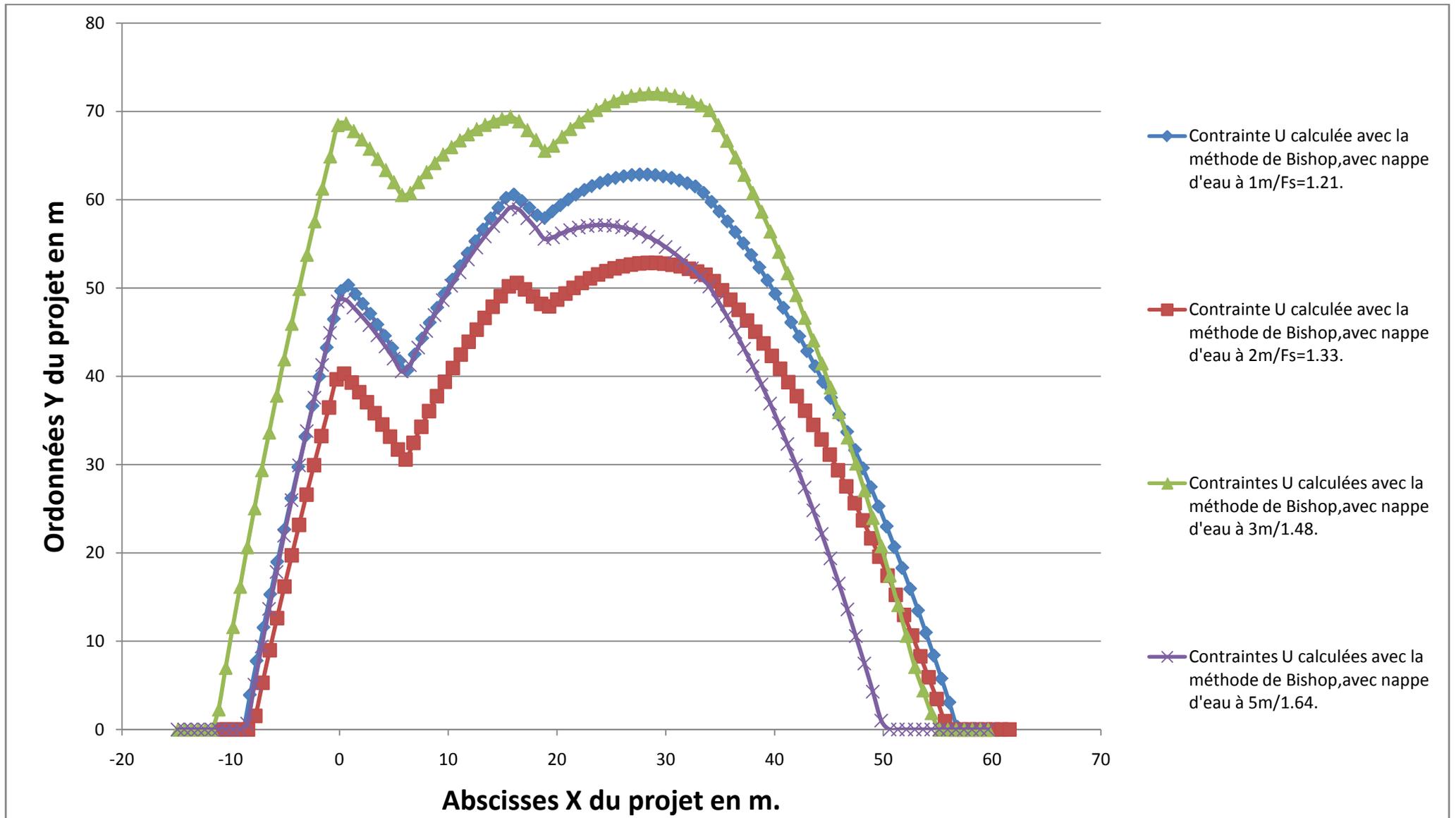


Figure VI.15. Diagramme des contraintes Interstitielles U en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.

INTERPRETATION DU DIAGRAMMES DES CONTRAINTES INTERSTITIELLES U SUR LA FIGURE VI.15 :

Les contraintes interstitielles U suivent des allures différentes en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau, la courbe qui enregistre un pic maximum d'une valeur de 72.06 Kpa à une distance  $X=28.39$  m est celle qui correspond à un niveau de nappe de 1m et un  $F_s$  d'une valeur de 1.48, la courbe qui vient en deuxième position est celle qui correspond à un niveau de nappe de 1m, cela s'explique directement par la baisse de son niveau, la troisième est la courbe qui correspond à un niveau nappe de 5m avec un  $F_s$  d'une valeur de 1.64 , la valeur la plus basse de la contrainte interstitielle U est attribuée à la courbe qui correspond à un niveau de nappe de 2m avec un  $F_s$  d'une valeur de 1.33.

On peut conclure ici que la valeur de la pression interstitielle à une relation avec la profondeur de l'enveloppe de rupture, plus l'enveloppe de rupture est profonde plus la hauteur d'eau qu'il ya au dessus de la ligne de rupture est grande, occasionnant ainsi une pression interstitielle importante

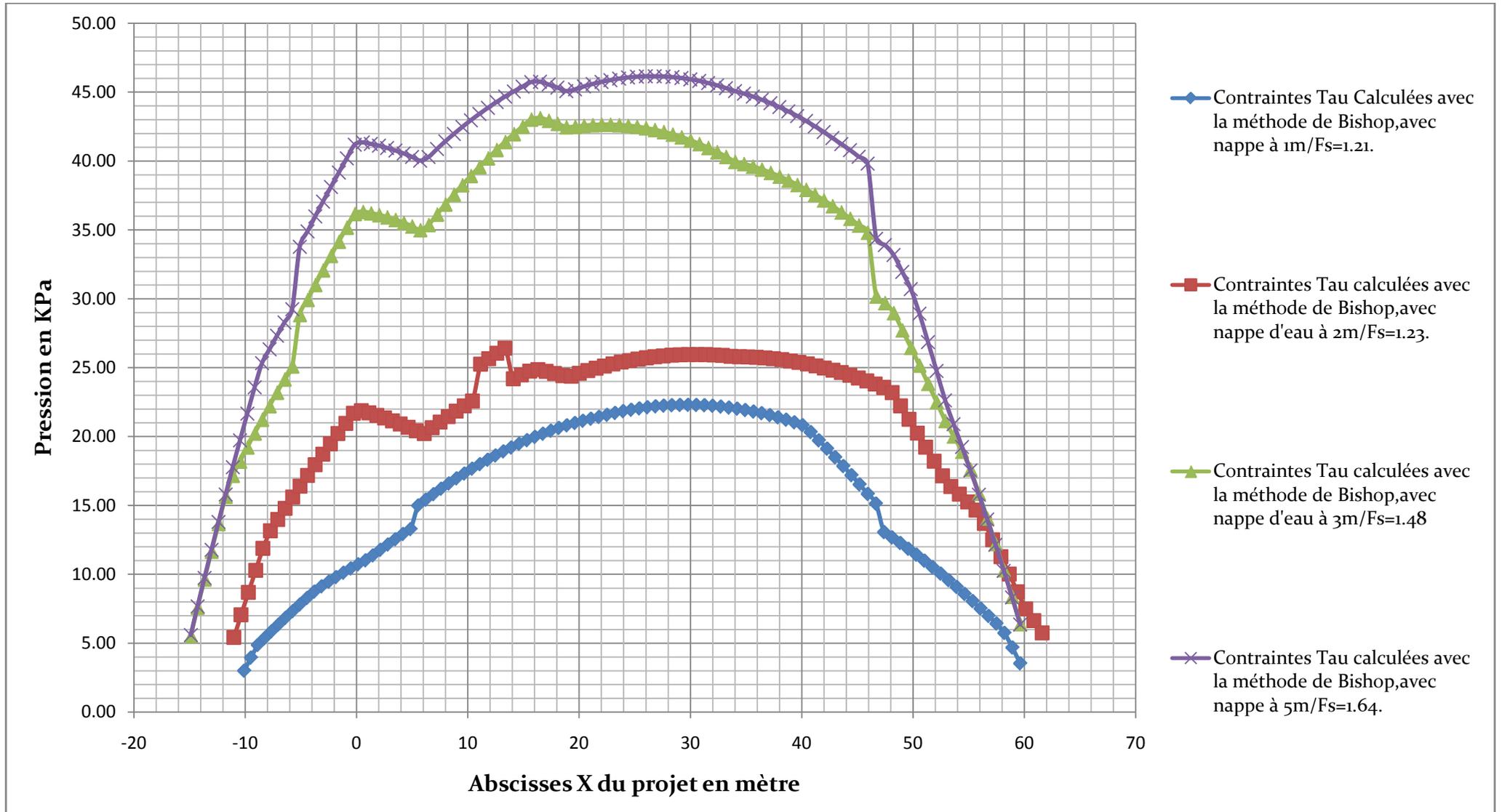


Figure VI.16. Diagramme des contraintes de cisaillements Tau en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau.

*INTERPRETATION DU DIAGRAMMES DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TAU SUR LA FIGURE I.16:*

Les contraintes de cisaillement Tau suivent des allures différentes en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau, on remarque que plus le niveau de la nappe baisse plus l'allure des courbes de cisaillement augmentent, on dira qu'il y'a une relation inversement proportionnelle entre les contraintes de cisaillement Tau et la variation du niveau de la nappe d'eau.

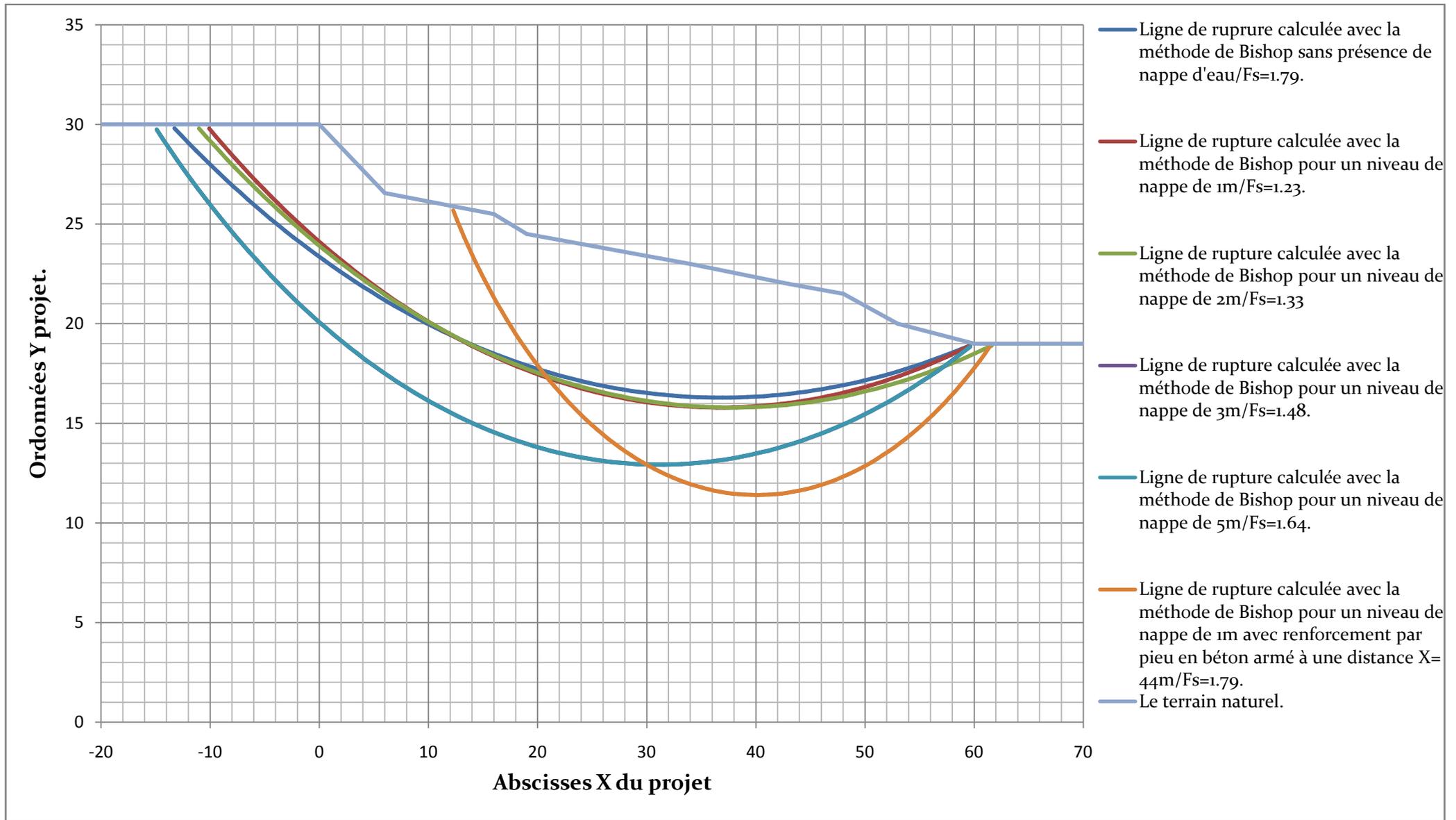


Figure VI.17. Lignes de rupture obtenue avec la méthode de Bishop en variant le niveau de la nappe d'eau (Sans renforcement).

INTERPRETATION DU DIAGRAMME DES LIGNES DE RUPTURES SUR LA FIGURE VI.17 :

L'allure des lignes de rupture est circulaire, avec une longueur de glissement moyenne de 72 m, la ligne de rupture obtenue sans présence de nappe d'eau semble la plus profonde, avec une probabilité d'occurrence très faible vu que son coefficient de sécurité est supérieur à 1.5. On remarque que les trois courbes obtenues avec la variation du niveau de la nappe de 1 à 3m se superposent et se caractérisent par des coefficients de sécurité  $F_s$  respectifs 1.23, 1.33, 1.48, tous inférieurs à 1.5, ces trois lignes de rupture sont les allures de glissement les plus probables.

En comparant la ligne de rupture obtenue pour un niveau de nappe d'eau de 1 m sans renforcement à la ligne de rupture obtenue avec l'implantation d'un pieu à une distance  $X= 44\text{m}$ , on remarque que la longueur de glissement de la ligne de rupture obtenue avec l'implantation d'un pieu est deux fois moins importante, avec un coefficient de sécurité supérieur à 1.5 ( $F_s=1.7$ ).

VI.5.2.5. CALCUL AVEC PRISE EN COMPTE D'UN RENFORCEMENT PAR UN PIEU EN BETON ARME :

PROPRIETES DES PIEUX :

Les propriétés des pieux sont résumées dans le tableau IV.2 :

**Tableau IV.2 : Propriétés des pieux à planter**

Paramètre	Désignation	
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité axial	E.A	$2.52 \cdot 10^7$ KN
Rigidité de flexion	E.I	$1.57 \cdot 10^6$ KN.m <sup>2</sup>
Epaisseur équivalente	d	1 m
Longueur du pieu	L	10 m

A : Surface du pieu.

E : Module d'élasticité du béton armé.

I : Inertie transversale.

EI : Rigidité transversale

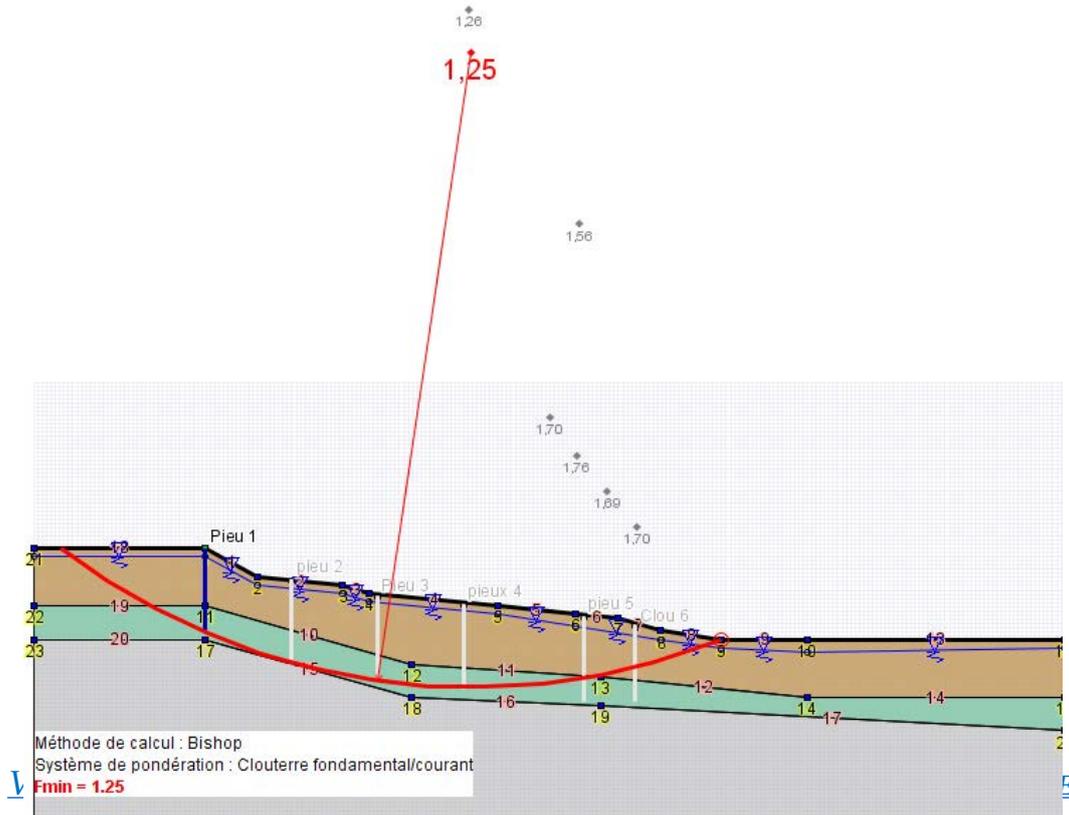
EA : Rigidité axiale.

VI.5.2.6. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE AVEC PRISE EN COMPTE DU PIEU EN BETON ARME:

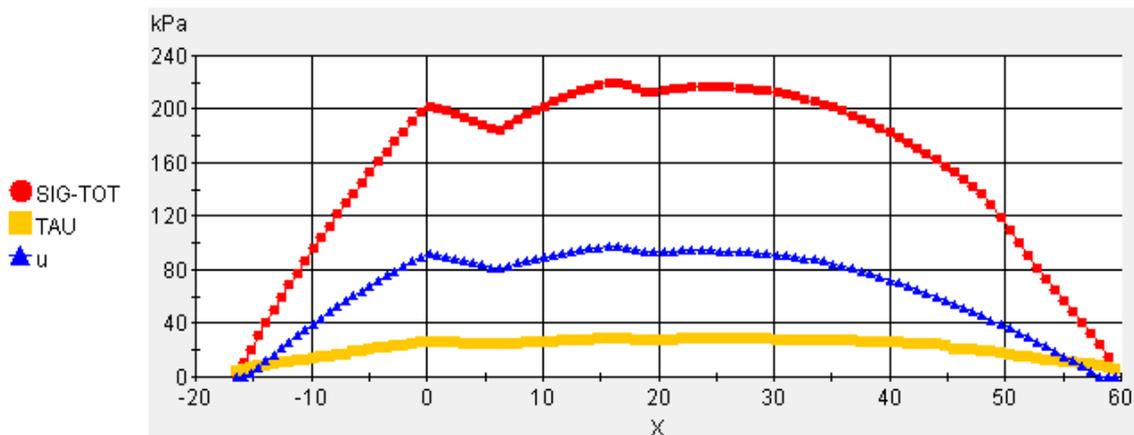
**SITUATION 1:**

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à X= 0m

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :



**Figure VI.18. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à X=0 m et un niveau de nappe de 1m.**



**Figure VI.19. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à X=0m.**

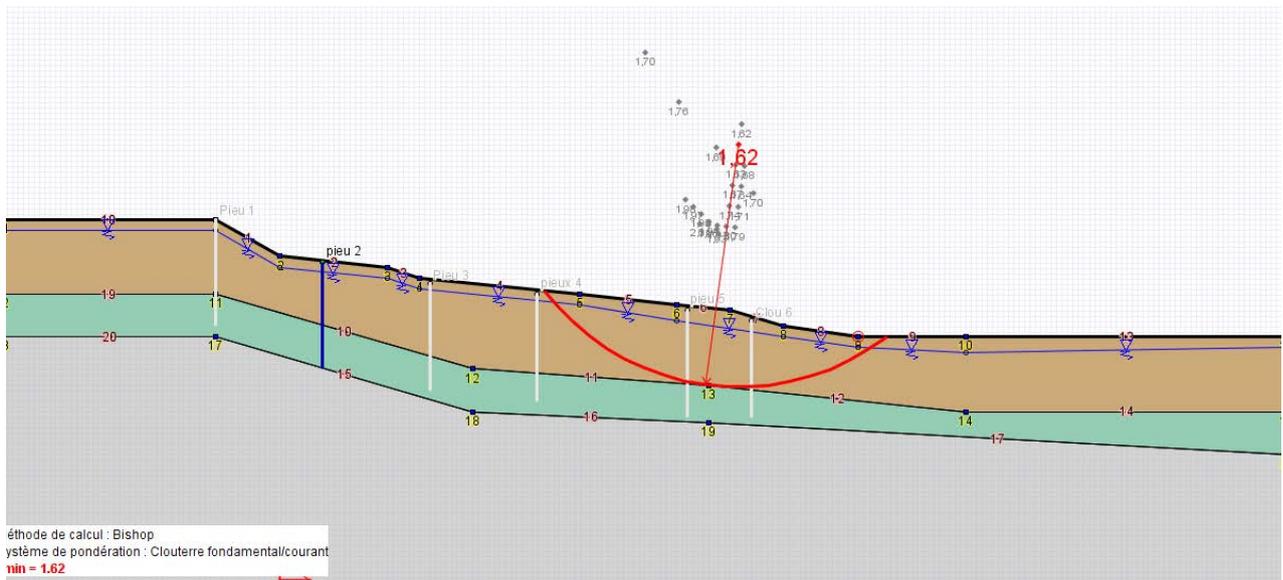
**Tableau VI.9. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 1.**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
37.03	124.58	110.04	199834.03	1.2884	1.2884	NaN
38.22	132.69	116.26	158951.58	1.2526	1.2526	NaN
38.22	132.69	116.76	174110.49	1.257	1.257	NaN
38.22	132.69	117.26	189303.67	1.262	1.262	NaN
38.22	132.69	117.76	204590.13	1.2963	1.2963	NaN
27.55	66.06	57.16	204590.13	999	999	999
22.74	32.47	39.62	204590.13	999	999	999
26.1	55.96	50.15	204590.13	999	999	999
30.91	89.52	76.28	149111.79	1.2546	1.2546	1.2546
30.91	89.52	76.78	149111.79	999	999	999
37.15	133.14	116.4	154272.86	1.2574	1.2574	NaN
37.15	133.14	116.9	169467.9	1.2569	1.2569	NaN
37.15	133.14	117.4	184644.81	1.2597	1.2597	NaN

**SITUATION 2:**

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à X= 10m.

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :



**Figure VI.20. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à X=10 m et un niveau de nappe de 1m.**

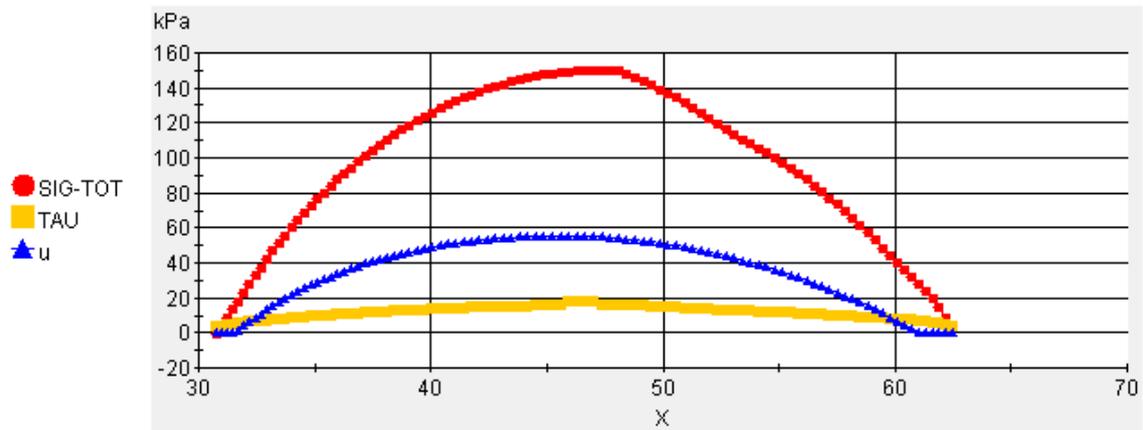


Figure VI.21. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à X=10m.

Tableau VI.10. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 2.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
48.24	33.21	18.94	7664.6461	1.6715	1.6715	1.6715
48.24	33.21	19.44	8620.0937	1.713	1.713	1.713
48.24	33.21	19.94	9614.5858	1.7412	1.7412	1.7412
48.24	33.21	20.44	10648.984	1.7667	1.7667	1.7667
48.53	35.13	20.79	8797.9067	1.6262	1.6262	1.6262
48.53	35.13	21.29	9863.1605	1.6826	1.6826	1.6826
48.53	35.13	21.79	10969.911	1.7121	1.7121	1.7121
48.82	37.04	22.72	10125.605	1.6153	1.6153	1.6153
48.82	37.04	23.22	11309.483	1.6704	1.6704	1.6704
49.11	38.96	24.73	11666.713	1.6242	1.6242	1.6242
46.83	29.46	16.81	7688.4489	1.9094	1.9094	1.9094
46.83	29.46	17.31	8556.5726	1.9234	1.9234	1.9234
46.83	29.46	17.81	9461.3066	1.9405	1.9405	1.9405
46.83	29.46	18.31	10403.905	1.961	1.961	1.961

### SITUATION 3:

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à  $X=20\text{m}$ .

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :

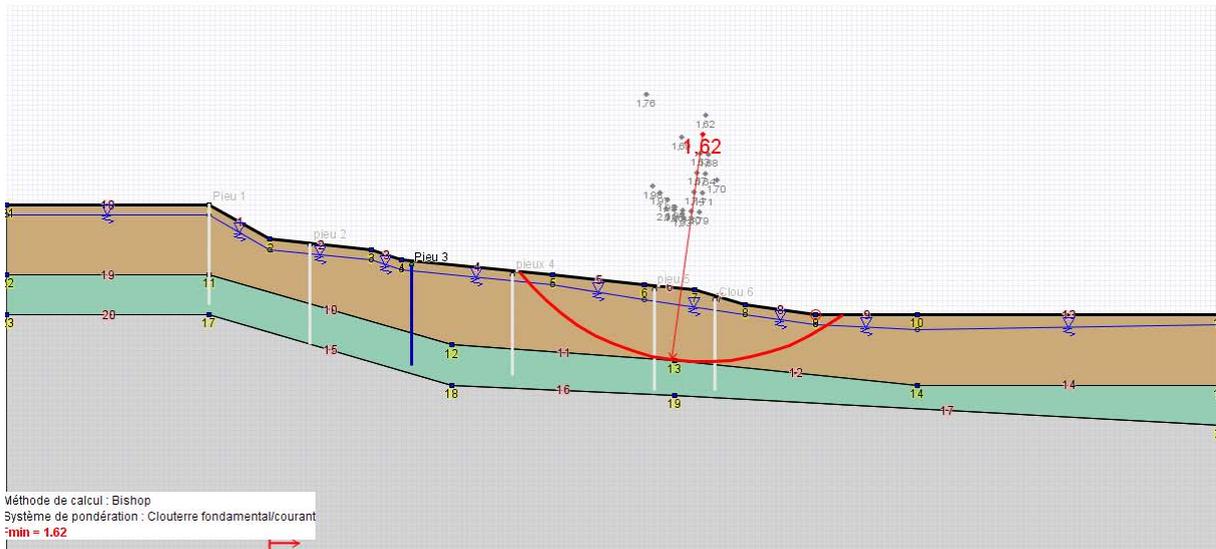


Figure VI.22. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à  $X=20\text{ m}$  et un niveau de nappe de 1m.

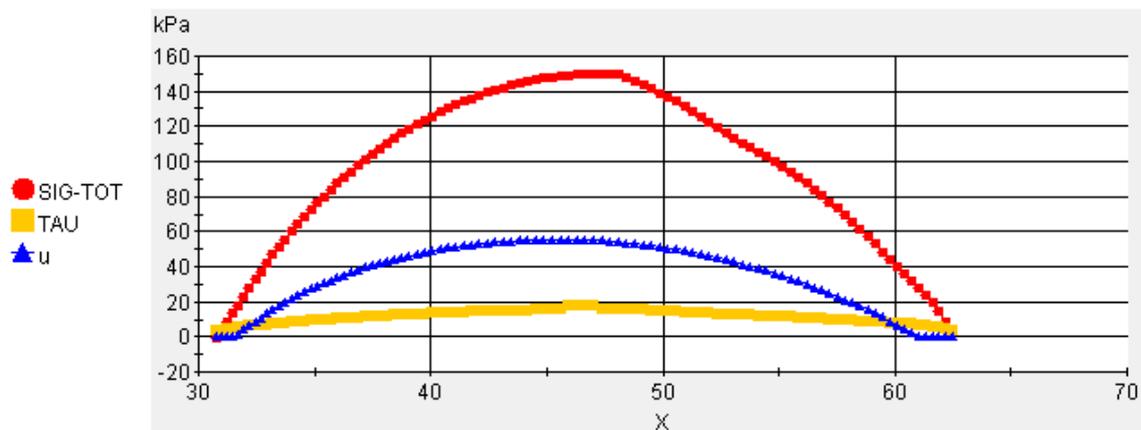


Figure VI.23. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à  $X=20\text{m}$ .

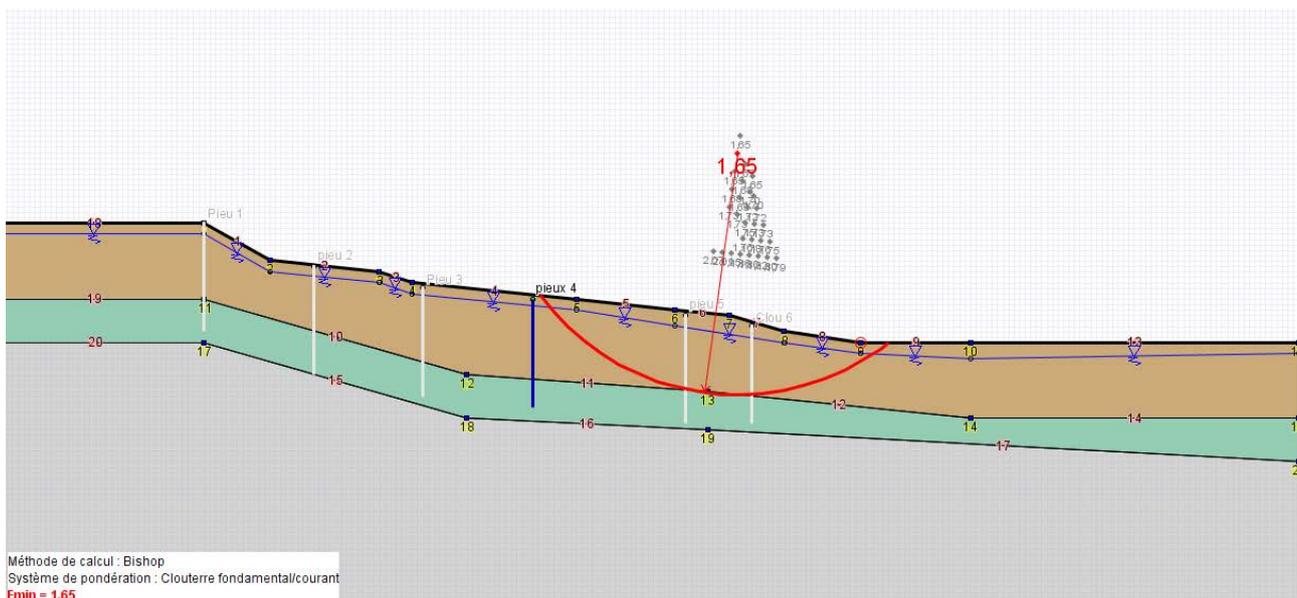
**Tableau VI.11. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 3.**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
47.95	31.29	19.21	10352.874	1.8383	1.8383	1.8383
48.24	33.21	18.94	7664.6461	1.6715	1.6715	1.6715
48.24	33.21	19.44	8620.0937	1.713	1.713	1.713
48.24	33.21	19.94	9614.5858	1.7412	1.7412	1.7412
48.24	33.21	20.44	10648.984	1.7667	1.7667	1.7667
48.53	35.13	20.79	8797.9067	1.6262	1.6262	1.6262
48.53	35.13	21.29	9863.1605	1.6826	1.6826	1.6826
48.53	35.13	21.79	10969.911	1.7121	1.7121	1.7121
48.82	37.04	22.72	10125.605	1.6153	1.6153	1.6153
48.82	37.04	23.22	11309.483	1.6704	1.6704	1.6704
49.11	38.96	24.73	11666.713	1.6242	1.6242	1.6242
46.83	29.46	16.81	7688.4489	1.9094	1.9094	1.9094
46.83	29.46	17.31	8556.5726	1.9234	1.9234	1.9234
46.83	29.46	17.81	9461.3066	1.9405	1.9405	1.9405

**SITUATION 4:**

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à X= 30m.

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :



**Figure VI.24. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à X=30 m et un niveau de nappe de 1m.**

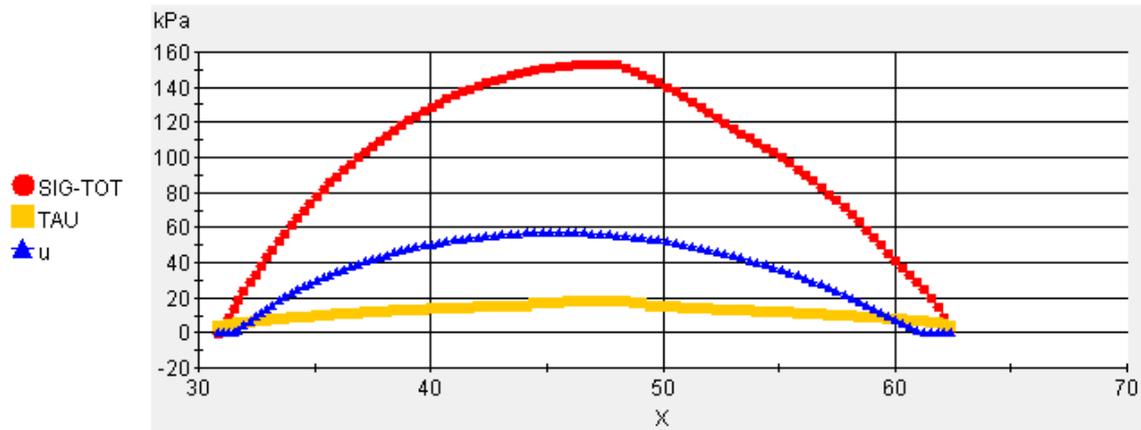


Figure VI.25. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à X=30m.

Tableau VI.12. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 4.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
47.98	31.48	19.32	10380.266	1.8315	1.8315	1.8315
48.22	33.12	18.88	7659.732	1.6783	1.6783	1.6783
48.22	33.12	19.38	8612.1771	1.7148	1.7148	1.7148
48.22	33.12	19.88	9603.559	1.7433	1.7433	1.7433
48.22	33.12	20.38	10634.772	1.7689	1.7689	1.7689
48.47	34.76	20.52	8763.5558	1.6511	1.6511	1.6511
48.47	34.76	21.02	9815.0035	1.6922	1.6922	1.6922
48.47	34.76	21.52	10907.721	1.7221	1.7221	1.7221
48.72	36.41	22.24	10037.298	1.6453	1.6453	1.6453
48.72	36.41	22.74	11194.887	1.6829	1.6829	1.6829
48.97	38.05	24.01	11495.429	1.6475	1.6475	1.6475
46.53	27.39	15.87	7634.9346	2.0681	2.0681	2.0681
46.53	27.39	16.37	8454.8031	2.0827	2.0827	2.0827
46.53	27.39	16.87	8454.8031	999	999	999
47.24	32.16	18.33	7759.0135	1.7625	1.7625	1.7625
47.24	32.16	18.83	8704.7378	1.7805	1.7805	1.7805

### SITUATION 5:

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à  $X=40\text{m}$ .

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :

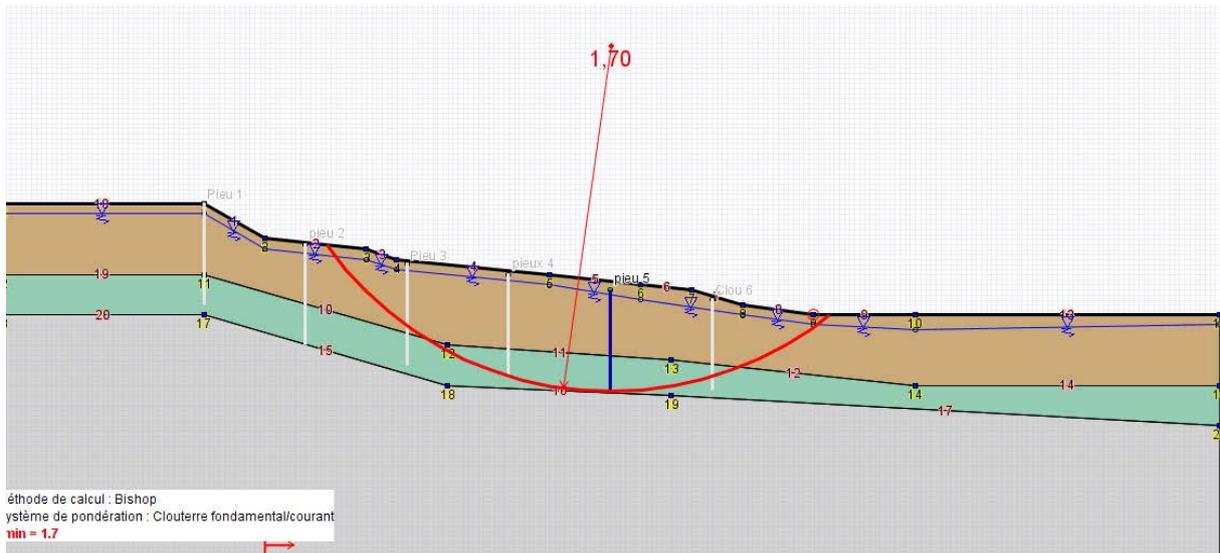


Figure VI.26. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à  $X=40\text{m}$ .

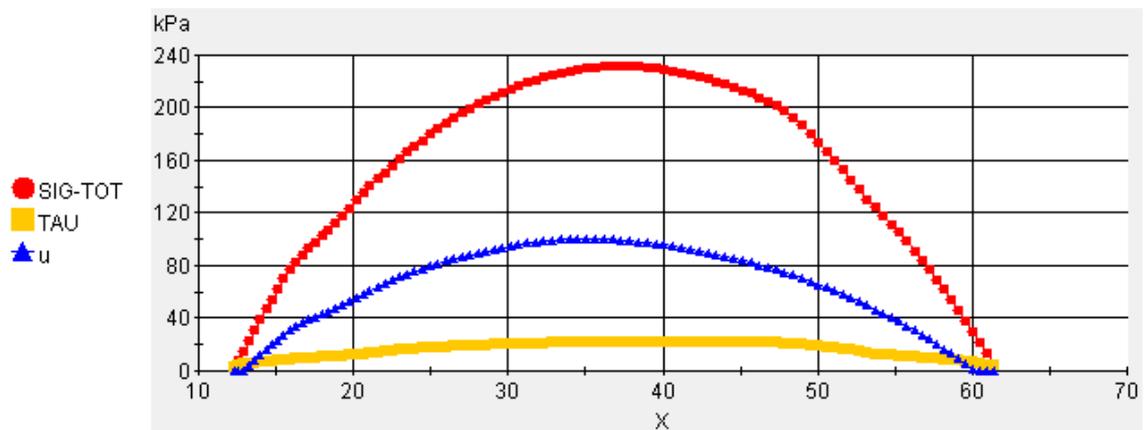


Figure VI.27. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à  $X=40\text{m}$ .

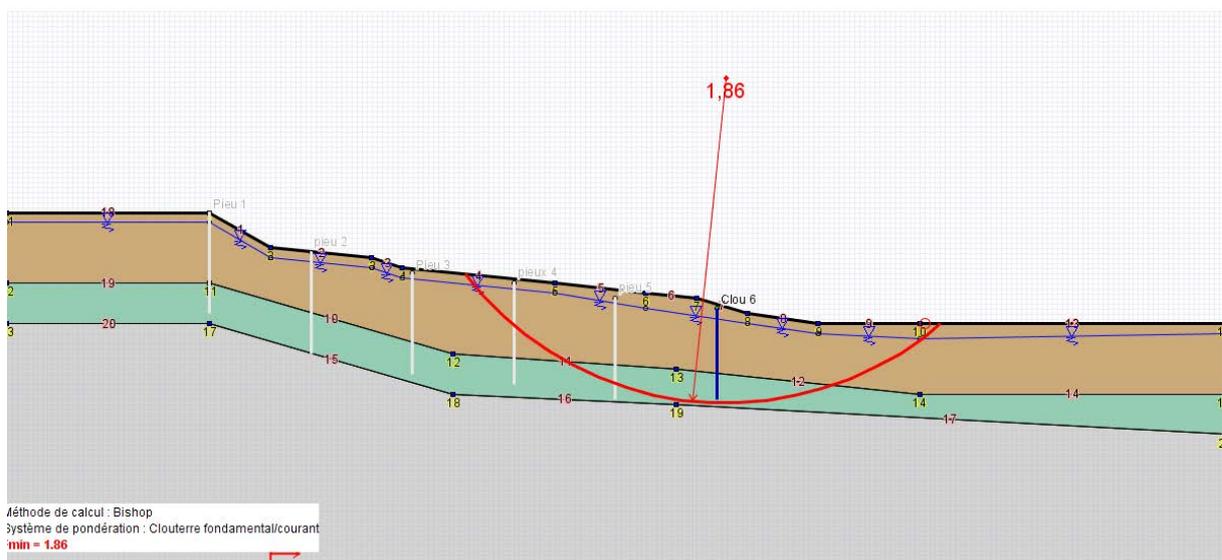
**Tableau VI.13. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 5.**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
43.24	41.04	27.69	16799.412	1.7636	1.7636	NaN
43.24	41.04	28.19	18552.717	1.7663	1.7663	NaN
43.24	41.04	28.69	20360.1	1.7702	1.7702	NaN
43.24	41.04	29.19	22221.471	1.7802	1.7802	NaN
43.24	41.04	29.69	24153.723	1.7919	1.7919	NaN
43.24	41.04	27.19	15115.514	1.7601	1.7601	NaN
43.24	41.04	26.69	13516.927	1.7574	1.7574	NaN
40.1	45.67	33.27	27667.789	1.7151	1.7151	NaN
40.1	45.67	33.77	30362.138	1.7042	1.7042	NaN
40.1	45.67	34.27	33127.286	1.7036	1.7036	1.7036
40.1	45.67	34.77	33127.286	999	999	999
43.49	68.95	54.6	45832.584	1.5588	1.5588	NaN

**SITUATION 6:**

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à X= 50m.

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :



**Figure VI.28. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé à X=50 m et un niveau de nappe de 1m.**

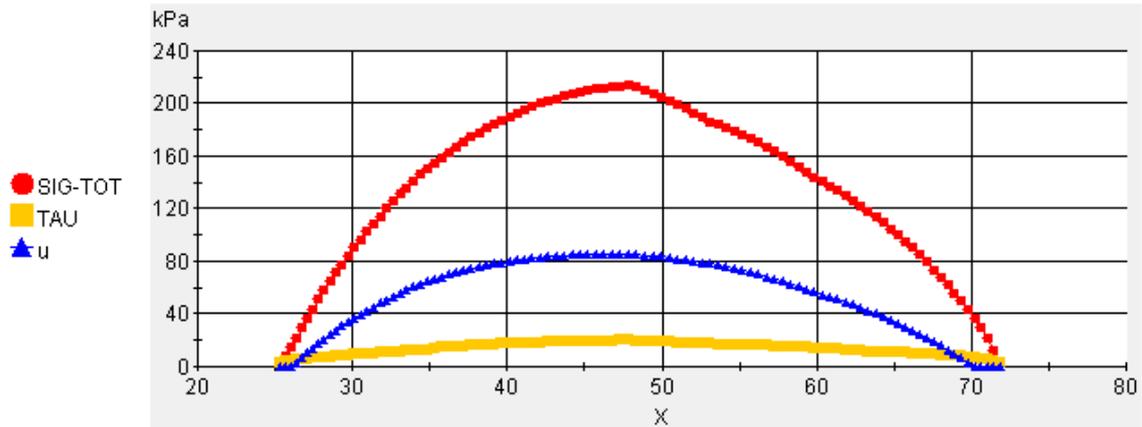


Figure VI.29. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec un niveau de nappe de 1m, et un pieu à X=50m.

Tableau VI.14. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 6.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
58.77	33.61	20.73	6748.4191	2.3487	2.3487	NaN
54.86	38.48	24.98	10791.018	1.8558	1.8558	NaN
54.86	38.48	25.48	11948.667	1.9046	1.9046	NaN
54.86	38.48	25.98	13152.451	1.9455	1.9455	NaN
54.86	38.48	26.48	14402.285	1.9807	1.9807	NaN
54.86	38.48	26.98	15695.411	2.0152	2.0152	NaN
50.92	43.32	31.22	21181.45	1.7967	1.7967	NaN
50.92	43.32	31.72	22955.838	1.8256	1.8256	NaN
50.92	43.32	32.22	24783.984	1.8558	1.8558	1.8558
50.92	43.32	32.72	24783.984	999	999	999
53.29	65.26	51.36	32157.858	1.8246	1.8246	NaN
47.11	48.28	37.48	32157.858	999	999	999

### SITUATION 7:

Le niveau de la nappe d'eau est à 1m de profondeur, et le pieu est implanté à  $X= 44\text{m}$

La ligne de rupture et le coefficient de sécurité calculé :

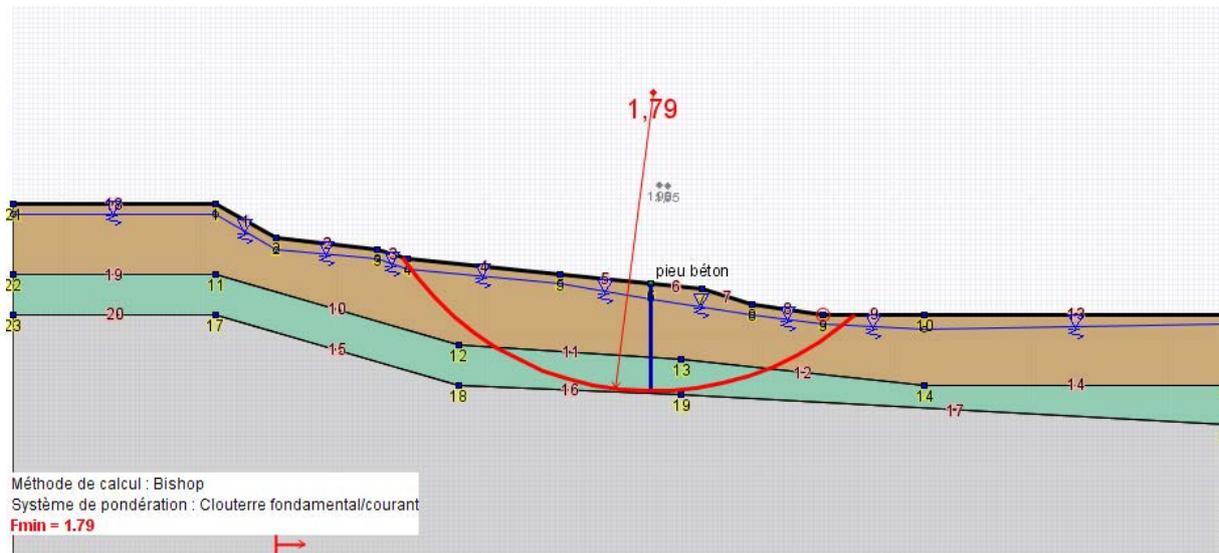


Figure VI.30. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte d'un pieu en béton armé et un niveau de nappe de 1m.

Les valeurs des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X.

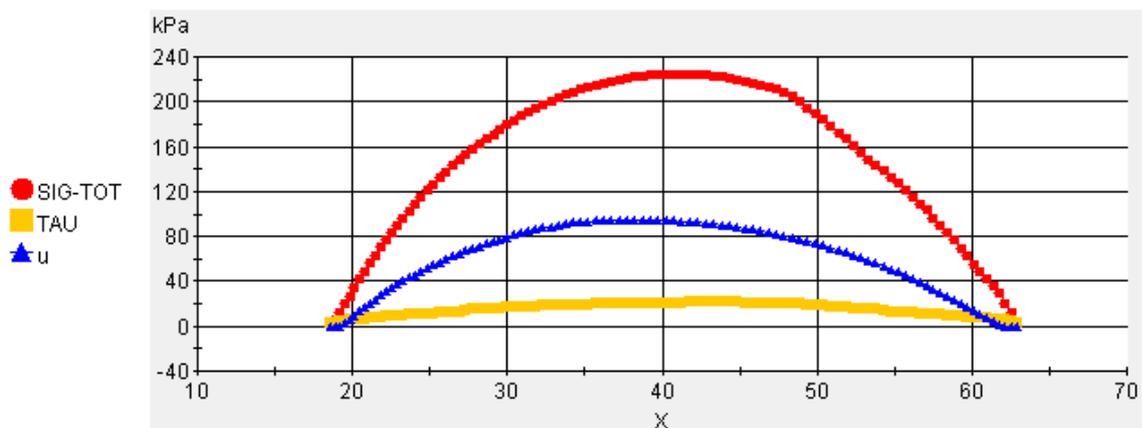


Figure VI.31. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec renforcement par pieu en béton armé à  $X=44\text{m}$  et un niveau de nappe de 1m.

Dans le graphe ci-dessus (**Figure VI.31**), les contraintes inertielles ( $u$ ) ne sont plus nulles en raison de la présence d'une nappe d'eau à 1m de profondeur.

Les contraintes inertielles  $u$  augmentent suivant la ligne de rupture pour atteindre un maximum (95.14 KPa) à  $X=38.23$  pour ensuite diminuer.

Les contraintes normales (SIG-TOT) augmentent puis dégressent, elles atteignent leurs maximum à la moitié du versant (224.85 KPa) à une distance  $X= 40.76$ .

Les contraintes de cisaillement (TAU) augmentent pour atteindre un pic à une distance  $X= 43.32$  m avec une valeur de 20.98 KPa et continuent ensuite à diminuer.

Ce comportement est du aux caractéristiques des couches de sol.

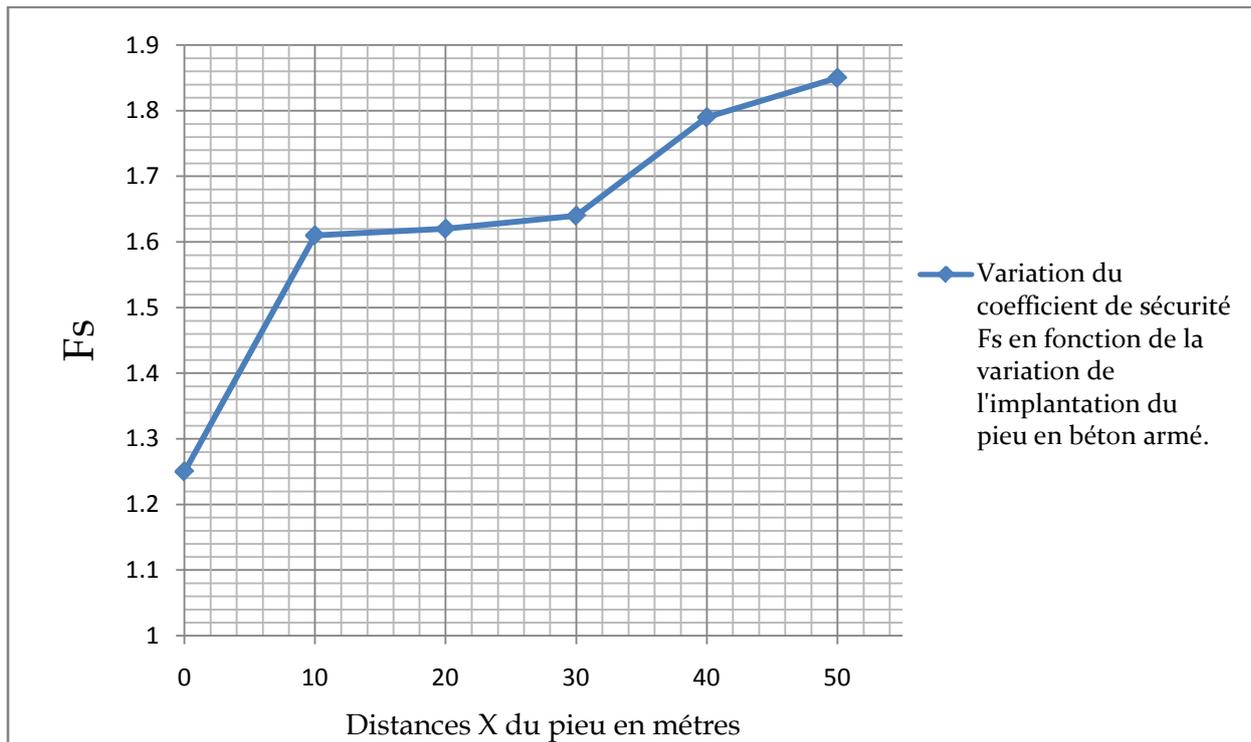
**Tableau VI.15. Résultat de calculs obtenus avec la méthode de Bishop pour la situation 7.**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
50.21	32.49	18.67	7765.5689	1.6954	1.6954	NaN
46.73	36.77	22.68	10697.358	1.6864	1.6864	NaN
46.73	36.77	23.18	11944.216	1.7108	1.7108	NaN
46.73	36.77	23.68	13236.621	1.7301	1.7301	NaN
46.73	36.77	24.18	14574.03	1.7491	1.7491	NaN
43.24	41.04	27.69	16799.412	1.7636	1.7636	NaN
43.24	41.04	28.19	18552.717	1.7663	1.7663	NaN
43.24	41.04	28.69	20360.1	1.7702	1.7702	NaN
43.24	41.04	29.19	22221.471	1.7802	1.7802	NaN
43.24	41.04	29.69	24153.723	1.7919	1.7919	1.7919
43.24	41.04	27.19	15115.514	1.7601	1.7601	NaN

#### INTERPRETATION DES RESULTATS :

Après la mise en place du pieu à une distance  $X=44$ m, on constate qu'il a un effet stabilisant très important sur le talus. Le supplément de force manquant au terrain pour être stable est apporté par la présence du pieu en béton,

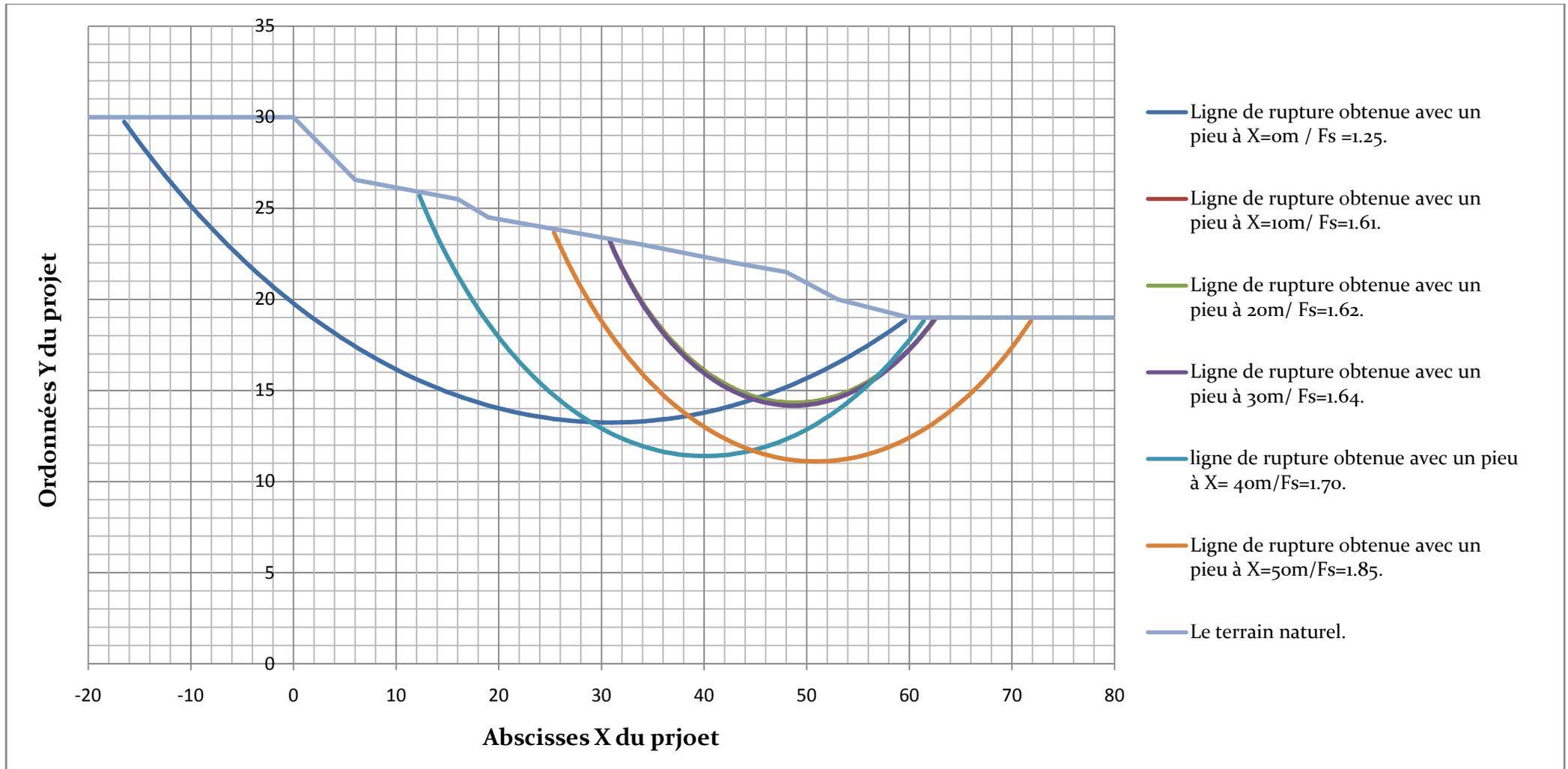
VI.5.2.4. INFLUENCE DE LA VARIATION DE LA DISTANCE D'IMPLANTATION DU PIEU SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE FS :



**Figure VI.32. Diagramme d'évolution du coefficient de sécurité Fs en fonction de la variation de l'implantation du pieu en béton armé.**

D'après le graphe donnant la variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'implantation d'un pieu à des distances Xi variables. On constate que lorsque le pieu est implantée à une distance  $X = 0m$  le coefficient de sécurité trouvé est inférieur à 1.5. cela impliquera bien évidemment une instabilité vis-à-vis d'un glissement, l'implantation dans ce cas va s'avérer inutile. Afin de parer à un éventuel risque de glissement, l'implantation d'un pieu en amont d'un talus s'avère alors inutile, le pieu constitue dans ce cas un supplément de charge pour le sommet du talus, et de ce fait engendrera un moment moteur plus important. (Figure VI.32)

On remarque que en plaçant le pieu a 10-20-30 m plus en aval du talus, les coefficients de sécurité Fs évoluent pour atteindre les valeurs respectives suivante ; 1.61- 1.62- 1.64. Cela peut s'explique par la création d'une buté en aval du talus. Le supplément de force manquant pour stabiliser le talus provient de l'implantation du pieu en béton, changeant de ce fais son comportement en lui offrant un supplément de résistance.



VI.33. Lignes de ruptures obtenues avec la méthode de Bishop avec renforcement par un pieu et un niveau de la nappe d'eau de 1m.

INTERPRETATION DU DIAGRAMME DES LIGNES DE RUPTURES SUR LA FIGURE VI.33 :

L'allure des lignes de rupture sur la (figure VI.22) est circulaire, avec des longueurs de glissement différentes et décroissantes, elles vont de 76m pour la ligne de glissement obtenue avec un pieu mis en place à une distance  $X=0m$ , à 32m qui correspond à la longueur du glissement obtenu en plaçant le pieu 30m plus en aval du talus, on remarque aussi que plus le pieu est implanté en aval à des  $X$  croissants, plus on obtient des lignes de ruptures qui se resserrent de plus en plus avec des coefficients de sécurité  $F_s$  meilleur justifiant ainsi une meilleur stabilité et un éventuel risque de glissement écarté,

Les deux lignes de ruptures les plus incertaines sont celles obtenu en plaçant le pieu à des distance  $X=40m$  et  $X= 50$ , les deux lignes sont tributaire des coefficients de sécurité  $F_s= 1.64$  et  $F_s 1.70$ .

Tous les calculs effectués en utilisant Talren 4 montrent que la mise en place d'une rangée des pieux sera la plus adéquate et efficace pour améliorer la stabilité du talus et parer à tout éventuel risque de glissement de terrain. Les résultats nous renseignent également que l'emplacement optimal des pieux dans le talus est près du pied de la pente. Les pieux sont également très efficaces lors qu'ils sont implantés dans la région du milieu du talus.

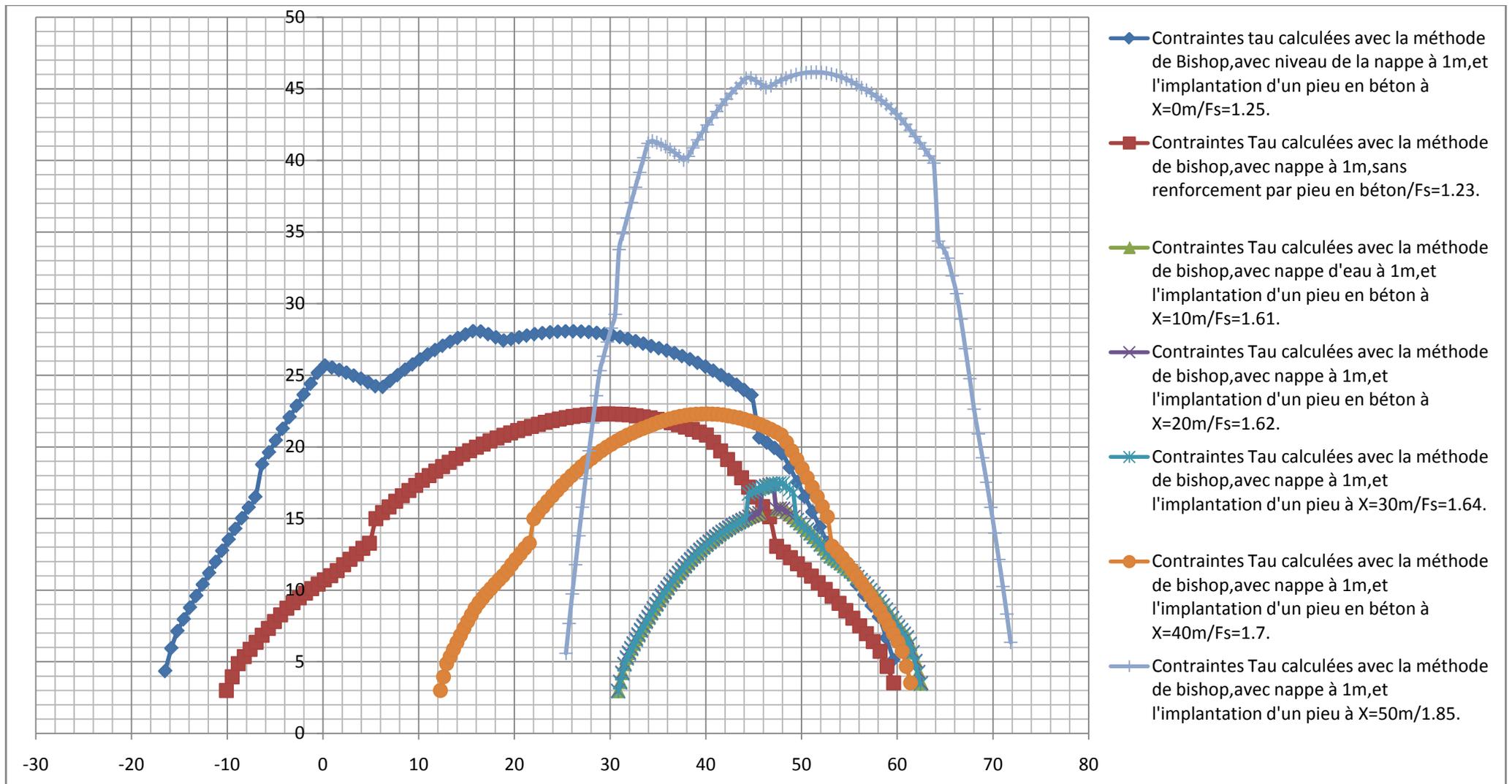


Figure I.34. Diagramme des contraintes normales de cisaillement Tau en fonction de la variation du positionnement du pieu.

INTERPRETATION DU DIAGRAMME DES LIGNES DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENTS TAU SUR LA FIGURE VI.34 :

La courbe de cisaillement qui enregistre une valeur maximale est celle qui correspond à l'implantation du pieu à une distance  $X=50\text{m}$ . C'est aussi la position qui donne le plus grand coefficient de sécurité (1.85), donc plus le cisaillement que mobilise le sol pour s'opposer au glissement est grand, plus le coefficient de sécurité augmente

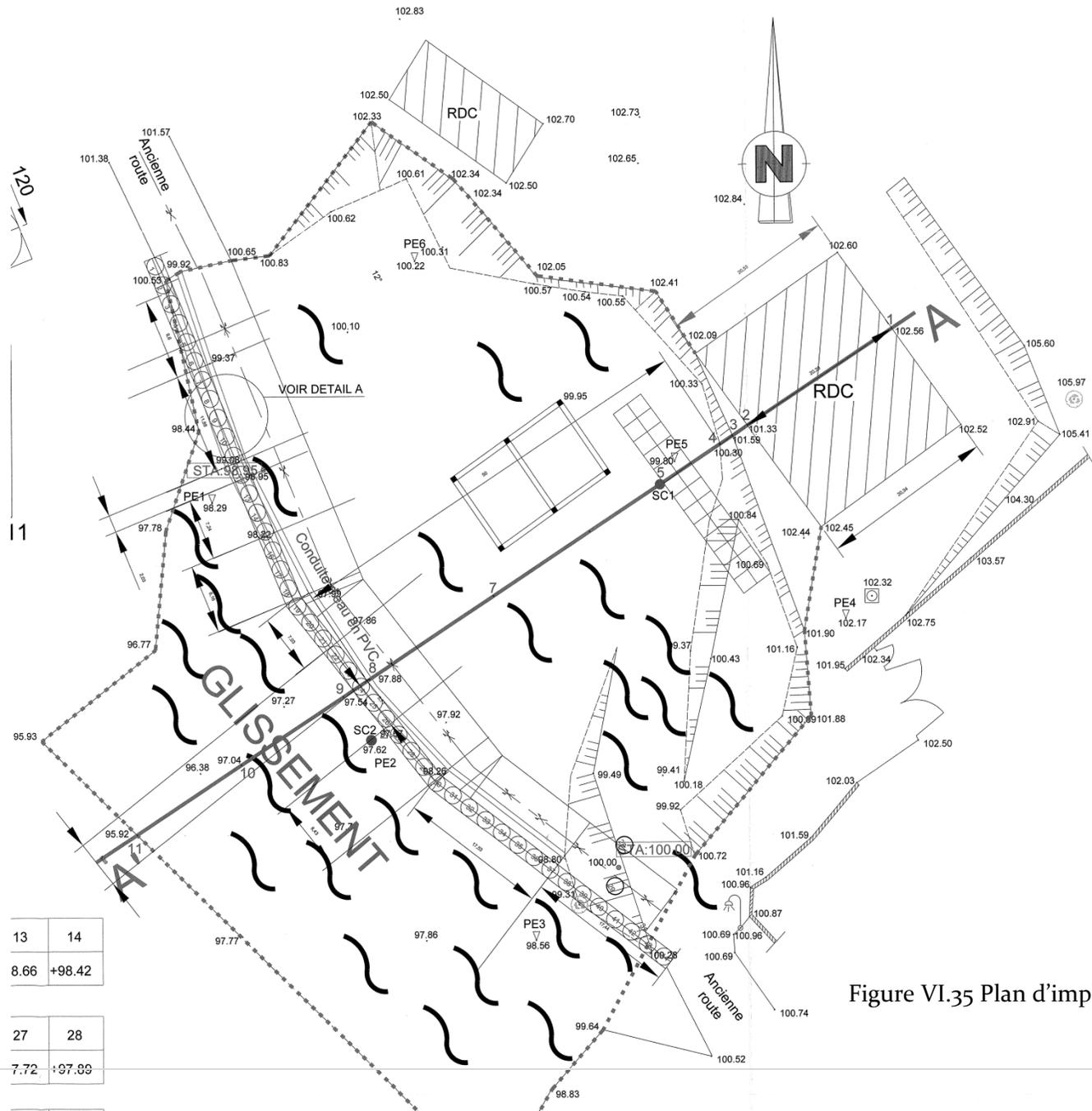
La contrainte de cisaillement maximale affiche une valeur de 46.15 Kpa à une distance  $X=51.01\text{ m}$ , distance qui correspond exactement à la distance à laquelle le pieu est implanté.

C'est aussi le même cas pour la courbe de cisaillement qui correspond à une distance d'implantation du pieu de 40m, la valeur du cisaillement est maximale à l'endroit même où le pieu est implanté.

On peut dire par les résultats trouvés que la présence du pieu apporte un gain de résistance énorme, en créant un effet de buté à l'aval du glissement, le supplément de résistance qui manqué à notre talus pour être stable semble être apporté par la présence du pieu.

Après analyses des différentes données et pour des raisons d'ouvrabilité et d'accessibilité du site on peut conclure que la position optimale d'implantation du pieu est à un  $X$  qui est égale à 44m.

Le plan d'implantation de la paroi de pieu finale est représenté sur la figure VI.35.



13	14
8.66	+98.42
27	28
7.72	+97.09

Figure VI.35 Plan d'implantation des pieux en béton armé.

### VI.5.2.5. VERIFICATION DE LA STABILITE DU TALUS APRES RENFORCEMENT VIS-A-VIS DE L'EFFET D'UN SEISME :

Le pieu est implanté à une distance optimale  $X=44$ , avec le niveau de la nappe d'eau à 1m .Le coefficient de sécurité  $F_s$  calculé pour cette situation est 1.79

Nous allons maintenant introduire l'effet d'un séisme avec Talren et voir si notre talus restera toujours stable.

Les coefficients d'accélération horizontale et verticale du séisme sont donnés par le RPA :

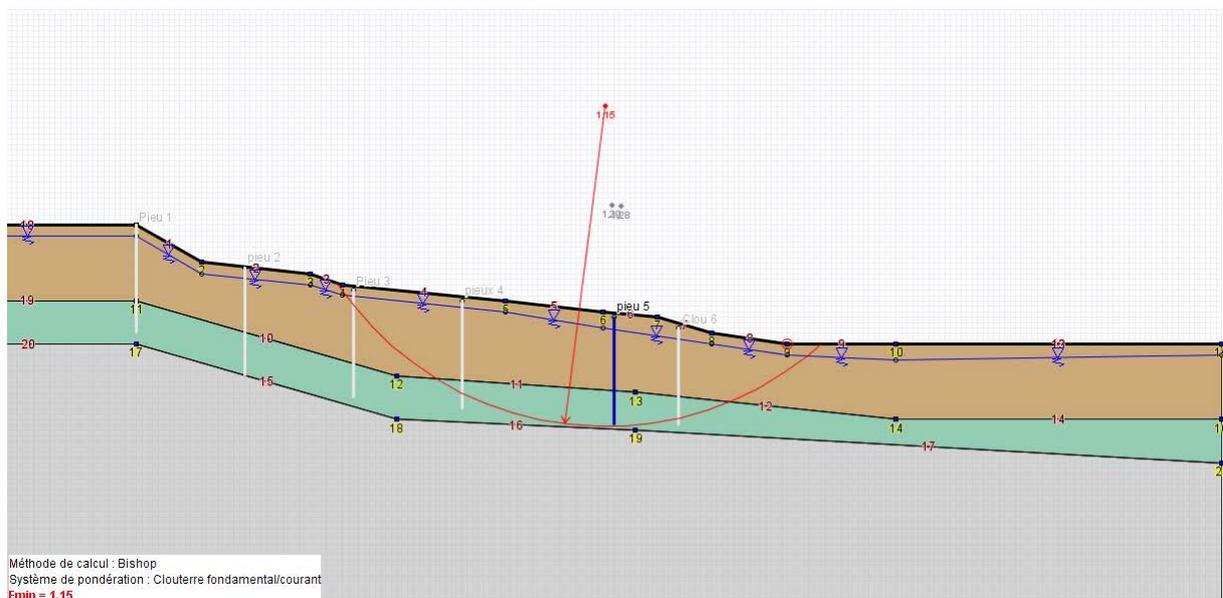
$$A_h=0.075$$

$$A_v=0.0225$$

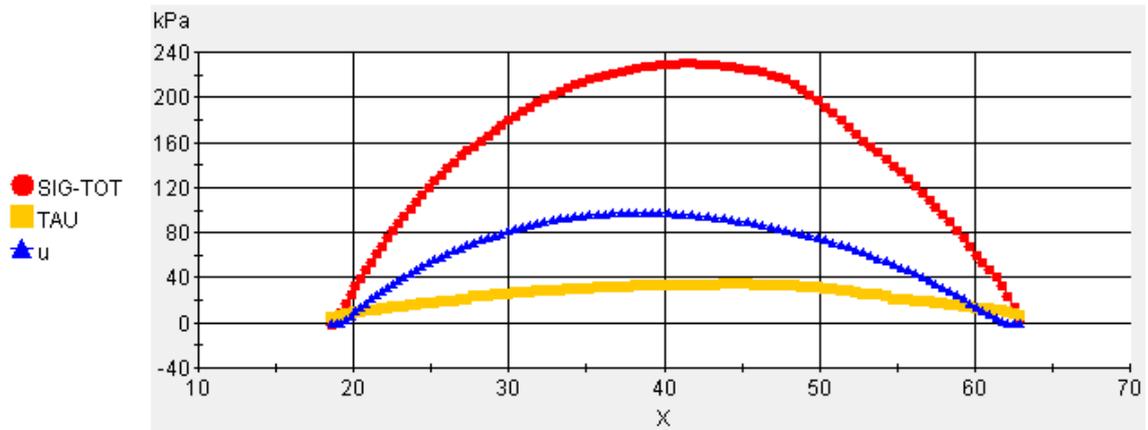
**La sollicitation sismique peut survenir selon deux direction c'est pour cela qu'on fera la vérification selon deux combinaisons :**

1. La première combinaison est ( $a_h=0.075$ ,  $a_v=0.0225$ ).
2. La deuxième combinaison est ( $a_h=0.075$ ,  $a_v=-0.0225$ ).

Ligne de rupture obtenue avec la première combinaison:



**Figure VI.36. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte de l'effet d'un séisme ( $a_h, a_v$ ).**

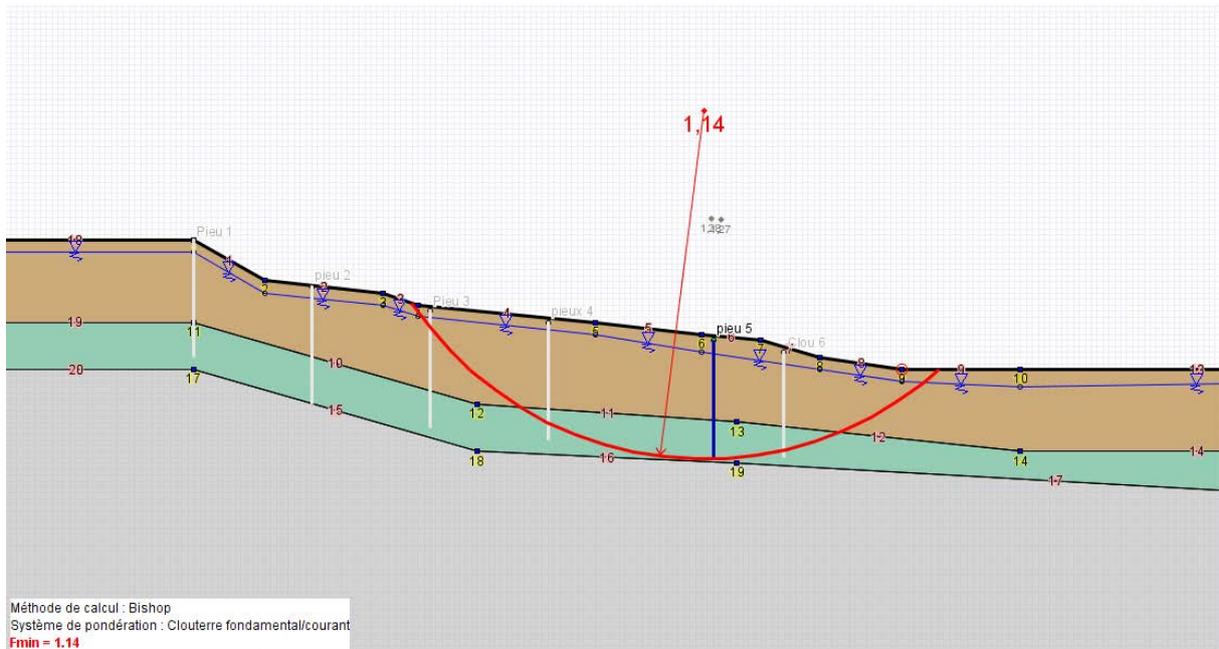


**Figure VI.37. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec la prise en compte de l'effet d'un séisme (ah,av).**

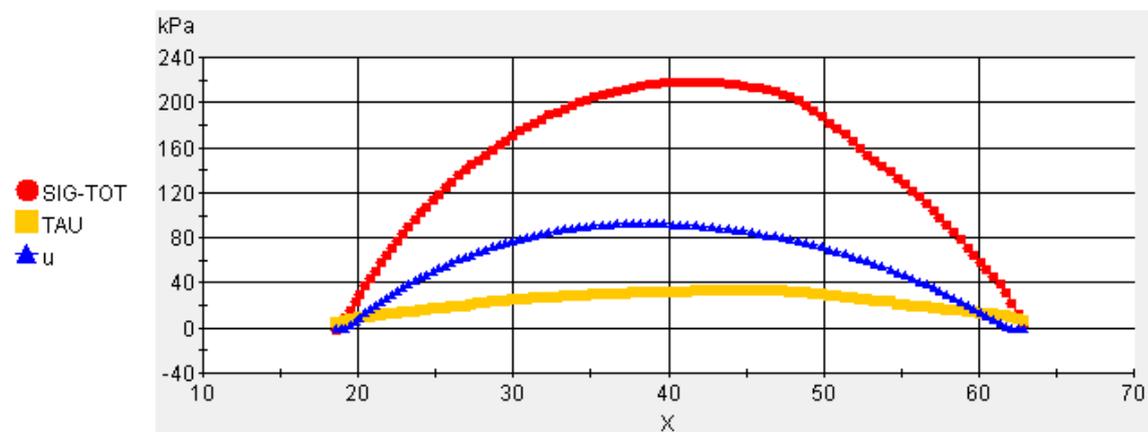
**Tableau VI.16. Résultat de calculs obtenus avec l'introduction d'un séisme (combinaison 1).**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
50.21	32.49	18.67	11590.878	1.1486	1.1486	NaN
46.73	36.77	24.18	22487.48	1.1485	1.1485	NaN
43.24	41.04	27.69	26500.069	1.1325	1.1325	NaN
43.24	41.04	28.19	29278.239	1.1341	1.1341	NaN
43.24	41.04	28.69	32166.627	1.1357	1.1357	NaN
43.24	41.04	29.19	35165.825	1.1407	1.1407	NaN
43.24	41.04	29.69	38294.346	1.1463	1.1463	1.1463
43.24	41.04	27.19	23845.842	1.1296	1.1296	NaN
43.24	41.04	26.69	21329.629	1.1271	1.1271	NaN
40.1	45.67	33.27	43864.222	1.0962	1.0962	NaN
40.1	45.67	33.77	48034.319	1.0918	1.0918	NaN
40.1	45.67	34.27	52342.642	1.093	1.093	NaN

**Ligne de rupture obtenue avec la deuxième combinaison (ah,-av):**



**Figure VI.38. Ligne de rupture obtenue par la méthode de Bishop avec la prise en compte de l'effet d'un séisme (ah,-av).**



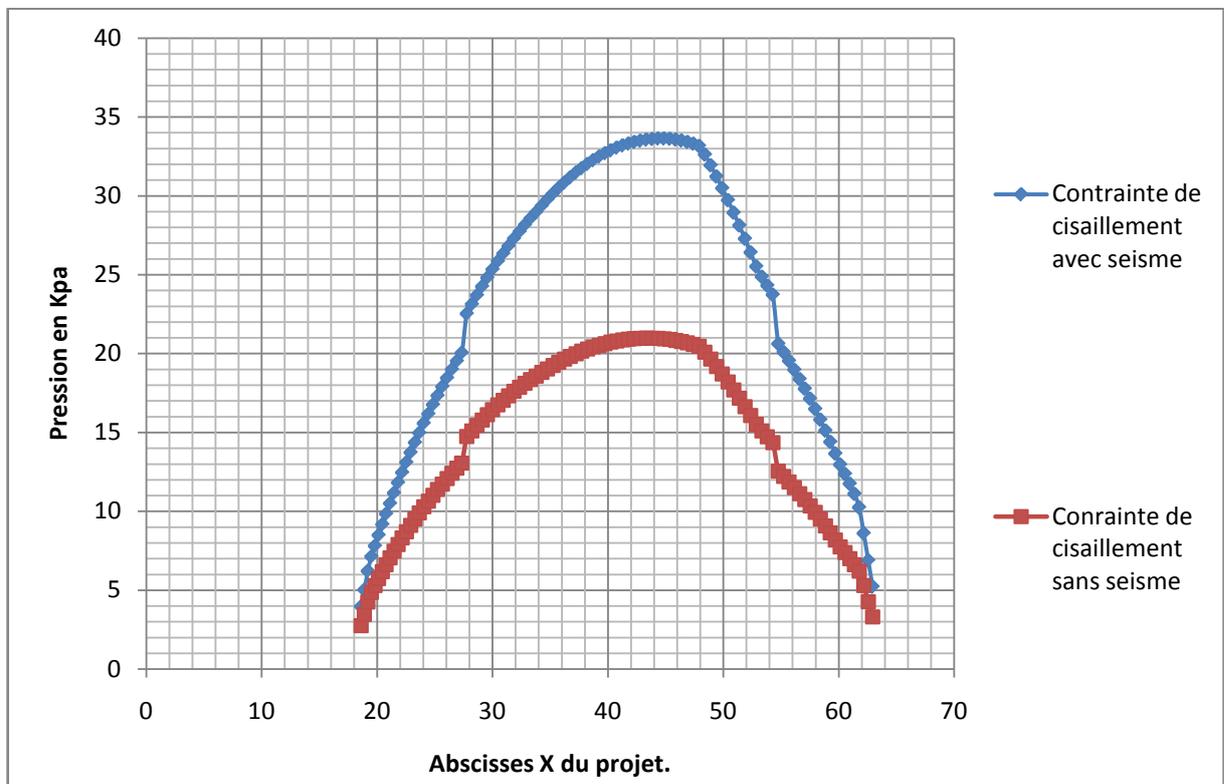
**Figure VI.39. Diagramme des contraintes normales, cisaillement et pressions interstitielles, avec la prise en compte de l'effet d'un séisme (ah,-av).**

**Tableau VI.17. Résultat de calculs obtenus avec l'introduction d'un séisme (combinaison 2).**

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
50.21	32.49	18.67	11190.449	1.1447	1.1447	NaN
46.73	36.77	23.68	19663.367	1.1322	1.1322	NaN
46.73	36.77	24.18	21729.423	1.1405	1.1405	NaN
43.24	41.04	27.69	25629.532	1.1239	1.1239	NaN
43.24	41.04	28.19	28314.247	1.125	1.125	NaN
43.24	41.04	28.69	31105.921	1.1261	1.1261	NaN
43.24	41.04	29.19	34005.189	1.1306	1.1306	NaN
43.24	41.04	29.69	37029.733	1.1357	1.1357	1.1357
43.24	41.04	27.19	23064.64	1.1218	1.1218	NaN
43.24	41.04	26.69	20632.698	1.1201	1.1201	NaN

**Interprétation des résultats :**

Le coefficient de sécurité à carrément chuter d'une valeur de 1.69 à 1.14 sous les deux combinaisons, mettant en péril la stabilité du versant, même avec le supplément de résistance induit par la présence du pieu, le versant est instable face au séisme.



**Figure VI.40. Diagramme des contraintes de cisaillements avec et sans séisme.**

On remarque d'après le diagramme ci-dessus que les contraintes de cisaillement ont subi une forte évolution avec la présence du séisme, cette hausse est proportionnelle à la virulence du séisme, le principal danger en face d'un séisme est le phénomène de liquéfaction, surtout en présence d'un sol qui a la propriété d'un matériau thixotrope.

La différence des deux pics des courbes de cisaillement représente le cisaillement occasionné par le séisme

## V.6. CONCLUSION :

Dans ce mémoire, on a fait une modélisation bidimensionnelle d'un cas réel de glissement de terrain, celui du Village Mahlalef à Tala Alem à Tizi Ouzou.

Cette modélisation a été réalisée par le logiciel Talren 4 en deux dimensions, la méthode de calcul exploitée par le logiciel, et l'interprétation des résultats obtenus en faisant varier différents paramètres comme le positionnement des pieux et la variation de la hauteur de la nappe d'eau, nous ont permis de faire une étude comparative.

Une comparaison réaliste des résultats implique d'utiliser :

- Un même modèle de comportement du sol (le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb).
- Les mêmes paramètres numériques.
- Les mêmes caractéristiques mécaniques du sol.
- Un même model géométrique.

## CONCLUSION GENERALE :

Après avoir présenté la méthode d'équilibre limite de Bishop et de Fellenius, on a établi une étude du positionnement des pieux pour dégager un modèle de référence pour notre projet. Ce calcul n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques, et étudié leurs influences, pour des fourchettes de variation raisonnables.

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement sur les terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles, qui subissent des tassements sous de faibles charges ou qui peuvent glisser sous l'effet d'une surcharge, d'une érosion continue, d'une forte pluie ou de surpressions interstitielles. La construction des infrastructures sur ce type de sol est source de problèmes.

L'étude a permis de voir l'effet bénéfique de la mise en place des pieux pour la stabilisation des pentes. L'étude de l'effet du positionnement des pieux nous a permis de dégager le modèle du talus le plus stable, Et nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux stabiliser les talus. C'est un premier pas pour la résolution des problèmes de glissement de terrain en Algérie mais, d'autres validations de résultats sont primordiales pour ce type d'étude vu l'importance du problème à traiter.

Le but pratique des études entreprises actuellement est justement de rechercher des méthodes moins empiriques permettant de déterminer les divers paramètres intervenant dans le problème de la stabilité d'une pente, en serrant la réalité d'aussi près que possible, de façon à estimer raisonnablement les risques courus soit en face de glissements naturels, soit en fonction des aménagements projetés.

## REFERENCES BIOBIBLIOGRAPHIQUES :

**Gilles CARTIER** La stabilisation des pentes instables par clouage Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

**Pierre BOUSQUET** Pieux et palplanches.

**J.-C. PARRIAUD** Les pieux forés Recueil de règles de l'art.

**Mr ARAB Mehenna mémoire de fin d'étude M2 recherche** « Etude de la stabilité de la cité universitaire de la ville de « Médéa » 2011 2012.

**LOGICIEL TALREN 4** « V Manuel d'utilisation ».

**Etudes et mesures les 5 domaines** « étude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc »

**Reiffsteck Ph.** Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes.

**M. CALLAUD** « COURS DE MECANIQUE DES SOLS Tome II, Fondations et Ouvrages en terre » .

**Michal Tomlinson & John Wood WARD** « Pile Design and Construction Practice » 2008, 5eme edition.

**Michal Tomlinson & John Wood WARD** « Pile Design and Construction Practice » 4eme edition.

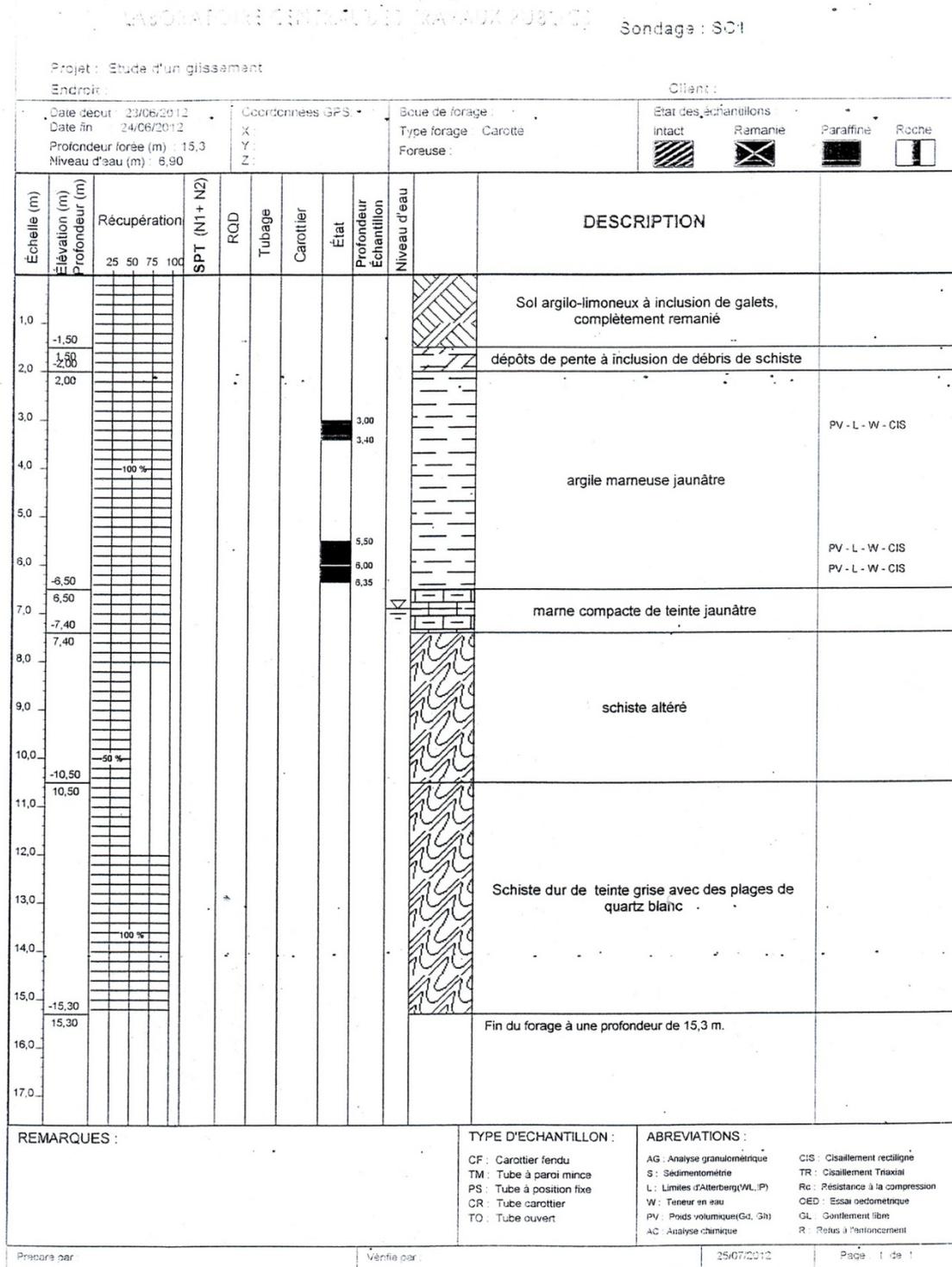
**Coustet-J et G-Sanglérat** « cours pratique de mécanique des sols » 3eme édition, Paris.

**MELBOUCI Bachir** « Méthode de calcul de stabilité des fondations de talus des ouvrages de soutènement » Edition el Amel- Dépôt légal 1954-2009.

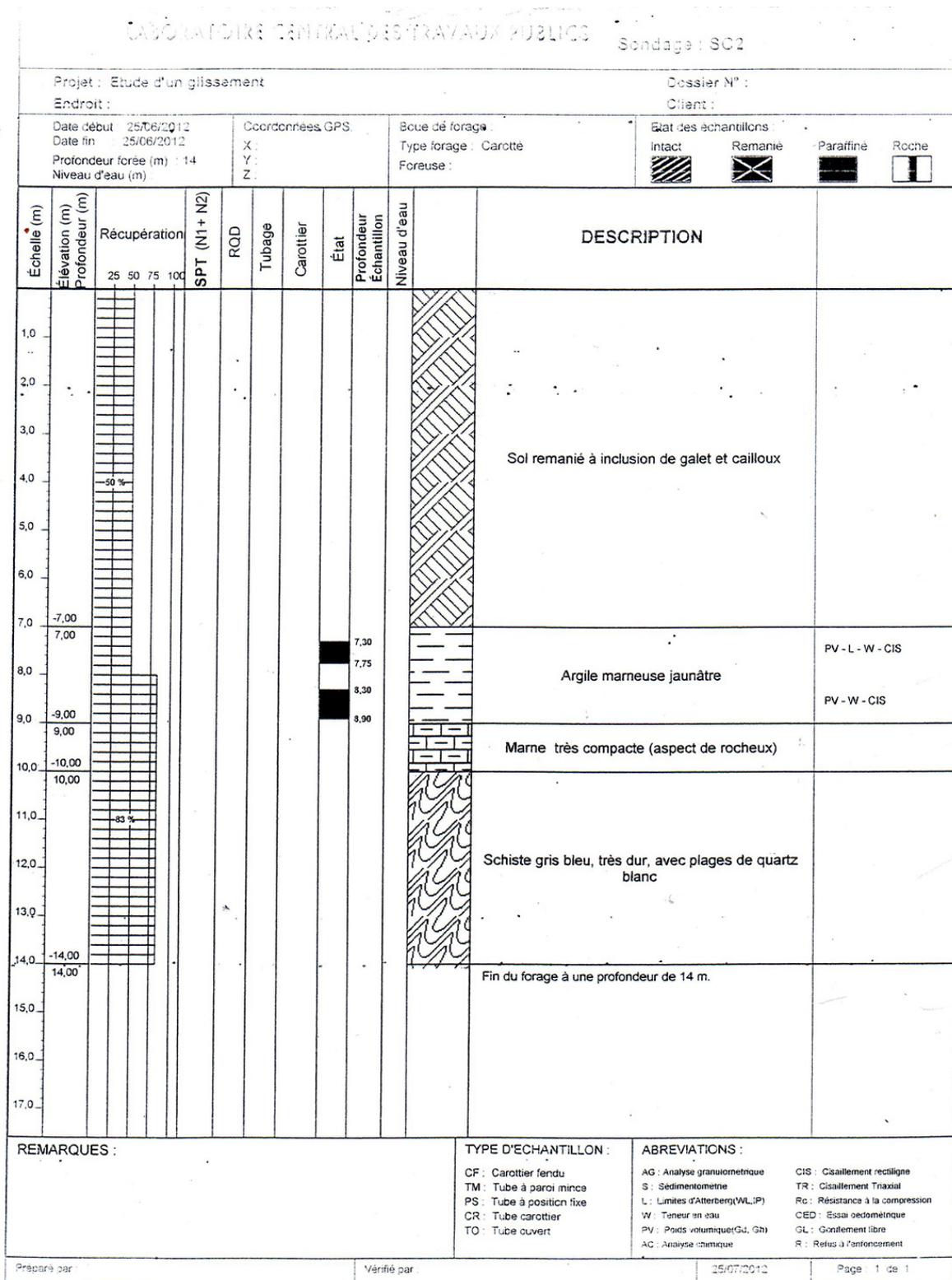
**DTR b C 248** « Règles parasismiques Algériennes RPA 99 » /version2003 .

# Liste des annexes

## Annexe 1 : Coupe lithologique donnée par le sondage carotté SC1.



## Annexe 2 : Coupe lithologique donnée par le sondage carotté SC2.



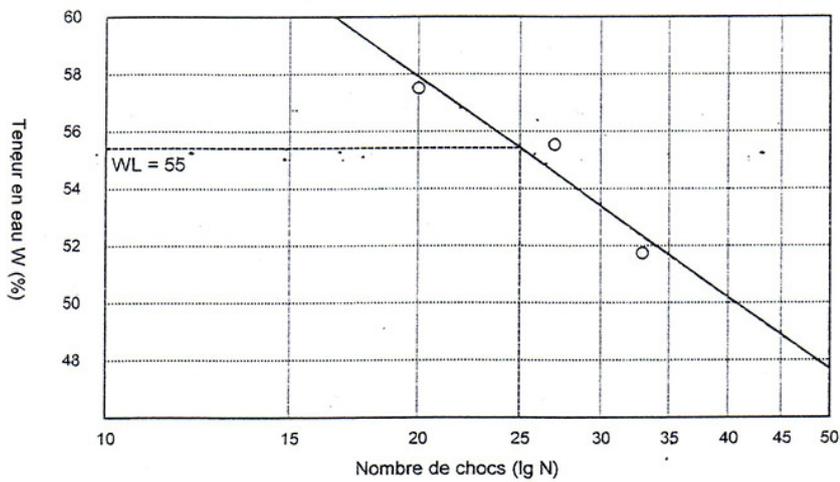
# Annexe 03 : Limites de liquidité et de plasticité et diagrammes de Casagrande.

LABORATOIRE CENTRAL DES PAVAGES PUBLICS Les Limites d'Atterragi NF P94-03

Projet : Etude d'un glissement  
 Client : DUC Tizi-Ouzou  
 Lieu : Taia Allam/Tizi-Ouzou  
 N° Dossier : 41-12-1061  
 Nature Sol : argile marneuse

Sondage : SC1  
 Profondeur : 3/3 45 m  
 Date Essai : 15/07/2012  
 Température étuve : 100 °C

Détermination de la limite de Liquidité



lc = 1,22

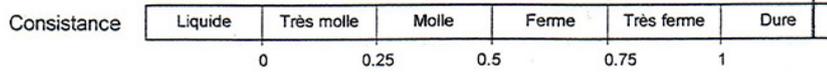
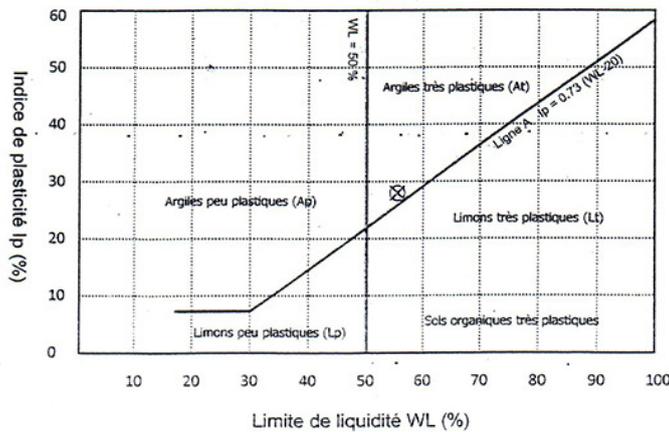


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	55 %
Limite de plasticité Wp =	28 %
Indice de plasticité Ip =	28 %
Teneur en eau W =	21,46 %
Indice de consistance lc =	1,22

Remarque :

Chargé de l'essai : HAMMOUMRAOUI

Responsable : OUZROUT

Projet : Etude d'un glissement

Sondage : SC1

Cliant :

Profondeur : 5,5/6 m

Lieu : Tala Allam/Tizi-Ouzou

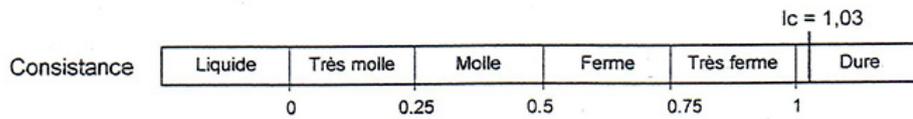
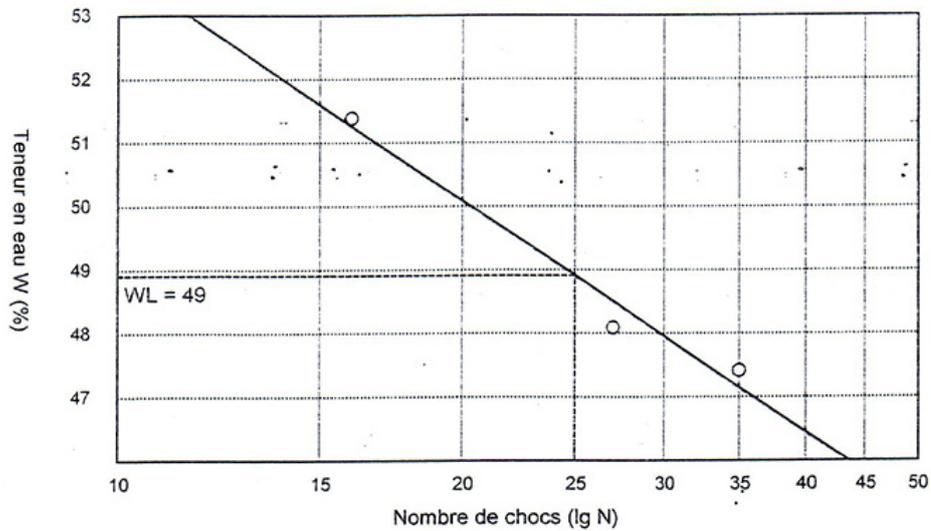
Date Essai : 16/07/2012

N° Dossier :

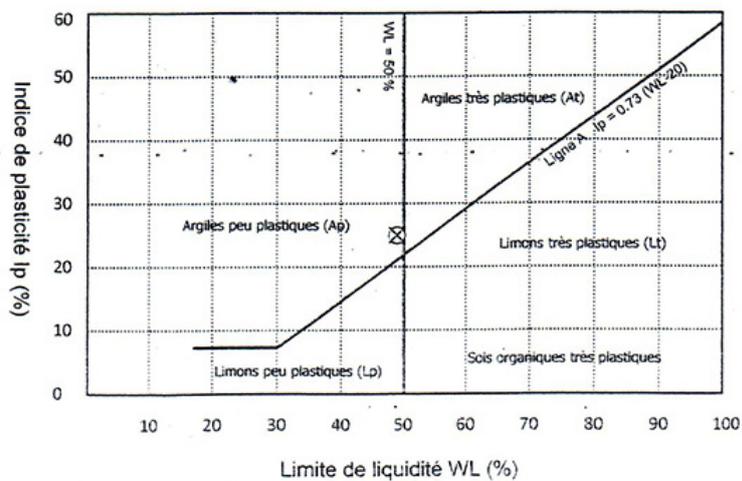
Température étuve : 100 °C

Nature Sol : argile marneuse

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



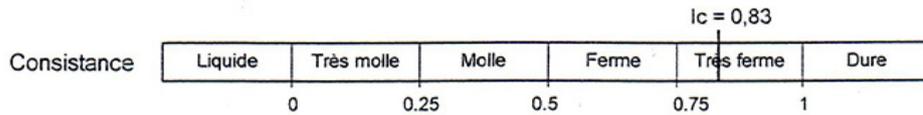
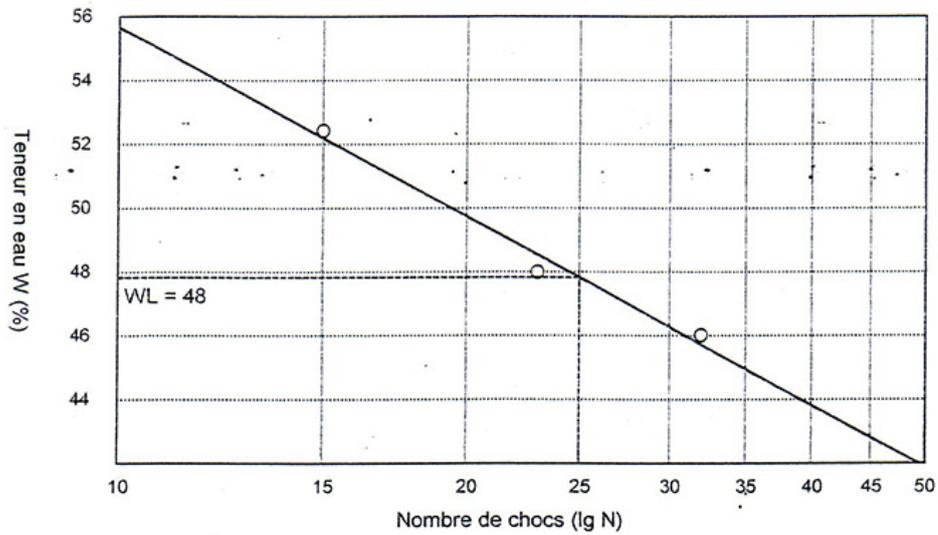
Limite de liquidité WL =	49 %
Limite de plasticité Wp =	24 %
Indice de plasticité Ip =	25 %
Teneur en eau W =	23,69 %
Indice de consistance lc =	1,03

Remarque :

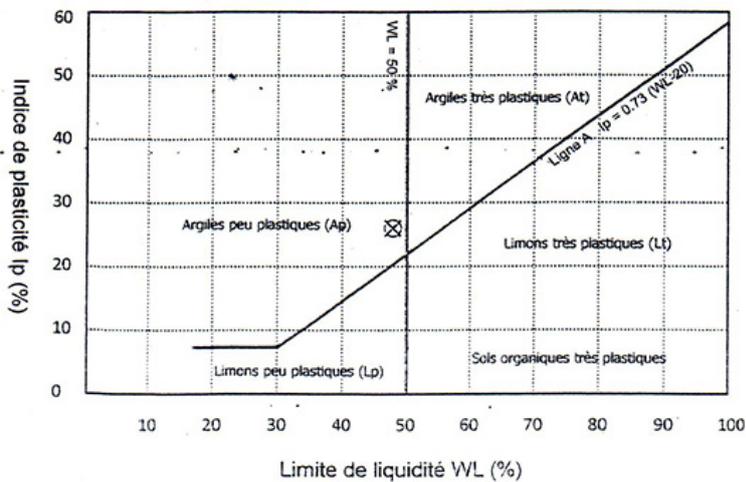
Projet : Etude d'un glissement  
 Client :  
 Lieu : Taia Allam/Tizi-Ouzou  
 N° Dossier :  
 Nature Sol : argile marneuse

Sondage : SC1  
 Profondeur : 6/6,36 m  
 Date Essai : 15/07/2012  
 Température étuve : 100 °C

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



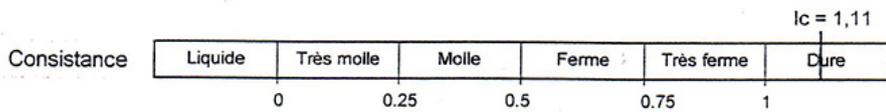
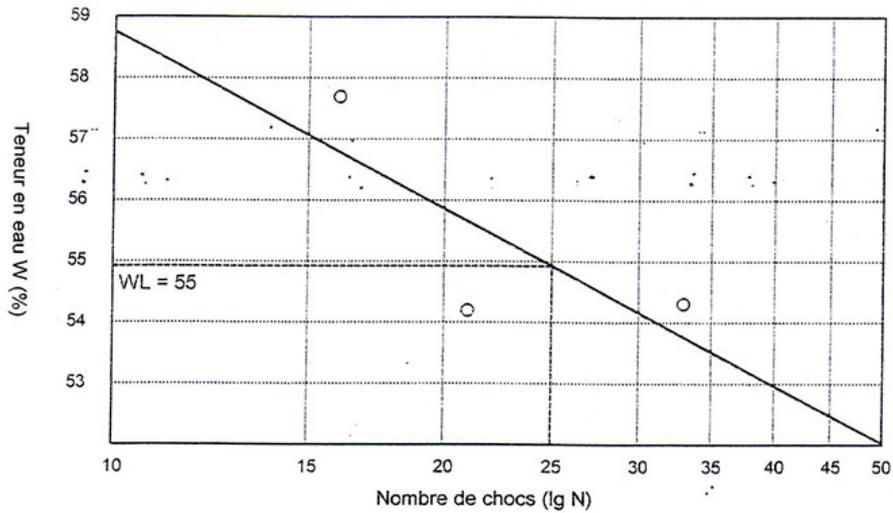
Limite de liquidité WL =	48 %
Limite de plasticité Wp =	22 %
Indice de plasticité Ip =	26 %
Teneur en eau W =	26,5 %
Indice de consistance $I_c =$	0,83

Remarque :

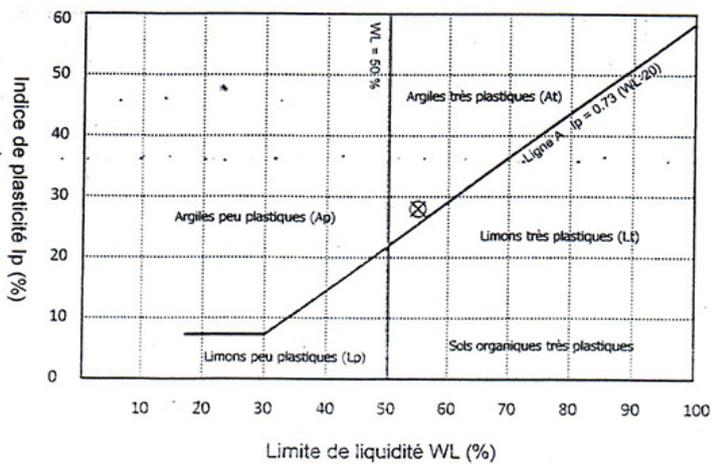
Projet : Etude d'un glissement  
 Client :  
 Lieu : Tala Aham/Tizi-Ouzou  
 N° Dossier :  
 Nature Sol : Argile marneuse

Sondage : SC2  
 Profondeur : 7.3/7.75 m  
 Date Essai : 15/07/2012  
 Température étuve : 100 °C

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	55 %
Limite de plasticité Wp =	27 %
Indice de plasticité Ip =	28 %
Teneur en eau W =	23,69 %
Indice de consistance lc =	1,11

Remarque :

# Annexe 04 : Résultats du pénétromètre dynamique.

LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS NF 94-15

INTITULE : Etude d'un glissement

Référence essai : SP1

N°DOSSIER :

Localisation :

LIEU : Tala Aillam/Tizi-Ouzou

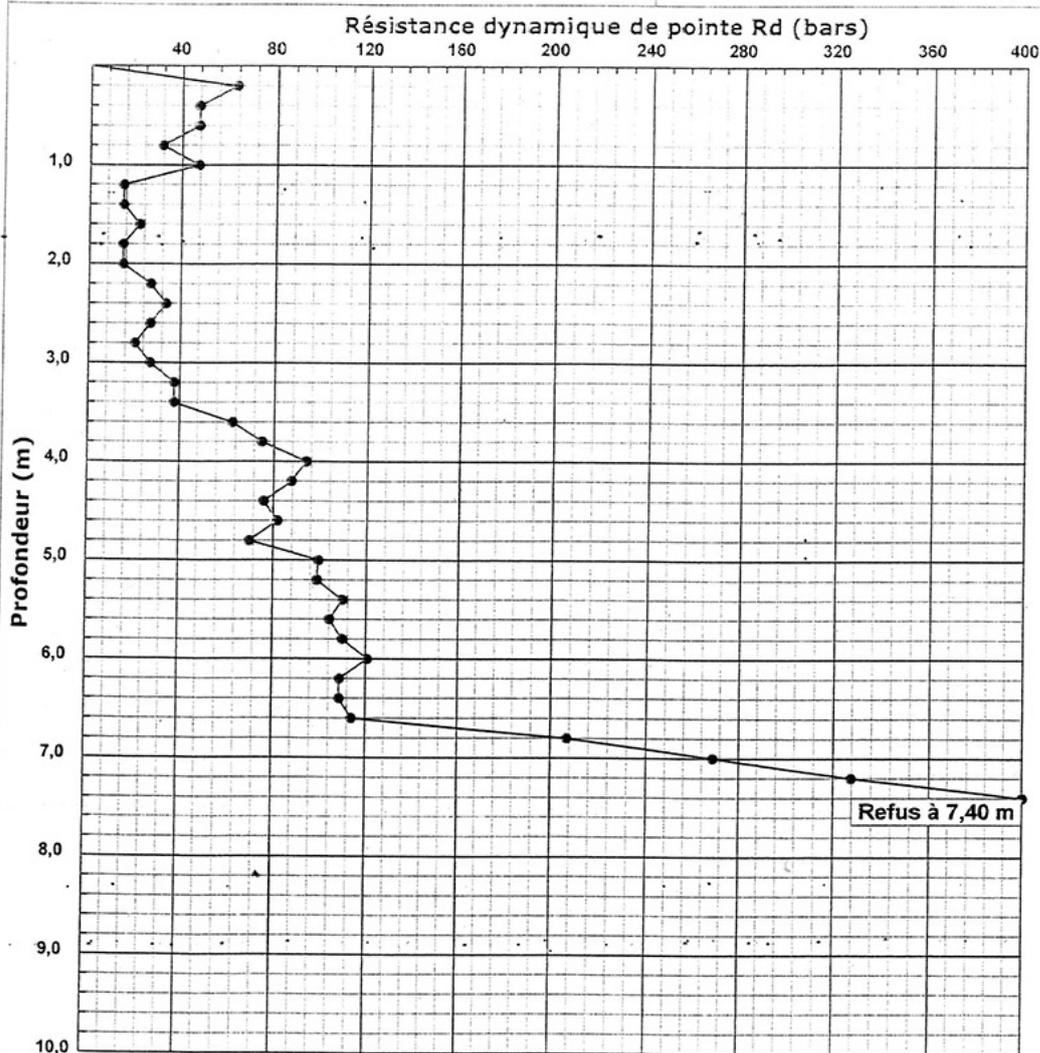
Coordonnées GPS :

CLIENT :

X: Z:

DATE ESSAIS : 27/06/2012 au 28/06/2012

Y:



### Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg

Longueur des tiges : 1 m

Masse du Mouton (m) : 64 kg

Masse d'une tige (m') : 8,5 kg

Hauteur de chute (H) : 0.75 m

Enfoncement (e) : 20 cm

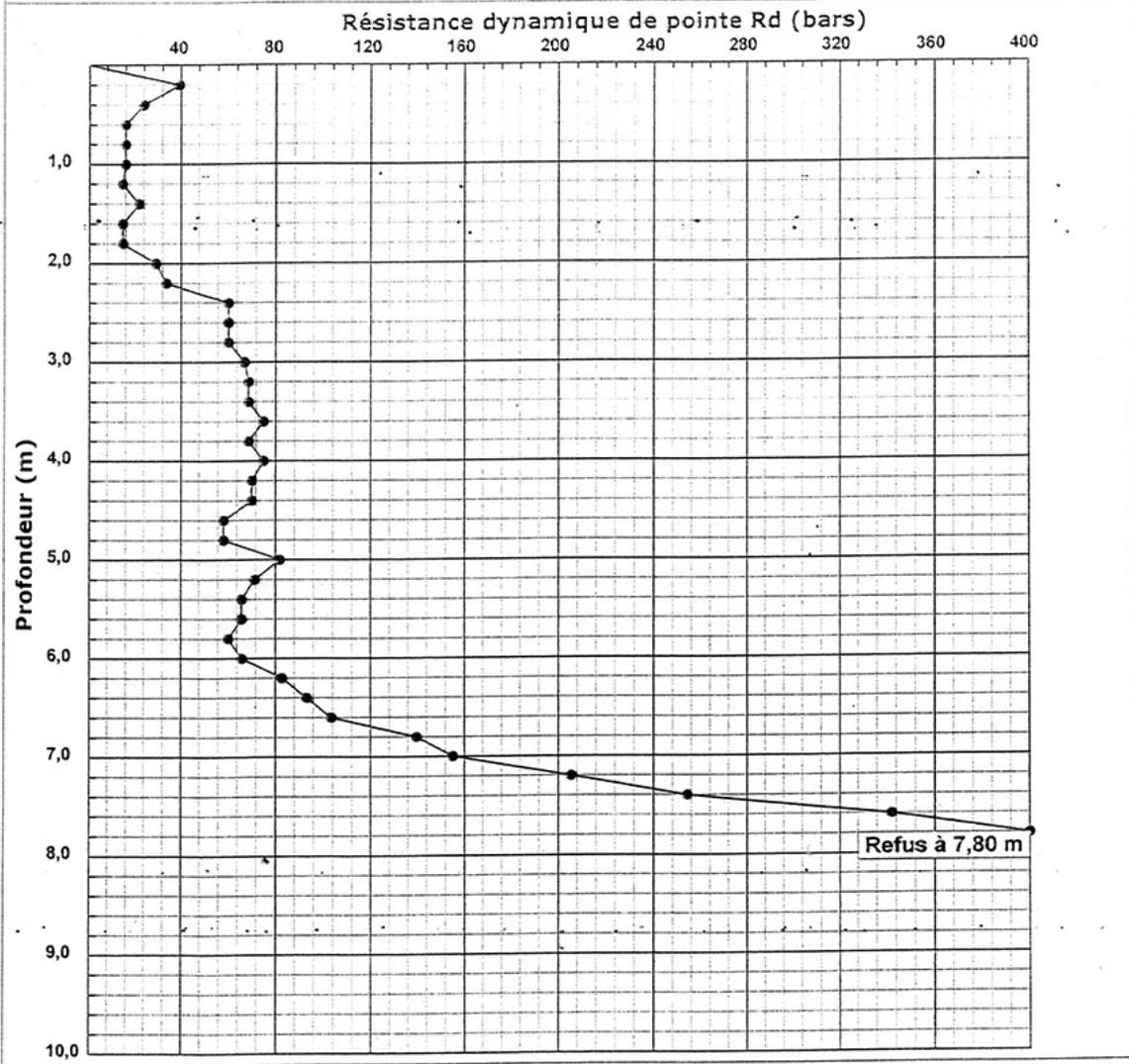
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : Etude d'un glissement  
 N° DOSSIER :  
 LIEU : Tala Allam/Tizi-Ouzou  
 CLIENT :  
 DATE ESSAIS : 27/06/2012 au 28/06/2012

Référence essai : SP3  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS :  
 X : Z :  
 Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg  
 Masse du Mouton (m) : 64 kg  
 Hauteur de chute (H) : 0.75 m  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
 Masse d'une tige (m') : 8,5 kg  
 Enfoncement (e) : 20 cm

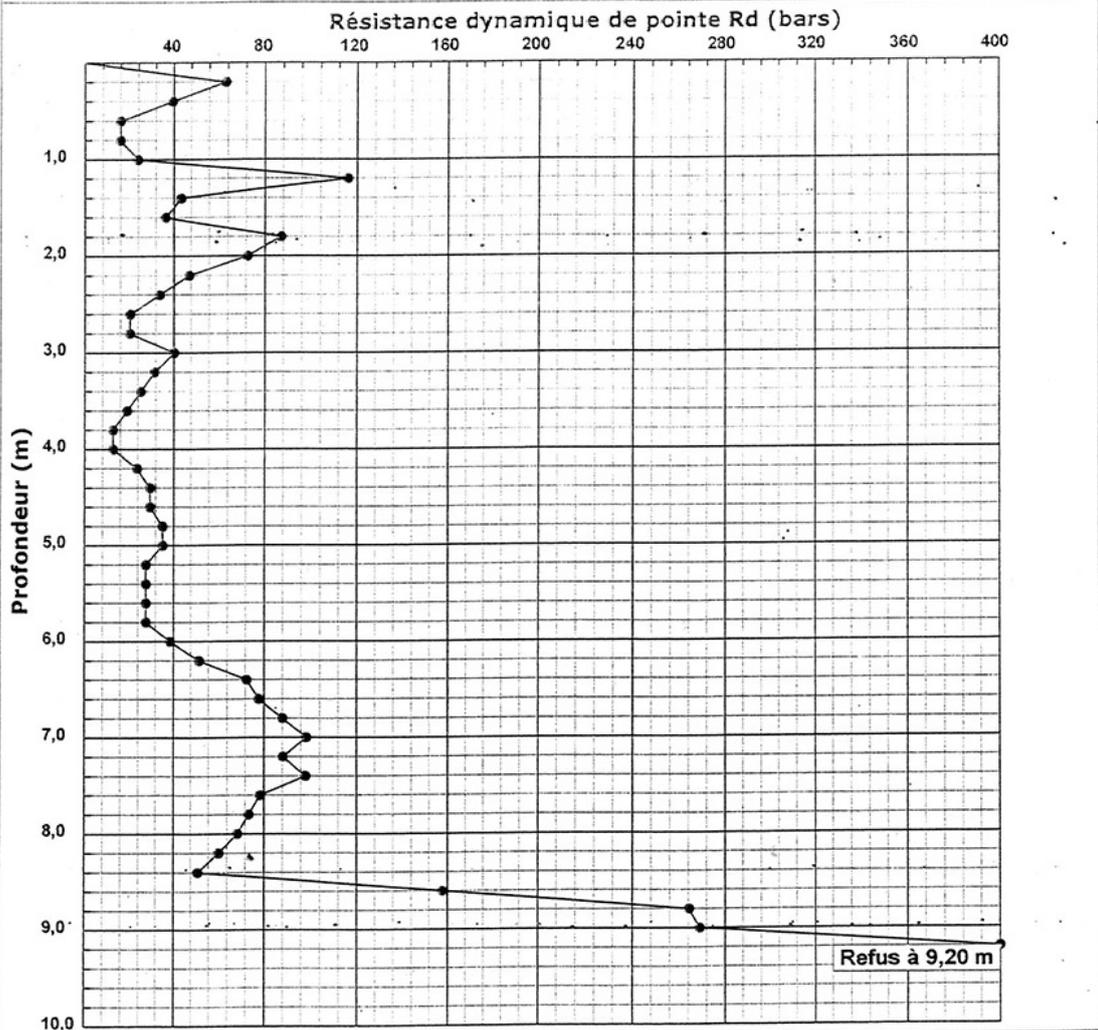
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{M} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : Etude d'un glissement  
 N°DOSSIER :  
 LIEU : Taia Ailam/Tizi-Ouzou  
 CLIENT :  
 DATE ESSAIS : 27/06/2012 au 28/06/2012

Référence essai : SP2  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS :  
 X : Z :  
 Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg  
 Masse du Mouton (m) : 64 kg  
 Hauteur de chute (H) : 0.75 m  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
 Masse d'une tige (m') : 8,5 kg  
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_{di} = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$