

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique**

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



**Laboratoire Géo matériaux Environnement et Aménagement
(LGEA)**

Mémoire

Présenté

Par M^{lle} BOUAZIZ Nacira

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 recherche

Spécialité: Génie Civil

Option : géotechnique et environnement

Etude de la stabilité d'un glissement de terrain Cas du versant de Tigzirt

Soutenue publiquement le 29 septembre 2012

Devant le jury composé de:

Mr. GABI Smail	Professeur à l'université MMT0	Président
Mr. MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMT0	Rapporteur
Mr. BONHERAOUA Ali	Maitre de conférences à UMMT0	Examineur
Mr. DJEMAI Mohammed	Maitre de conférence à UMMT0	Examineur

Promotion 2011/2012

REMERCIEMENTS

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à **DIEU** tout puissant, de m'avoir donné le courage et la force de mener à terme ce projet.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à mon promoteur ; Mr B.MELBOUCI, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté la direction et le suivi scientifique et technique de ce travail, en me guidant avec beaucoup de gentillesse et par ses conseils judicieux, pour sa grande contribution à l'aboutissement de ce présent mémoire.

Je vous remercie pour votre précieuse présence, assistance, votre disponibilité et l'intérêt que vous avez manifesté envers mon travail. Les judicieux conseils et rigueur que vous m'avez prodigué tout au long de ces deux années d'étude en Master, m'ont permis de progresser dans mes études. Je vous remercie de m'avoir initié aux travaux de recherche dans le domaine de la géotechnique, d'avoir cru en mes capacités, et m'avoir fourni d'excellentes conditions, me permettant d'aboutir à la production de ce mémoire qui n'aurait vu le jour sans votre confiance et votre générosité.

Je remercie les membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail :

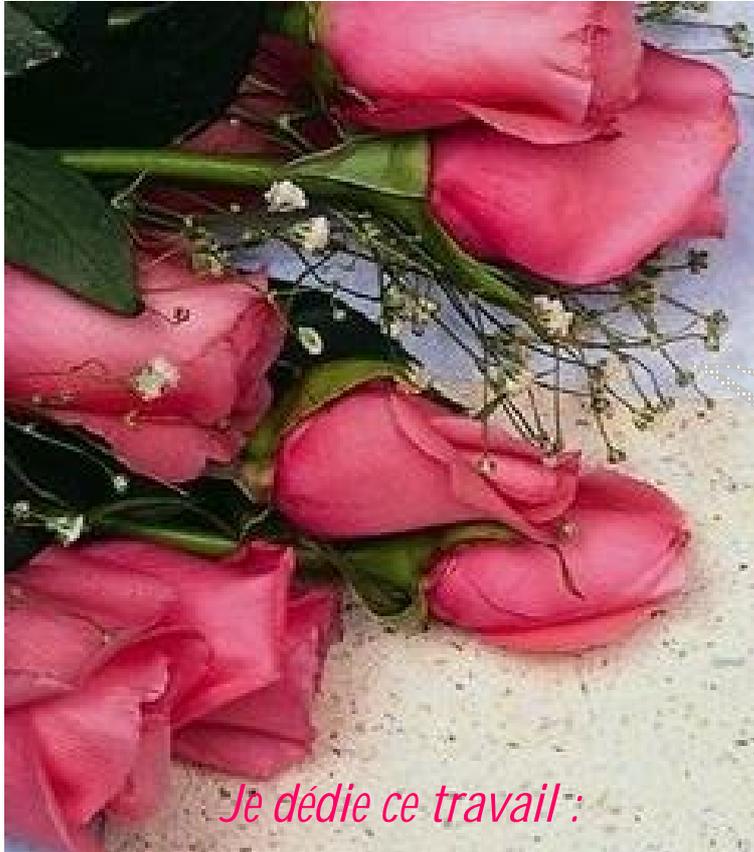
- Monsieur GABI en premier pour sa qualité d'enseignements et ainsi que pour l'honneur qu'il me fait en présidant le jury.
- Monsieur BOUHERAOUA
- Monsieur DJEMAI

Je tiens à remercier tout le personnel du laboratoire LGEA, à savoir M^{elle}, Djerbal, M^{elle} MEDJNOUN, M^{elle} GUERIOUS, M^{elle} DEGHOUL, Madame BOUBRIT et Madame ALKAMA pour leurs encouragements tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Je remercie tout les gens qui de pré ou de loin ont coopérer pour la réalisation de ce mémoire :

- Monsieur AKLI Géotechnicien au niveau de la Wilaya de Tizi-Ouzou pour sa documentation et aide précieuse à la réalisation de ce mémoire
- Monsieur HABI géotechnicien au niveau du bureau du CTC de Tizi-Ouzou pour ses conseils, orientations et discussions fructueuses.
- Monsieur MIMOUN de l'ASAL pour sa générosité.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'institut national de cartographie et télécommunication INCT à Alger, et du département de géologie au sein de l'université Houari Boumediene USTHB pour leurs hospitalités et la richesse de leurs orientations



Dédicaces

Je dédie ce travail :

-  *A Mes très chers parents qui m'ont toujours encouragé et que Dieu les protège.*
-  *A Mes chers frères et sœurs en particulier mon frère Mohammed.*
-  *A Mes neveux Yanis, Yani et Lydia.*
-  *A Ma chère amie B. Samira*
-  *Aux habitants de la ville de Tigzirt*

NACIRA

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Listes des annexes

Introduction Générale.....1

Partie I Etude bibliographique

Introduction à la partie I3

CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain et techniques de surveillance.....4

Introduction.....5

I. Les mouvements de terrains.....7

1. Description du phénomène7

2. Les différents types de mouvements de terrains8

2.1. Les écroulements10

2.2. Les glissements de terrains7

2.3. Le fluage et La solifluxion

2.3.1. Le fluage11

2.3.2. La solifluxion11

2.4. Les coulées boueuses12

2.5. Phénomènes d'affaissement et d'effondrement13

2.6. Le fauchage des couches13

2.7. Les gonflements et rétractions.....14

**II. La morphologie des glissements de terrains et facteurs d'instabilités
15**

1. Les glissements de terrains

1.1. Glissement plan.15

1.2. Glissement rotationnels

1.2.1. Le glissement rotationnel simple.16

1.2.2. rotationnels complexes (composés).18

2. La cinématique et dynamique des glissements de terrains

2.1. La cinématique.....19

2.2. Dynamique d'un glissement20

2.3. Les facteurs intervenant dans le processus d'instabilité21

2.3.1. Action et influence de l'eau.....22

2.3.2. La rupture de l'équilibre.....23

2.3.3. Action rhéologique de l'eau.....23

2.3.4. Alimentation en eau des terrains.....24

2.3.5. Action des écoulements souterrains.....25

2.3.6. Action de la pesanteur.....25

2.3.7. Actions sismiques.....26

2.3.8. Actions anthropiques.....27

2.3.9. Impact humain sur la rupture de pente.....27

III. Evaluations et surveillance des glissements de terrains.....27

Sommaire

1. Surveillance	28
1.1. Surveillance en continu	29
1.2. Surveillance discontinue	29
2. Alerte et alarme	31
2.1. Alerte	31
2.1.1. Les alertes techniques	31
2.1.2. Les alertes opérationnelles	31
2.2. Alarme	31
3. Les données nécessaires à la conception de la surveillance	32
3.1. Le phénomène et son environnement	32
3.1.1. Typologie des mouvements de terrains	32
3.1.2. L'environnement du système de surveillance	32
3.2. L'objectif de sécurité.....	33
3.2.1. Les personnes et les biens menacés	33
ü Les risques immédiats	
ü les risques différés	
3.2.2. Les mesures prévues en cas d'alarme.....	34
3.2.3. Le degré de sécurité recherché	34
3.3. Le guide pour le choix d'un système de surveillance	35
3.3.1. Les éléments du système de surveillance :.....	35
3.3.1.1. Les entrées du système.....	35
3.3.1.2. Le traitement de données par le système	35
3.3.1.3. Les sorties du système et leur exploitation	35
Conclusion.....	38
CHAPITRE II: Reconnaissance des sites et techniques de confortement.	39
Introduction.....	40
I. <u>Éléments d'une reconnaissance de terrain.....</u>	41
1. Etude géologique.....	41
2. La reconnaissance géotechnique.....	42
2.1. Reconnaissance géophysique	42
2.1.1. La méthode sismique.....	42
2.1.2. La méthode électrique	43
2.1.3. Les diagraphies.....	44
2.2. Reconnaissance par sondage mécanique.....	45
3. Analyse de l'hydrogéologie.....	47
4. L'étude cinématique.....	48
5. Le calcul de la stabilité au glissement.....	48

Sommaire

II. Techniques de confortement.....	49
1. Les techniques de confortement	49
1.1. Action sur la topographie par « reprofilage ».....	51
1.1.1. Actions sur l'équilibre des masses.....	51
1.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente.....	52
1.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.....	53
1.2. Action sur l'eau.....	55
1.2.1. Collecte et drainage des eaux de surface.....	56
1.2.2. tranchées drainantes.....	57
1.2.3. Les drains horizontaux.....	58
1.2.4. Les drains verticaux.....	59
1.2.5. Masques et éperons drainants.....	60
1.3. Action sur la résistance sur la résistance au cisaillement.....	61
1.3.1. Ouvrages de soutènement.....	61
1.3.2. Renforcement par inclusions.....	64
1.3.2.1. Le Clouage.....	64
1.3.2.2. Les murs en géotextiles.....	67
Conclusion	69
Chapitre III : Méthode de calcul de la stabilité d'un glissement.....	70
Introduction.....	71
1. Généralités	72
1.1. Définition du coefficient de sécurité.....	73
2. Glissement plan.....	74
3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite	77
3.1. Méthodes d'analyses globales.....	79
3.2. Méthodes des tranchées.....	80
3.2.1. Méthode de Fellenius	81
3.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée.....	83
3.2.3. Méthode de perturbation	84
4. Réflexion et conclusion générale sur le Choix de la méthode de calcul	85
Conclusion.....	87
Conclusion de la première partie	88

Partie II : Etude et calcul de la stabilité du versant de Tizirt

Introduction à la deuxième partie.....89

CHAPITRE I : Généralités sur les glissements de terrain et techniques de surveillance.....90

Introduction.....91

I. Aperçu historique92

1. Situation et géographie92

2. Historique de l'instabilité du versant de Tizirt94

II. Le contexte géologique.....95

1. Géologie régionale95

1.1. Unité tellienne de Dellys98

1.2. La formation numidienne.....98

2. La géologie à l'échelle du site99

III. La sismicité du site.....100

IV. Le contexte hydrogéologique.....101

4.1. Caractéristiques générales des précipitations en Algérie..... 101

4.2. Climatologie de la région106

4.3. Le régime hydrographique106

V. Les caractéristiques géotechniques du site d'étude.....109

1. La topographie.....109

2. Le site d'étude..... 109

3. Zone principale de Tizirt.....110

4. Reconnaissance sur site.....111

4.1. Sondages carottés111

4.2. Reconnaissance géophysique par sismique réfraction113

4.3. Réalisation des essais de reconnaissance114

4.4. Interprétation des essais de sismique réfraction114

5. Les essais de laboratoire115

5.1. Les essais d'identifications116

5.1.1. Analyse granulométrique116

5.1.2. Limites d'Atterberg.....116

5.1.3. Teneur en eau et consistance du sol116

5.1.4. La consistance117

5.1.5. Les masses volumiques.....117

5.1.6. La compacité du sol117

5.2. Les essais mécaniques118

VI. Signes d'instabilités119

1. Les indices de glissement.....119

1.1. Dommages subits par les constructions.....119

1.2. Les désordres ayant affectés le sol128

2. Facteurs d'instabilité131

2.1. Facteurs passifs ou Hérités.....131

2.2. Facteurs actifs132

3. Mécanisme du glissement133

Sommaire

Conclusion.....	134
CHAPITRE II : Calcul de la stabilité du glissement de Tigzirt.....	135
<u>II.1 Présentation de Talren 4.....</u>	<u>136</u>
1. INTRODUCTION	136
2. PRESENTATION DU LOGICIEL TALREN4	136
2.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4.....	136
2.2. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface	138
3. LES DIFFERENTES OPTIONS POUR LA MANIPULATION DE L'INTERFACE.....	138
3.1. Les différentes zones à l'écran	138
3.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur.....	139
3.3. La zone graphique et les règles	143
3.4. La barre d'état.....	146
4. LE MODE "DONNEES GENERALES"	147
4.1. Principes	147
4.2. Description générale.....	147
4.3. Géométrie	148
4.4. Surcharges.....	148
4.5. Renforcements.....	149
4.6. Caractéristiques des sols	151
<u>II.2 Calcul de la stabilité du versant de Tigzirt.....</u>	<u>152</u>
II.2.1 : Hypothèses de calculs	152
1) La forme de la surface de glissement	152
2) Prise en compte de la présence d'une nappe.....	152
3) Prise en compte de l'aléa sismique.....	152
4) Coupe lithologique de base.....	153
5) Caractéristiques physiques et mécaniques du sol	153
II.2.2 : Les méthodes de calculs	153
II.2.3 : Le calcul manuel du coefficient de sécurité	156
II.2.4 : Le calcul de la stabilité du versant	158
1. Présentation des résultats	158
2. Discussion des résultats	160
3. Les résultats détaillés par tranches : Cas sans renforcements	161
4. Discussion des résultats détaillés par tranches	136
Conclusion.....	164

Sommaire

CHAPITRE II : Interprétation des résultats de calcul et confortement du glissement.....	165
Introduction.....	166
1. Caractéristiques des systèmes de renforcements	167
1.1. Caractéristiques des clous	167
1.2. Caractéristiques des nappes en géosynthétiques	167
2. Le calcul de la stabilité.....	170
3. Les résultats du calcul sur Talren avec les renforcements	170
3.1. Cas du clouage.....	170
3.2. Cas de renforcements par géotextiles.....	171
3.3. Discussion des résultats.....	172
4. Résultats détaillés par tranches avec renforcements par clouage	173
4.1. Calcul sans nappe.....	173
4.2. Calcul avec nappe et excitation sismique.....	175
4.3. Interprétation des résultats détaillés par tranches.....	177
5. Résultats détaillés par tranches avec renforcement par géosynthétiques	178
5.1. Calcul sans nappe.....	178
5.2. Calcul avec nappe et excitation sismique.....	180
5.3. Interprétation des résultats détaillés par tranche.....	182
Conclusion.....	183
Conclusion de la deuxième partie.....	184
Conclusion générale.....	185
Bibliographie.....	186
Annexes.....	I

Liste des figures

Partie I

Chapitre I

Figure. I. 1 Exemples de mouvements de versants sous divers sollicitations depuis 1900 (Keefer, 1984 a ; Rodriguez et al .. ; 1999)	5
Figure. I. 2 Chute de blocs LADGHEM CHIKOUCHE Fadhila, Université de M'sila ,2009....	8.
Figure. I. 3 Une "écaille" rocheuse Maupas. France [Laboratoire centrale de pont et chaussée (1996)]	9
Figure. I. 4 Schématisation d'un éboulement.....	9
Figure. I. 5 Glissement de terrain (www.encyclopédie.com)	10
Figure. I. 6 Le fluage (www.encyclopédie.com).....	11
Figure. I. 7 : Les coulées boueuses (www.encyclopédie.com) Cas réel d'une coulée boueuse à droite (Illilten en mai 2012 Tizi-Ouzou)	12
Figure. I. 8 : la progression de l'effondrement d'une cavité naturelle.....	13
Figure. I. 9 Le fauchage (Multilingual Landslide Glossary)	14
Figure. I. 10 Rétraction et gonflement.....	14
Figure. I. 11 : A glissements rotationnel B Glissement plan (transrationnel).....	16
Figure. I. 12 : Diagramme schématique d'in glissement de terrain.....	16
Figure. I. 13 : Glissement rotationnel simple:.....	17
Figure. I. 14 : profil de rupture d'un glissement.....	17
Figure. I. 15: Figure illustrant la niche d'arrachement lors d'un glissement réel Azazga 18/03/2012	18
Figure. I. 16 : Illustrant la dynamique d'un glissement de terrain	20
Figure. I. 17 Facteurs intervenant dans le processus d'un glissement	21
Figure. I. 18 : l'influence de l'eau sur les versants naturels.....	22
Figure. I. 19 : Modification de la contrainte intergranulaire (Desvarreux, 1970). ..	23
Figure. I. 20 Variation de la teneur en eau dans le sol avant et après une précipitation..	24
Figure. I. 21 : Equilibre d'un bloc de sol.....	25
Figure. I. 22 : Une onde sismique.....	26

Figure. I. 23 : Système de surveillance.....	28
Figure. I. 24 : Surveillance continue	30
Figure. I. 25: Surveillance discontinue.....	30
Figure. I. 26: Organigramme d'un système de surveillance.....	36

Chapitre II

Figure. II. 1 : la succession des arrivées des ondes aux sismographes. (H.Cambefort1980).....	43
Figure. II. 2: Les diagraphies	45
Figure. II. 3: Exemples de canalisations rompues lors d'un glissement de terrain.....	48
Figure. II. 4: Les différentes actions de terrassements possibles	50.
Figure. II. 5 : Allègement en tête.....	51
Figure. II. 6: Butée en pied.....	52
Figure. II. 7: Le reprofilage	53
Figure. II. 8 : Substitution partielle des matériaux glissés	54
Figure. II. 9: Différents types de drainage.....	55
Figure. II. 10: Collecte des eaux de surface.....	56.
Figure. II. 11 : Une tranchée drainante.....	57
Figure. II. 12 : Drains subhorizontaux	58
Figure. II. 13 : Chantier de réalisation de drains verticaux (Document Géopac).....	59
Figure. II. 14 : Installation des drains verticaux (Document Géopac)	59
Figure. II. 15 : Eperon drainant	60
Figure. II. 16 : Masques drainant.....	60
Figure. II. 17 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. (François SCHLOSSER)	62
Figure. II. 18 : Dimensions usuelles d'un mur en béton armé et un mur poids.....	62
Figure. II. 19 : Le dispositif de drainage des murs de soutènements.....	63
Figure. II. 20 : Mur cloué.....	65
Figure. II. 21 : Les phases d'exécution du clouage.....	66
Figure. II. 22 : Parement en béton préfabriqué à gauche et géotextile retourné à droite.....	67
Figure. II. 23 : Mise en œuvre du géotextile de renforcement.....	67

Figure. II. 24 : Les différentes phases des travaux de renforcement par géotextiles.....	68
--	----

Chapitre III

Figure. III. 1 Illustration d'une rupture d'une pente.....	72
Figure. III. 2 : Les différents cercles de glissement	72
Figure. III. 3 : Les efforts appliqués sur une tranche.....	74
Figure. III. 4 : Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.	76
Figure. III. 5 : Les forces sur une pente.....	78
Figure. III. 6 : Répartition des contraintes sur la surface de glissement	79
Figure. III. 7 : Les différentes forces agissant sur une tranche.....	80
Figure. III. 8 : Les forces agissant sur une tranche dans la méthode de Fellenius	82
Figure. III. 9 : Les forces agissant sur une tranche méthode de Bishop simplifiée.....	83
Figure. III. 10 : Méthode de perturbations	84

Partie II

Chapitre I

Figure I- 1 : La situation géographique de la région de Tizirt sur une carte de Tizi-Ouzou (CFTO ; 2010).	93
Figure I- 2 : L'implantation de la zone d'étude.....	93
Figure I- 3 : Schéma géologique de la cote Algérienne à l'Est du Cap de Ténès, d'après Wildi, 1983.	95
Figure I- 4 : Carte morpho physique en modèle numérique du terrain montrant le relief de la Kabylie du Djurdjura (MATET, 2008)	96
Figure I- 5 Carte lithologique de la Kabylie du Djurdjura (MATET, 2008).	96
Figure I- 6 Carte Géologiques Dellys-Tizi-Ouzou.....	99
Figure I- 7 : Carte de la pluviométrie annuelle de l'Algérie du nord (ANRH ; 1993) Carte établie sous l'autorité du Dr Laborde basée sur 470 postes périodes (1922-1960/1969-1989).....	102
Figure I- 8 : précipitations moyenne mensuelles PDAU de Tizirt	103
Figure I- 9 : Précipitations annuelles [1989 à 2009] ANRH Station El-Azaieb	104
Figure I- 10 : Précipitation moyenne durant l'année 1989 Précipitation identifiée comme minimale pendant les 20 années étudiées.....	104

Figure I- 11: Précipitation moyenne durant l'année 2002 Précipitation identifiée comme maximale pendant les 20 années étudiées.....	105
Figure I- 12: Comparaison entre les deux années présentant une précipitation minimale et maximale	105
Figure I- 13 : Cours d'eau dans la région de Tigzirt sur un fond topographique.....	107
Figure I- 14 : Les différents bassins versant de la région de Tigzirt.....	108
Figure I- 15 La zone d'étude [Google Earth].....	111
Figure I- 16 : Profil sismique réfraction.	115
Figure I- 17 : montrant les désordres matériels (Basculement d'un bungalow)	120
Figure I- 18 : montrant les désordres matériels (Basculement d'un bungalow).....	121
Figure I- 19 : montrant les loupes de glissements sur site.....	122
Figure I- 20 : Montrant la limite entre la couverture d'éboulis et la formation de marne et de biomécrites en plaquette.....	123
Figure I- 21: Montrant l'absence de caniveaux d'évacuation des eaux de surface.	124
Figure I- 22: La surface d'interface des deux couches d'éboulis et de marne surface de glissement selon l'étude faite par le laboratoire LNHC EN 2001.	125
Figure I- 23 : Effondrement du mur de clôture de la maison par translation de la fondation selon cette ligne de rupture.....	126
Figure I- 24 : Les niches d'arrachement (15/mai/2012).....	126
Figure I- 25 : Fissures dans les murs de clôtures en pierres et ouverture d'un joint entre deux blocs	127
Figure I- 26 : Basculement du bungalow à gauche évacué et endommagement de cette clinique toujours en usage à droite.....	127
Figure I- 27 : Fissuration du sol.....	128
Figure I- 28 : Arrachement important du sol.....	129
Figure I- 29 : Erosion progressive de la côte	129
Figure I- 30 : Affaissement d'environ 1 m	130
Figure I- 31 : Pentés raides du versant.	130

CHAPITRE II.

Figure. II. 1 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs)	139
Figure. II. 2 : Exemple du menu Données	140
Figure. II. 3 : Exemple de menu contextuel (mode phasage, clic droit sur une couche de sol).....	140
Figure. II. 4 : la barre de boutons principale.....	141
Figure. II. 5 : La barre de boutons contextuelle « Données ».....	141
Figure. II. 6 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"	142
Figure. II. 7 : Navigateur des phases et situations	142
Figure. II. 8 : Direction des champs de déplacement dans le cas du calcul à la rupture	144
Figure. II. 9 : configuration de la grille	144
Figure. II. 10 : exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.....	146
Figure. II. 11 : de tableau récapitulatif des surcharges.	146
Figure. II. 12 : Tableau récapitulatif des renforcements :	146
Figure. II. 13: boîte de dialogue Description générale.....	147
Figure. II. 14: boîte de dialogue Surcharges : onglet 1 (surcharges réparties)	149
Figure. II. 15 : Renforcements admis par TALREN.....	150
Figure. II. 16 : exemples de représentation graphique de renforcements.	151
Figure. II. 17: Coupe lithologique du terrain Profil N°II	155
Figure. II. 18 : Coupe lithologique du profil I	155
Figure. II. 19 : Glissement plan.....	156
Figure. II. 20 : Résultats de calcul profil I	159
Figure. II. 21 : Résultats de calcul profil II	159
Figure. II. 22 : Résultats du calcul après le drainage.	160

Chapitre III.

Figure. III. 1 : Renforcement du glissement avec des clous :	168
Figure. III. 2 : Renforcement du glissement avec un mur en terre renforcée par géotextiles	168
Figure. III. 3 : Résultats du calcul avec renforcement.	170
Figure. III. 4 : Résultats du calcul avec renforcement par un mur en géotextiles.	171
Figure. III. 5 Méthode de Fellenius.....	173
Figure. III. 6 : méthode de Bishop.....	174
Figure. III. 7 : Méthode de Perturbation	174
Figure. III. 8 : Méthode de Fellenius	175
Figure. III. 9 : Méthode de Bishop.....	176
Figure. III. 10 : Méthode des perturbations	176
Figure. III. 11 Méthode de Fellenius.....	178
Figure. III. 12 : Méthode de Bishop	179
Figure. III. 13 : Méthode de Perturbation	179
Figure. III. 14 : Méthode de Fellenius	180
Figure. III. 15 : Méthode de Bishop.	181
Figure. III. 16 : Méthode de perturbation :	181

Liste des tableaux

Partie I

Chapitre I :

Tableau. I. 1 Montrant les mouvements de versant les plus spectaculaires.	6
Tableau. I. 2 Vitesses des mouvements de terrain (Varnes, 1978 et Crozier, 1986).....	19
Tableau. I. 3 Différent modes de surveillance.....	30

Chapitre II :

Tableau II- 1 : Les coefficients.....	44
Tableau II- 2 Résistivité de quelques types de sols.....	44
Tableau II- 3 : Les essais de laboratoire [Travaux des sondages et essais de sols D.T.R B.E 1.1page 18.....	46
Tableau II- 4 : Les essais In-situ laboratoire [Travaux des sondages et essais de sols D.T.R B.E 1.1 page 17].. ..	46

Chapitre III :

Tableau. III. 1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].	73
Tableau. III. 2 : Les méthodes des tranches les plus connues : [A. Benaissa, 2008].....	81
Tableau. III. 3 : Remarques sur les méthodes de calcul	86

Partie II.

CHAPITRE I :

Tableau. I. 1 : Les études antérieures.....	94
Tableau. I. 2 : Les coupes des sondages carottés	112
Tableau. I. 3: Les résultats d'interprétation de l'essai sismique réfraction.	114

CHAPITRE II :

Tableau. II. 1 : Les caractéristiques des différentes couches du profil.....	153
Tableau. II. 2 Tableau récapitulatif des calculs du profil I sans renforcement :	158
Tableau. II. 3 Tableau récapitulatif des calculs du profil II sans renforcement :	158
Tableau. II. 4 Tableau récapitulatif du calcul du profil I avec drainage :.....	158

CHAPITRE III :

Tableau. III. 1 : Caractéristique des clous	167
Tableau. III. 2 : Caractéristiques des nappes en géosynthétiques	167
Tableau. III. 3 : Coefficients de sécurité avec renforcement par clouage.	170
Tableau. III. 4 : Coefficients de sécurité avec renforcement par géotextiles.	171

Liste des annexes

Annexe. A. Carte d'implantation des sondages zone Est première tranche Tigzirt.....	II
Annexe .B. Les coupes des sondages carottés.....	III
Annexe. C. Etude géophysique par sismique réfraction	XI
Annexe. D. Schémas explicatif du glissement.....	XII
Annexe. E. Récapitulatifs des résultats de laboratoire.....	XIII
Annexe. F. Localisation cartographique de l'unité Tellienne de Dellys.....	XVIII
Annexe. G. La carte des pentes.....	XIX
Annexes. H. Les principaux constituants chimiques de l'eau de mer.....	XX

Introduction générale

Les mouvements de terrain font partie de l'évolution permanente de la terre. La vie de l'être humain est particulièrement liée aux phénomènes naturels, en particulier les glissements de terrains qui influencent son mode de vie et sa civilisation.

A ce titre Tizirt, petite ville côtière de la wilaya de Tizi-Ouzou, située à 130 Km à l'Est de la capitale Alger, présente plusieurs indices d'instabilité des versants pour lesquels les mouvements de masse et leurs étendues sont importants. De surcroît, La présence d'enjeux socio-économiques importants rend difficile la résolution des problèmes posés par ces glissements.

D'une façon générale, l'instabilité des pentes se pose aux chercheurs suivant deux optiques différentes : selon qu'il s'agisse de prévenir l'apparition de glissements sur un versant réputé stable ou bien de stabiliser une pente où les glissements sont apparus. C'est le cas de notre aire d'étude, c'est-à-dire le glissement de terrain du versant Est de Tizirt.

Une investigation géotechnique à été effectuée par le laboratoire LNHC en 2002 afin de mettre en relief la vulnérabilité du site ; où des mesures in situ et au laboratoire ont été réalisées, mais leur étude est incomplète du fait qu'aucun calcul de la stabilité n'a été effectué.

Ce mémoire a pour objectif de combler la carence de cette étude et de la compléter par un calcul de la stabilité du versant de la zone Est (Zone centrale) de Tizirt lieu d'implantation des 12 bungalows, et la proposition de solutions de confortement.

Notre travail comprendra deux parties complémentaires.

La première partie : consiste en une étude bibliographique approfondie sur les glissements de terrain. Elle est répartie en trois chapitres : le premier aborde des classifications des types des glissements de terrains , les causes qui les provoquent , les systèmes de surveillance conçus pour suivre leur évolution et le deuxième traite des méthodes de reconnaissance et de confortement et le troisième décline les méthodes de calcul de la stabilité.

La deuxième partie : Elle est consacrée à l'étude du glissement de Tizirt. Elle comporte trois chapitres ; le premier consiste à analyser les résultats de l'étude géotechnique mobilisée sur ce site et à déceler les causes et la morphologie du glissement qui affecte la région ; Le deuxième et le troisième chapitre portent sur l'étude de la stabilité du versant de Tizirt via un logiciel de calcul numérique (Talren 4 pour deux profils géotechnique I et II, dressés sur la zone dont le mouvement est actif). Ce calcul tient compte des facteurs déclencheurs du glissement (Surcharges, la nappe phréatique, l'excitation sismique). Le calcul de la stabilité est mené selon deux cas, avec ou sans renforcement.

Le mémoire se terminera par une conclusion générale résumant les résultats obtenus avec une série de recommandations.

Partie I : Etude bibliographique

Cette partie interprète les propriétés des différents types de mouvements de terrains et les méthodes admissibles pour leur prévention et surveillance, ainsi une introduction à la reconnaissance des glissements de terrains et les différentes méthodes de confortements pour terminer l'étude avec les méthodes de calcul de la stabilité via deux formes de glissements qu'il soit sur une surface plane ou circulaire en utilisant les méthodes les plus reconnues. Elle est répartie en trois chapitres :

- I. Généralités sur les glissements de terrain et techniques de surveillances.**
- II. Reconnaissances et techniques de confortement des versants.**
- III. Calcul de la stabilité d'un glissement.**

Introduction de la partie I

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases rapides. Pour établir une étude d'un glissement de terrain, il est conseillé de bien comprendre son mécanisme, ses causes et les solutions pouvant être requises afin de l'équilibrer.

Cette première partie consiste en une recherche bibliographique comportant trois chapitres dont le premier expose une étude sérieuse et approfondie permettant de mieux analyser ce phénomène et de cerner tous les facteurs influant sur l'activité et la dynamique des glissements de terrains, pour ensuite exposer les différents éléments constituant un système de surveillance qui pourra suivre l'évolution de ce phénomène dans le temps.

Le deuxième chapitre regroupera les différentes investigations et essais qui pourront être utiles lors d'une étude géotechnique, en fonction de l'ampleur du mouvement. Différents systèmes pouvant contribuer à la stabilisation du mouvement ont été proposés.

Le chapitre trois comporte une description des différentes méthodes de calcul de la stabilité qui seront utilisées dans la deuxième partie.

Chapitre I

L'objectif de ce chapitre est d'exposer le mécanisme de mouvements de terrain en particulier les glissements de terrains, ainsi que les différents facteurs causant leurs instabilités ; définir les systèmes de surveillance adaptés au suivi des glissements de terrain, d'une part, en présentant les données nécessaires à la conception de la surveillance et d'autre parts, l'environnement et les éléments du système de surveillance. Ce chapitre suit l'ordre suivant :

- Ø Les mouvements de terrains.
- Ø La morphologie des glissements de terrains et facteurs d'instabilités.
- Ø Evaluation et surveillance des glissements de terrains.

Introduction

Les glissements de terrains en pentes revêtent des fois des formes spectaculaires et laissent à penser que toute perturbation de l'équilibre initial des terres par réalisation d'un projet quelconque, peut conduire à des conséquences catastrophiques. Il va sans dire qu'il est impératif de prévoir les risques de mouvement du sol à chaque modification de cet état d'équilibre initial.

Le problème de glissement de terrains est couramment rencontré en Algérie et depuis fort longtemps, et il n'existe jusqu'à maintenant pas de cartes de zonage permettant de classer le territoire en zones vis-à-vis du potentiel de glissement.

On rappelle ci-dessous succinctement quelques dates relatives à ce phénomène :

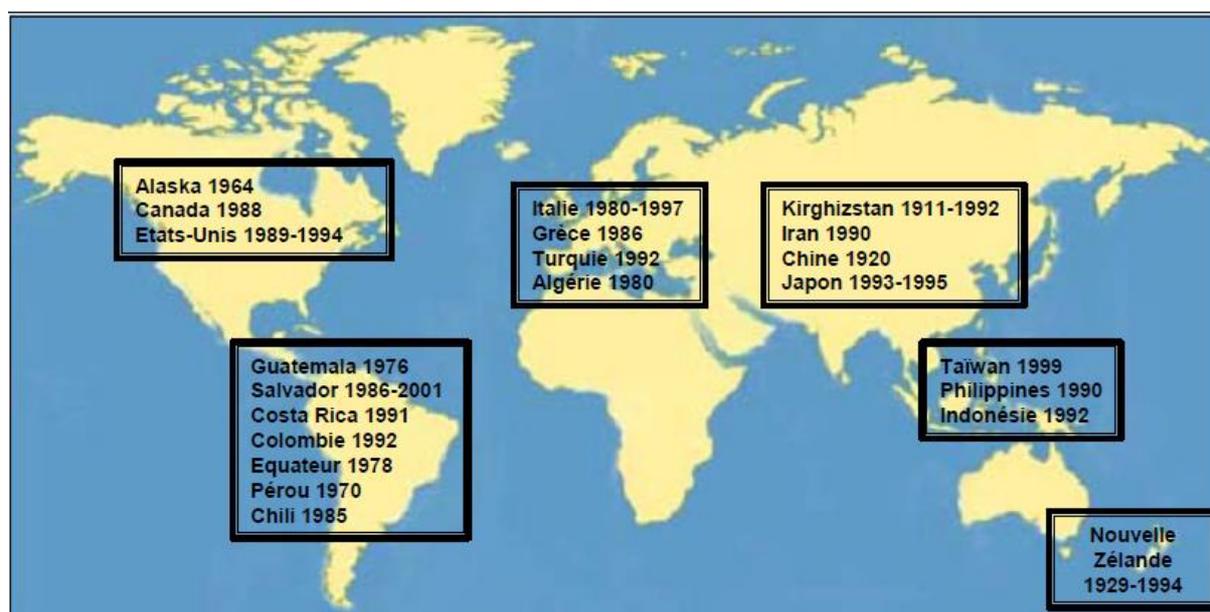


Figure. I. 1 Exemples de mouvements de versants sous divers sollicitations depuis 1900 (Keefer, 1984 a ; Rodriguez et al .. ; 1999)

En Algérie :

Tableau. I. 1 Montrant les mouvements de versant les plus spectaculaires.

Lieu	Date	Constatations et types
Azazga Tizi-Ouzou	Février 1952	Glissement d'une masse estimée à 10 millions de m ³ .
Azazga Tizi-Ouzou	Février/1974/1985 et 10 mars 2012	Glissement causant de sérieux désordres au niveau des édifices publics et une centaines d'habitations.
Constantine	1972	Glissement au chantier de la mosquée de l'Emir Abdelkader
Ain-el-Hamra (Guelma)	1mars 1992	Glissement sur une étendue de 1000×700 m
Grarem (Mila)	1993	Glissement du remblai sur la route nationale 27, menaçant potentiellement de couper cette voie de communication importante.
El-Biar Alger	1785-1845... 1870-1942	Effondrement d'un pan de falaise sur 20 mètres ; le consulat de suède est emporté, en même temps glissement de 20 mètres au niveau de la rue Salah bouakouir
Sidi BENNOUR	/	Glissements de terrains
Ain El Hammam Tizi-Ouzou	1969/1970 jusqu'à 2008/2009	La surface instable est d'environ 15,70 [Ha] et le périmètre d'environ 1,40 [Km]
DE BENI AMRANE (Bejaia)	/	Glissement de terrain, basculement et rupture des murs de soutènements
Illilten Tizi-Ouzou	Mai 2012	Effondrement d'une falaise en coulées boueuses entraînant des milliers de m ³ de boue en avalanche détruisant tout les champs d'agriculture et mettant en danger le village Illilten en grande Kabylie.

I. Les mouvements de terrains

1. Description du phénomène

Les mouvements de terrain sont très variés en Algérie, par leurs natures (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension. La majorité des villes du nord sont concernées par ce type de risques, avec des fréquences variables.

Sous la dénomination de mouvements de terrains sont regroupés des phénomènes correspondant à des mécanismes très variés, dans des terrains de nature diverse, et avec des morphologies très différentes. En particulier, l'ampleur des phénomènes est très variable : Les volumes en jeu vont couramment de moins d'un mètre cube au million de mètres cubes.

COMMENT SE MANIFESTENT-T-ILS ?

On différencie :

Les mouvements lents et continus : entraînant une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme :

- ü Les tassements et les affaissements de sols ;
- ü Le retrait-gonflement des argiles ;
- ü Les glissements de terrain le long d'une pente.

Les mouvements rapides et discontinus : se propageant de manière brutale et soudaine :

- ü Les effondrements de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) ;
- ü Les écroulements et les chutes de blocs ;
- ü Les coulées boueuses et torrentielles.
- ü Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau.

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

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

Afin d'avoir une vision globale de ces mécanismes et d'éviter les confusions; les principaux types de mouvements de terrain se caractérisent comme suit, conformément au «**Multilingual Landslide Glossary**» (**glossaire multilingue des mouvements de terrain, WP/WLI et G.Colas et G.Pilot 1976**):

1. Les écroulements ou chutes de blocs;
2. Les glissements ;
3. Le fluage et La solifluxion ;
4. Les coulées boueuses ;

2. Les différents types de mouvements de terrains

2.1. Les écroulements

Ce sont des glissements (chutes) de masses rocheuses. Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grés, roches cristallines ... **Le processus d'éboulement** (chute) commence avec la désagrégation de matériel rocheux ou meuble sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvements de cisaillement. Le matériel tombe ensuite principalement en chute libre, en rebondissant et/ou en roulant.

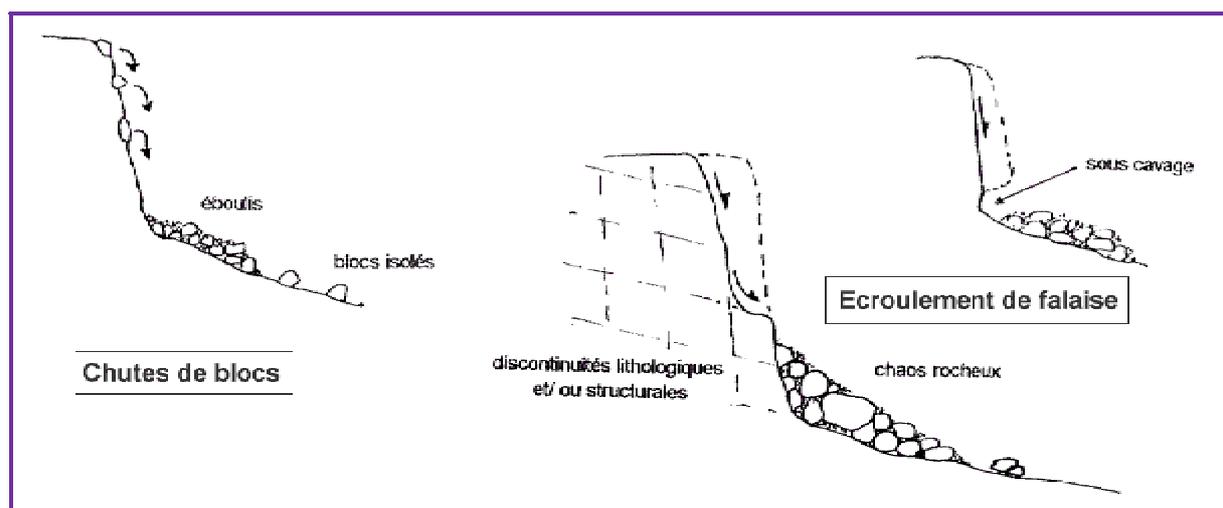


Figure. I. 2 Chute de blocs LADGHEM CHIKOUCHE Fadhila, Université de M'sila ,2009

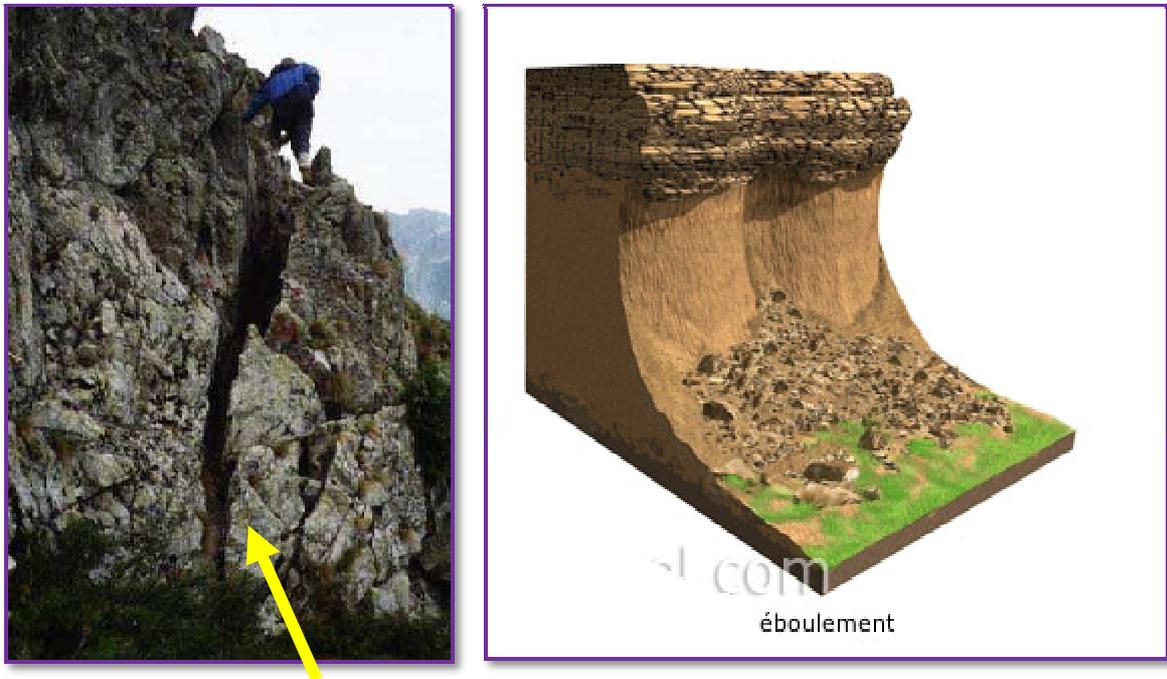


Figure. I. 3 Une "écaille" rocheuse Maupas. France [Laboratoire centrale de pont et chaussée (1996)]

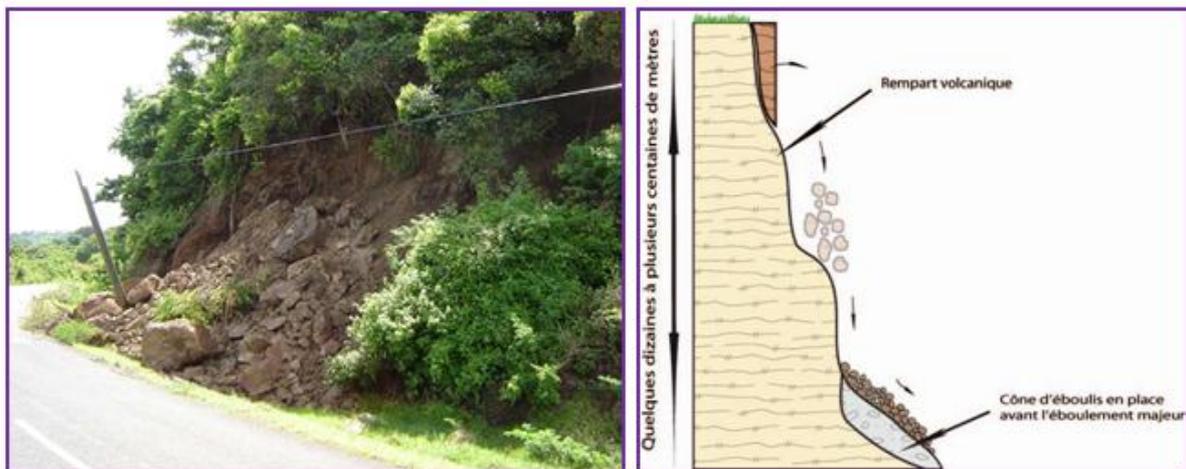


Figure. I. 4 Schématisation d'un éboulement

2.2. Les glissements de terrains

Ce sont des déplacements en masse sur une surface de rupture qui peut être plane (sur une discontinuité lithologique) ou courbe ; les lois mécaniques de la rupture des matériaux font que cette surface a une forme plus ou moins sphérique en général. Ce sont généralement des phénomènes lents, mais (en particulier sur une surface plane liée à une discontinuité) ils peuvent s'accélérer brutalement. Ils peuvent aussi évoluer en avalanche de débris ou en coulée de boue (si le matériau contient suffisamment d'eau).

La forme sphérique de la zone de départ donne une morphologie en « **loupe d'arrachement** » qui s'observe facilement dans le paysage. En revanche, la zone renflée en pied de glissement, correspondant à la nouvelle position des matériaux, s'observe moins facilement, entre autre à cause de la facilité avec laquelle les glissements évoluent en coulée de boue ou en avalanche de débris.

Il est plus aisé d'observer des panneaux affaissés, encore collés à leur zone de départ. Ils se manifestent par des zones plates souvent étroites, en contrebas des plateaux des îlets. Le déplacement rotationnel des terrains sur la surface sphérique de glissement provoque une rotation vers l'amont du bloc déplacé ; on observe ainsi des panneaux glissés, dans lesquels une ancienne topographie horizontale se retrouve disposée obliquement.

Très souvent, des glissements de terrain sur des fortes pentes n'ont été reconnus que lorsque la rupture brutale sur la surface de glissement a provoqué leur évolution en coulée de boue ou en éboulement important. Tant que ces glissements restent lents, ils présentent un risque limité pour les structures (bâtiments et routes). En revanche, la rupture brutale sur les surfaces de glissement peut causer l'éboulement de terrains de volume important.

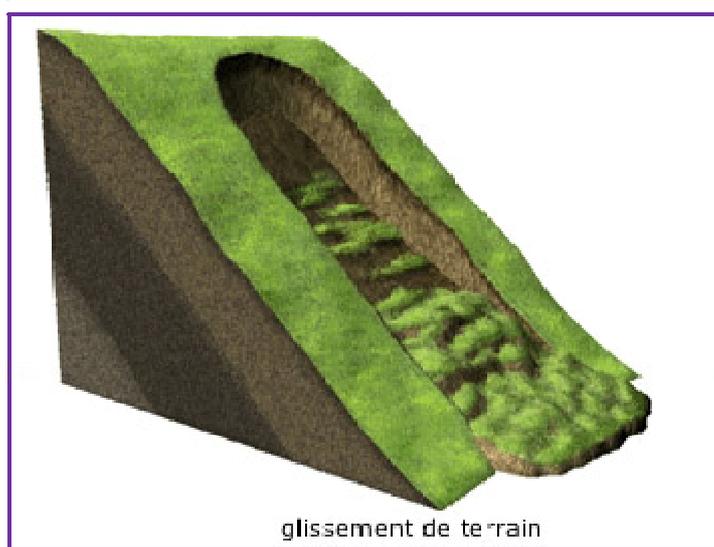


Figure. I. 5 Glissement de terrain (www.encyclopédie.com)

2.3. Le fluage et La solifluxion

2.3.1. Le fluage

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois. Il se fait très lentement, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique.

C'est un phénomène de déformation lente sous sollicitation permanente constante, qui affecte en général certaines pentes naturelles argileuses. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles. Le fluage peut être amorti par contre, si elles sont élevées.

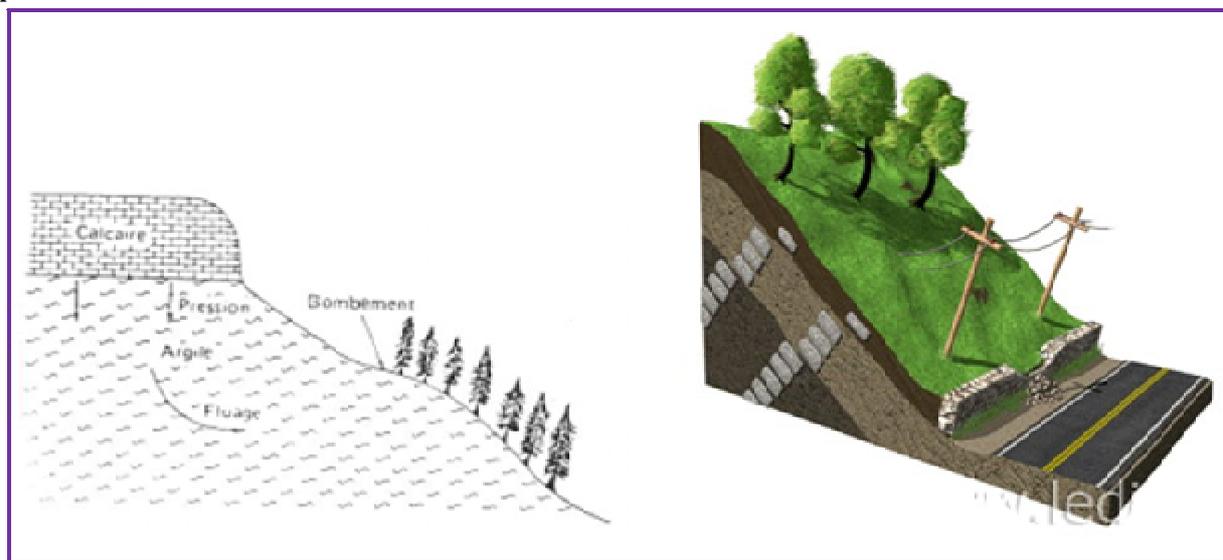


Figure. I. 6 Le fluage (www.encyclopédie.com)

2.3.2. La solifluxion

Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumétriques d'un sol au cours des saisons (gel-de gel) en montagne.

La solifluction ou reptation est un fluage des couches de sol superficielles en relation avec les cycles de gel et de dégel. Lors de mouvements de versants dus au fluage ou au glissement, il est souvent difficile de conclure de façon univoque à la présence d'une surface de glissement continue. Ces processus sont souvent étroitement liés à de véritables glissements de terrain; c'est pourquoi ils peuvent être assimilés à ces derniers. (Olivier Lateltin OFEFP-SHGN, Berne, 1997)

2.4. Les coulées boueuses

Ce sont des écoulements de matériaux meubles, très riches en eau. Ces phénomènes sont dus à un apport massif d'eau sur des matériaux non consolidés. Les laves torrentielles sont confinées aux lits des torrents, tandis que les coulées de boue surviennent sur n'importe quel versant ; on les observe fréquemment à l'aval de glissements de terrain gorgés d'eau.

Laves torrentielles et coulées de boue sont caractérisées par leur comportement fluide de forte densité ; elles sont donc assez inféodées à la topographie, et peuvent parcourir de très grandes distances. De plus, elles ont une forte capacité à transporter et à arracher des matériaux du substratum.



Figure. I. 7 : Les coulées boueuses (www.encyclopédie.com) Cas réel d'une coulées boueuse à droite (Illilt en mai 2012 Tizi-Ouzou)

Bien que d'autres types de mouvements de terrains sont à signalés et qui ont pour origine l'existence de cavités souterraines créés soit naturellement par dissolution (calcaire, gypse) ou entraînement de matériaux fins, soit par l'activité de l'homme (mines, carrières...) L'affaissement est en général brutal et difficile à prévoir.

Dont les effets sont variables selon le phénomène : barrage total ou partiel d'une vallée, obstruction de voies de communication, destruction totale ou partielle d'ouvrages, de constructions.

2.5. Phénomènes d'affaissement et d'effondrement

Des phénomènes d'affaissement et d'effondrement peuvent apparaître en relation avec le lessivage d'une roche souterraine soluble (p.ex. gypse, cornieule) ou avec des cavités souterraines préexistantes (p.ex. cavités karstiques). Les formes typiques par lesquelles ils se manifestent sont les **dolines**. En particulier, de tels phénomènes sont fréquents dans les séries du Trias comprenant du gypse et de la cornieule.

Ils se rencontrent aussi dans les calcaires karstifiés des Alpes et du Jura, où ils peuvent fréquemment se manifester sur des surfaces atteignant plusieurs km².

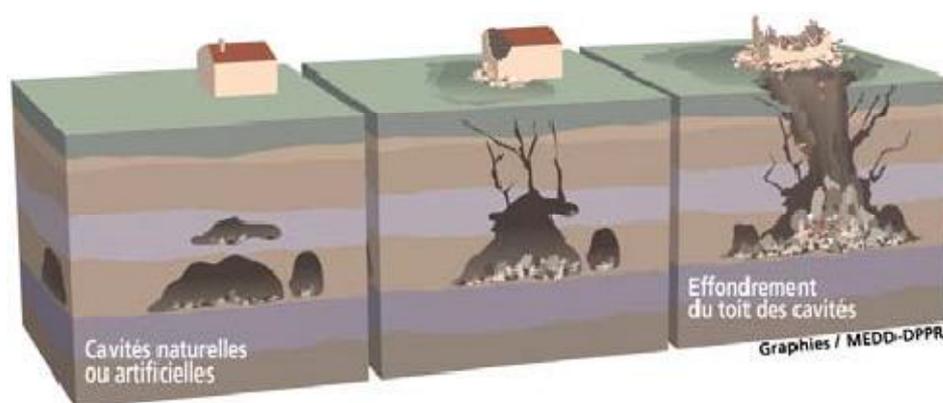


Figure. I. 8 : la progression de l'effondrement d'une cavité naturelle.

2.6. Le fauchage des couches

Est un basculement vers l'aval des têtes de couches rocheuses en place, inclinées ou même subverticales, sous l'effet de la gravité. Ce phénomène affecte surtout des formations litées, schisteuses ou plaquetées, même en gros bancs.. Ce phénomène se produit dans les roches traversées de discontinuités en direction quasi parallèle à l'axe de la vallée, et à fort pendage. Un fauchage accentué de versant engendre une désorganisation importante du massif, qui peut favoriser la formation ultérieure d'une surface de rupture et l'évolution en glissement ou en éboulement ; les volumes affectés peuvent atteindre plusieurs centaines de milliers de mètres cubes, avec des profondeurs observées jusqu'à une centaine de mètres en générale le mouvement est lent et progressif quelques centimètres par an jusqu'à quelques centimètres par mois.

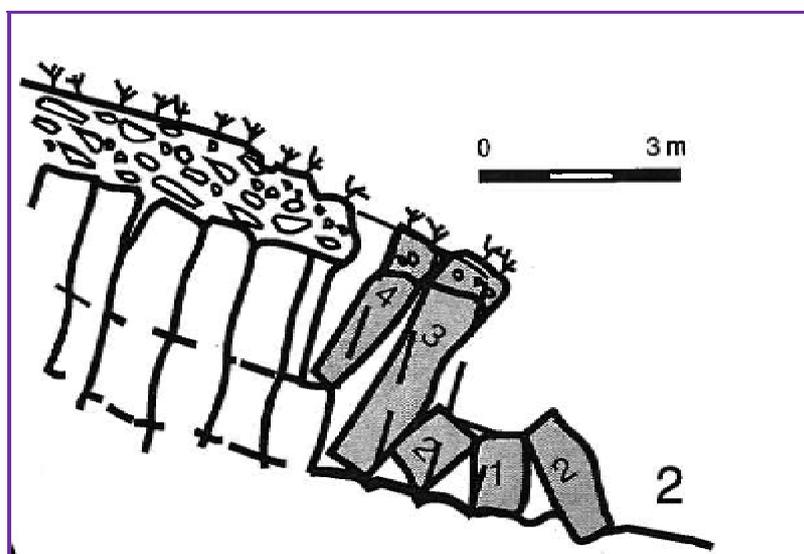


Figure. I. 9 Le fauchage (multilingual landslide Glossary)

2.7. Les gonflements et rétractions

Le terme de sol gonflant est intimement lié à la nature argileuse du sol et à sa teneur en eau. Il y a présence le plus souvent d'argiles gonflantes comme les montmorillonites, les saponites, les chlorites ou les vermiculites. Comme ces argiles sont susceptibles de fixer l'eau, et donc de gonfler, elles sont tout aussi capables de la perdre et de se rétracter. La variation de volume peut, dans certains cas, être multipliée par 2.

(M. THOMAS LEBOURG; 2000)

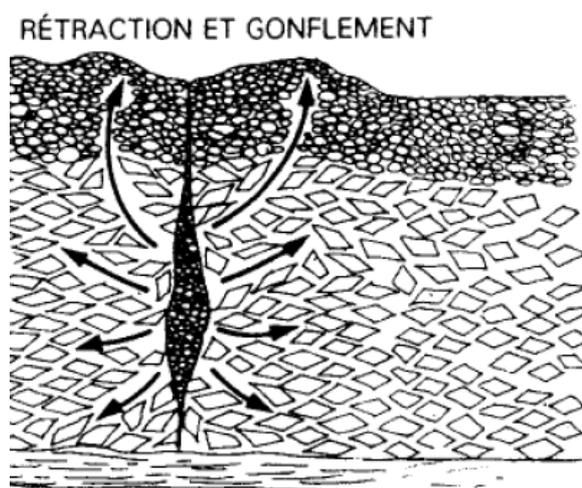


Figure. I. 10 Rétraction et gonflement.

II. La morphologie des glissements de terrains et facteurs d'instabilités

1. Les glissements de terrains

Comme définit précédemment dans le paragraphe (2) ; les glissements de terrain se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Les glissements sont des mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

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

- ü Glissement plan.
- ü Glissement rotationnels simples.
- ü Glissement rotationnels complexes (composés).

1.1. Glissement plan.

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification, La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « **couche savon** ».

Les glissements plans ou transrotationnels peuvent être parfois assimilés à des écroulements, car ils font intervenir des masses rocheuses qui glissent sur leurs joints de stratification en provoquant, de par leur soudaineté, une impression d'écroulement.

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont inclinées dans le sens de la pente et constituent des surfaces de glissements potentiels.

Lors d'un glissement transrotationnel, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

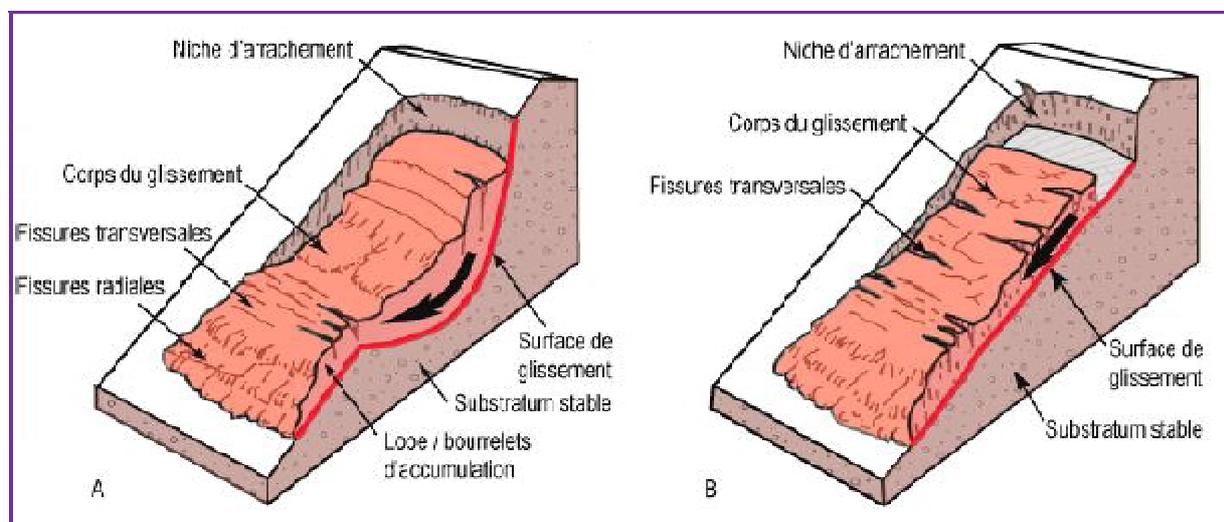


Figure. I. 11 : A glissements rotationnel B Glissement plan (transrotationnel)

1.2. Glissement rotationnels

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

1.2.1. Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure N°) : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

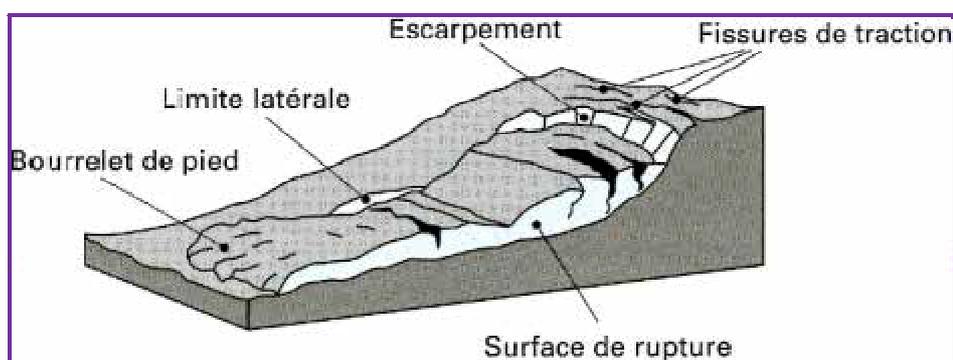


Figure. I. 12 : Diagramme schématisé d'un glissement de terrain

Ils se produisent plus généralement dans les sols et parfois les roches homogènes où il n'y a pas de discontinuités géologiques suffisamment persistantes ou si la fracturation est suffisamment intense pour permettre une telle surface de glissement. Pour les calculs de stabilité, on assimile la surface du glissement circulaire à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de la masse autour du centre du cercle.

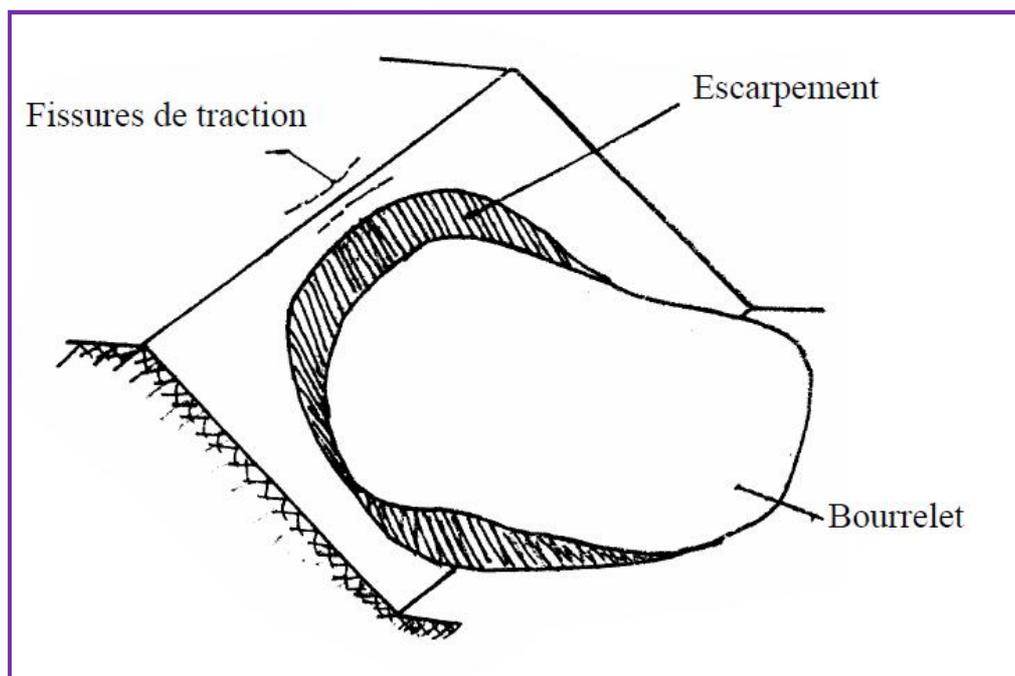


Figure. I. 13 : Glissement rotationnel simple:

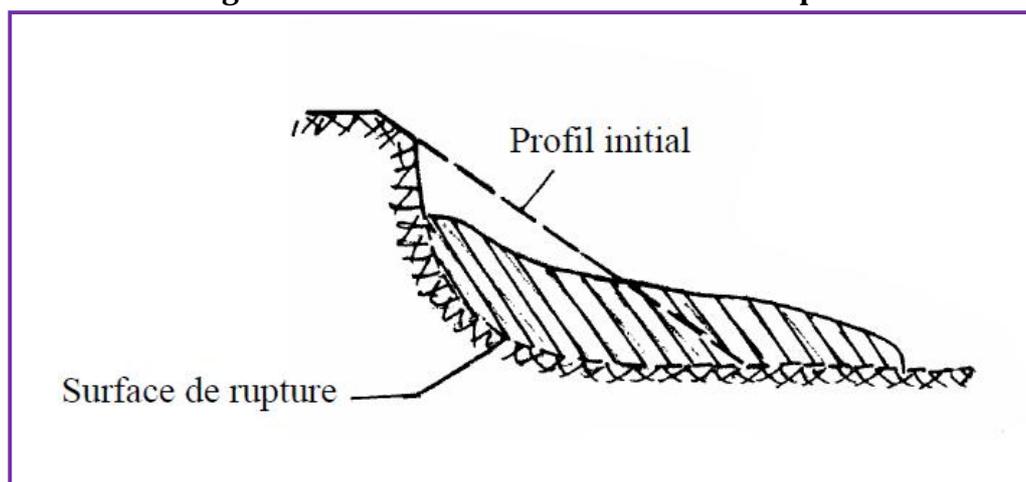


Figure. I. 14 : profil de rupture d'un glissement.

1.2.2. Glissement rotationnels complexes (composés)

Les mouvements complexes sont par définition l'association de plusieurs types de mouvements qui se déclenchent, soit ensemble, soit successivement, 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.

Les causes de déclenchement sont principalement le résultat d'une activité intense de l'eau qui est engendrée, soit par un ou des pics d'intensité des pluies, 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.



Figure. I. 15: Figure illustrant la niche d'arrachement lors d'un glissement réel Azazga 18/03/2012

2. La cinématique et dynamique des glissements de terrains :

(M. THOMAS LEBOURG; 2000)

2.1. La cinématique

Les vitesses de déplacement sont variables et liées aux processus de mouvement, leurs ordres de grandeur sont de quelques centimètres par an à quelques centaines de km/h. Il est difficile de quantifier les vitesses de ces mouvements, car excepté quelques grands mouvements surveillés, on ne peut que constater l'état post-glissement. Les glissements sous surveillance donnent une bonne estimation des variations de vitesse de déplacement que l'on peut parfois relier à des facteurs plus ponctuels (variations de la pluviométrie, l'action de la température...).

La détermination de la vitesse du mouvement de terrain après le déclenchement de celui-ci est quasiment impossible, c'est pourquoi il existe des échelles évaluant les vitesses en fonction des mouvements de terrain. (Varnes, 1978 et Crozier, 1986).

Tableau. I. 2 Vitesses des mouvements de terrain (Varnes, 1978 et Crozier, 1986).

	3 m/s	0.3 m/mn	1.5 m/j	0.5 m/m	1 à 1.5 m/an	0.3 m/an	>0.3 m/an
	ER	TR	R	M	L	TL	EL
Chutes, écroulements de rochers	X						
Avalanches de débris	X	X	X	X	X		
Coulées de terre de débris	X	X	X	X	X	X	
Glissements de roches		X	X	X	X	X	X
Glissement rotationnel de roche			X	X	X	X	X
Glissement rotationnel de sol		X	X	X			
Glissements plans de roches			X				
Glissements plans de sol				X	X		
Glissements de débris			X		X	X	

ER: extrêmement rapide, TR: très rapide, R: rapide, M: modéré, L: lent, TL: très lent, EL: extrêmement lent.

2.2. Dynamique d'un glissement

La dynamique des mouvements de terrain peut être représentée par une fonction du déplacement par le temps. Millies-Lacroix, (1981) a observé de cette façon toutes les phases de la cinématique du mouvement, avec : une phase de préparation, où l'on observe des déplacements très lents qui n'entraînent pas de désordres importants, une phase de paroxysme ou de crise morpho-dynamique, c'est la rupture à proprement dite, une phase d'amortissement ou de relaxation, où les vitesses diminuent et le glissement tend vers un état d'équilibre, et une phase de la stabilisation ou consolidation du versant pour une durée indéterminée.

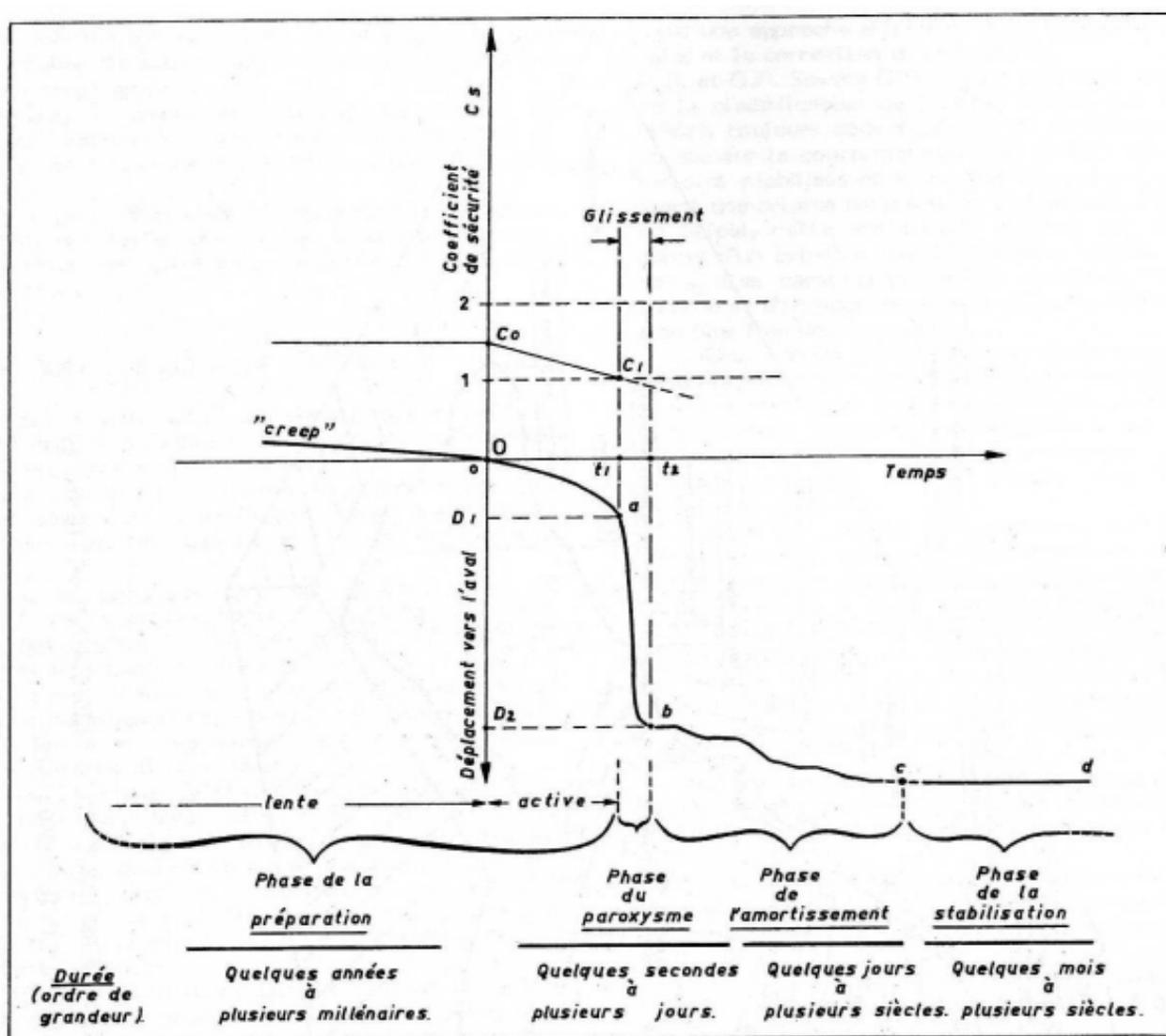


Figure. I. 16 : Illustrant la dynamique d'un glissement de terrain

2.3. Les facteurs intervenant dans le processus d'instabilité

A chaque fois que l'on étudie un mouvement de terrain, on se pose toujours la question de savoir pourquoi il y a-t-il eu rupture de l'équilibre ? La rupture de l'équilibre d'un massif sous entend la modification d'au moins un des paramètres participant à la stabilité. On distinguera principalement deux facteurs :

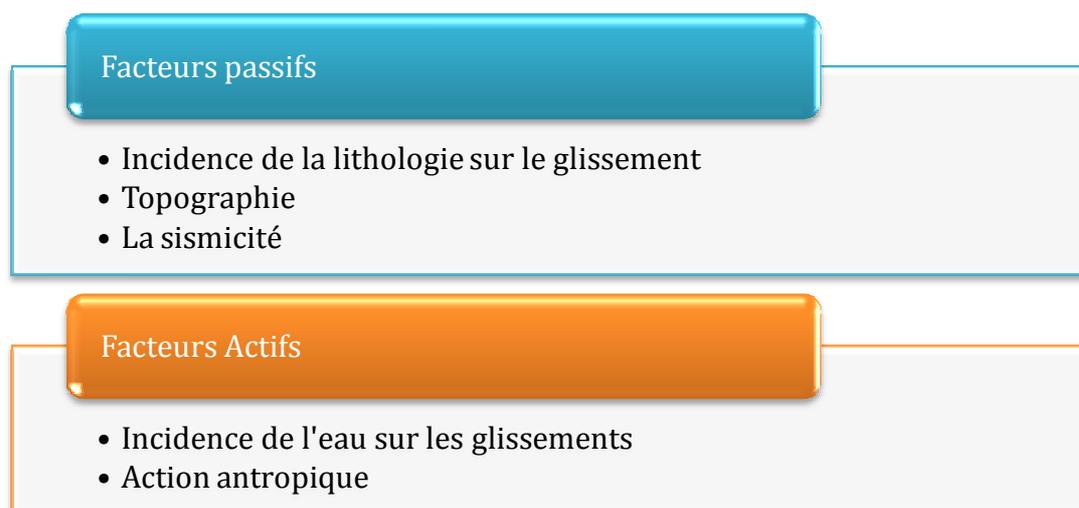


Figure. I. 17 Facteurs intervenant dans le processus d'un glissement :

L'équilibre d'un massif peut être donné par un facteur de sécurité pris comme étant le rapport entre la somme des forces stabilisatrices et déstabilisatrices. Celles-ci sont guidées par les forces de volume, les propriétés rhéologiques, la géométrie ainsi que l'action de l'eau, de la pesanteur, de la sismicité et l'action anthropique. La qualification et la quantification de ces paramètres permettent de mieux comprendre et d'appréhender les instabilités. Parmi ces paramètres, on constate que le principal facteur générateur de glissement de terrain est l'eau (Durville, 1992, Durville et Lacube, 1992).

2.3.1. Action et influence de l'eau

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités (Cartier, 1981, Cartier et Delmas, 1984).

En règle générale, le stade ultime de l'instabilité se traduit par un mouvement qui est précédé d'une augmentation des niveaux piézométriques, lui-même précédé d'un intervalle de temps variable après une forte pluie (Meneroud, 1983). L'étude hydrogéologique d'un bassin versant permet à partir d'un suivi piézométrique, d'estimer la quantité critique de hauteur d'eau précédant le mouvement.

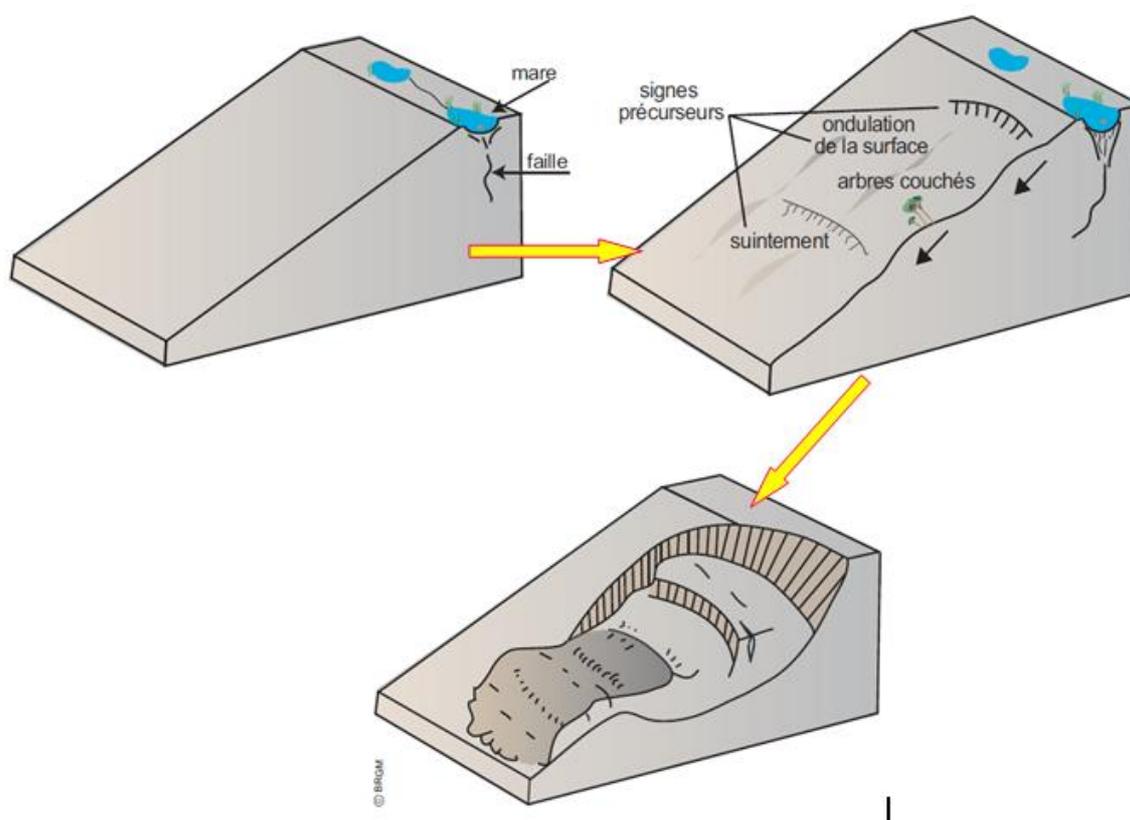


Figure. I. 18 : l'influence de l'eau sur les versants naturels.

2.3.2. La rupture de l'équilibre

La rupture de l'équilibre est souvent due à l'augmentation de la pression interstitielle, qui diminue la résistance au frottement. Cette augmentation de pression (ΔU) entraîne une modification de l'état de contrainte granulaire. Elle entraîne une translation du cercle de Mohr de l'état de contrainte intergranulaire vers la courbe enveloppe de rupture (Figure). La stabilité s'en trouve diminuée (Desvarreux, 1970).

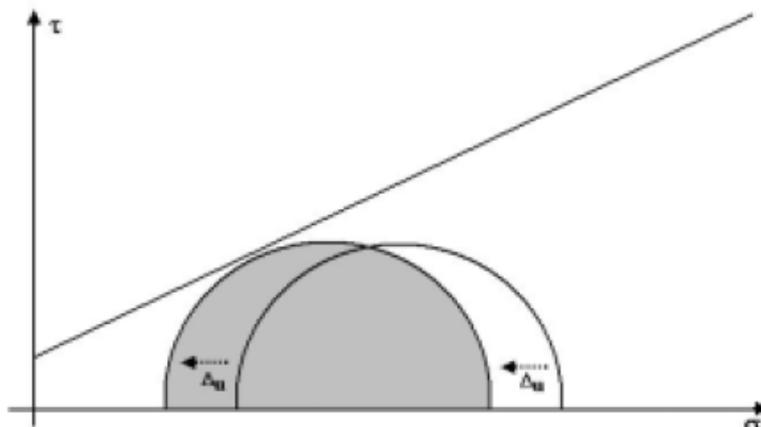


Figure. I. 19 : Modification de la contrainte intergranulaire (Desvarreux, 1970).

L'intensité de la pression interstitielle ΔU ne dépend pas du volume d'eau, mais uniquement de la hauteur de la charge d'eau (Terzaghi, 1967). Au-dessus de la surface piézométrique, si U augmente, on favorise une instabilité du terrain. De même, la saturation en eau d'un sol peut, sous l'effet de vibration, entraîner la liquéfaction ou thixotropie du sol.

2.3.3. Action rhéologique de l'eau

La présence "anormale" d'eau peut provoquer la chute des caractéristiques mécaniques d'un sol, comme par exemple l'angle de frottement interne qui ne change pas dans un milieu pulvérulent, mais qui diminue dans un milieu argileux. Les valeurs de cohésion changent, et c'est pour cela que lors des essais géotechniques, on s'intéresse de près aux valeurs des limites d'Atterberg, lorsque le sol est caractérisé par un pourcentage important de particules fines. La floculation d'un sol dépend de l'état ionique de l'eau qu'il contient (l'eau minéralisée favorise les échanges de cations), comme par exemple le passage d'une montmorillonite calcique à une montmorillonite sodique. Le lessivage d'un terrain où il existe de la pyrite, peut provoquer la floculation des argiles (la pyrite est un fort flocculant).

2.3.4. Alimentation en eau des terrains

Une grande partie de l'alimentation en eau du sol provient des précipitations, tandis que l'autre partie provient des réseaux hydrauliques souterrains. En temps normal, le sol contient de l'eau jusqu'à une certaine hauteur (surface piézométrique). On distingue ainsi une zone saturée et une zone non saturée (voir schéma ci-dessous).

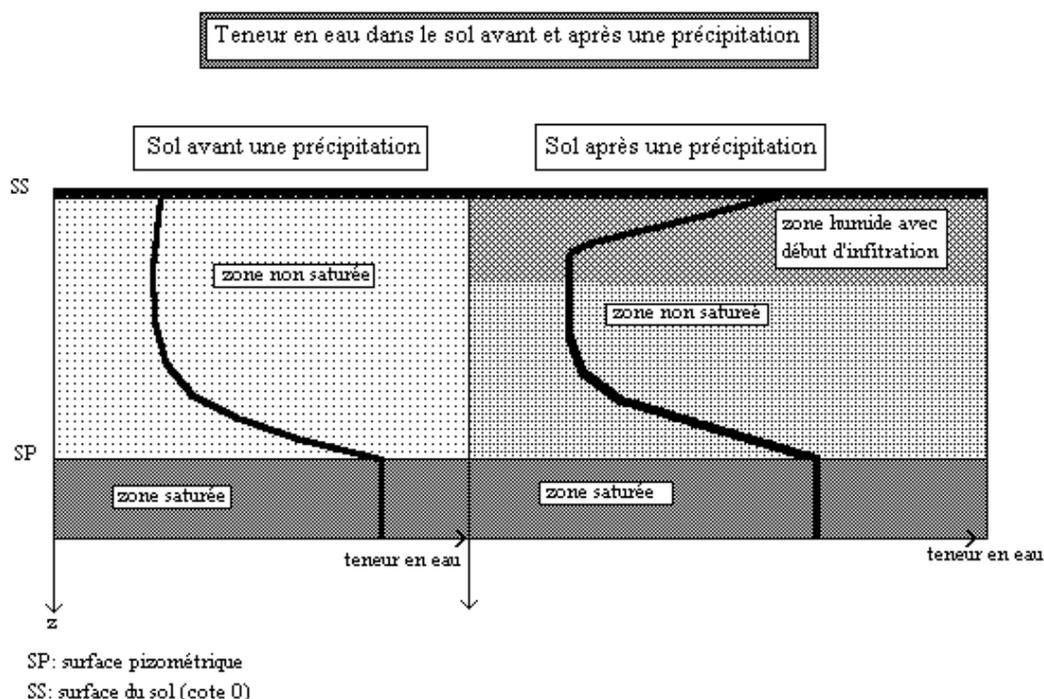


Figure. I. 20 Variation de la teneur en eau dans le sol avant et après une précipitation.

Suivant le mode de précipitation, différentes répartitions de l'eau dans le sol apparaissent. L'eau humidifie le sol, puis, s'il y en a suffisamment, s'infiltré, et enfin ruisselle à la surface.

On remarque qu'une même quantité d'eau tombant en quelques jours est souvent beaucoup plus néfaste qu'une grosse pluie. Comme cela est mis en évidence dans de nombreux glissements, les déplacements varient au cours des saisons et leurs amplitudes sont en relation étroite avec les conditions climatiques: fortes chutes de pluie, fonte des neiges. (Clark, T. Lebourg, 1997 1982, Buma et Dehn, 1998, Crosta, 1998, De Vita et Reichenbach, 1998, Glade, 1998, Flageolet et al.1999 ...).

2.3.5. Action des écoulements souterrains

Les écoulements souterrains correspondent à l'écoulement dans une matrice poreuse d'un fluide visqueux qui est freiné par cette même matrice poreuse. La pression va engendrer des efforts mécaniques déstabilisants et l'écoulement de l'eau dans le sol peut générer un colmatage de certaines parties des terrains par le soutirage des particules fines. Ce phénomène de colmatage peut provoquer une augmentation de la perméabilité des terrains à l'aval d'un versant et changer de façon brutale les conditions hydrauliques aux limites (concentration des lignes de courants). Lors d'un débouillage ou d'une vidange de barrage, si le terrain n'a pas le temps de baisser sa pression interstitielle aussi rapidement que la baisse du niveau d'eau, il peut se produire, soit une mise en pression des berges par effet vérin, soit un soutirage des fines

2.3.6. Action de la pesanteur

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F).

Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied (Besson, 1996).

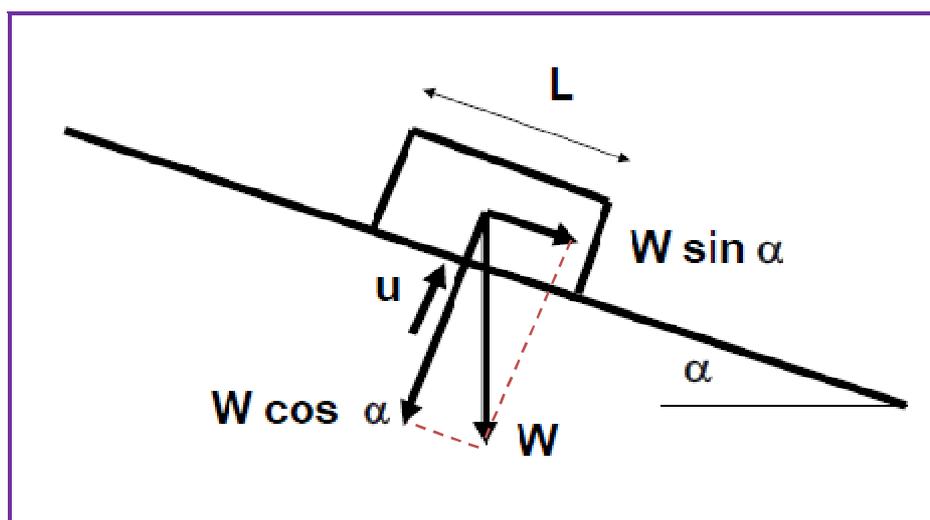


Figure. I. 21 : Equilibre d'un bloc de sol

2.3.7. Actions sismiques

La stabilité d'un massif est fonction du rapport des forces stabilisantes sur les forces déstabilisantes. Lors d'un séisme, il y a émission d'ondes sismiques (ou ondes élastiques) qui se propagent dans le sol. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume (ondes longitudinales et ondes transversales) et les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh). Généralement, les séismes engendrent des ondes de surface caractérisées, lors de leur passage, par un mouvement horizontal de va-et-vient. Ces ondes sont dispersives, c'est à dire que leur célérité est fonction de leur fréquence. Les ondes de Rayleigh agitent le sol selon une trajectoire elliptique. Ces ondes ont une amplitude qui décroît exponentiellement avec la profondeur (Durville et Sève, 1996).

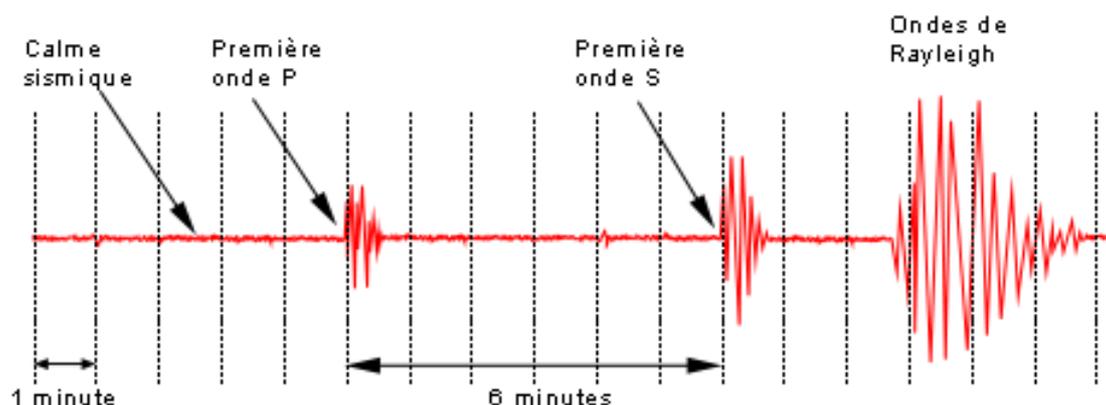


Figure. I. 22 : Une onde sismique

Les ondes sismiques provoquent une sollicitation dynamique supplémentaire qui s'ajoute dans le bilan des forces d'un massif. Ce nouvel état pose un problème dynamique complexe, qui est représenté par une accélération. Cette accélération intervient dans le bilan d'équilibre et fonctionne comme une force déstabilisatrice. Cette déstabilisation peut se manifester immédiatement et peut provoquer des glissements de terrains, des coulées, des chutes de blocs et des dérangements engendrés par la thixotropie des sables. A plus long terme, si le phénomène se manifeste régulièrement, il peut y avoir modification de la résistance (fatigue du matériau) et rupture. (Passage pour le matériau de sa résistance de pic à sa résistance résiduelle).

2.3.8. Actions anthropiques

L'aménagement de terrain provoque des déséquilibres qui généralement, à l'échelle humaine, passent inaperçus, mais lorsqu'une situation est à l'état d'équilibre précaire, la moindre intervention peut générer des désordres importants. Malgré l'état actuel des connaissances, il est encore fréquent de constater des instabilités, suite à des travaux et à une mauvaise anticipation de la stabilité (Pilot, 1982). Cette action, qu'elle soit directe ou indirecte, est un sujet très vaste à traiter. On se contentera de ne citer que quelques exemples liés à des travaux de génie civil. La construction d'ouvrages sur des versants provoque de fréquents glissements avec surcharge et génération de fortes pressions interstitielles ou bien une diminution de la perméabilité des sols sous-jacents avec une perturbation de l'écoulement de la nappe et augmentation des pressions interstitielles. Le terrassement ou la création d'un talus routier peut entraîner la suppression de la butée au pied de versant et activer le glissement (Besson, 1996).

2.3.9. Impact humain sur la rupture de pente

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels dus à l'érosion géologique. Des glissements de terrain ou des ruptures de pente ont lieu qu'il y ait une population avoisinante ou pas ! Cependant, les pratiques de l'homme liées à l'utilisation de la terre jouent un rôle majeur dans les processus des pentes. La conjugaison d'événements naturels incontrôlables (séismes, violents orages, etc.) et la terre altérée artificiellement (excavation de sol en pente, déforestation, construction de route, urbanisation, etc.) peuvent créer des ruptures de pente désastreuses.

III. Evaluations et surveillance des glissements de terrains

Les incertitudes sur les analyses de stabilité des pentes classiques, qui ne permettent pas de mesurer les déformations et les déplacements accompagnant un glissement de terrain, les techniques de surveillance et d'évaluation des mouvements constituent un moyen important permettant l'analyse et l'évaluation du potentiel de risque d'un glissement de terrain.

Cette méthode peut aussi être utilisée afin de prévoir des mouvements ou des instabilités dans les versants qui étaient initialement stables où présentent des déplacements à vitesse moyenne.

Le présent sous chapitre a pour but de définir le ou les systèmes de surveillance adaptés au suivi des mouvements de terrain, d'une part en présentant les données nécessaires à la conception de la surveillance, l'environnement du système de surveillance et les éléments du système de surveillance.

1. La surveillance

Elle consiste en un recueil, une exploitation et une interprétation périodique des données qualitatives et quantitatives qui caractérisent l'évolution du site, dans un objectif directement appliqué de gestion de la sécurité.

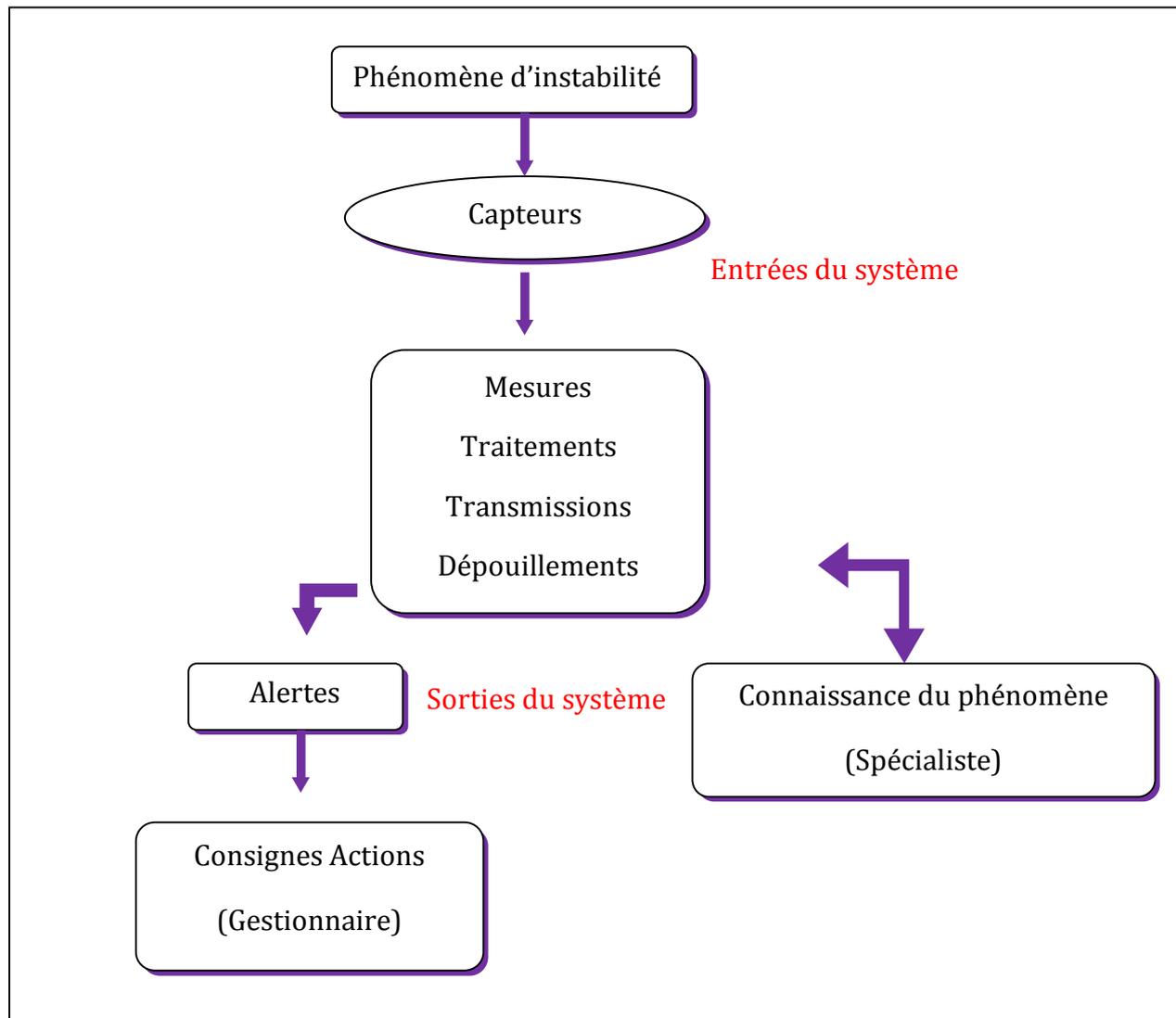


Figure. I. 23 : Système de surveillance

Les méthodes et les moyens doivent être compatibles avec les contraintes découlant du cahier des charges qui est associé à l'objectif de sécurité et qui définit notamment la nature des informations ; la fiabilité du système et les détails de mise en œuvre et d'exploitation.

La prise en compte du temps est une composante fondamentale de la surveillance. En fonction des caractéristiques du site, de l'évolution probable du phénomène, et des exigences de sécurité ; on peut gérer le temps de différentes manières. On distingue deux types de surveillances :

1.1. Surveillance en continu

Le système est en permanence en état de veille et toute évolution du phénomène est immédiatement prise en compte. Les données sont acquises en continu sur le site, et le système de surveillance peut transmettre et traiter de manière permanente ces données (Veilleur sur place ou système automatisé avec télétransmission).

La surveillance en continu implique de disposer de personnels d'astreinte compétents et de prévoir un plan d'action en cas d'alertes ou d'alarmes.

Dans le cas d'une surveillance en temps réel, le système produit en quelques secondes ou quelques dizaines de secondes des informations interprétables et exploitables dans un processus de sécurité. Sauf dans le cas d'alerte automatique (détecteur allumant un feu rouge, par exemple); la phase d'interprétation est déterminante et nécessite l'intervention d'un spécialiste connaissant bien le site et le système.

1.2. Surveillance discontinue

Ce système de surveillance n'est pas en activité permanente et les informations sont produites périodiquement ou sur interrogation.

Dans le cas d'une surveillance périodique, la production d'informations par le système à lieu tous les mois, toutes les semaines, tous les jours, ou toutes les heures. Dans d'autre cas les mesures sont effectuées manuellement : Relevés mensuels d'inclinomètres, de piézomètres, etc....

Il est à noter que l'on court le risque, si l'intervalle de temps entre deux mesures est inadapté, que le phénomène redouté se déclenche entre deux mesures, sans que la surveillance ait permis de le prévoir.

Il faut prendre garde à ne pas négliger, dans l'ensemble du processus de gestion de la sécurité, les détails liés aux interventions humaines, par exemple :

- ü Décision de faire une mesure (interroger un capteur)
- ü Décision de rapatrier les mesures (aller sur place récupérer des données stockées sur une bande magnétique)
- ü Décision d'exploiter les mesures à prendre
- ü Décision éventuelle d'alerte

Tableau. I. 3 Différent modes de surveillance

	Gestion de la sécurité	Production de l'information
Observation	Non	Discontinue (lâche)
Auscultation	Non	Discontinue
Surveillance discontinue	Oui	Discontinue
Surveillance continue	oui	continue

Surveillance continue

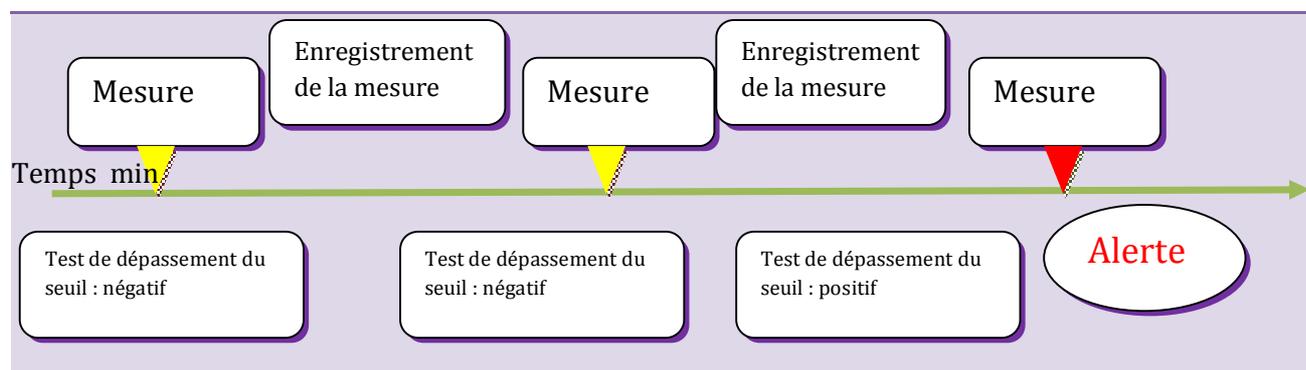


Figure. I. 24 : Surveillance continue

Surveillance discontinue

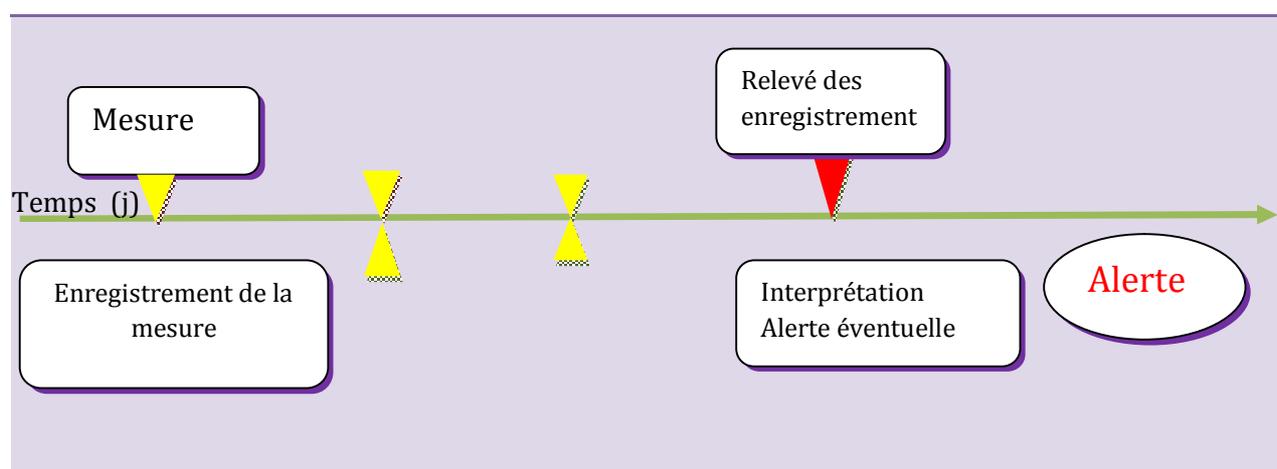


Figure. I. 25: Surveillance discontinue

2. Alerte et alarme

Ces termes sont étroitement associés à la surveillance telle qu'elle a été définie ci-dessus. Il y a en effet implication de la notion d'objectif de sécurité.

2.1. LES ALERTES On distinguera :

2.1.1. Les alertes techniques

Qui correspondent à l'annonce de dysfonctionnement du matériel : perte de capacité qui met en cause ou non ses fonctions principales, fonctionnement limité entraînant une perte partielle d'informations, etc.

2.1.2. Les alertes opérationnelles

Elles sont liées au dépassement de seuils fixés sur les variables d'alerte du système (ou à la détection d'un phénomène considéré comme inquiétant) correspondant à un scénario d'aggravation possible du risque, elles peuvent entraîner suivant les cas :

- ü Un renforcement de la surveillance (en matériel, en personnels)
- ü L'évaluation de la situation par des spécialistes,
- ü La transmission de l'alerte par des autorités responsables de la sécurité.
- ü La mise en pré-alerte d'un plan de secours.

Il existe en général plusieurs niveaux gradués d'alertes.

2.2. ALARMES

L'alarme est le signal annonçant l'existence d'un danger imminent : C'est en quelque sorte le dernier degré d'alerte.

Elle entraîne l'exécution des mesures d'urgence. Ces mesures peuvent être automatiques ou demander une intervention humaine. Dans ce dernier cas des règles d'action en cas de déclenchement d'alarme doivent avoir été définies au préalable, ces consignes précisent les différentes procédures qui doivent être mises en application dans les différents types de situations susceptibles de se produire. Comme l'illustre le plan de secours relatifs à la surveillance d'un glissement de grande ampleur.

3. Les données nécessaires à la conception de la surveillance

La conception de la surveillance résulte de la confrontation de deux groupes de données :

3.1. Le phénomène et son environnement

3.1.1. Typologie des mouvements de terrains

Selon la classification des mouvements de versant adapté dans ce chapitre les caractéristiques les plus pertinentes vis-à-vis de la mise en œuvre d'une surveillance sont les :

- ✚ Les dimensions
- ✚ La cinématique
- ✚ Les causes motrices prépondérantes (facteurs d'évolution)
- ✚ Les paramètres liés aux caractéristiques géologiques des sites
- ✚ Les facteurs moteurs
- ✚ et autres que la gravité qui agit en permanence, peut avoir par contre des conséquences rapides et engendrer des instabilités de grande ampleur.

Ce sont ces facteurs déclenchant qu'il faudra suivre tout particulièrement lors d'une surveillance.

3.1.2. L'environnement du système de surveillance

L'environnement d'un versant instable est une donnée fondamentale qui conditionne le choix des méthodes de surveillance. Il importe donc d'identifier, très en amont de la conception des systèmes de surveillance, les contraintes liées à cet environnement, qu'elles soient d'origine naturelle ou artificielle on cite ci-après les principaux éléments à prendre en compte :

- Il existe fréquemment des problèmes d'accessibilité, soit du fait de la morphologie soit du fait de conditions hivernales rigoureuses.
- Le relief peut rendre difficiles les communications radioélectriques.
- Le climat peut apporter des contraintes sur l'appareillage (Température extrêmes ; Brouillard givrant, Humidité ou salinité de l'air, Orages fréquent et foudre.
- L'existence d'une végétation arbustive.
- L'activité du mouvement de terrain.
- La protection contre d'éventuels actes de vandalisme doit être examinée, L'installation de matériel sensible dans une cabane, construite à cet effet ou disponible sur place, et fermé à clef est à recommander.

3.2. L'objectif de sécurité

3.2.1. Les personnes et les biens menacés

Tout analyse d'un risque comprend, outre l'estimation de l'aléa, c'est-à-dire la caractérisation du phénomène attendu et de sa probabilité d'apparition, l'évaluation des enjeux, recensement des personnes exposées et l'estimation des dommages ou biens menacés. En particulier cela suppose, pour les phénomènes tels que les laves torrentielles ou les chutes de blocs, de prévoir l'extension maximale de la propagation.

Il est à noter qu'un phénomène d'instabilité peut être à l'origine de plusieurs types de risques :

Ü Les risques immédiats

Liés aux mouvements lui-même : ouvrage emporté en tout ou partie par un glissement « coup au but » d'un bloc rocheux sur une automobile...

Ü les risques différés

Liés soit à l'état initial soit à des phénomènes dits secondaires ; chutes de blocs résiduelles après un écoulement en masse, régression vers l'amont ou latérale d'un glissement.

Vis-à-vis du phénomène principal comme des phénomènes secondaires, il convient d'examiner qui et quoi est menacé. Le gestionnaire de l'ouvrage se posera les questions suivantes :

- Des vies humaines sont elles menacées ?
- La présence humaine dans la zone exposée est elle permanente ou épisodique ?
- Une évacuation est -elle possible ?

On cherchera également à évaluer :

- Ü L'effet direct des mouvements sur les ouvrages, en faisant l'inventaire des ouvrages concernés et en évaluant leur niveau d'endommagement prévisible (nature des désordres, durée et coût de réparation)
- Ü Les effets indirects qui ont des conséquences sur la vie et l'économie locales : par exemple, coupure d'une voie de communication entraînant un long détour, rupture d'une adduction d'eau importante, etc.

3.2.2. Les mesures prévues en cas d'alarme

La mise en place d'un système de surveillance implique une réflexion de la part du gestionnaire une réflexion sur les différents moyens qu'il sera amené à mettre en œuvre en cas d'alerte ou d'alarme. Dans certains cas, il faut envisager aussi les conditions de levée de l'alarme :

3.2.3. Le degré de sécurité recherché

Il est clair qu'une sécurité à 100% ne peut souvent pas être obtenue, même avec la mise en œuvre de très gros moyens, le choix découlera d'un compromis entre technique, coût et sécurité : Il s'agit en fait d'un choix de type politique pour préciser l'objectif assigné à la surveillance il convient d'avoir défini précisément :

- ü le risque (chutes de blocs, écoulement, glissement,...)
- ü La cinématique du phénomène :
- ü Fiabilité du système de surveillance.

Pour ce dernier la redondance est nécessaire si l'on veut améliorer la fiabilité, mais cela coûte cher, il faut reconnaître que la fiabilité des systèmes de surveillance de versant instables atteint rarement celle d'installations industrielles, mais le matériel électronique sur le terrain est soumis à de dures contraintes, dont on peut citer les deux défauts majeurs possibles sont :

- Fausse alerte émoissant la vigilance des gens concernés, et pouvant dans certains cas entraîner des dépenses substantielles et un impacte sociale non négligeable.
- Absence d'alerte lors du déclenchement dû soit à une panne ou une mauvaise interprétation de l'évolution du phénomène.

3.3. Le guide pour le choix d'un système de surveillance

A partir des éléments à prendre en compte pour la définition d'un système de surveillance de leur importance respective pour les phénomènes qu'aura réalisés le spécialiste en stabilité des pentes, le mettre d'œuvre de cette surveillance se trouve en face de données multiples et complexes, de contraintes diverses qu'il s'agit d'ordonner ou de hiérarchiser pour définir précisément la surveillance à mettre en place.

3.3.1. Les éléments du système de surveillance

La définition d'un système de surveillance se décompose en trois familles d'éléments dont il faut décider de la composition et de l'organisation :

ü L'entrée du système

La réussite d'une bonne surveillance est directement liée à l'adéquation de l'implantation de ces capteurs et à une bonne compréhension du phénomène.

ü Le mode de traitement

Transforme les données brutes mesurées in situ en grandeur adaptées à l'interprétation et les met à disposition pour action.

ü L'exploitation

Elle comporte l'interprétation, en termes de sécurité, et de sorties du système, en vue de définir les alertes et alarmes avec l'aval les actions à mesurer dans les différents scénarios possibles qui ont été envisagés.

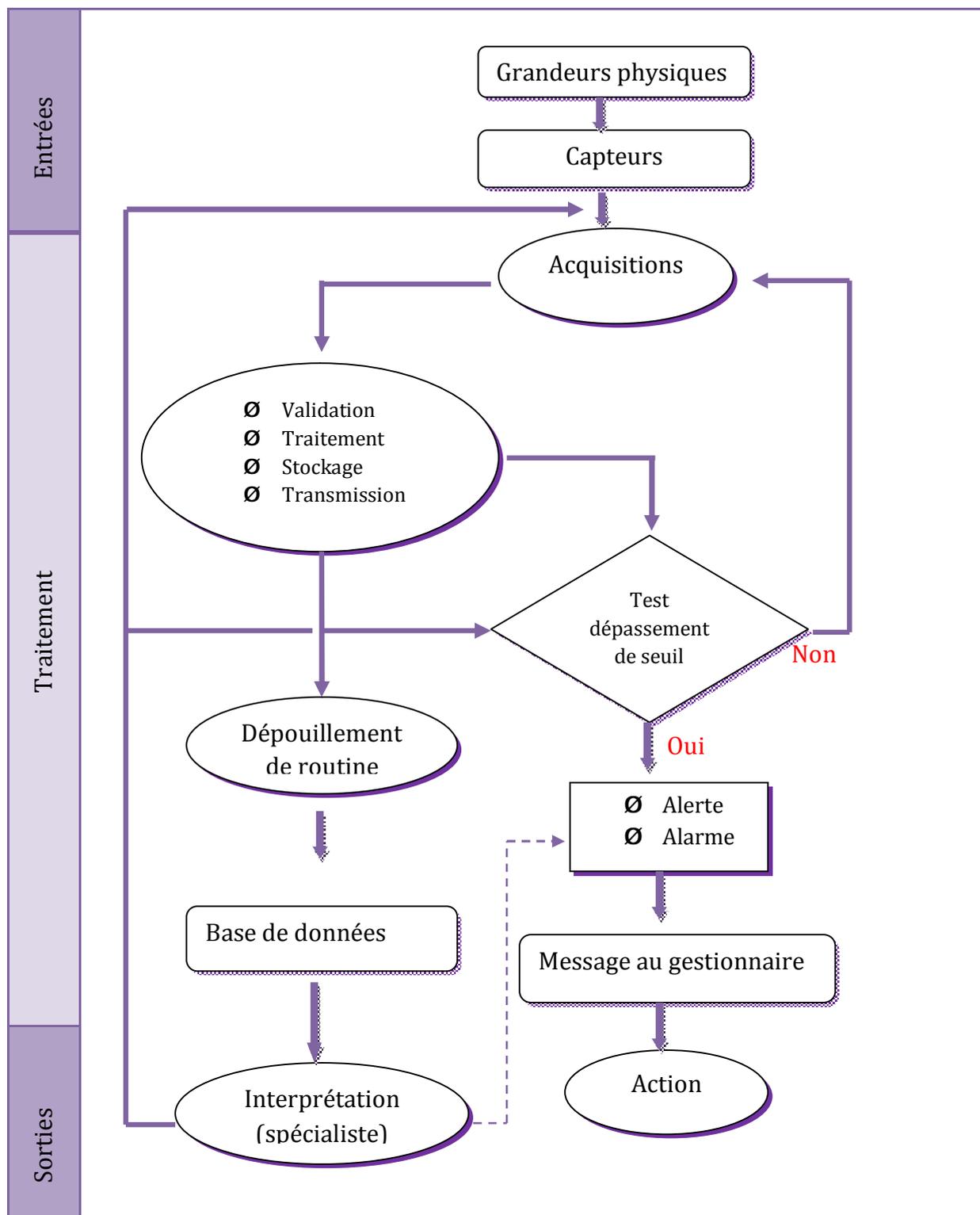


Figure. I. 26: Organigramme d'un système de surveillance

Tableau. I. 4 : Capteurs

Matériel de mesure	Manuel /Automatique	Utilisation	Vulnérabilité	Coût
Mire à vernier	M	Mesure de déplacement	Faible	Faible
Etrier	M	Mesure de déformation	Faible	faible
Fissuromètre	M/A	Mesure de déformation	Faible	faible
Distancemètre à fil invar	M/A	Mesure de déplacement	élevée	faible
Distancemètre électro optique	M/A	Mesure de déplacement	élevée	moyen
Extensomètre	M/A	Mesure de déformation	moyenne	faible
Pendule inverse	M/A	Mesure de déplacement	élevée	Moyen
Tassomètre	M/A	Mesure de déplacement	élevée	faible
Sérvo-accéléromètre en forage	A	Mesure de rotation	Moyenne	moyen
Nivelle (clinomètre)	M/A	Mesure de rotation	faible	faible
Inclinomètre	M	Mesure de rotation	moyenne	élevé
Détecteur de rupture	A	Détection d'un changement d'état	moyenne	faible
Détecteur de contact	A	Détection d'un déplacement de seuil	moyenne	faible
Pluviomètre pluviographe	A	Mesure de volume de précipitations	faible	faible
Nivomètre	A	Mesure de la hauteur de précipitation de neige	moyenne	moyen
Limnigraphe	A	Mesure du niveau du court d'eau	moyenne	moyen
Thermomètre	A	Mesure de la température	faible	faible
Capteur de pression interstitielle	M/A	Mesure de la pression interstitielle	moyenne	faible
Piézomètre ouvert	M	Mesure du niveau d'eau	moyenne	faible
Géophone	A	Mesure de vibration acoustique	élevée	moyen

Conclusion

Le début de ce chapitre à été consacré a une classification des mouvements de terrains pour distinguer quatre types principaux (Les écroulements, les glissements, les coulées boueuses, le fluage et solifluxion...).

Par la suite on a orienté notre étude sur la morphologie des glissements de terrains en effectuant une classification selon la forme de la surface de rupture et énumérer les causes et les différents facteurs qui le provoque étant passifs ou actifs, tel que Incidence de la lithologie, topographie, La sismicité, Incidence de l'eau, Action anthropique qui conclut que la cause principales des glissements de terrain est la présence d'eau sous les différentes formes.

Le troisième point traité dans ce chapitre est l'évaluation et la surveillance des glissements de terrains , ayant pour objectif principal de fournir des informations sur l'évolution du phénomène de façon à pouvoir prendre, le cas échéant, les mesures nécessaires : On redoute soit l'accélération plus au moins brutale du phénomène (la rupture), pouvant mettre en danger des vies humaines ou causer des dommages importants, soit le dépassement du seuil de déformation admissible sur un ouvrage. Les dispositions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité.

C'est le temps disponible qui est le paramètre clé : il faut prendre en compte la cinématique du glissement, la vitesse de fonctionnement du système de surveillance (de l'acquisition au dépouillement), et le temps nécessaire pour que soient effectives les mesures de sécurité.

Chapitre II

Avant d'analyser la stabilité d'un glissement, il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigation. C'est en effet à partir des données recueillies lors de la campagne de reconnaissance, que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte ainsi que le confortement qui sera adapté à ce type d'instabilité. Ce chapitre se compose des :

- Ø éléments d'une reconnaissance de glissement de terrains,
- Ø méthodes de confortement adaptées aux glissements de terrains,

Introduction

L'étude de la stabilité d'un terrain ne peut être sérieusement menée qu'en possession de données d'une reconnaissance détaillée du terrain. L'expérience des glissements antérieurs enseigne que de lourdes pertes matérielles et en vies humaines auraient pu être évitées par une reconnaissance préalable du site.

Quand l'instabilité d'un versant est confirmée à partir d'une reconnaissance approfondie menée avec vigilance, il est indispensable de rechercher une solution servant à consolider le glissement en cours, Et le confortement des terrains instables qui fera l'objet de ce chapitre à pour but d'exposer les différentes méthodes de confortement qui peuvent servir de solutions pour divers types de glissements dont le choix sera laissé au géotechnicien chargé de l'étude. Ce choix sera motivé non seulement de l'expérience de la personne mais aussi du discernement de l'ampleur et des causes provoquant le mouvement du versant étudié.

Dans ce chapitre nous allons envisager les solutions d'une manière individuelles; les combinaisons entre elles dépendent principalement de la connaissance du terrain et de l'expérience du géotechnicien à pouvoir proposer la meilleure combinaison permettant d'améliorer la stabilité et éviter les solutions intempestives qui souvent, aggravent le problème au lieu de l'améliorer

I. Éléments d'une reconnaissance de terrain

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Les éléments de reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent :

- ü Etude géologique ;
- ü Reconnaissance géotechnique ;
- ü Analyse de l'hydrogéologie ;
- ü Cinématique du mouvement ;
- ü Calcul de la stabilité au glissement.

1. Etude géologique

Elle consiste à analyser la structure géologique du sol en vue d'identifier la formation, l'épaisseur des couches, leurs pendages, la présence de failles. Les cartes géologiques fournissent une première indication. Elles sont malheureusement très insuffisantes, car elles ne donnent aucun renseignement sur les caractéristiques mécaniques des terrains. Il est donc indispensable de compléter ces données existantes par :

- Ø Une reconnaissance du sol qui fournit une appréciation qualitative (Nature du sol).
- Ø Une étude géotechnique qui fournit une appréciation quantitative (Résistance du sol).

Après la collecte de nombreuses observations sur le terrain, de tels mouvements peuvent faire l'objet d'une photo-interprétation globale afin de faciliter la représentation cartographique qui n'est pas toujours aisées sur place.

Cette première étape de l'étude, doit tirer le meilleur parti de ce qui est accessible en surface pour réunir le maximum des données géométriques (Structure détaillée du site) dans le but de :

- Ø Obtenir des indications sur la nature et l'épaisseur des terrains de couvertures ;
- Ø Connaître la répartition géométrique des zones de mêmes propriétés mécanique ;
- Ø Obtenir des indications sur la nature du substratum, ses hétérogénéités ;

L'étude géologique doit être complétée par une campagne de reconnaissance par sondages mécaniques avec prélèvement des échantillons qui serviront à définir les caractéristiques géotechniques des différents matériaux. Ici il faut prêter une attention particulière au choix des carottes et à leur représentativité.

2. La reconnaissance géotechnique

Son objectif est de déterminer expérimentalement, par le biais des essais in-situ ou au laboratoire, les caractéristiques mécaniques des différents matériaux formant le sol, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. En fonction de la nature du matériau et des conditions de chargement, on mesure les caractéristiques drainées (**D**) ou non drainées (**UD**). Cependant, pour une étude en déformations, en vue du suivi de la cinématique du mouvement de terrain, par la méthode des éléments finis (**MEF**), les caractéristiques de déformabilité, en l'occurrence le module de déformation seront requises.

A l'heure actuelle les essais de laboratoire sont les plus adaptés à la caractérisation du sol dans le cadre de cette étude [Etude géotechnique], du fait que les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise couramment dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requiert des paramètres mécaniques et physiques directement mesurables au laboratoire (en l'occurrence **C** , φ , γ , **v**, **E**), ce que les essais in- Situ ne fournissent pas, à moins qu'on procède par corrélations.

2.1. Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques :

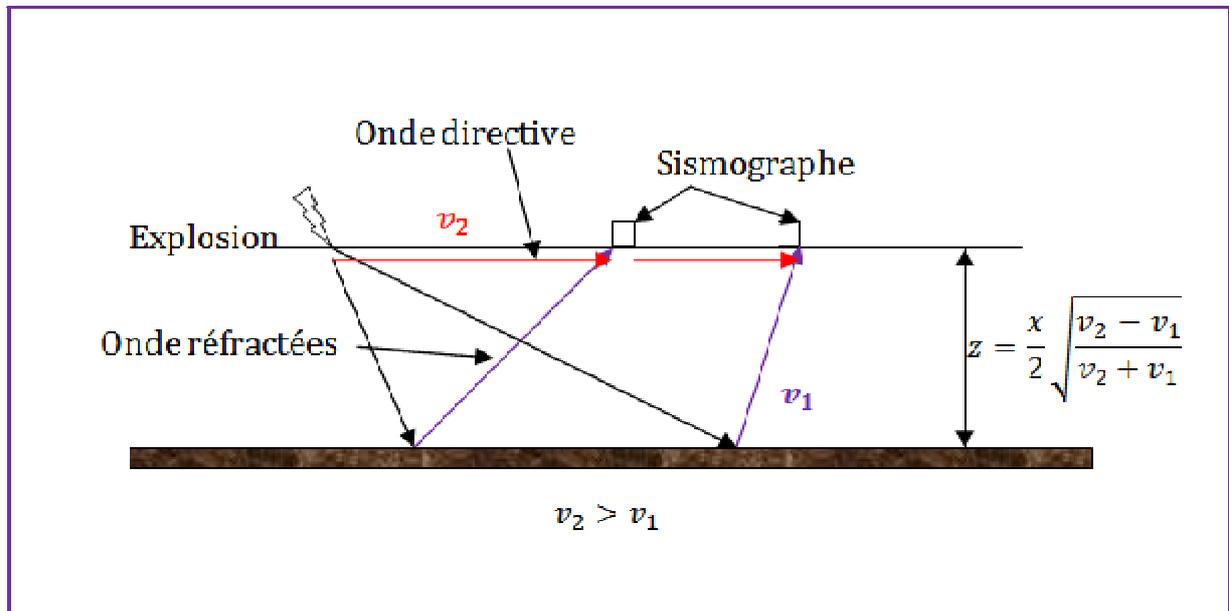
-  Magnétiques ;
-  Gravimétriques ;
-  Sismiques ;
-  Electriques .

Mesurées avec des appareils disposés à la surface du sol et très exceptionnellement à faible profondeur. Parmi toutes ces méthodes nous allons axer la lumière sur les trois méthodes les plus utilisées.

2.1.1. La méthode sismique

La méthode sismique consiste à provoquer un ébranlement du sol en un point et à un temps donné, et à mesurer l'époque de la première apparition de ces ébranlements en des points plus au moins éloignés. Des calculs basés sur la célérité des ébranlements fournissent la solution.

L'ébranlement est provoqué par l'explosion d'une charge explosive disposée à la surface du sol ou à une certaine profondeur dans un forage, aux points de mesures on dispose des sismographes sensibles



**Figure. II. 1 : la succession des arrivées des ondes aux sismographes.
(H.Cambefort1980)**

Suivant leur ébranlement les sismographes enregistreront une onde réfléchie sur le toit de la couche profonde (Sismique réflexion) ou une onde réfractée par la couche inférieure (sismique réfraction) [un profil sismique est utilisé lors de l'étude du versant de Tizirt par le laboratoire LNHC EN 2002].

Les principales limitations de la prospection sismique réfraction sont :

- Si la vitesse dans une couche croît avec la profondeur, l'hypothèse d'homogénéité conduit à une erreur sur la position de l'interface.
- On ne peut faire apparaître une couche à faible vitesse située sous une couche à plus forte vitesse.
- On ne peut repérer des couches dont l'épaisseur est inférieure à l'ordre de grandeur de l'escarpement des géophones.

2.1.2. La méthode électrique

Cette méthode a pour but la détermination de la répartition des résistivités électriques dans le sol. Cette méthode est souvent utilisée pour la recherche de cavités souterraines ou la détermination de la configuration des couches de sol.

Son principe réside en la mesure de la résistance électrique du sol sous l'application d'un courant. D'une manière pratique un courant électrique est envoyé dans le sol au moyen de deux électrodes et la différence de tension est mesurée entre deux autres électrodes. Ces électrodes sont implantées en ligne sur le terrain, En augmentant la distance entre les électrodes sources le courant est envoyé systématiquement dans les couches plus profondes.

La résistivité du sol ρ et la résistivité de l'eau interstitielle ρ_w sont reliées par une formule de type :

$$\rho = \frac{a}{n^m S^k} \rho_w.$$

Dans laquelle n et S sont respectivement la porosité et le degré de saturation du matériau considéré.

Tableau II- 1 : Les coefficients

a	Variant de 0.3 à 0.6
m	Variant de 1 à 2
k	Variant de 2.1 à 2.25

Tableau II- 2 Résistivité de quelques types de sols

Matériaux	Résistivité Ωm
Argile	3-30
Marnes	10-100
Schistes	30-300
Sables et graviers	100-1000
Calcaires	300-3000
Roches endogènes	1000-1000

2.1.3. Les diagraphies

On distingue deux grands types de diagraphies :

a) Les diagraphies instantanées

Il s'agit de réalisation pendant le forage, une mesure des paramètres techniques : Vitesse d'avancement, pression, couples. Etc....

b) Les diagraphies différées

Ces méthodes consiste à descendre à l'intérieur d'un forage préalablement réalisé, un appareil (ou une sonde fig. II.3) qui mesure la grandeur physique à laquelle on s'intéresse :

- ✚ Radioactivité naturelles
- ✚ Célérités des ondes mécaniques
- ✚ Densité, teneur en eau....etc.

Ces diagraphies servent d'une part à valoriser les forages destructifs et par conséquent à limiter considérablement le nombre de forage carottés et d'autre part de mesurer directement en place les grandeurs utiles au projeteur (Teneur en eau, densité, fissuration, fracturation, altération...etc.)

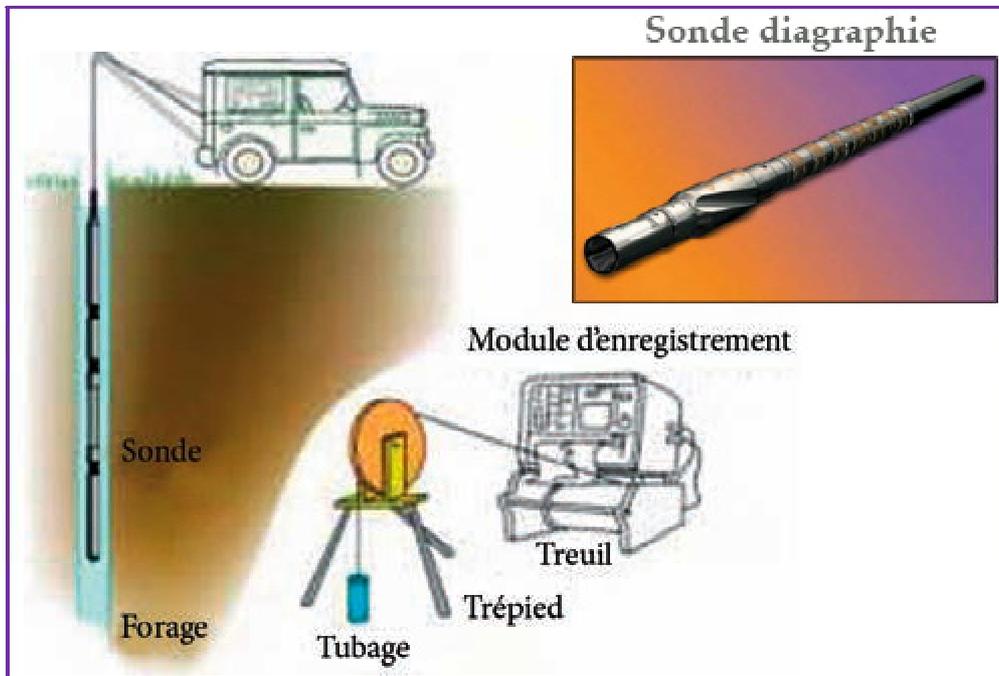


Figure. II. 2: Les diagraphies

2.2. Reconnaissance par sondage mécanique

Les sondages qui ne sont que des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface du sol des échantillons de terrains prélevés en profondeur, sont toujours utilisés lors d'une reconnaissance sérieuse.

L'exécution de sondages peu d'ailleurs intervenir dès le stade de la prospection géophysique, car les coupes verticales obtenues éventuellement par ces méthodes doivent généralement être étalonnées.

On distingue suivant le but que l'on proposera d'atteindre trois types de sondages.

- Ø Les sondages destructifs
- Ø Les sondages à échantillonnage complet mais remanié
- Ø Les sondages à échantillonnage non remaniés ou plus communément en carottage continu.

Ainsi à partir des sondages et carotte extraites on peut effectuer des essais au laboratoire afin d'identifier les sols rencontrés lors d'investigation; pour cela on en distingue deux types d'essais au laboratoire :

Tableau II- 3 : Les essais de laboratoire [Travaux des sondages et essais de sols D.T.R B.E 1.1 page 18]

N°	Essai de laboratoire
Essai d'identification et de classification	
	Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire
	Poids volumique sec
	Détermination de la masse volumique des particules solides des sols
	Détermination des masses volumiques minimales et maximales des sols non cohérents
	Analyses granulométriques des sols
	Limites d'Atterberg
Les essais mécaniques	
	Les essais de compressibilités essai oedométrique
	Essai de cisaillement à la boîte
	Essai de compression triaxial
	Essai de compression simple
Autres essai de laboratoire	
	Détermination de la teneur en CO_2 agressif
	Détermination de la teneur en SO_4^{4-}
	Détermination de la teneur en magnésium Mg^{2+}
	Détermination de la teneur en ammonium NH_4^+
	Détermination de l'acidité PH

Lorsque les terrains à étudier présentent des difficultés à extraire des carottes intactes qui seront destinés aux essais de laboratoire, nous disposons d'un autre type d'essais qui peuvent être réalisés In-situ dont nous citons quelques uns ci-dessous

Tableau II- 4 : Les essais In-situ laboratoire [Travaux des sondages et essais de sols D.T.R B.E 1.1 page 17]

Essai pressiométrique
Essai de pénétromètre Statique
Essai pénétromètre dynamique
Essai SPT
Essai de scissomètre de chantier
Essai de pompage
Essai d'eau Lefranc

3. Analyse de l'hydrogéologie

Elle a pour objectifs d'étudier entre autres les pressions interstitielles de l'eau, la présence de nappes et leur alimentation. On utilise couramment pour cela les données météorologiques, les mesures du niveau d'eau dans les puits, les mesures du débit, et enfin la piézométrie.

Cette étude doit permettre de déterminer la répartition des pressions interstitielles le long de la surface de glissement, c'est une donnée indispensable lors de l'étape de calcul de la stabilité pour cela on cite les points suivants :

■ Les eaux de surface

- ∅ La pluviométrie (elle peut être fournie par la station la plus proche) permet d'observer les éventuelles corrélations pluviométries - Glissement. Car une même quantité d'eau tombant en quelques jours est souvent plus néfaste, pour la stabilité d'un versant qu'une grosse pluie.
- ∅ L'analyse du réseau hydrographique (Photo-interprétation) permet de desceller les zones de concentration et d'infiltration d'eau dans la zone en glissement et d'attirer l'attention sur les cours d'eau qui coulent au pied du Talus et de leurs effets de nappe.
- ∅ Les apports des eaux artificielles doivent être recherchés, en effets les glissements peuvent causer les cassures des canalisations d'alimentation en eau potable ou/et les canaux d'évacuation d'eau usée. Il se produit alors une sorte de cercle vicieux : la canalisation alimente le glissement et ce dernier va rompre la canalisation.

■ Les eaux profondes

Une grande partie de l'alimentation en eau potable provient des précipitations, tandis que l'autre partie provient des réseaux hydrauliques souterrains. L'approche consiste à :

- ∅ Rechercher les sources, et plus généralement toutes les résurgences d'eau qui apparaissent dans le talus.
- ∅ A repérer dans la géologie l'existence de passage perméable.
- ∅ Une bonne couverture piézométrique doit prévoir soit des piézomètres ouverts réagissant au régime des fissures et des niveaux perméables, soit des piézomètres à volume constant dans les zones à faible perméabilité. Il est enfin indispensable d'effectuer des mesures complètes sur un cycle complet de saison si l'on veut avoir une vue cohérente de l'hydraulique d'un site.
- ∅ Enfin il est souvent utile de procéder à l'analyse chimique de l'eau. En effet celle-ci possède une action sur la rhéologie du sol : La floculation d'un sol dépend de l'état ionique de l'eau qu'il contient. Comme par exemple : le passage d'une montmorillonite calcique à une montmorillonite sodique, le lessivage d'un terrain ou il existe de la pyrite peut provoquer la floculation des argiles (La pyrite est un fort flocculant).



Figure. II. 3: Exemples de canalisations rompues lors d'un glissement de terrain

4. L'étude cinématique

Consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain par le biais des inclinomètres et des nivelles, afin d'évaluer l'amplitude du mouvement, son évolution dans le temps, et enfin le volume du sol concerné par ce mouvement. En cas d'une stabilisation du terrain, l'étude cinématique permet de contrôler l'efficacité d'une telle solution par suivi de la vitesse de déplacement. Cette étude est mise en œuvre à l'aide d'une surveillance des glissements de terrains qui est bien détaillé au chapitre I § I-3

5. Le calcul de la stabilité au glissement

La stabilité des pentes est évaluée à l'aide d'un coefficient de sécurité. Calculé par différentes méthodes ayant comme différences les hypothèses simplificatrices afin d'évaluer le risque de glissement d'une pente naturelle ou artificielle (pente en déblai ou en remblai) ou pour concevoir les travaux de renforcement pour des pentes qui ont subies un mouvement ou présentant des signes d'instabilité. Nous allons étaler ces méthodes de calcul de la stabilité dans le **chapitre III**.

II. Techniques de confortement

1. Les techniques de confortement

Quand on veut consolider un glissement, il est de la plus grande importance de le circonscrire dans l'espace (connaître ses dimensions) et d'identifier ce stimulus ou mieux encore il faut procéder à un classement par ordre d'importance des diverses causes possibles. Le choix de la solution à proposer pour la stabilisation, avec quelques chances de succès, va dépendre essentiellement de ces données.

L'observation d'un grand nombre de glissements permet de préciser quelques règles :

- L'eau joue un rôle important dans la rupture.
- Dans la plupart des cas pour un déblai, il s'écoule quelques mois à plusieurs années entre la fin des travaux et le glissement.
- Les glissements sont souvent liés à des pentes raides (supérieurs à $\frac{1}{2}$ dans les argiles).

1.1. Action sur la topographie par « reprofilage »

Le reprofilage reste le moyen d'action le plus naturel dans le cas d'un terrain en pente. Il s'agit d'améliorer la stabilité en réduisant la pente moyenne du talus par des terrassements. On peut distinguer trois méthodes de stabilisation par terrassements :

- ü Les actions sur l'équilibre des masses : Allègements en tête, remblai en pied ;
- ü Les actions sur la géométrie de la pente : Purges et reprofilage ;
- ü Les substitutions partielles ou totales de la masse instable ;

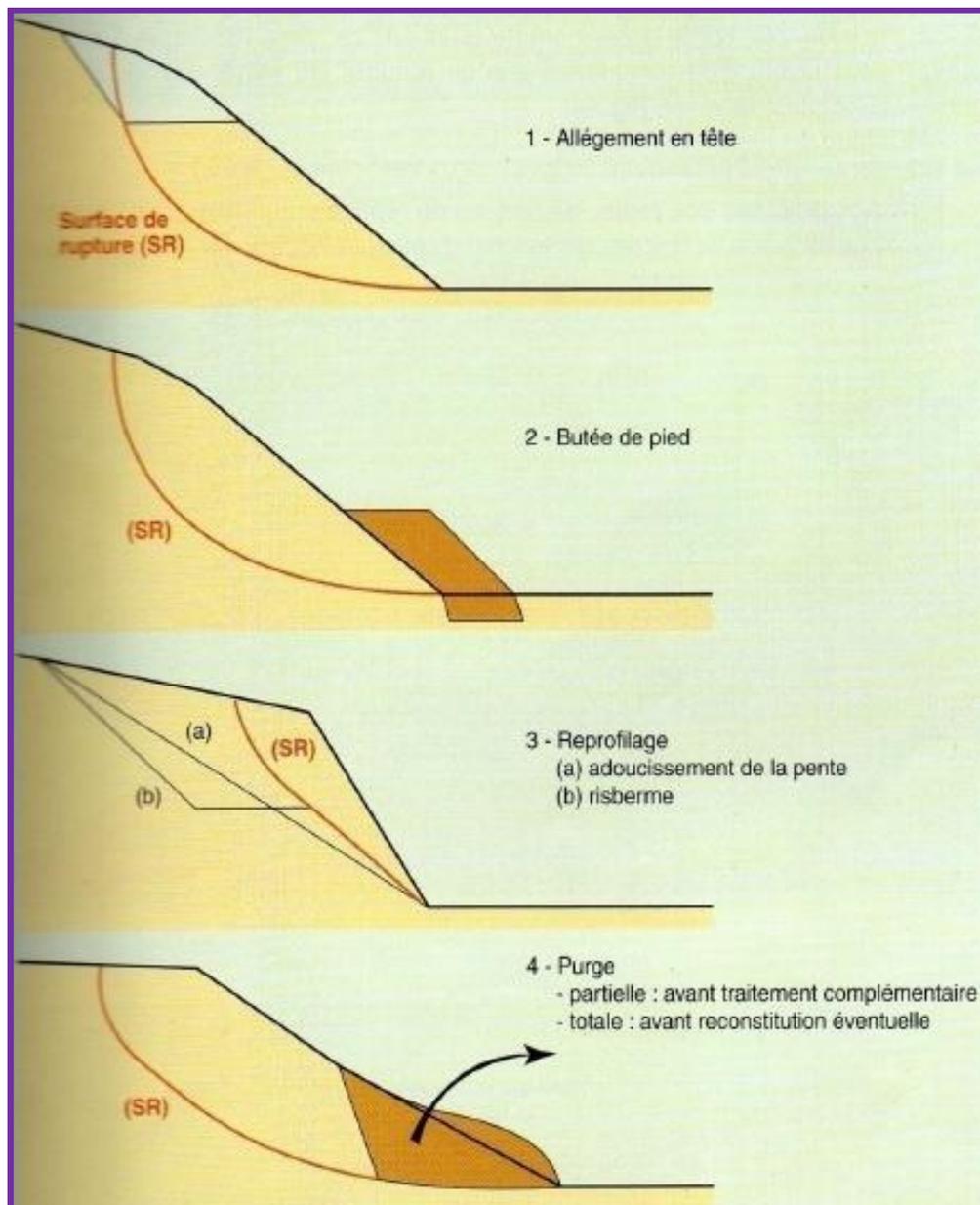


Figure. II. 4: Les différentes actions de terrassements possibles

1.1.1. Les actions sur l'équilibre des masses

A. Allègement en tête

L'allègement 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.

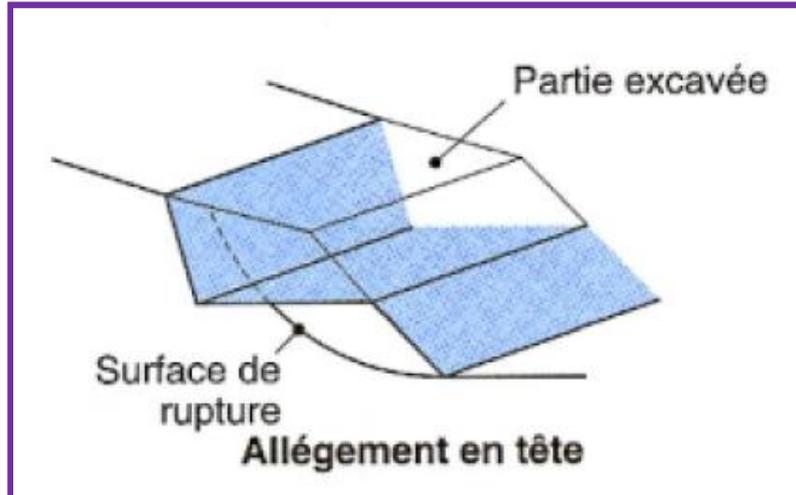


Figure. II. 5 : Allègement en tête

B. Remblais 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 contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, 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, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante.

La stabilité au grand glissement suppose que :

- Ø l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- Ø l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

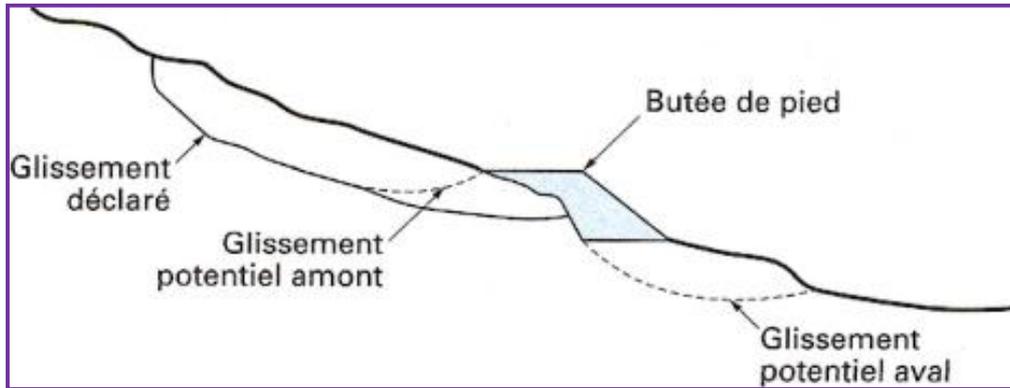


Figure. II. 6: Butée en pied

1.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente

A. Les purges

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable « $F_s = 1.5$ ».

B. Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement 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.

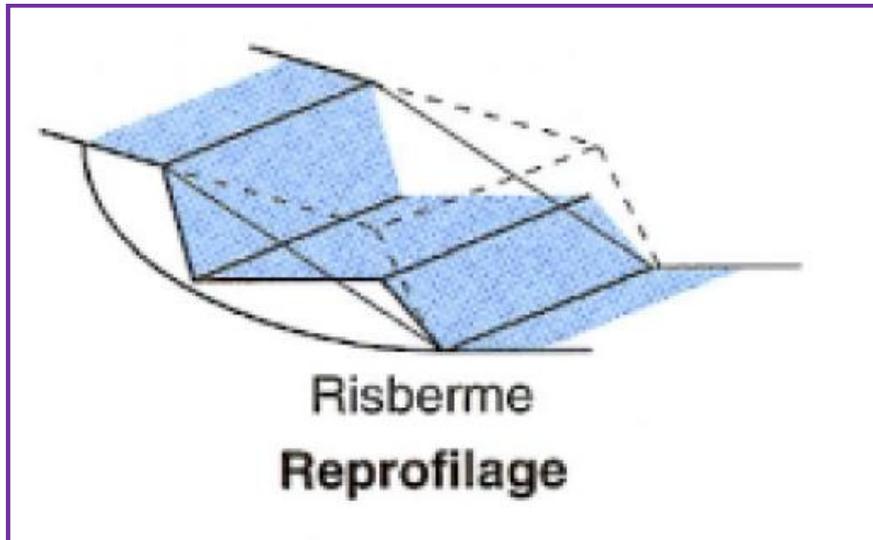


Figure. II. 7: Le reprofilage

1.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

A. La substitution totale

Consiste à purger l'ensemble du matériau glissé et le remplacer avec un autre de meilleure qualité afin de reconstituer le talus initial.

Pour s'assurer de l'efficacité de cette méthode il est recommandé de calculer le coefficient de sécurité initial et final (après substitution) ce dernier doit être égal à 1.5.

B. La substitution partielle

En pratique les substitutions totales sont limitées par les conditions de réalisation de la purge :

- ü Profondeur importante
- ü Présence d'eau
- ü Mauvaise tenue des matériaux

On peut alors limiter les terrassements en exécutant

- ü des bèches
- ü Des contreforts
- ü Des éperons
- ü Des masques

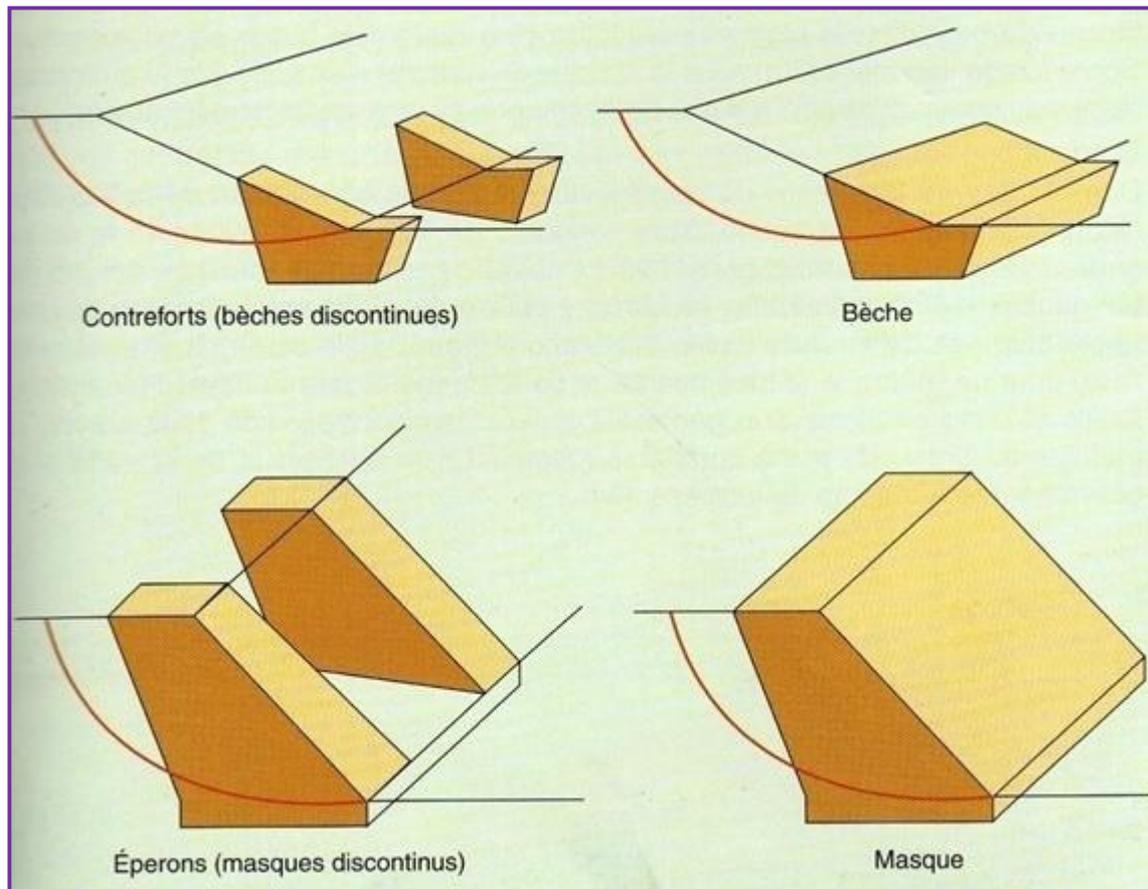


Figure. II. 8 : Substitution partielle des matériaux glissés

1.2. Action sur l'eau

Dans la plupart des glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles dans le talus, les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales.

- Eviter l'alimentation en eau du site : collecte des eaux de surface. En réduisant les infiltrations on contribue à l'abaissement de la charge hydraulique à l'intérieur du massif. Pour ce faire on peut réaliser des caniveaux revêtus ou préfabriqués qui interceptent les eaux de surface. Parfois on peut réaliser une végétalisation du talus par une ceintures végétales 'arbres' où le choix du type et de position est très important.
- Evacuer l'eau présente dans le massif instable par drainage. Plusieurs techniques peuvent être utilisées.

Dans ce paragraphes nous citerons ceux dont la mise en œuvre est relativement simple et peu couteuse.

Les différents types de drainage :

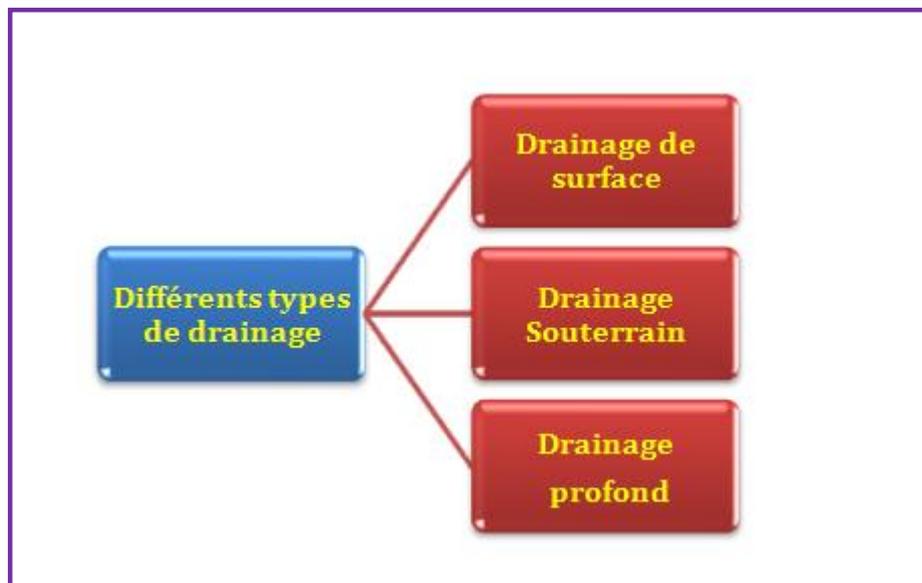


Figure. II. 9: Différents types de drainage

Le drainage : Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Le dispositif de drainage nécessite un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé peut conduire à la ruine de l'ouvrage. On distingue schématiquement :

- Ø les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ;
- Ø Les tranchées drainantes ;
- Ø Les drains horizontaux ;
- Ø Les drains verticaux
- Ø Les galeries ; Tunnels et autres ouvrages profonds ;

1.2.1. Collecte et 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'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

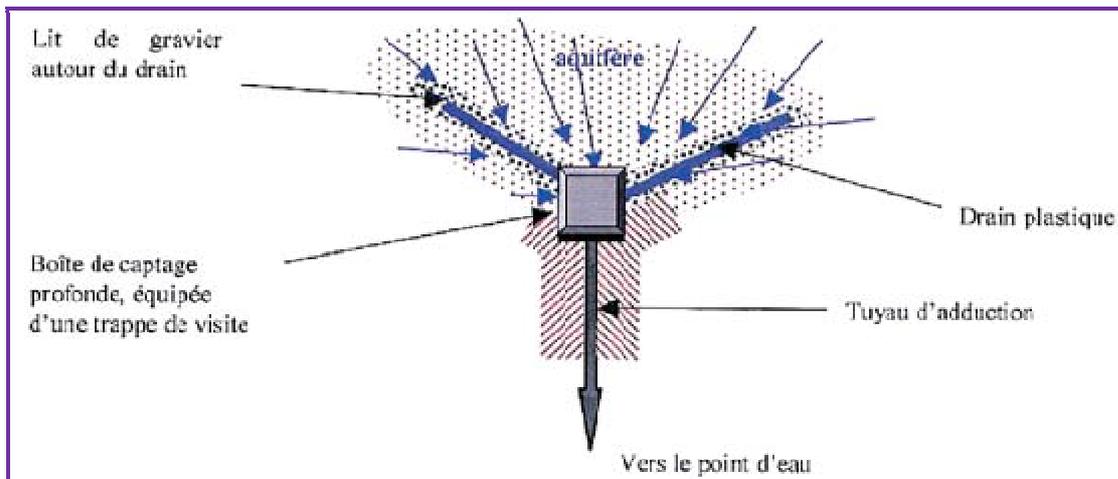


Figure. II. 10: Collecte des eaux de surface.

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.

1.2.2. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure suivante, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

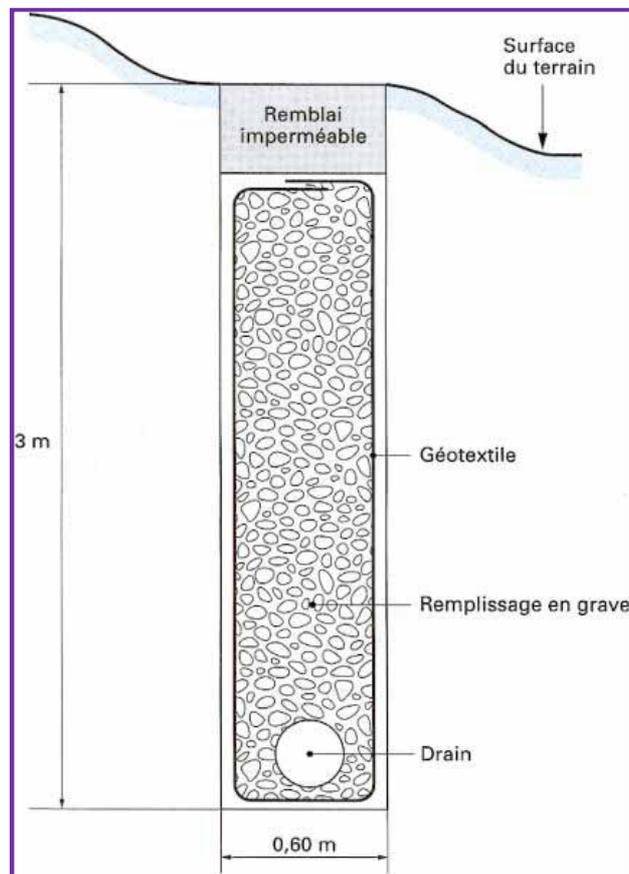


Figure. II. 11 : Une tranchée drainante

1.2.3. Les drains horizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté qui complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- ✚ une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- ✚ une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- ✚ un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

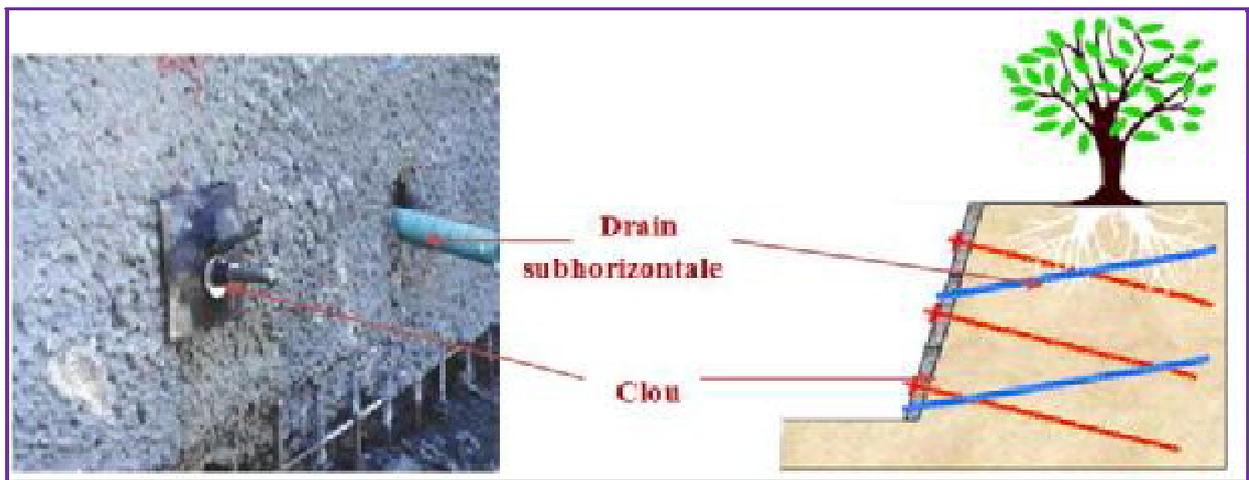


Figure. II. 12 : Drains subhorizontaux

1.2.4. Les drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masses instables importantes ou glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines, si la vitesse est variable au cours de l'année les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents, les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.



Figure. II. 13 : Chantier de réalisation de drains verticaux (Document Géopac)



Figure. II. 14 : Installation des drains verticaux (Document Géopac)

1.2.5. Masques et éperons drainants

Les masques drainant sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leurs rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottante apportent également un gain de stabilité, les éperons drainant sont des sortes de masques discontinus, s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de construire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

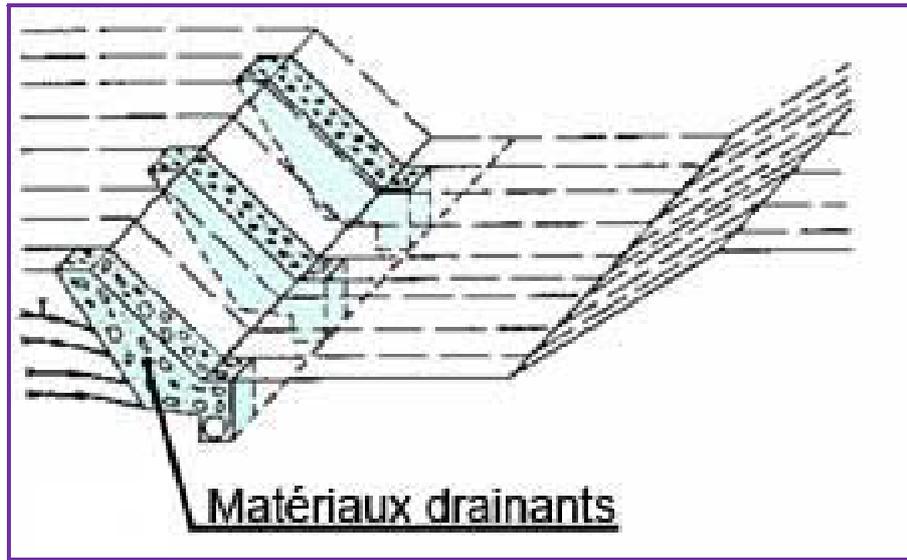


Figure. II. 15 : Eperon drainant

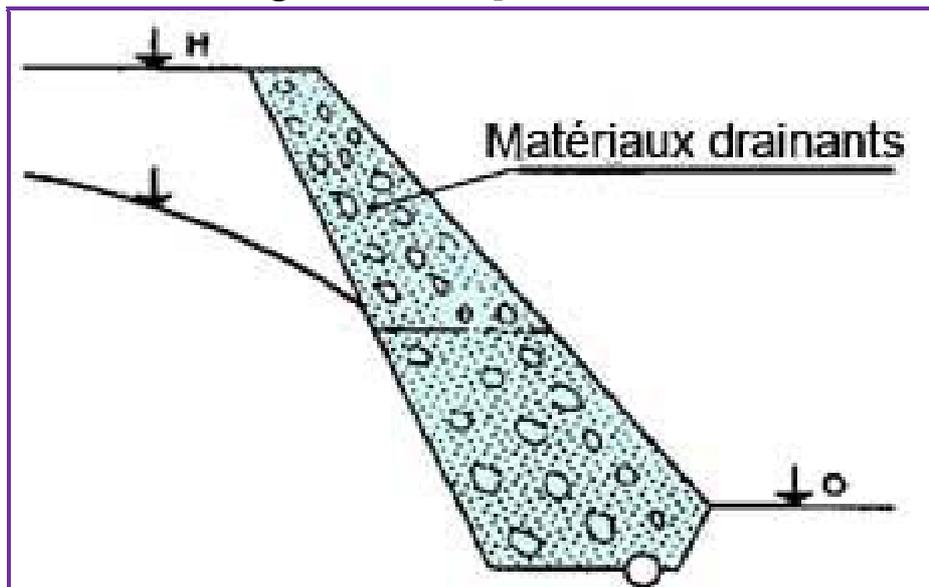


Figure. II. 16 : Masques drainant

1.3. Action sur la résistance au cisaillement

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, Elles sont intéressantes dans le cas où les solutions curatives (Terrassement et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre, On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors de ce type de technique.

L'usage est de donner aux clous une légère inclinaison vers le bas (5 à 15 °) même si cette disposition n'a pas de justification théorique reconnue.

Les clous sont accrochés au terrain sur toutes leurs longueurs, et il n'existe pas de longueur libre, ils ne sont pas mis en tension et agissent de manière passive.

1.3.1. Ouvrages de soutènement

Un soutènement est un ouvrage destiné à la fois à réaliser une dénivellation localisée de terre (ou de tout autre type de matériau) et à assurer l'équilibre des charges appliquées. Il peut retenir soit des terres en remblai, soit le terrain en place (un ouvrage de soutènement en déblai).

Le système de soutènement est la solution à adopter quand un simple talus n'est pas envisageable, voire acceptable. C'est ainsi que le terme de soutènement s'appliquera indifféremment aux :

- ü Murs poids
- ü Rideaux palplanches
- ü Parois moulées ou préfabriquées
- ü Parois berlinoise
- ü Murs en terre armée
- ü Murs en béton armée ou cantilever

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières trois modes principaux peuvent être distingués :

- ü La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée).
- ü La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées).
- ü La poussée est reprise par des ancrages.

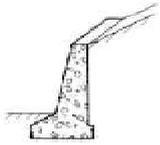
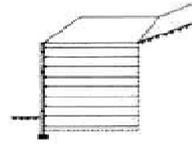
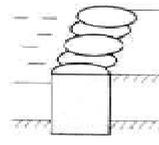
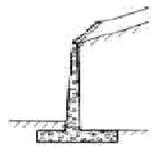
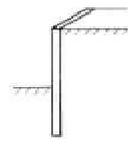
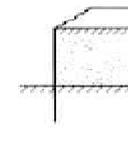
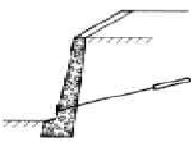
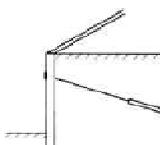
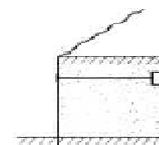
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Figure. II. 17 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. (François SCHLOSSER)

On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

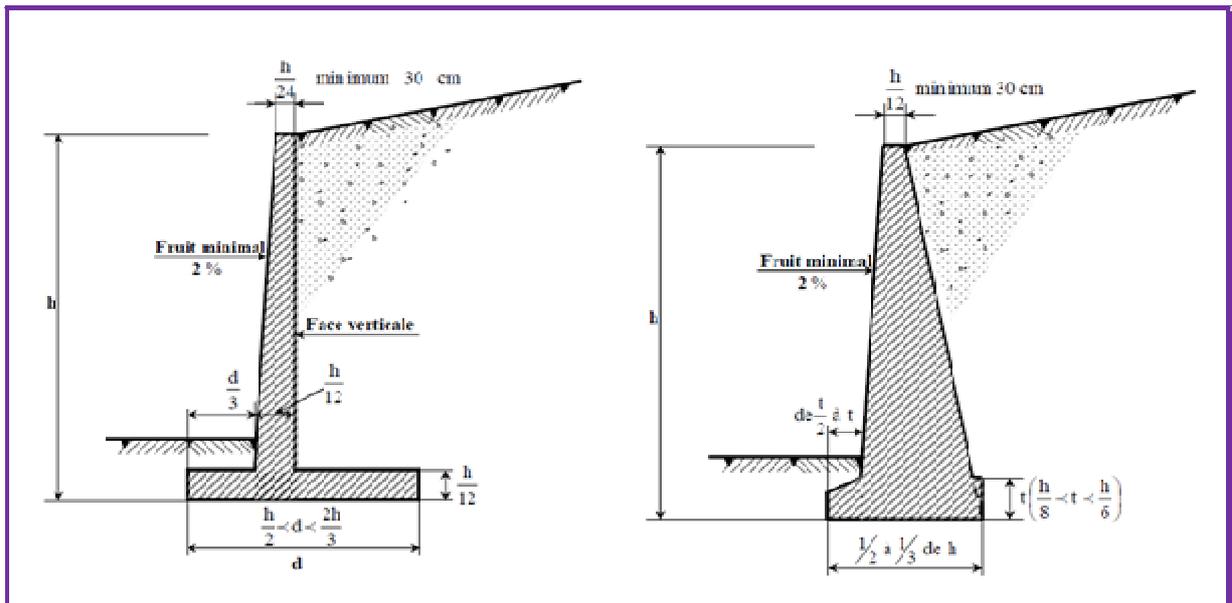


Figure. II. 18 : Dimensions usuelles d'un mur en béton armé et un mur poids

Après la détermination du poids propre du mur et la pression des terres sur celui-ci, l'étude habituelle de la stabilité d'un mur de soutènement comporte un certain nombre de calculs de vérifications cités ci-dessous.

Vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement

La stabilité au glissement du mur

- ü La stabilité au renversement du mur
- ü La stabilité au poinçonnement

Il est donc nécessaire d'éviter toute saturation du remblai et de toujours assurer un bon drainage à l'arrière d'un mur de façon à diminuer, autant, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée.

Parmi les dispositifs de drainage couramment choisis, on distingue:

- ✚ **Les barbacanes** : qui sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet à l'eau située derrière le mur d'être évacuée.
- ✚ **Le filtre placé à l'arrière du mur** : soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente

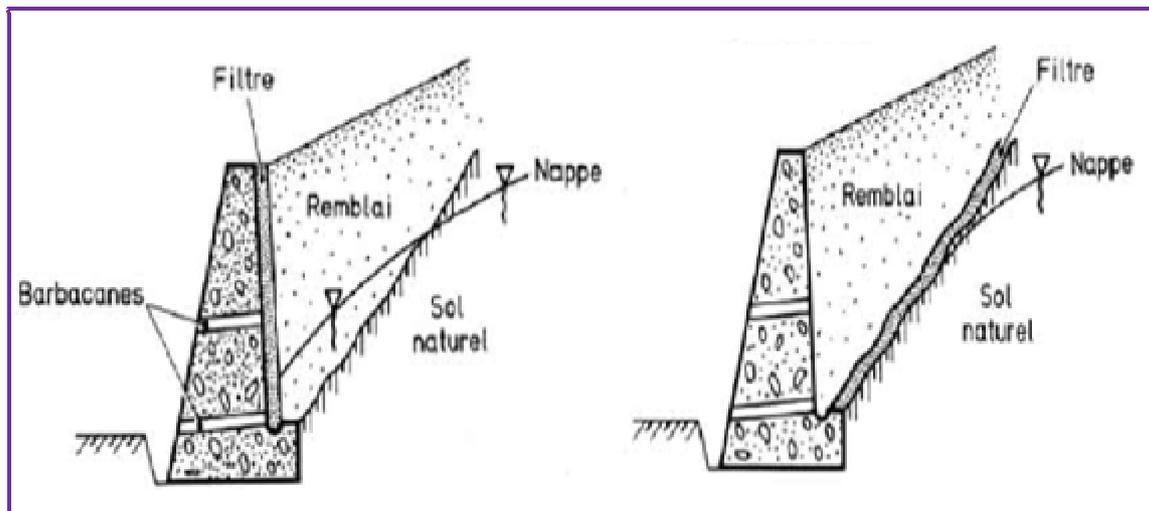


Figure. II. 19 : Le dispositif de drainage des murs de soutènements

1.3.2. Renforcement par inclusions

Les inclusions sont qualifiées de passives car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints, c'est sous l'effet des déformations du sol, durant ou après la construction, et par l'intermédiaire de l'interaction entre le sol et le renforcement, qu'elles se mettent à travailler.

Le renforcement par inclusions est largement employé comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est, qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- Les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

1.3.2.1. Le Clouage [C. Cherchali, OPU, 1994]

le clouage qui consiste à installer dans le sol des barres métalliques appelées clous, il s'agit de barres en acier placées dans des trous perforés et puis scellés au coulis de ciment, les clous sont installés généralement avec une orientation proche de l'horizontale (Inclinaison de 10 à 20° degrés par rapport à l'horizontale), il sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par une déformation des clous, les efforts qui résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Le parement, vertical ou incliné, est généralement constitué d'un béton projeté armé dont le rôle local est de retenir la terre entre les barres. On appelle les barres des **clous** et l'ouvrage de soutènement ainsi obtenu un **mur en sol cloué**. Compétitivité et rapidité d'exécution sont les deux avantages principaux du clouage.

Cette technique ne peut être utilisée que hors nappe et réclame à la fois une légère cohésion à court terme et une bonne valeur du frottement interne du sol en place considéré.

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

Le prédimensionnement d'un mur en sol cloué à pour but de définir d'une façon approchée les paramètres suivants :

- ➔ La longueur des clous
- ➔ Espacement des clous
- ➔ La résistance des clous

De façon que ces trois points nous assurent une stabilité interne et une stabilité externe du sol cloué.

On suppose que les clous sont identiques avec une distribution uniforme ainsi que le sol est homogène.

GIGAN (1986) à établis des abaques ayant pour système de coordonnées

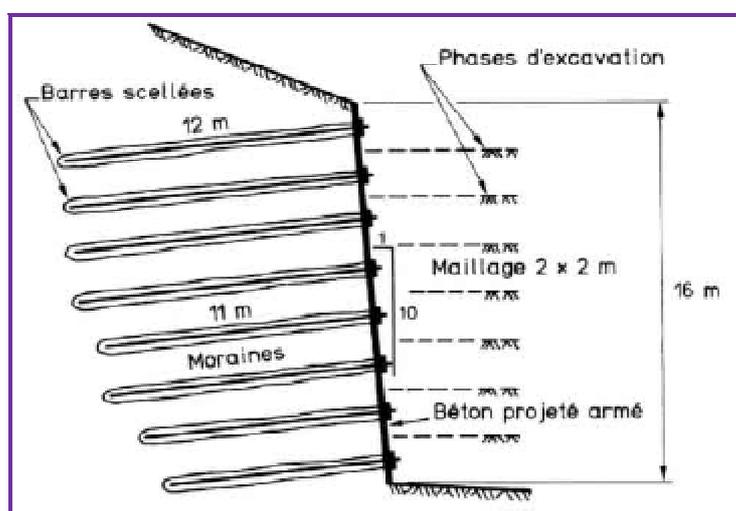


Figure. II. 20 : Mur cloué

Le mode de fonctionnement d'un mur en sol cloué est assez similaire à celui d'un mur en Terre Armée avec des contraintes de cisaillement le long des barres permettant de séparer une zone active proche du parement et une zone résistante à l'arrière.

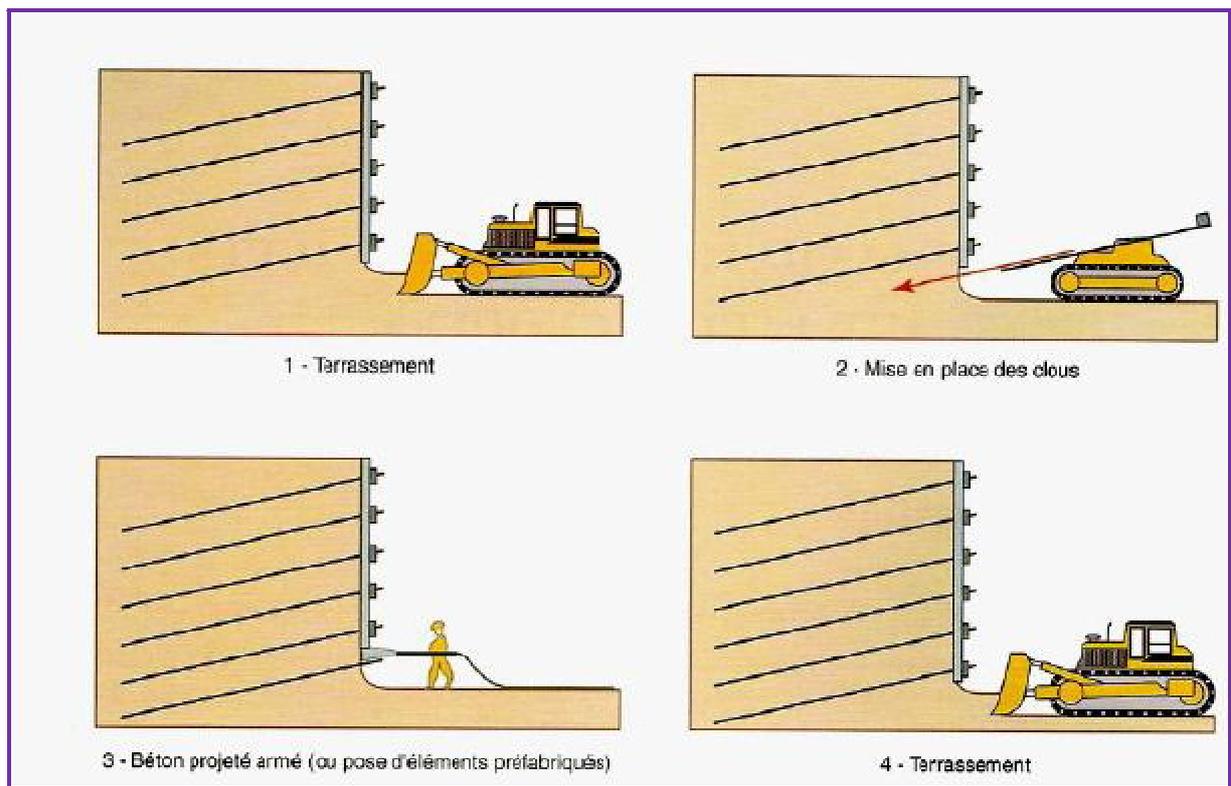


Figure. II. 21 : Les phases d'exécution du clouage.

1.3.2.2. Les murs en géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai. Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, Géogrille ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques. Les armatures sont caractérisées par leur résistance à la traction et par leur raideur.

Le frottement entre un géotextile et le sol constitue un élément de dimensionnement.

Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol (figure ci-dessous à gauche) et généralement végétalisables, ceux où le géotextile est retourné en bordure (figure ci-dessous à droite)

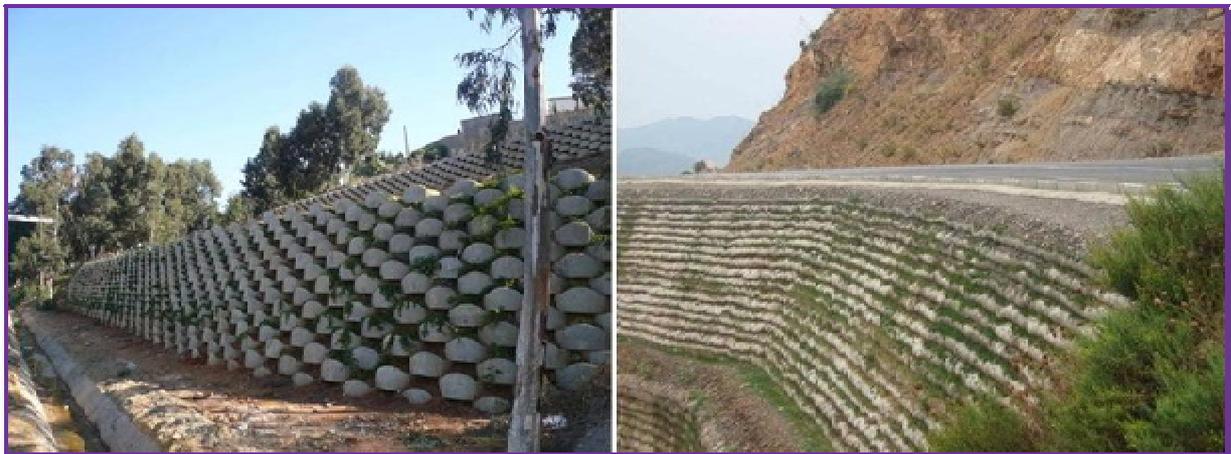


Figure. II. 22 : Parement en béton préfabriqué à gauche et géotextile retourné à droite

Le massif de terre en remblai est mis en œuvre par couches compactées. Avec les géotextiles, il est possible d'utiliser en remblai une gamme de matériaux beaucoup plus large que pour la terre armée, par exemple des sols fins à forte teneur en eau ou des cendres, résidus de l'incinération de déchets.

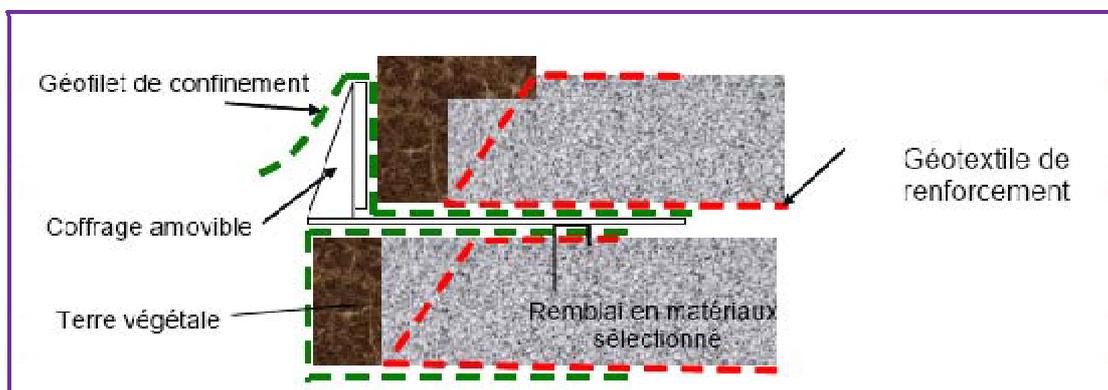


Figure. II. 23 : Mise en œuvre du géotextile de renforcement



Figure. II. 24 : Les différentes phases des travaux de renforcement par géotextiles

La technique géosynthétique pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative innovante et économique par rapport aux solutions classiques de soutènement.

Les principaux avantages de cette technique résident dans la grande souplesse des massifs renforcés par géosynthétiques, l'utilisation des matériaux locaux, et l'intégration des ouvrages et leurs environnements.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les principaux éléments d'une reconnaissance de terrain et d'investigations des glissements de terrains, afin de mieux définir son ampleur et les caractéristiques des terrains affectée par ce risque allant d'une reconnaissance géologique, géotechnique, par des reconnaissances géophysique et des sondages carottés et d'essais In situ, hydrogéologique

Une fois le glissement est défini, son confortement à fait l'objet du chapitre par la suite en présentant les principales méthodes de confortement des glissements en agissant soit sur La topographie a l'aide des allègements en tête, des remblais en pied, le reprofilage, des purges, ou des substitution partielles ou totales. Soit sur la gestion des eux environnant le site en optant a 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.

Vu les conditions d'entretien continu que présentent les ouvrages de soutènement, une solution plus innovantes et économique se présente par inclusions des clous formant un mur cloué ou des géotextiles.

Chapitre III

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul de stabilité. Ensuite, nous considérerons deux cas de glissement : le cas d'un glissement plan et celui d'un glissement circulaire auxquels nous adapterons les trois méthodes d'équilibre limite suivantes (Fellenius, Bishop, perturbation).

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 provoque des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

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

En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

1. Généralités

Dans leurs principes les glissements de terrain sont bien compris: ils 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; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

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

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

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure III-1.).

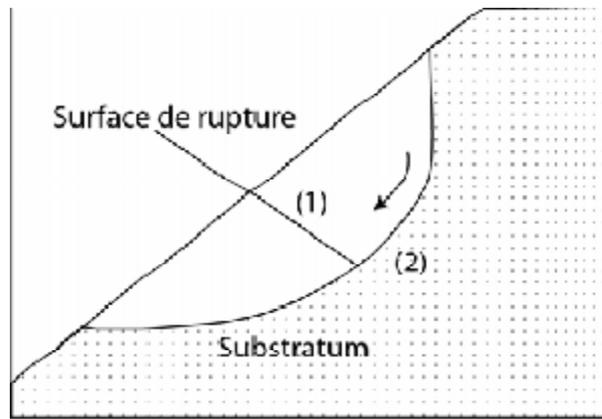


Figure. III. 1 Illustration d'une rupture d'une pente.

Les ruptures ont l'allure des glissements rotationnels circulaires. On en distingue trois types

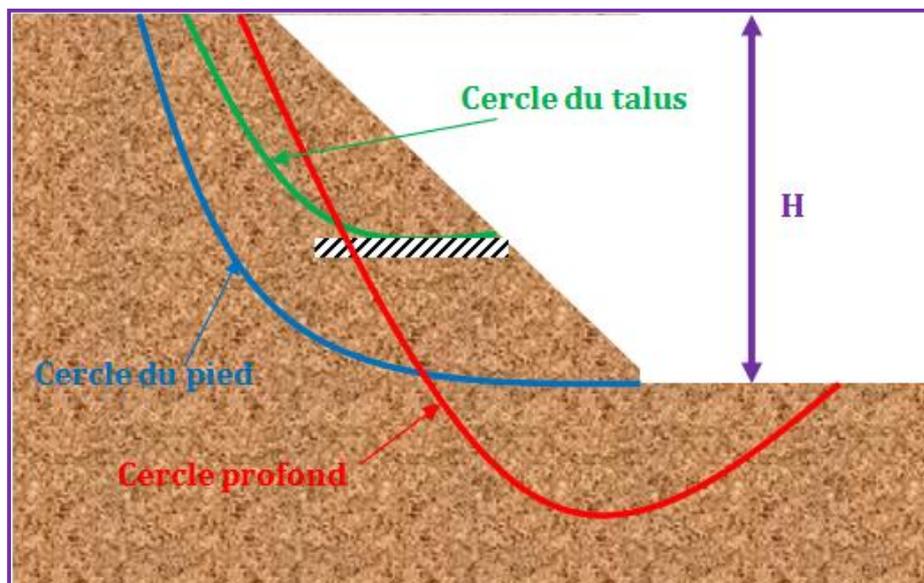


Figure. III. 2 : Les différents cercles de glissement

Les glissements se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante :

- ∅ Les cercles de pied sont les plus courants dans ce type de glissement.
- ∅ Les cercles profonds ne se produisent que lorsque le sol situé sous le niveau du pied est de mauvaise qualité

1.1. Définition du coefficient de sécurité

Pour évaluer la stabilité d'une pente, on doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau suivant :

Tableau. III. 1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Rapport de grandeurs	Par ex: H/H_{max}
Rapport de moments	$F=M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de contraintes	$F=E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de forces	$F=\tau_{max}/\tau$

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$.

$F < 1$	il y a danger
$1 \leq F < 1.25$	la sécurité est contestable
$1.25 \leq F < 1.4$	4 la sécurité peut être jugée satisfaisante si les conséquences d'un glissement sont faibles
$F > 1.4$	la sécurité est satisfaisante

Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Ø Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Ø Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Ø Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurité.
- Ø L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

L'objet de notre étude comportera deux formes de glissement :

-  Glissement plan
-  Glissement circulaire

2. Glissement plan : [MELBOUCI Bachir, 2010]

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans.

D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B'

Le coefficient de sécurité F_s peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

Dans le cas des glissements plans : _____

Dans le cas d'un glissement circulaires _____

Calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie : On considère un talus indéfini incliné de β , formé de sol homogène de caractéristiques

c, c', τ

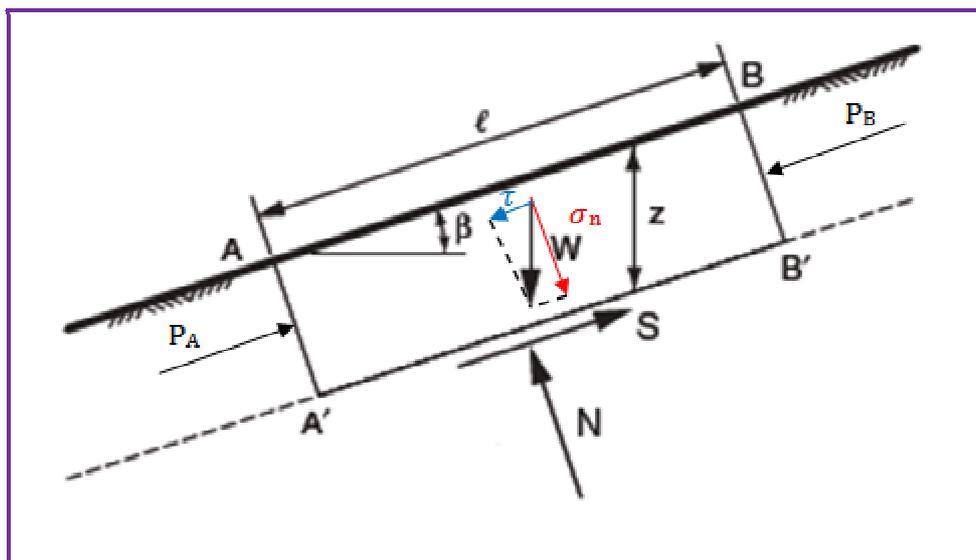


Figure. III. 3 : Les efforts appliqués sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (1). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans le calcul.

Equilibre des forces au plan AB :

P_A et P_B s'équilibrent

$$W = \gamma Z. AB. \cos\beta$$

$$T_w = \gamma Z. AB. \cos\beta. \sin\beta$$

$$N_w = \gamma Z. AB. \cos^2\beta$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie pour obtenir:

$$\tau = \gamma Z. \cos\beta. \sin\beta$$

$$\sigma_n = \gamma Z. \cos^2\beta$$

La résistance au cisaillement du sol :

$$R = C'. AB + \text{tg } \varphi. AB$$

Le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{C' + \gamma Z. \cos^2\beta. \text{tg}\varphi}{\gamma Z. \cos\beta. \sin\beta}$$

$$F_s = \underbrace{\frac{C'}{\gamma Z. \cos\beta. \sin\beta}}_{\text{Terme de cohésion}} + \underbrace{\frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}}_{\text{Terme de frottement}}$$

Terme de cohésion Terme de frottement

Posons :

$$N = \frac{C}{\gamma Z} \quad \text{Facteur de stabilité } F_s \text{ sera directement proportionnel à } N$$

Dans le cas particulier :

- ü Pas de nappes
- ü γ Constante

La formule devient alors :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C' + \gamma \cdot Z \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi}{\gamma \cdot Z \cos \beta \sin \beta}$$

✚ Glissement circulaire :

On distingue trois façons fondamentales différentes d'aborder le problème de calcul de la stabilité des pentes et talus

- ü Les méthodes basées sur l'équilibre limite :
- ü La méthode des éléments finis
- ü Le calcul à la rupture

On focalise l'étude ci- après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique

3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite : [A. Benaissa, 2008]

Les hypothèses classiques de la méthode d'équilibre limite :

- ➡ Le problème est supposé bidimensionnel, c'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité, par la suite on écrira donc ligne pour surface et surface pour volume.
- ➡ Il existe une ligne de glissement.
- ➡ Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec critère de Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \varphi$. La rupture si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (Pas de rupture progressive).
- ➡ Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond (figure III-5). Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière S1S2 de forme quelconque appelée par abus de langage « ligne de glissement », qu'elle soit ou non critique.

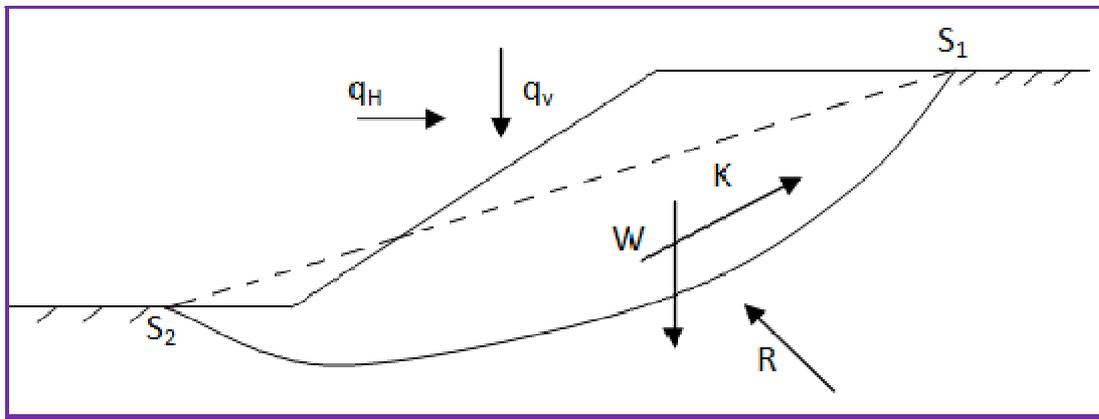


Figure. III. 5 : Les forces sur une pente.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

• équilibre horizontal : $R_H + K_H + q_H = 0$.

• Equilibre vertical : $R_V + K_V + q_V + W = 0$.

• équilibre des moments par rapport à un point O quelconque :

On pose alors :

et

• On remarque que K est parallèle à la corde S_1S_2

• La grandeur de K ne dépend que des extrémités S_1 et S_2

• La position de K ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement.

Le problème est statiquement indéterminé puisque l'on dispose de trois équations d'équilibre pour 4 inconnues qui sont R_H , R_V , K et R . L'indétermination statique du problème est dû à la mauvaise maîtrise de la répartition des contraintes normales d'où les diverses hypothèses faites sur la répartition des contraintes :

- ✚ **Méthodes globales** : On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des contraintes se trouve entre deux répartitions extrêmes (cas de rupture circulaire)
- ✚ **La méthode des tranches** : la répartition des contraintes se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus.

3.1. Méthodes d'analyses globales

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développée par cet auteur dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présenté des méthodes globales d'analyse de la stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement.

La méthode de Taylor est fondée sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessus de pied de talus le sol est parfaitement homogène.
- A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique ni écoulement d'eau.
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement.

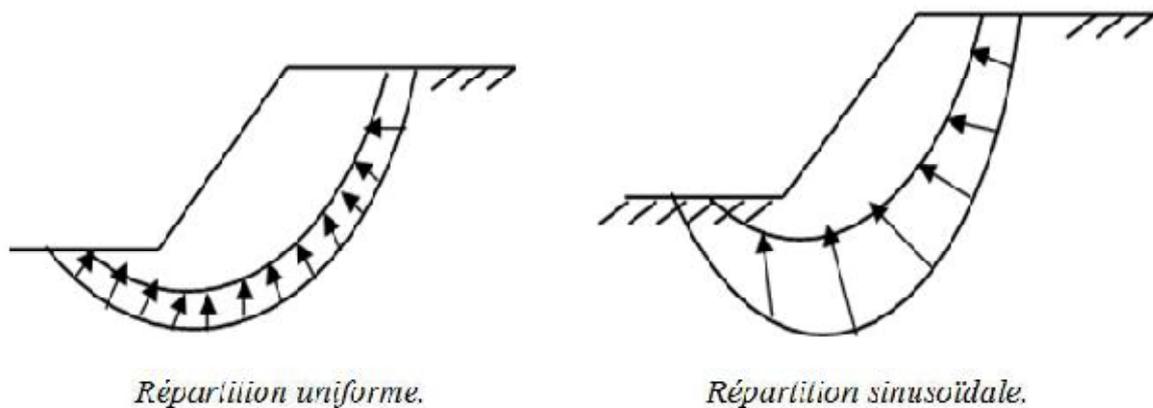


Figure. III. 6 : Répartition des contraintes sur la surface de glissement

La stabilité d'un massif de poids volumique, de caractéristiques C et φ , qui présente un talus incliné d'un angle β sur horizontale et de hauteur H .

Taylor a envisagé plusieurs types de rupture parmi eux :

- ü Un cercle de pied
- ü Un cercle de flanc de talus
- ü Le cercle à mi-pente

3.2. Méthodes des tranches

1. Définition

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranches sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque.

2. Mise en équation du problème

Soient figure (III-10) $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts intertranches H_i et V_i). $Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R_i sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranche est élevé)

■ Une tranche i est soumise à :

• Un poids $W_i = \gamma h_i b_i$

• Les efforts intertranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .

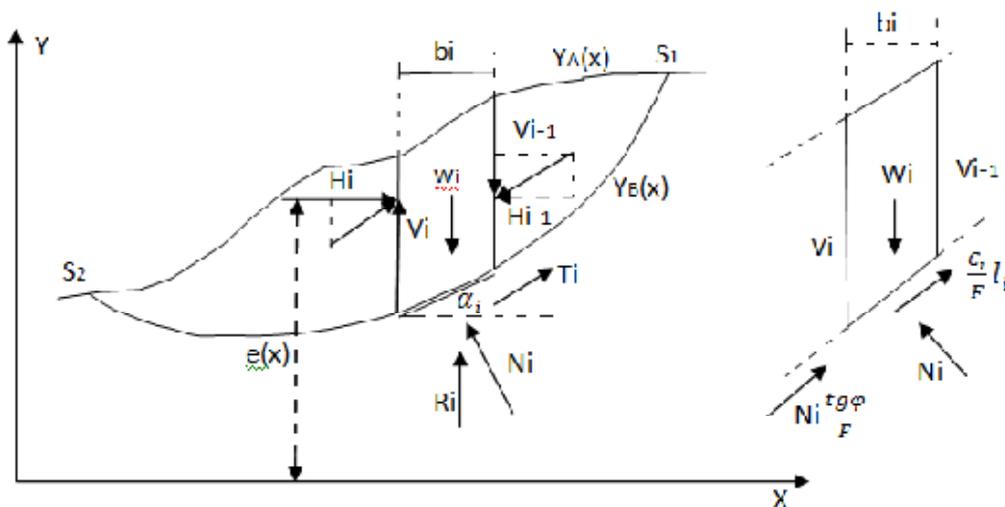


Figure. III. 7 : Les différentes forces agissant sur une tranche.

• La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit.

• Une composante normale

$$b_i N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad \text{et} \quad l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

• Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i \quad \text{Or} \quad \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \tan \varphi_{ci} \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \varphi_i}{F}$$

Remarquons que C_i et φ_i qui interviennent dans le calcul de T_i sont des caractéristiques critiques.

Pour un talus composé de n tranches non homogènes, caractérisées par C_i et à la base on peut formuler :

- L'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit $3n$ équations.
- On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit 1 inconnue.
- Les efforts normaux, inconnus la base des tranches sont : au nombre de n .
- Enfin les efforts intertranches au nombre de $(n-1)$ se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

Soit un total de $3n$ équations pour $4n-2$ inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque $n-2$ relations et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire, c'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches, les méthodes des tranches les plus connues sont :

Tableau. III. 2 : Les méthodes des tranches les plus connues : [A. Benaissa, 2008]

Fellenius	1927
Taylor	1948
Caquot	1954
Jambu	1954
Biarez	1955
Bishop	1955
Morgenstern et Price	1965
Méthode de perturbation de Raulin et Toulon	1974

3.2.1. Méthode de Fellenius

Est une méthode qui fait appel sur les valeurs des efforts intertranches appelée aussi méthode suédoise 1936, on suppose que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts intertranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

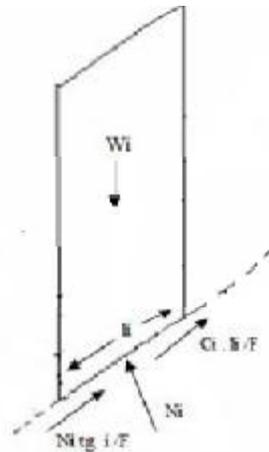


Figure. III. 8 : Les forces agissant sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La répartition des N_i sera attaché d'erreurs mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve ;

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \cos \alpha_i} \left[\sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

L'équation qui permet de déterminer F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi = 0$).

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] \right]$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de F , et en particulier la méthode de bishop simplifiée et Fellenius.

3.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout i , $(V_i - V_{i+1})=0$, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant la formule suivante :

Dans cette méthode on considère que :

- ü La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- ü Les efforts verticaux intertranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Il n'est pas la peine que l'on vérifie toutes les équations de la statique Du fait qu'on se contente de :

- ü N équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- ü 1 équation du moment global.

Pour les inconnues que sont les n efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F . On ne vérifie donc pas l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

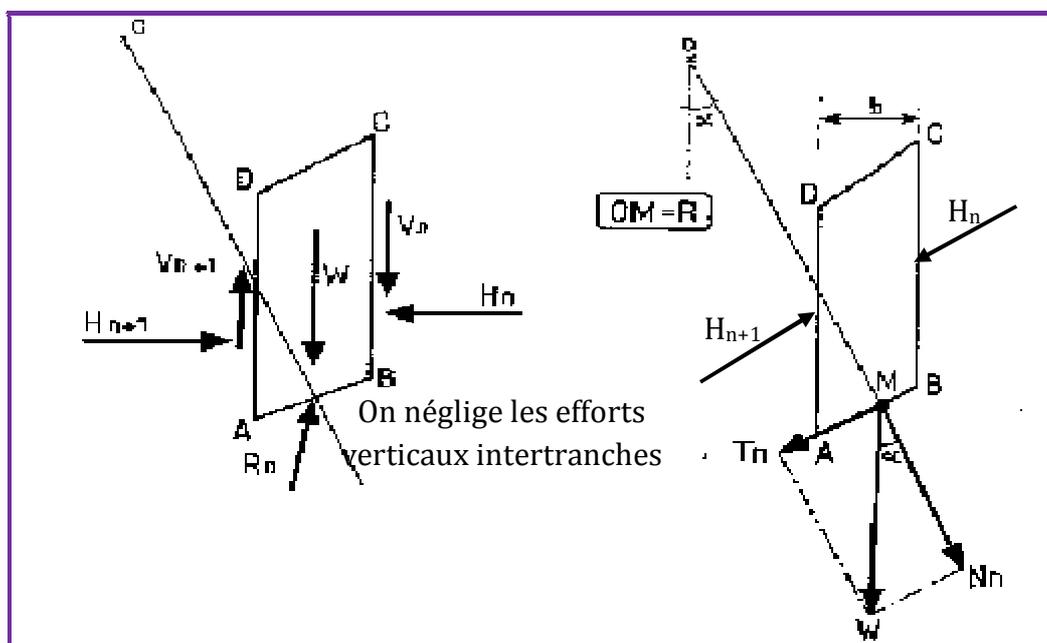


Figure. III. 9 : Les forces agissant sur une tranche méthode de Bishop simplifiée

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

3.2.3. Méthode de perturbation

Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaires que non circulaires. En outre elle vérifie toutes les équations de la statique

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal N_{i0} que l'on perturbe en multipliant par un terme p .

On peut écrire formellement

- \ddot{u} : C'est la valeur de l'effort normale sur la courbe de rupture dans la tranche i
- \dot{u} : Valeur approchée de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i
- \ddot{u} P : fonction de perturbation.
- \ddot{u} D'où n équations supplémentaire.

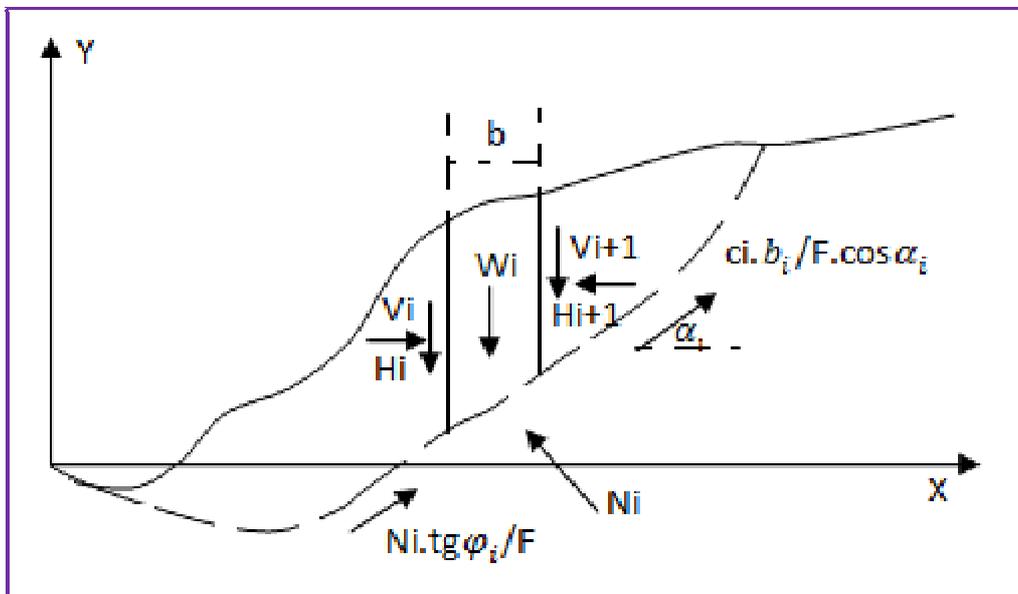


Figure. III. 10 : Méthode de perturbations

Deux inconnues dans la fonction de perturbation sont injectées par exemple :

- \ddot{u} et Paramètres inconnues de perturbation.
- \ddot{u} : Fonction de perturbation définie au point M_i de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (\dot{u} proche de 1 et \ddot{u} proche de zéro) Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber N_{i0}

Remarques sur la méthode des perturbations

- Û Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- Û Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- Û La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement"), car le système d'équations est alors dégénéré, les deux inconnues λ et μ se réduisant à une seule.

4. Réflexion et conclusion générale sur le Choix de la méthode de calcul

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est de la forme de la surface de glissement :

En pratique on considère trois types de rupture :

- * La rupture le long d'une surface plane :
- * La rupture circulaire
- * La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

- Pour les ruptures planes les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité :
- En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients de sécurité que l'on évalue sont donc différents.

Des études comparatives ont montré que la méthode de Bishop fournit de bons résultats, la méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de F et demande des calculs supplémentaires. En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative. On estime voisine de 10% la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius.

- Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante cependant son champ d'application demeure, à l'heure actuelle, relativement réduit.

Tableau. III. 3 : Remarques sur les méthodes de calcul

Méthode	Surface de glissement	Hypothèses simplificatrices	domaines d'utilisations
Pente infinie	Plane parallèle à la surface de la base de la pente.	<p>Forces perpendiculaires à la pente.</p> <p>Forces parallèles à la pente.</p>	Cas des glissements plans
Fellenius	Circulaire	<p>Moments négligés $H=V=0$</p> <p>Pas d'équilibre des forces horizontales et pas d'équilibre des forces verticales.</p>	Ne tient pas compte des poussées d'écoulement. Méthode très conservatrice.
Bishop	Circulaire	<p>Moments dus à H négligés donc Pas d'équilibre des forces horizontales.</p> <p>$V_i = 0$</p>	Tient compte de la poussée d'écoulement ; Méthode la plus utilisée par Nombreux programmes sur ordinateur.
Perturbation	quelconque	Elle vérifie toute les équations de la statique	Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop

Conclusion

Ce chapitre illustre les différentes méthodes de calcul de la stabilité selon plusieurs auteurs. L'estimation de la surface de rupture de la pente est difficile, donc on calcule le facteur de sécurité pour des surfaces de glissement d'essai, puis on adopte le cas donnant le coefficient de sécurité minimum.

Les facteurs de sécurité obtenus sont utilisés pour l'évaluation de l'instabilité de la pente, théoriquement une valeur supérieure à 1.5 indique une pente stable, cependant, l'incertitude et la variabilité des paramètres intervenant dans les méthodes d'analyse de la stabilité sont à considérer.

On a illustré deux types de calcul le cas d'un glissement plan par la méthode de calcul de la stabilité des talus et celui d'un glissement suivant une surface circulaire par les méthodes de Fellenius, Bishop et perturbation.

Conclusion de la première partie

On a vu dans le premier chapitre de cette première partie que La majorité des sols sont concernés par les risques de mouvements de terrains avec des fréquences variables, la classification de ces mouvements fait apparaitre quatre grandes familles : Les écroulements ; Les glissements ; Les coulées boueuses et Les fluages et solifluxions.

En fonction de la surface de rupture on a distingué deux types de glissements :

- Ø Glissement plans ;
- Ø Glissement rotationnels.

Leurs occurrences est très marquées par les variations climatiques (Période de forte pluies) mais peut aussi être liées à des secousses sismiques ou encore être induite par des actions anthropiques.

Les techniques de surveillances et d'évaluation des mouvements de terrains constituent un moyen important permettant l'analyse et l'évaluation du potentiel de risque d'un glissement de terrain, le temps est une composante fondamentale de la surveillance et on en distingue deux types : (La surveillance continue ;La surveillance discontinue).

Dans le deuxième chapitre on a abordé les différents éléments d'une reconnaissance de glissements de terrains, reconnaissance géologique, géotechnique, hydrogéologique, et en fin, un calcul de la stabilité d'un site afin de trouver les solutions idoines de confortement en agissant soit sur sa topographie, son apport en eau, ou en prévoyant un ouvrage de soutènement.

Le chapitre(III) récapitule les différentes méthodes de calcul de la stabilité en cas d'un glissement plan et celui d'un glissement circulaire par les trois méthodes basées sur l'équilibre limite (Méthode de Fellenius, Bishop et perturbation). Il expose également les particularités et hypothèses de chaque méthode.

Introduction de la deuxième partie

Les glissements de terrains sont couramment rencontrés en Algérie, Ils concernent non seulement les régions montagneuses mais aussi les régions côtières. Le glissement de Tizirt est un cas marquant et a suscité l'attention des autorités à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui a recommandé une étude géotechnique au laboratoire LNHC en 2002. Vu l'étendue et l'ampleur très importantes de ce dernier. En effet, il s'agit d'un glissement de terrain très actif affectant trois parties importantes de la ville de Tizirt :

- ◆ Secteur Est ;
- ◆ Secteur central ;
- ◆ Secteur Ouest.

Cette partie sera donc consacrée à l'étude des glissements de Tizirt, en particulier celui de la zone centrale lieu des 12 bungalows, (qui a été l'objet d'une étude géotechnique effectuée par le laboratoire cité précédemment), nous allons étudier sa structure ses causes principales ainsi que sa stabilité par un calcul de la stabilité.

Cette partie comporte trois chapitres, le premier portera sur l'étude de différentes conditions géologiques, tectoniques, hydrogéologiques, géotechniques et une présentation des différents dommages subits par les constructions et les sols.

Le deuxième chapitre portera sur une présentation du logiciel Talren 4 qui sera utilisé pour le calcul de la stabilité du versant de Tizirt en premier sans renforcement.

Le troisième chapitre consiste en une interprétation des résultats du calcul de la stabilité et proposition d'un système de renforcement avec renforcements.

Chapitre I

Ce chapitre, présente les résultats de l'étude géotechnique, et illustre les causes et les facteurs ayant déclenché le glissement de Tizirt. Parmi ces facteurs, on peut citer :

- Ø La géologie du site ;
- Ø La sismicité ;
- Ø L'hydrogéologie ;
- Ø Les caractéristiques géotechniques. ;
- Ø Les facteurs et signes d'instabilité.

Introduction

Le glissement de Tizirt se manifeste sur trois zones ayant subi, ces dernières années, des déformations importantes. Il s'agit de la zone Est, la zone Centrale et la zone Ouest.

L'étude géotechnique est mobilisée sur la zone centrale où les mouvements sont les plus actifs, principalement sur la zone des 12 bungalows. Les reconnaissances de terrains ont porté sur une campagne de 8 sondages carottés allant de 8 m de profondeur à 13m, un profil de sismique réfraction d'une longueur de 65 m, et des données géologiques, hydrogéologique, climatologique et géotechniques issues du laboratoire. Cette reconnaissance a permis de déterminer trois formations principales :

- * Couche de Remblais ;
- * Une couche d'éboulis, composée d'une matrice argileuse contenant des blocs de grès ;
- * Une couche de marnes.

I. Aperçu historique

Tizirt dont l'étymologie vient du mot « ilot » en langue Amazighe, est une ville très ancienne où son passé remonte à l'époque antique. Elle a connu successivement les civilisations phéniciennes romaines, byzantines et Françaises. Toutes ces civilisations se sont plus ou moins mêlées avec la civilisation berbère. Le siège de la mairie a été édifié à l'époque coloniale en 1988.

A cette époque-là, la commune de Tizirt s'appelait commune mixte de Mizrana, qui aujourd'hui forme une dizaine de communes. Juste après l'indépendance, elle a connu un premier découpage, et ensuite en 1984 un deuxième qui est en vigueur à ce jour.

1. Situation et géographie

La commune de Tizirt est située au Nord de la wilaya de Tizi-Ouzou, elle est distante de 39 Km du chef lieu de la Wilaya et de 130 Km à l'Est de la capitale Alger.

Elle est limitée au Nord par la mer méditerranée, à l'Est par la commune d'Ifflissen, à l'Ouest par la commune de Mizrana, et au Sud par les communes de Boudjima et Timizart.

D'une superficie totale de 45Km² dont 12 Km de côte, Tizirt possède trois plages dont les travaux d'aménagements sont en voie de finition, Il s'agit de la plage du centre, la grande plage et Tassalast; Cette dernière est retenue comme plage pilote de la wilaya de Tizi-Ouzou à l'instar de 14 Wilayas côtières du pays.

Tizirt est aussi caractérisée par un îlot situé à 300 mètre du rivage, les forêts d'Agouni Oussenane et Mizrana, des terres agricoles, des zones montagneuses, un site de ruines romaines classé en 1900 comme site national protégé, deux rivières qui se déversent sur la mer et 18 villages et Hameaux dont le nombre total des Habitants est de 11962 (RGPH 2008). Le chef lieu est l'agglomération la plus peuplée de Tizirt avec 5958 habitants, suivi de Tifra (2242 âmes), El Azaieb (2242 âmes) El Kelâa (1108 âmes), Cheurfa (893 âmes) et enfin la one abrite 613 habitants.

Le réseau routier est composé de deux routes nationales, d'un chemin de Wilaya, de trois routes communales ainsi que plusieurs autres chemins et pistes agricoles.

A noter que les plans d'aménagements, de la ville de Tizirt, projettent une population de 100 000 Habitants dans un horizon de vingt ans (20ans).

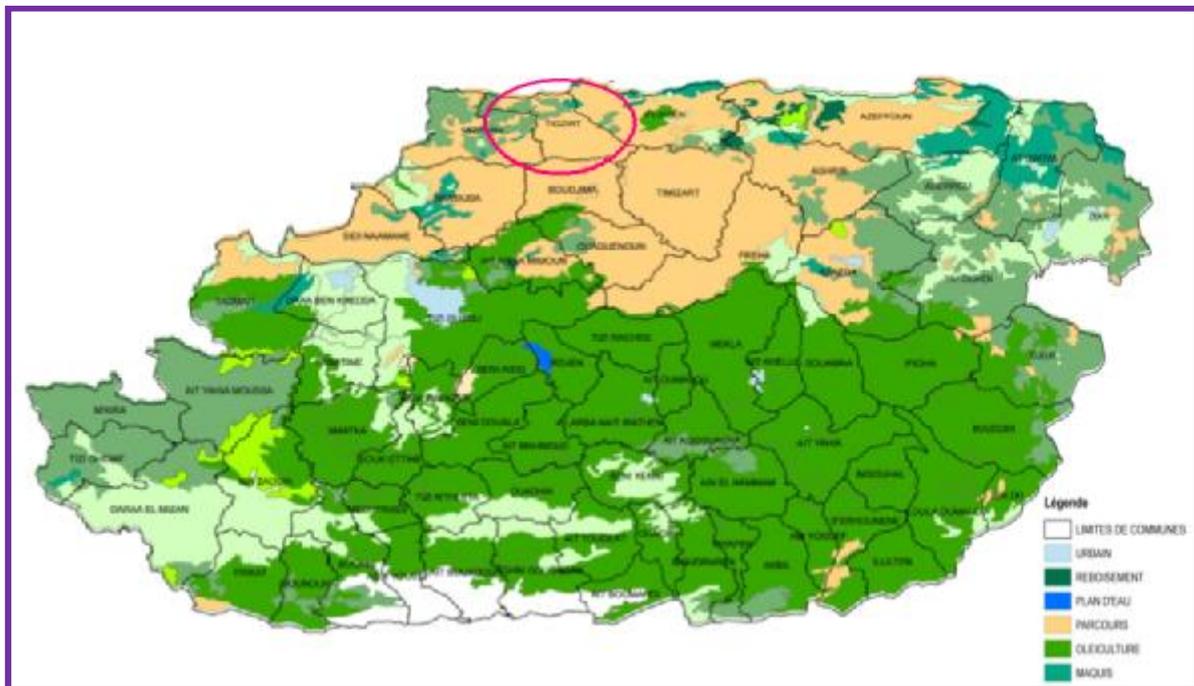


Figure I- 1 : La situation géographique de la région de Tizirt sur une carte de Tizi-Ouzou (CFTO ; 2010).

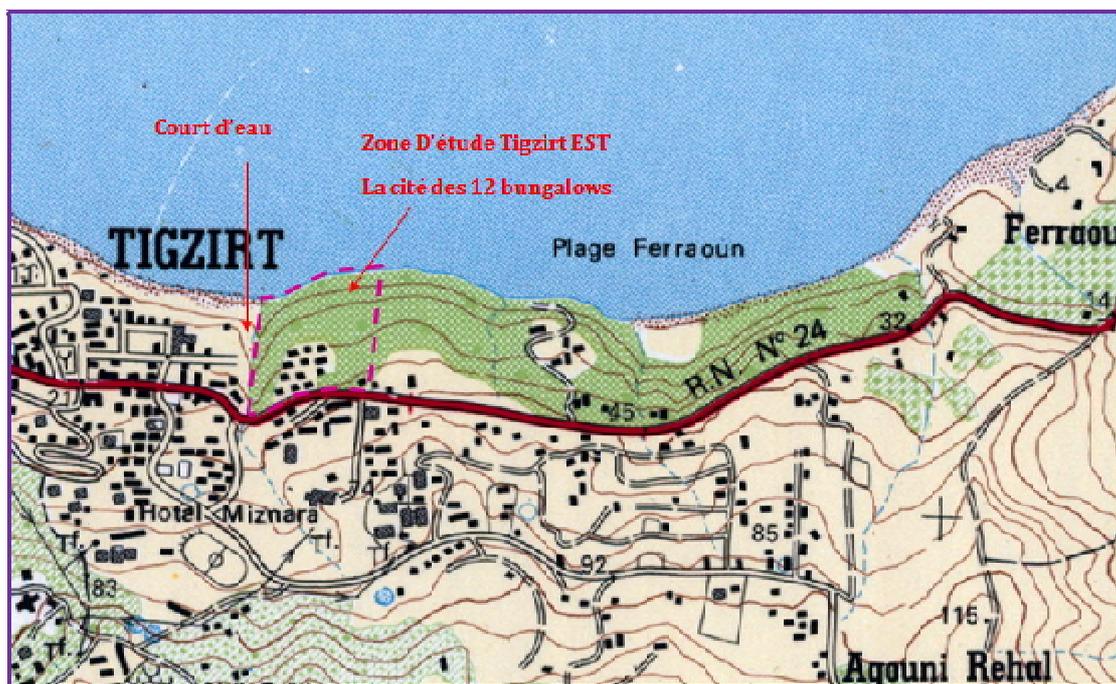


Figure I- 2 : L'implantation de la zone d'étude

2. Historique de l'instabilité du versant de Tizirt

L'instabilité de la région d'étude est connue depuis au moins l'année **1977**, où une étude du plan d'urbanisme communal de Tizirt a été confiée au laboratoire LNTPB. Le territoire a été divisé en quatre zones selon des considérations de stabilité du sol.

- Ø Zone défavorable à l'urbanisation : ces terrains étaient considérés stables et des constructions peuvent être normalement érigées.
- Ø Zones incertaines : sur ces terrains, l'urbanisation est autorisée sous certaines conditions, (Etudes de sols).
- Ø Zones défavorables : les constructions sur ces terrains seront interdites à titre conservatoire, jusqu'à l'exécution d'une étude géotechnique spécifique.

- 1er. En Février 1999 et suite à des intempéries, des désordres ayant affecté le sol et certaines constructions, une étude géotechnique a été engagée par la direction de l'Urbanisme et de la construction de Tizi-Ouzou ;
- 2e. Durant l'année **2002**, l'étude menée a pour objectif de déterminer les caractéristiques de cet aléa (Glissement) afin de rechercher des possibilités de stabilisation et d'examiner la possibilité et les conditions d'urbanisation de ce site.
- 3e. Une étude à été lancé en **2009 par un laboratoire Français ANTEA-TTI-HYDROENVIRONNEMENT**,

Dans le cadre de notre mémoire les données principales ont été prélevées des études antérieures faites par les différents laboratoires LNHC et LNBTP.

Tableau. I. 1 : Les études antérieures

Année de l'étude	Laboratoire chargé de l'étude
1977	LNBTP
2002	LNHC
2009 en cours	ANTEA-TTI-HYDROENVIRONNEMENT

II. Le contexte géologique

1. Géologie régionale

Le massif de grande Kabylie est situé dans le domaine interne de la chaîne des Maghrebides. Cette chaîne résulte de la tectonisation d'un domaine paléogéologique constitué par des bordures de plaques Eurasiatiques et africaines et par le domaine intermédiaire dit micros plaques d'Alboran.

Selon plusieurs auteurs (D. Delga 1969 ; D. Raymond 1976, Coutelle 1979, Bouillir et al 1984, Naak 1988 ; Saad Allah 1992) ce massif comprend les ensembles suivants ou l'on distingue du Sud vers le Nord.

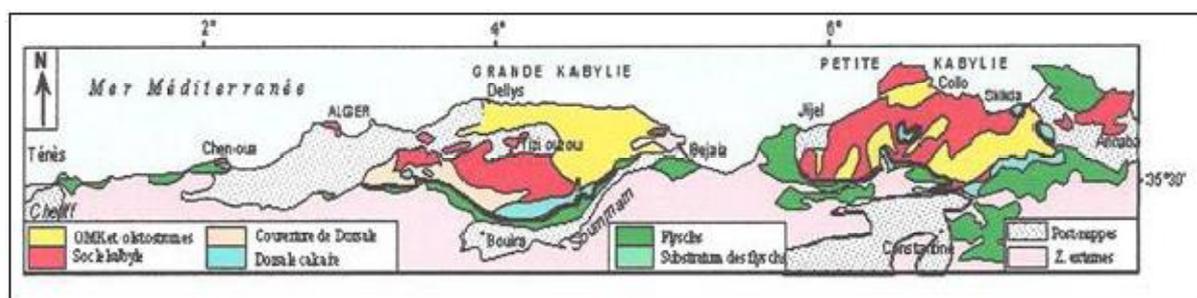


Figure I- 3 : Schéma géologique de la côte Algérienne à l'Est du Cap de Ténès, d'après Wildi, 1983.

a) Le dorsale Kabyle

La dorsale Kabyle est écaillée et est formée de terrains essentiellement carbonatés allant du Permo Trias au Lutétien. Elle chevauche les flysch méridiaux et constitue de ce fait la limite entre les zones internes au Nord et les zones externes au Nord et les zones externes au Sud.

b) Le Paléozoïque Kabyle

Peu ou pas métamorphique, il est en contact avec le cristallin et il est constitué de terrains d'âge Cambrien. C'est le substratum autochtone de la dorsale Kabyle.

c) Le socle ou massif cristallin

C'est un édifice de nappes ou d'unités cristallines avec une structure synmétamorphique Alpine ou Hercynienne ou les deux à la fois.

d) L'Oligo- Miocène Kabyle (O.M.K)

Il est conglomératique et gréseux d'âge oligocène ou Burdigalien inférieur, il remanie des éléments de socles tels les galets de schistes, de marbres et de gneiss ocellés.

e) L'Olistrosomes

Il s'agit d'une formation d'âge miocène inférieur, formant souvent les semelles des nappes gravitaires de Flysch, constituée d'une matrice litée ou chaoticque de nature argileuse ou pélitique dans laquelle sont dispersés de petits débris accompagnés d'Olistolites de tailles variables.

f) Nappe

L'origine de ces nappes demeure encore controversée; ce sont des formations essentiellement argileuses avec quelques barres gréseuses. Elles sont en discordance stratigraphique par des formations sédimentaires d'âge Miocène plus élevées appelés formations post nappes.

g) Le Néogène post-nappe

Il affleure au Nord des unités cristallophylliennes ; il forme les vastes bassins de Sébaou ou bassin de Tizi-Ouzou qui s'allonge d'Ouest en Est sur environ 70Km et une largeur de 15 Km.

2. Géologie locale (Région Tizirt)

La région de Tizirt est représentée en majeure partie par des formations appartenant à l'unité Tellienne de Dellys et des terrains appartenant à l'unité Numidienne, qui est considérée comme des nappes de glissement par D. Raymond (Voir la carte géologique de l'Algérie).

2.1. Unité tellienne de Dellys

Plusieurs auteurs ont signalé l'existence de quelques affleurements de crétacé supérieur et d'éocène à faciès tellien dans les régions de Dellys et de Tizirt. A. Caire (1954) a mis en évidence l'importance de cette découverte par l'existence de faciès tellien au Nord du socle de grande Kabylie par l'hypothèse de la Kabylie flottante.

Schématiquement l'unité tellienne est constituée de terrains d'âge Crétacé supérieur à Eocène.

A. Aperçu litho stratigraphique

Elle est constituée d'une calcaro-marneuse d'âge crétacé supérieur (Marnes et biomécrites en plaquette) et des calcaires marneux blancs à rognons de Silex d'âge Eocène (Yprésien et lutétien inférieur)

B. Approche structurale

L'unité Tellienne s'enfonce au Nord, à l'Ouest et au Sud sous des éléments structuraux plus élevés, Olistosomes et olistolites isolés, Lambeaux numidien formation néogène post nappes.

2.2. La formation numidienne

C'est un ensemble comportant trois termes de la série numidienne :

- ü Les argiles sous numidienne à la base
- ü Les grés numidiens.
- ü La formation supra-Numidien marneuse et marno-calcaire très fossilifère.

A. Aperçu litho stratigraphique

Elle comporte une trilogie classique

- Ø Les argiles sous numidiennes à Tubotumaculum.
- Ø Les grés numidiens
- Ø Les formations supra numidiennes, marneuses et marno calcaire très fossilifères (Globigerinoides-trilobus)
- Ø L'unité numidienne est charriée sur l'ensemble des unités allochtones Nord-Kabyles.

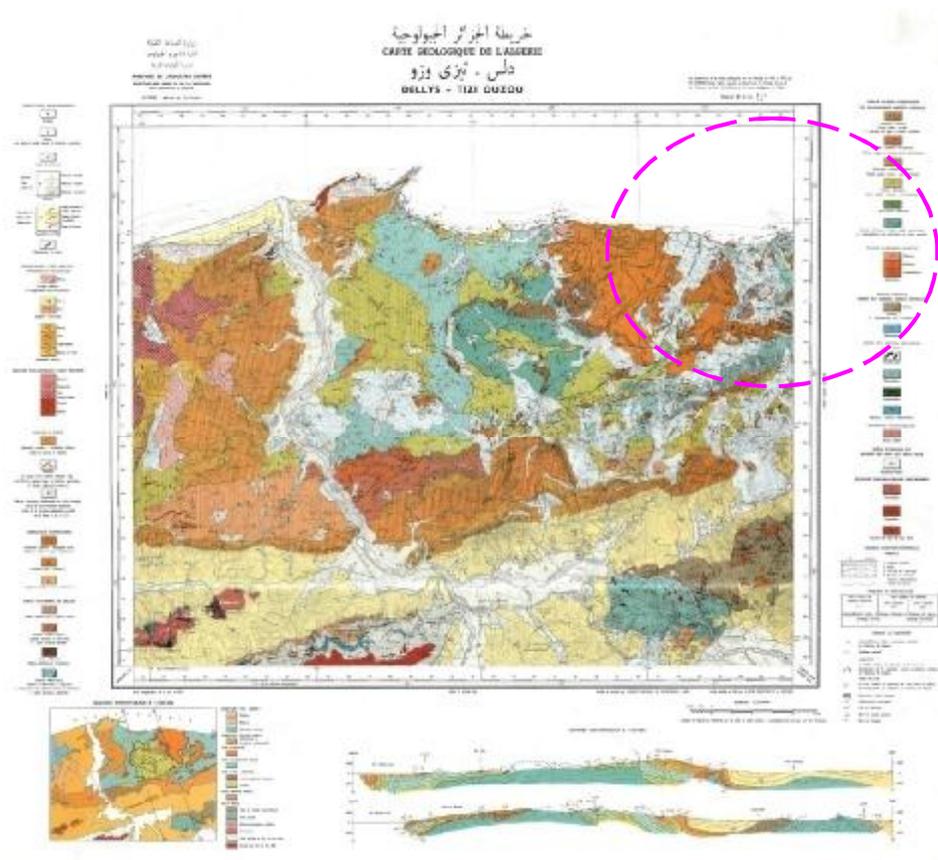


Figure I- 6 Carte Géologiques Dellys-Tizi-Ouzou

B. Approche structurale

La surface de base de l'unité Numidienne est de nature stratigraphique pour les uns et tectonique pour les autres. Cette surface est considérée tantôt comme un ensemble néo-autochtone tantôt comme une nappe.

2.3. La géologie à l'échelle du site

Les sondages carottés et le profil sismique réfraction exécutés ont mis en évidence la lithologie suivante, formant le site d'étude :

- * Une couche de Remblais d'une épaisseur de 0.8 à 3 m
- * Des éboulis composés par une matrice argileuse, d'épaisseur de 3.30m à 7.30 m, contenant des blocs de grès
- * Une couche de marnes de couleur grise et bleue d'une épaisseur non déterminée par l'étude, le toit a été intercepté sur une profondeur de 7.40 m dans le sondage 1 et 12 m au sondage 8 et à une profondeur de 5 m au sondage 3.

III. La sismicité du site

Au plan sismique, il apparaît actuellement que les reliefs telliens s'individualisent par une activité relativement fréquente et que celle-ci joue un rôle important dans le redéclenchement de certaines formes héritées. Elle est également à l'origine d'éboulis de grés, de calcaire et de réactivation des glissements de terrain et /ou de liquéfaction des sols.

Selon Saadallah (1992), L'édifice cristallin de la grande Kabylie a été soumis à une tectonique récente décelable dans les terrains sédimentaires litomorphes subdivisés en quatre phases.

- ü Tectonique compressive –Décrochante vers 10 millions d'années Tortonien.
- ü La distension Miocène vers 150millions d'années.
- ü Tectonique tangentielle d'âge Miocène inférieur.
- ü Tectonique de transgression à l'Eocène moyen-supérieur (39-33 M)

La région de Tizirt faisant l'objet de notre étude appartient à la zone de moyenne sismicité (zone IIa). Il est à rappeler que la région de Tizirt fut très touchée par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 sachant que des désordres importants ont affecté un grand nombre de construction dont l'effondrement total d'un bâtiment étagé en béton armé. Il faut signaler, à ce sujet, la nouvelle classification attribuée à la commune de Mizrana limitrophe de Tizirt du côté Ouest qui est passé de la zone IIa en IIb. Les séismes peuvent déclencher et même aggraver les glissements de terrain, il sera nécessaire d'indiquer la sismicité régionale et locale de Tizirt.

A ce sujet, certaines indications qualitatives auraient pu être précisées sur le comportement des formations géologiques de la région de Tizirt sous excitation sismique. Selon le (RPA 99 Version 2003), la commune de Tizirt est classée en zone IIa, ce qui donne un coefficient d'accélération pour un groupe d'usage 2 : A (%g)= 0.15.

L'incidence d'un séisme est traitée par la méthode "pseudo-statique". La gravité est affectée d'un coefficient d'accélération horizontal (Ca_h) et vertical ($1 + Ca_v$) de sens quelconque. Les coefficients sismiques à prendre en compte a_h et a_v seront conformes aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003 Chapitre 10.3).

Excitation horizontales $a_h=0.5 A$ (%g)	0.075
Excitation verticale $a_v=\pm 0.3 a_h$	(\pm)0.0225

IV. Le contexte hydrogéologique

L'expérience a montré que la plupart des risques liés aux phénomènes de glissement de terrain ont eu lieu durant les saisons de pluie (pluies torrentielles) et/ou, de la fonte des neiges et de glace, par contre les périodes de sécheresse provoquent des fissurations par retrait des sols argileux superficiels, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans ces fissures lors d'épisodes pluvieux et déstabilisants.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est multiple (C. Chapeau, 2005), et l'on assiste à :

- Ø L'accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau et par conséquent une diminution du coefficient de sécurité.
- Ø Un Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux ; certaines coulées de boue sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. [Voire le cas d'Illilt en mai 2012]

A long terme, les circulations d'eau souterraine peuvent engendrer une altération progressive des terrains, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques (C et ϕ), ou un entraînement de particules fines du sol.

Cette étude sera nécessairement réservée à tout ce qui a attrait à :

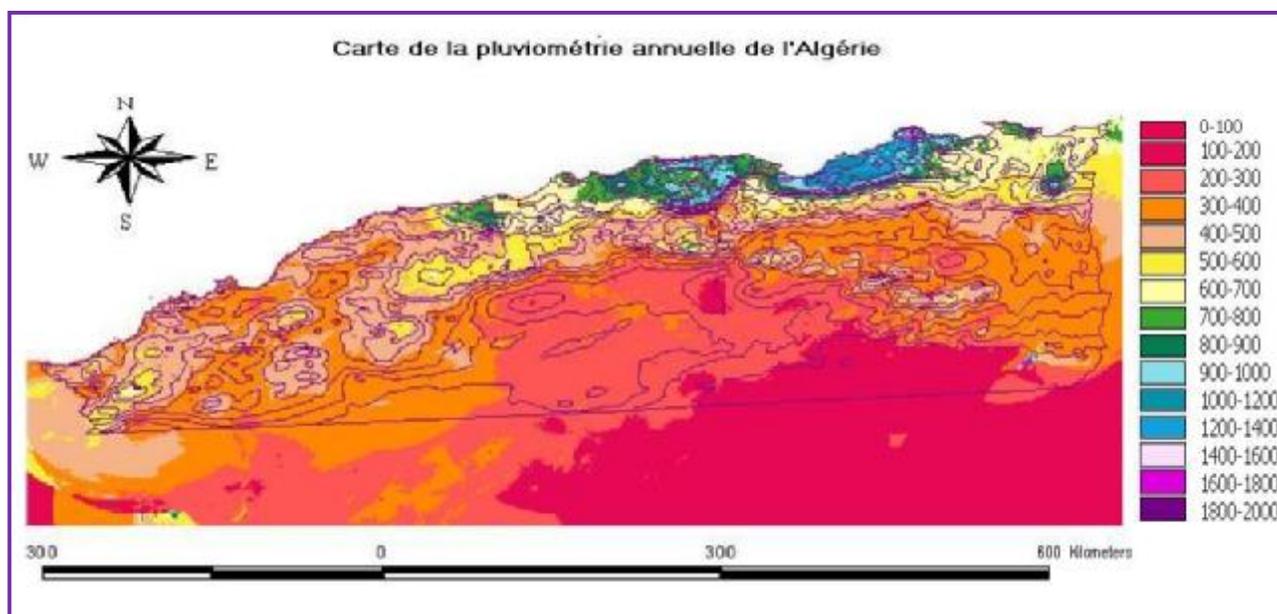
- Ø L'analyse de toutes les données pluviométriques.
- Ø L'étude du facteur température et de sa combinaison aux données pluviométriques.

4.1. Caractéristiques générales des précipitations en Algérie

Divers facteurs contribuent à déterminer les zones de précipitation en Algérie, en particulier l'orientation des chaînes de montagnes et la direction des vents dominants porteurs d'humidité (Delannoy et Lecompte, 1980 ; Laborde 2003).

Dans tout le littoral et le tell la direction des vents, pendant la saison pluvieuse, est principalement Nord-Ouest (Seltezer, 1964, Chaumont et Paquin, 1971) avec une fréquence moyenne de 50 fois par an, ce sont les vents du Nord-Ouest qui apportent les précipitations de l'hiver (Beniston 1984).

En plus de l'orientation des versants, la pluviométrie varie en Algérie sous l'influence de plusieurs paramètres géographiques, altitude, latitude, longitude et distance à la mer (Seltezer, 1973, 1946, 1950, Chaumont et Paquin, 1971, Worjterski, 1988, Meddi et al en 2007)



**Figure I- 6 : Carte de la pluviométrie annuelle de l'Algérie du Nord (ANRH ; 1993)
Carte établie sous l'autorité du Dr Laborde basée sur 470 postes périodes (1922-1960/1969-1989)**

Les précipitations enregistrées dans la région de Tizirt présente un rythme pluviométrique irrégulier.

Les valeurs relatives aux précipitations, obtenues à partir du rapport de la révision des PDAU de Tizirt concernant une période de 10 années (1975/1984) sont les suivantes :

- * **Précipitations** : Les moyennes mensuelles (en mm) sont données sur le tableau ci-après :

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	février	mars	avril	mai	juin	juil.	aout
Moyenne	22,2	86,9	109,8	94,7	75,7	84,7	55,2	64,6	54,4	9	6	9,7

Soit un minimum de 6 mm en Juillet en un maximum de 109.8 mm (Novembre)

Les moyennes mensuelles maximales et minimales des températures sont données sur les tableaux suivants :

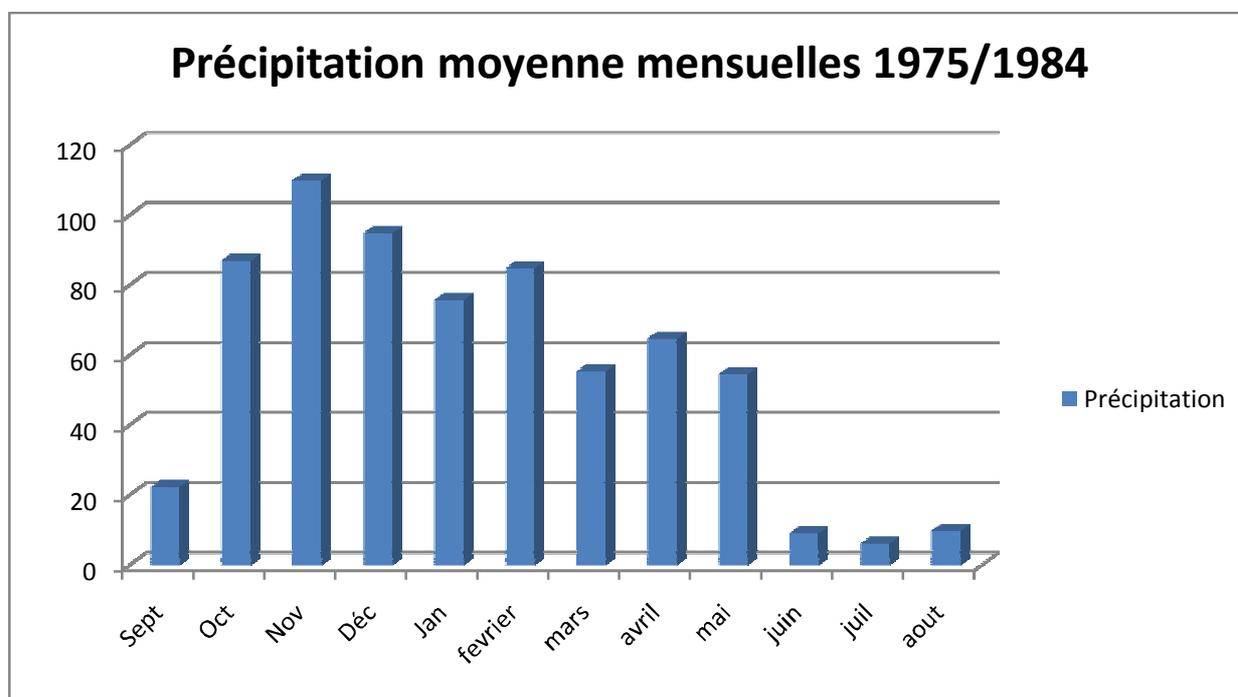


Figure I- 7 : précipitations moyennes mensuelles PDAU de Tizirt

Ces données climatiques et en particulier les précipitations, sont nécessaires pour déterminer les quantités des eaux d'infiltration, de ruissellement et d'évaporation. Comme pour le dimensionnement du système de drainage à réaliser dans le cadre des dispositifs de stabilisation du site (drain de surface et drain en profondeur),

Pour affiner notre étude, une autre période est présentée : celle ci concerne une période de 20 ans depuis l'implantation de la station pluviométrique à El-Azaieb qui a enregistré les précipitations en mm d'eau comme sera illustré sur la figure I-9.

Durant les dernière 20 années soit une précipitation en moyenne annuelle minimale de 424.7 mm durant l'année 1989, et une moyenne annuelle maximale de 1096.9 mm enregistré pendant l'année 2002 pour se stabiliser en moyenne durant les dernières 7 années avec une moyenne de 887.9 mm. On remarque que les précipitations présentent toujours un rythme irrégulier.

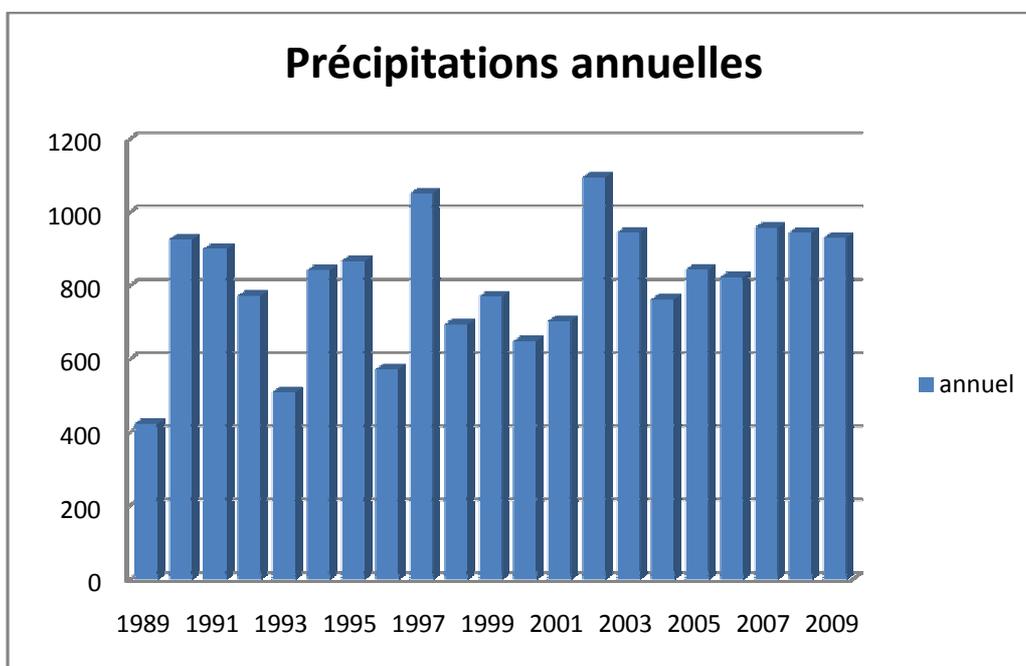


Figure I- 8 : Précipitations annuelles [1989 à 2009] ANRH Station El-Azaieb

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	annuel
Moyenne	22,5	14,7	30,2	32,7	80,7	0	57,8	71,8	83	1,9	27,3	2,1	424,7

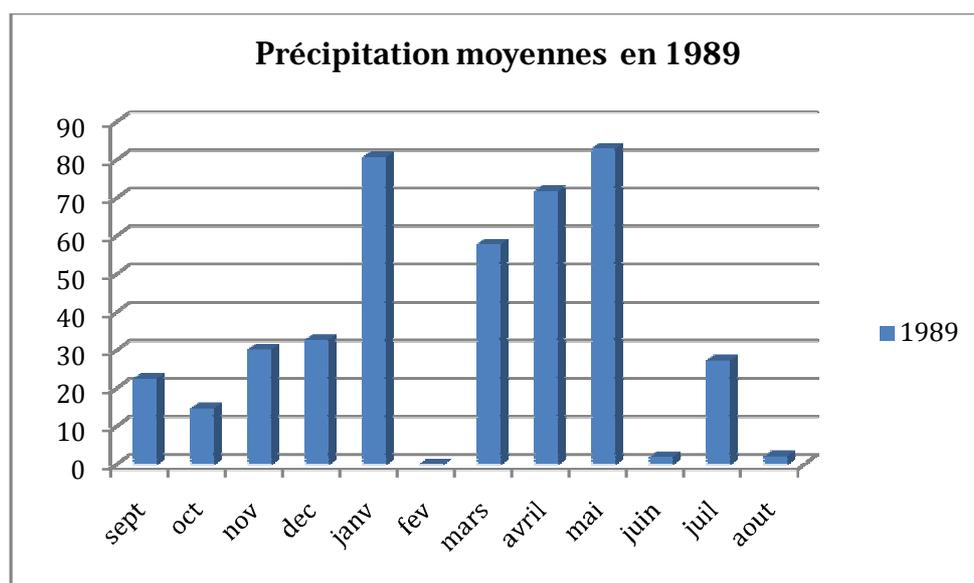


Figure I- 9 : Précipitation moyenne durant l'année 1989 Précipitation identifiée comme minimale pendant les 20 années étudiées

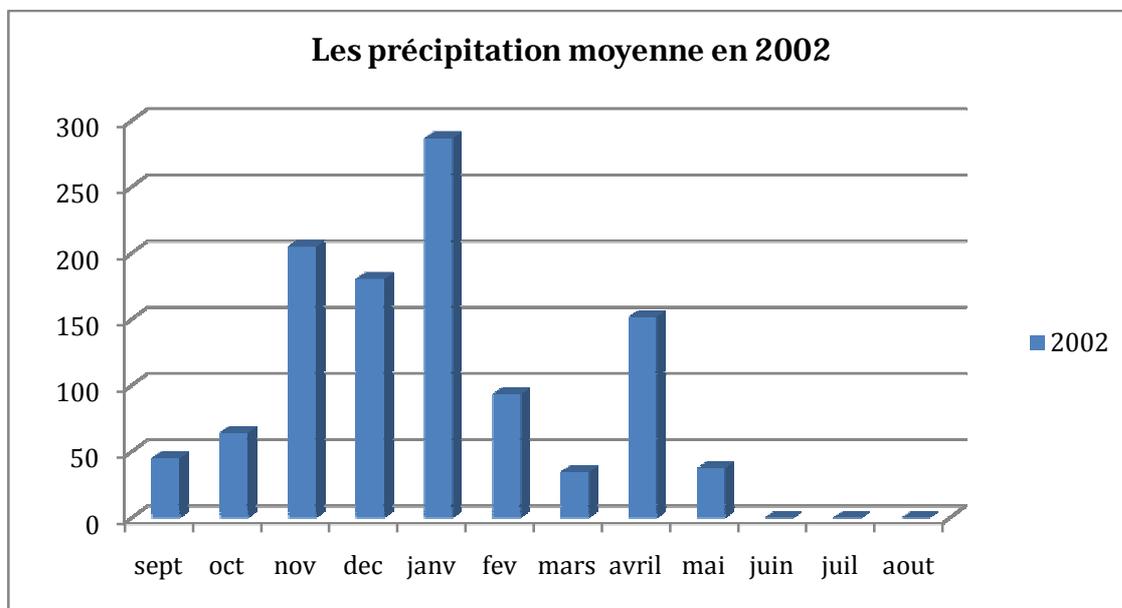


Figure I- 10: Précipitation moyenne durant l'année 2002 Précipitation identifiée comme maximale pendant les 20 années étudiées

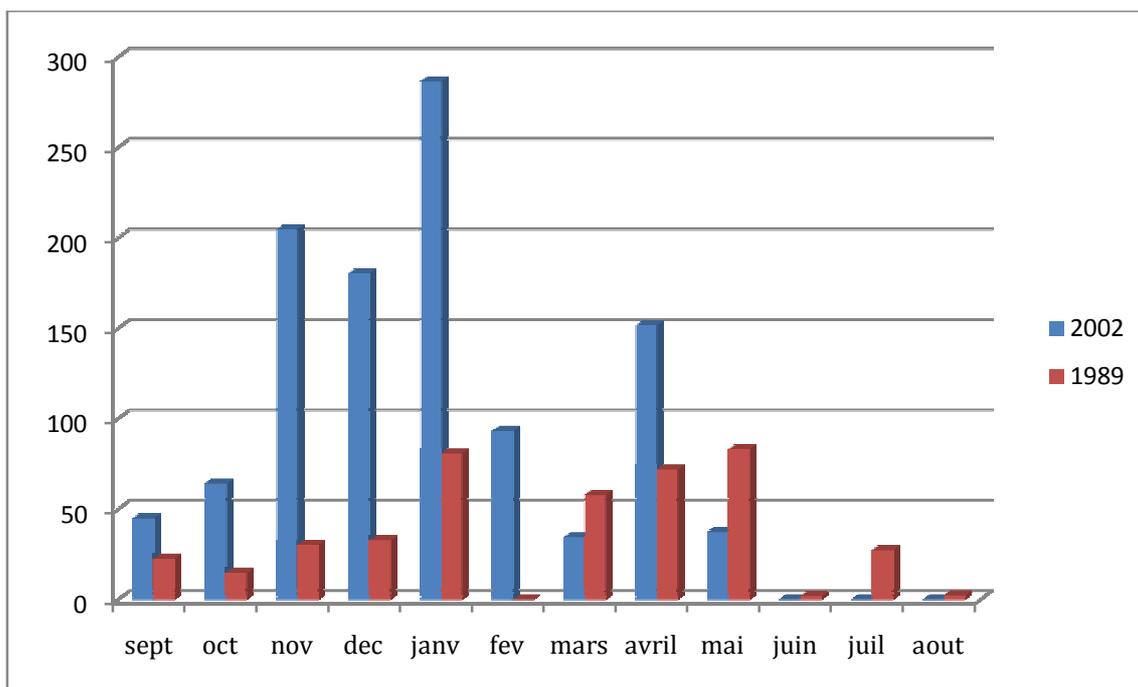


Figure I- 11: Comparaison entre les deux années présentant une précipitation minimale et maximale

4.2. Climatologie de la région

La température constitue avec les précipitations l'élément majeur qui régit le climat d'une région. Elle constitue un facteur très important qui intervient dans le calcul de l'évapotranspiration. C'est bien évident que les contrastes importants de température (écart considérable de température) entre le jour et la nuit à un effet négatif sur le comportement des sols et des roches. En effet, les contrastes importants de température entraînent la désagrégation mécanique des roches.

Afin d'apprécier le climat dans la région de TIGZIRT, une combinaison entre précipitation et température sera nécessaire. Étant donné que la station d'étude El-Azaieb est uniquement pluviométrique, ne dispose pas de données thermiques T°C (M, m). Dans le but d'une meilleure caractérisation du climat de la zone d'étude, divers indices ombrothermiques s'obtiennent généralement en divisant la pluviométrie par la température, parmi ces indices on peut citer :

- ü L'indice d'aridité mensuel et annuel de Demartone
- ü Indice de sécheresse
- ü Sécheresse et sub-sécheresse de GAUSSEN P/T
- ü Indice de la sécheresse de Boucher
- ü Indice d'Emberger des zones bioclimatique Q.

4.3. Le régime hydrographique

Le réseau hydrographique de Tizirt se constitue principalement de deux cours d'eaux saisonniers, l'un déversant à la plage de Feraoun à l'Est et l'autre à la plage Tassalast à l'Ouest.

L'urbanisation de Tizirt s'est développée sur les pentes exposées vers le Nord du massif montagneux de BOUAUINE-Cheurfa entre les deux vallées de Tassalast à l'Ouest et de Temila à l'Est. Ainsi les bassins versants, qui drainent vers la ville les eaux souterraines peu profondes et surtout les eaux de ruissellement, sont peu étendues, quatre bassins versants principaux ont été distingués dont la propriété commune que nous allons détailler dans ce qui suit :

- ü partie haute ne présente pas de grosses sources mais plutôt des petites émergences diffusées formant des zones humides sur des replats.
- ü Le mauvais développement du réseau hydrographique qui ne fonctionne qu'en périodes pluvieuses avec du ruissellement, principalement en hiver.

Une partie des précipitations s'infiltré dans les formations rocheuses relativement perméables (Grès et calcaires fracturés) du massif montagneux de Cheurfa. Le drainage souterrain diffus s'effectue latéralement, en direction structurale (NE-SN), vers les vallées à l'Est (R.Tamila) et à l'Ouest (R. de Cheurfa), une partie rejoignant au SW le ruisseau Tassalast, permanent [Bassin versant N° 4]

Plus à l'aval, dans les pentes qui dominent la ville, les infiltrations s'effectuent dans les couvertures quaternaires meubles, de grande perméabilité.

Les circulations d'eau souterraine diffuses suivent alors la topographie du toit des marnes schisteuses qui est mal connue, ce qui rend plus difficile le dessin des axes principaux des écoulements souterrains.

La ville repose sur un substratum de marnes schisteuses du Crétacé qui sont peu perméables malgré qu'elles puissent retenir de l'eau lorsqu'elles subissent de l'altération ou fracturation. Ce qui donne naissance à une nouvelle couche néfaste d'un point de vue géotechnique (couche savon).

L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, et de déclenchement des mouvements de masse. Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain et la maîtrise du risque correspondant. Le peu de données que nous avons sur l'hydrogéologie de la zone d'étude nous a permis de conclure que le climat qui règne sur cette zone est dit subhumide avec une pluviométrie maximale en mois de Janvier (286.6 mm en 2002)

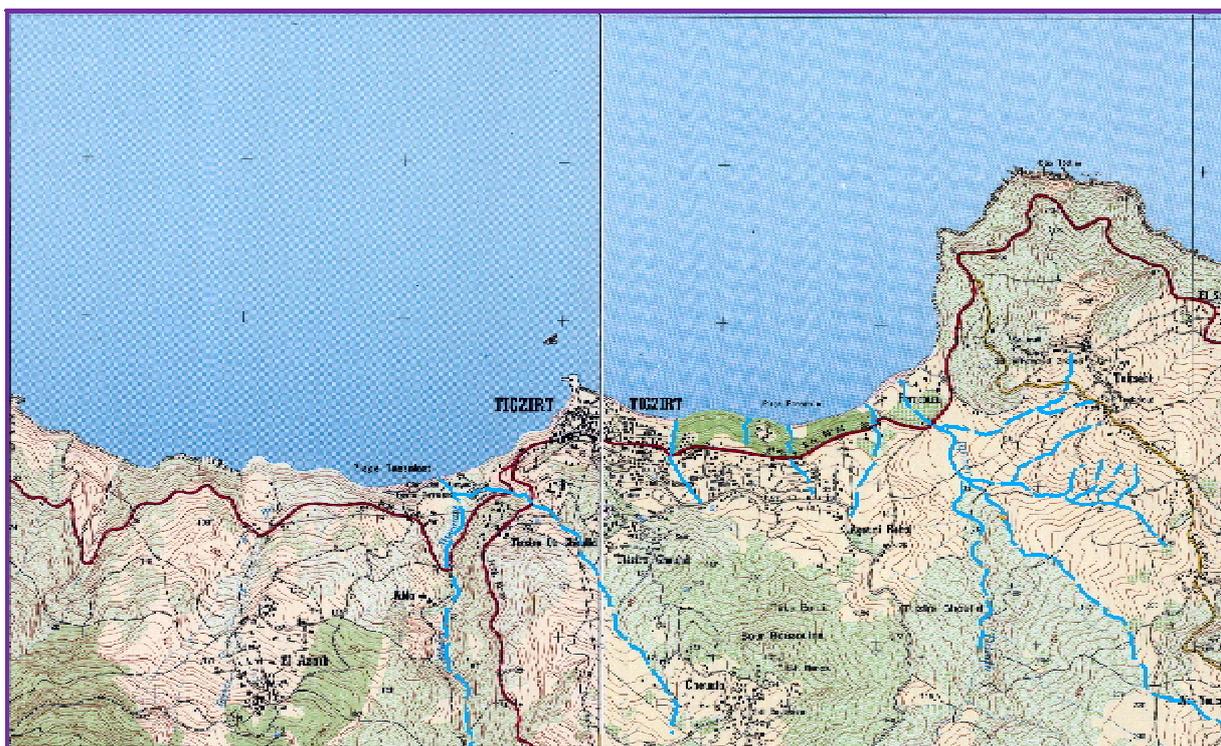


Figure I- 12 : Cours d'eau dans la région de Tizirt sur un fond topographique.

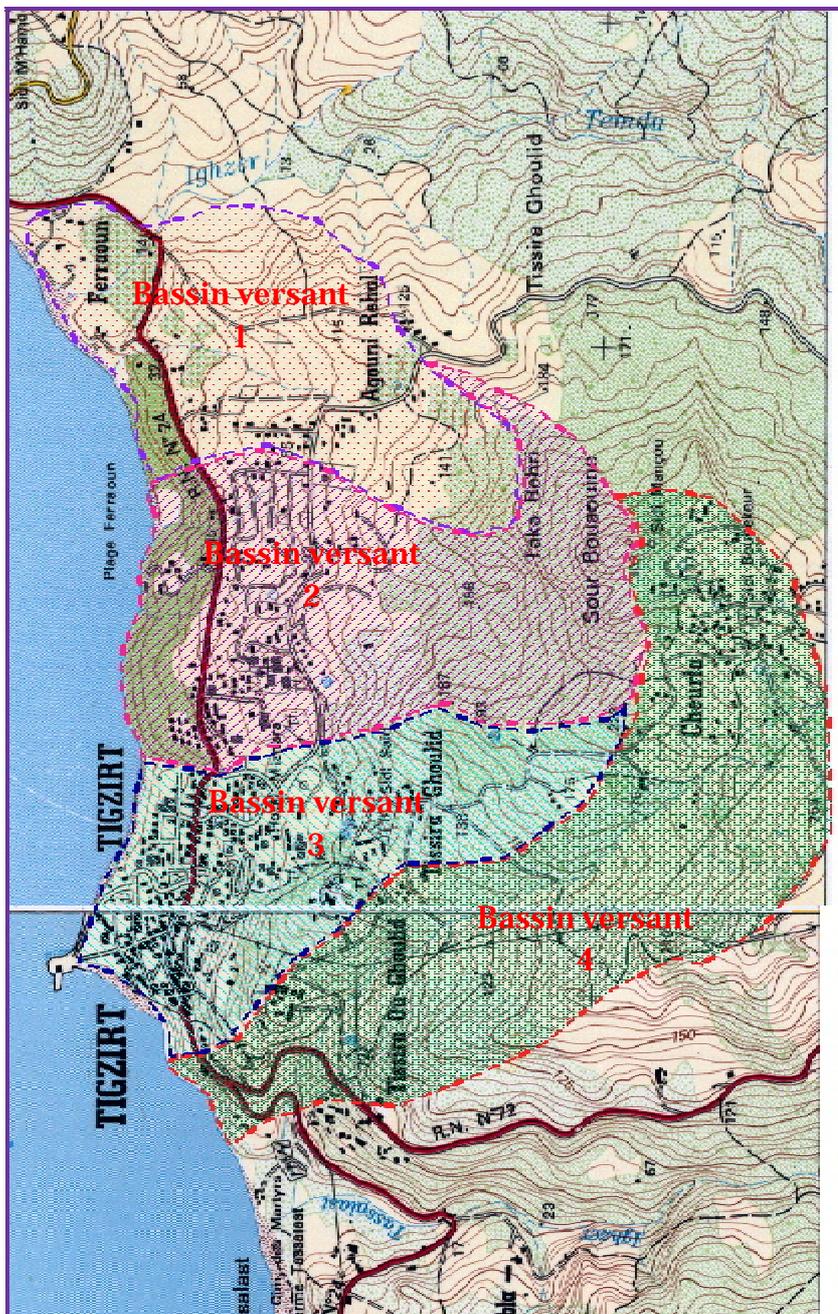


Figure I- 13 : Les différents bassins versant de la région de Tizgirt.

V. Les caractéristiques géotechniques du site d'étude

1. La topographie

La carte topographique de la zone de Tizirt est sous forme d'une carte d'échelle de 1/25000 voir l'annexe carte topographique.

Le site d'étude présente un pendage vers le Nord et dans le même sens que la pente générale des terrains. La structure lithologique favorise d'autant plus le glissement.

Un levé topographique a été effectué par le laboratoire chargé de l'étude en 2001 sur le site qui couvre le glissement principal (première tranche). Celui-ci a permis de dresser une carte des pentes qui délimite les zones de pente de l'ordre de 25% (zone I et III) et de 20% (zone II) illustrées sur la carte des pentes jointes en annexes.

2. Le site d'étude

D'un point de vue général, le contexte géologique rencontré sur TIGZIRT est caractérisé par deux grands ensembles :

- Ø Un substratum marno-schisteux ;
- Ø Une couverture quaternaire meuble constituée d'une
 -  Couche argileuse emballant des Eboulis.
 -  Couche de remblais.

On notera que la topographie n'est pas particulièrement défavorable hormis certaines zones ponctuelles de remblais ou de déblais et de bordure côtière.

Selon l'étude récente faite par le bureau d'étude ANTEA Hydro environnement, la gigantesque coulée centrale de Tizirt présente en partie basse des formes assez fraîches qui suggèrent qu'elle n'est pas très ancienne (période préhistorique, voire Antiquité).

Les deux autres glissements à l'Est (secteur d'Agouni Rehal) et à l'Ouest (au droit de la route du port) apparaissent nettement plus anciens, sous forme de bombement de matériaux remaniés érodés sur les bordures et difficiles à rattacher au massif autochtone. L'origine du déclenchement de ces glissements reste incertaine. Toutefois, le contexte sismo-tectonique de cette région n'exclut pas un déclenchement associé à un séisme majeur historique en période pluvieuse.

D'ailleurs, l'environnement régional Est et Ouest de la ville est marqué par de nombreux et grands glissements de terrain affectant des pentes faibles non urbanisées.

3. Zone principale de Tizirt

Cette coulée principale est bien délimitée dans sa partie basse frontale, à l'Est par le « creux » de la plage Feraoun et à l'Ouest par le ravin encaissé du ruisseau « Azal ». Sa largeur au niveau de la côte est de 700 m.

L'épaisseur des terrains remaniés varie d'une dizaine de mètres à plus de 30 m. A l'amont de la RN24, la coulée semble délimitée à l'Est par un vallon peu marqué débouchant sur le creux Feraoun et à l'Ouest par la dépression humide du Tribunal. Plus à l'amont, la morphologie montre plutôt un épandage de matériaux meubles, moins chargés en blocs et mal délimité.

L'arrachement (mal identifié) pourrait correspondre au flanc Nord abrupt du massif de Taka-Behri-Bouanine (Eocène gréseux disloqué).

Ainsi la distance entre la zone de départ supposée et le front de la coulée serait de 1 à 1,5 km. Le volume du terrain mobilisé serait de 6 à 10 millions m³. Le volume entre la RN24 et le front côtier serait environ de 2 millions de m³.

Bien que la zone affectée par les glissements soit vaste couvrant presque la totalité de la région de Tizirt comme illustré au paragraphe précédent, notre étude portera principalement sur la zone de glissement actif ces dernières années dont le mouvement est quasi-permanent, il s'agit bien de la partie (centrale) principale de Tizirt.

Le site de l'étude est urbanisé et se situe à l'Est de la ville de Tizirt, en dessous de **RN 24**. Il présente une topographie inclinée, avec une pente variant de **20% à 25%** et il est limité comme suit :

- Ü Au Nord par la mer méditerranéenne.
- Ü Au Sud par la route nationale 24
- Ü A l'Est par des terrains privés.
- Ü A l'Ouest par des habitations.

Le laboratoire National de L'habitat et de la construction en accord avec la D-U-C de Tizi-Ouzou, a entrepris l'étude géotechnique du glissement de terrain à Tizirt ayant pour but d'étudier cet aléa et de déterminer ses caractéristiques (sens vitesse et profondeur de la couche glissante) afin de prévoir une solution de stabilisation du site et de sécurisation des constructions existantes et ensuite élaborer une carte de risque.



Figure I- 14 La zone d'étude [Google Earth]

4. Reconnaissance sur site

La reconnaissance du site, selon l'étude faite par le laboratoire LNHC, a porté sur la réalisation de sondages carottés et une campagne géophysique par sismique réfraction (Voir plan d'implantation des Essais in situ joint en annexe)

4.1. Sondages carottés

Huit (08) sondages carottés dont la profondeur varie entre 8.00 m et 13.00m ont été réalisés dans le but de déterminer la nature géologique du site. La description visuelle de différents sondages nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes (voire le plan d'implantation des essais In Situ annexes I).

Tableau. I. 2 : Les coupes des sondages carottés

Sondage 1	
De 0.00m à 1.00 m	Remblais
De 1.00 m à 7.50 m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur bleu, beige et rouge.
De 7.50 m à 10.00 m	Marnes bleues feuilletées

Sondage 2	
De 0.00m à 0.80 m	Remblais
De 0.80 m à 5.40 m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur bleu, beige et rouge.
De 5.40 m à 7.00 m	Marnes bleues verdâtres.
D 7.0 m à 8.00 m	Marnes bleues feuilletées

Sondage 3	
De 0.00m à 1.70 m	Remblais
De 1.70 m à 5.00 m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur bleu, beige et rouge.
De 5.00m à 8.60m	Marnes beiges verdâtres caillouteuses
De 8.60 à 10.00 m	Marnes bleues à beiges verdâtres feuilletées.

Sondage 4	
De 0.00m à 0.80m	Remblais
De 0.80m à 8.00m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur bleu, beige et rouge.

Sondage 5	
De 0.00m à 1.00 m	Remblais
De 1.00 m à 8.30 m	Argile beige rougeâtre avec présence de blocs de grès et de passage sableux entre (5.00 m et 5.70m)

Sondage 6	
De 0.00m à 3.00 m	Remblais
De 3.00 m à 5.00 m	Argile plastique beige, rouge et bleue
De 5.00 m à 6.30 m	Argile beige – verdâtre sableuse avec présence de blocs de grès.
De 6.30 m à 11.00 m	Marne grises verdâtres feuilletées.

Sondage 7	
De 0.00m à 1.00 m	Terre végétale
De 1.00 m à 11.00 m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur beige bleue et rouge.

Sondage 8	
De 0.00m à 0.80 m	Remblais
De 0.80 m à 1.20 m	Argile sableuses beige et rougeâtre.
De 1.20m à 3.60 m	Argile beige-rouge à bleue plastique.
De 3.60 m à 5.70 m	Marne beige-grise compacte
De 5.70 m à 7.20 m	Argile sableuse avec présence de blocs de grès.
De 7.20 à 7.80m	Lentille sableuses jaunâtre.
De 7.80 m à 12.00 m	Gros blocs de grès emballés dans une matrice sablo argileuse.
De 12.00 à 13.00 m	Marnes grises-beiges compactes.

Ces coupes mettent en relief un terrain constitué d'une couche de gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse plastique de couleur bleue, beige et rouge (Parfois ces blocs de grès s'altèrent pour donner des passages sableux) reposant sur une couche de marne feuilletée bleue grise compactée (S6)

4.2. Reconnaissance géophysique par sismique réfraction

Les objectifs de l'intervention des essais de reconnaissance géophysique par sismique réfraction dans cette étude sont :

- Mettre en évidence les différents terrains mis en place.
- Déterminer les vitesses sismiques des ondes de compression permettant d'apprécier l'état de compacité des différentes couches, et de déduire ainsi les caractéristiques mécaniques des sols.
- Calculer la puissance des terrains susceptibles au glissement et de déterminer la profondeur du substratum marneux.

4.3. Réalisation des essais de reconnaissance

4.3.1. Equipement et mise en œuvre

Le Laboratoire National L.N.H.C a réalisé les essais de reconnaissance géophysique par sismique réfraction à l'aide d'un équipement performant constitué des éléments suivants :

- ü Un sismographe modèle PASI-12S12L, doté de programme informatique de haute précision.
- ü 12 Sismomètres connectés à une tresse sismique modèle ITT9429 NK-27
- ü Une source d'énergie sismique

4.3.2. Implantation du profil de sismique réfraction

Un profil de sismique réfraction a été implanté dans une direction globale Nord-Sud (NNE-SSW), à l'entrée du site sur la piste séparant les deux groupements d'habitations mitoyennes à la route Nationale RN24 Voir le plan de l'implantation des sondages).

La longueur du dispositif est de 65 mètre, avec un espacement de 5 mètres entre les géophones.

4.4. Interprétation des essais de sismique réfraction

Le tracé des dromochroniques à partir de l'analyse des temps d'arrivée sismique aux différents géophones a permis de mettre en évidence la présence de trois couches avec des propriétés sismiques différentes.

Les résultats d'interprétation des différents hodochrones sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau. I. 3: Les résultats d'interprétation de l'essai sismique réfraction.

Hodochrones	Vitesses des ondes de compression			Epaisseur des couches	
	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m/s)	H ₂ (m/s)
Tir direct	660	1100	1820	1.34	9.30
Tir centré direct	470	1130		1.53	
Tir centré inverse	330	1040		1.80	
Tir inverse	660	1250	1750	1.30	8.18

- ✚ La couche superficielle caractérisée par de faibles vitesses sismiques variables entre 330 et 660 m/s, correspond à des remblais peu compacts.
- ✚ Le second terrain est composé de blocs de grés emballés dans une matrice argileuse, présentant des vitesses d'ondes de compression allant de 1040 à 1250 m/s.
- ✚ Les terrains marneux dont le toit a été décelés à une profondeur de 9 à 10 mètres en moyenne, sont caractérisés par des vitesses sismiques relativement importantes comprises entre 1750 et 1820m/s

Les résultats d'interprétation de ces essais sont en corrélation avec les données des sondages carottés (SC N° 4) qui ont permis de dresser **une coupe géosismique** montrant la répartition des couches en profondeur sur un profil de 65 mètres dans une direction NNE-SSW voire la figure ci-dessous.

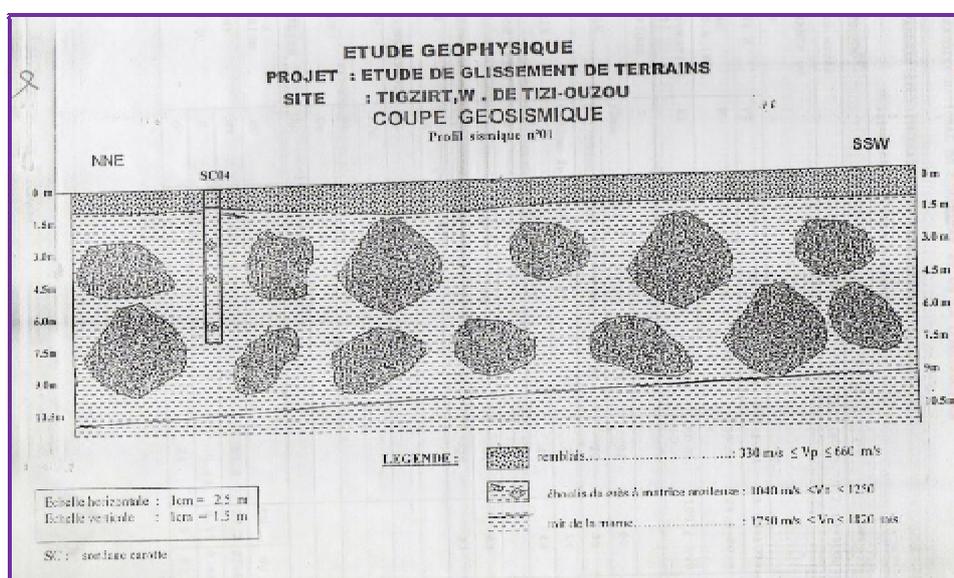


Figure I- 15 : Profil sismique réfraction.

5. Les essais de laboratoire

Le laboratoire chargé de l'étude a prélevé des échantillons à partir des sondages carottés afin de faire des essais au laboratoire consistant en :

- ✓ **Des essais physiques d'identification** : Granulométrie, Densité, Teneur en eau et limites d'Atterberg.
- ✓ **Des essais mécaniques** : Cisaillement simple à la boîte de Casagrande : ces essais ont permis de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques uniquement des couches de marnes et de la matrice argileuse.

5.1. Les essais d'identification

Les essais effectués sont : l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg (Limite de liquidité et indice de plasticité) des échantillons de sol analysés obtenues des sondages carottés S3 à S8. Les courbes granulométriques obtenues à partir de l'analyse granulométrique des échantillons prélevés sont jointes en annexe.

Les résultats d'essais sur les deux couches sont résumés comme Suit :

5.1.1. Analyse granulométrique

Des courbes granulométriques ont été obtenues à partir des échantillons issus des sondages S3 (Profondeur de 5.80 à 9.70 m), S4 (2.10 à 3.00 m) ; S5 (8.30 à 10.60) ; S6 (4 à 8.90) S7 (1.70 à 2.60 m) et S8 (1.30 à 5.50m).

L'exploitation de cette analyse granulométrique donne des pourcentages de refus au tamis de 0.08 mm, compris entre 12% et 22% pour les Argiles et entre 13% et 49.33% pour les marnes, donc inférieur à 50%.

Par conséquent, conformément au « DTR BC 2.32 Méthodes des sondages et d'essais des sols », ces sols sont considérés comme sols fins, leurs classification se fera donc selon le tableau de Casagrande en fonction des valeurs des limites d'Atterberg obtenues.

5.1.2. Limites d'Atterberg

Les limites de liquidité WL et des limites de Plasticité Wp ont été déterminées, ce qui donne les indices de plasticité $I_p = W_l - W_p$. En portant ces valeurs sur le diagramme de Casagrande (W_l en Abscisses et I_p en Ordonnées, la classification du sol sera alors comme suit :

La matrice argileuse  Des argiles très plastiques

Les marnes  elles sont classées dans les limites entre argiles et limons très plastiques.

5.1.3. Teneur en eau et consistance du sol :

Il faut noter que les sondages ont été effectués en été (période fin juillet début Aout)

Teneur en eau	W	16.9 % et 34.8%
Le degré de saturation	Sr	73% à 100%
La teneur en eau de saturation	Wsat	19.7% à 35.64%

5.1.4. La consistance : $I_c = (W_l - W) / I_p$

Matrice argileuse	$W_l=52$ à 73	$I_c = 1.03$ à 1.12 c'est une couche très raide
	$W=24.1$ à 34.80	
	$I_p=20$ à 46	
La couche de marne	$W_l=44$ à 85	$I_c=0.67$ à 1.56 c'est une couche très raide
	$W=16.9$ à 39.5	
	$I_p=17$ à 50	

5.1.5. Les masses volumiques

Les masses volumiques sèches γ_d t/m ³	
Marne	1.41 à 1.86
Argile	1.43 à 1.64
Les masses volumiques apparentes γ t/m ³	
Marne	1.70 à 2.28
Argile	1.77 à 2.05
Les masses volumiques saturés γ_{sat}	
Marne	1.73 à 2.29
Argile	1.87 à 2.05

5.1.6. La compacité du sol :

La compacité du sol η	
La matrice argileuse	0.41 à 0.47
La marne	0.37 à 0.40

5.2. Les essais mécaniques

Les essais mécaniques réalisés se résument à des essais de cisaillement effectués au laboratoire sur les échantillons des sondages S3 à S8 afin de déterminer les caractéristiques des couches constituant le sous sol de la zone d'étude. Ces essais ont été exécutés sous les conditions suivantes :

- Essais non consolidés et non drainés UU pour une partie.
- Essais consolidés et non drainé CU, sans mesure des pressions interstitielles, pour l'autre partie. (Voir le tableau récapitulatif des essais joint en annexes).

Les résultats des essais sont résumés comme suit :

A. Couche d'argile (Matrice argileuse emballant les blocs de grés)

Ce sol est de compacité moyenne avec un degré de saturation avoisinant l'unité. Les limites de liquidité ainsi que l'indice de plasticité, placés dans le diagramme de plasticité de Casagrande, indiquent un sol de forte plasticité.

Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type CU et UU, ont donné un angle de frottement interne assez dispersé allant de 7° à 27° et une cohésion de 0.27 à 0.9 Kg/cm³. [Frottement de 7° à 27 ° et une cohésion de 27 à 90 Kpa]

B. Couche de marne bleue à beige verdâtre

Les caractéristiques physiques montrent que ce sol est moyennement compacte, saturé et très plastique ; avec un angle de frottement interne compris entre 7° et 24 ° et une cohésion variant de 0.1 et 0.28 Kg/cm³

VI. Signes d'instabilité

De nombreux dommages d'ordre matériel ont été observés lors de cette étude. Nous citerons les plus importantes à savoir :

- ✚ Les constructions type bungalows, dont le premier bungalow à été complètement endommagé et renversé, les autres présentent également des fissurations assez importantes perpendiculaires à la pente du site (d'épaisseur parfois centimétrique). On peut aussi observer la fissuration des murs de clôture et l'endommagement des conduites des eaux usées.
- ✚ Des habitations type Villa, montrant un affaissement progressif, avec une ouverture centimétrique d'un joint de rupture.
- ✚ Affaissement et dégradation de la route nationale 24 à la rentrée du port.

1. Les indices de glissement

De nombreux indices de glissement ont été observés, tel que des niches d'arrachement ou de petites loupes de glissement, de nombreuses fissurations d'ordre centimétriques généralement perpendiculaires à la pente du site (voir carte de synthèse jointe avec annexe et photos d'instabilité).

Le site et les constructions existantes ont été affectés par de multiples désordres. Une partie de ces désordres ont été révélés et décrits dans le rapport de l'étude exécutée en 2001 et confirmée et complétée par les sorties sur le terrain en

- ü Janvier 2008
- ü Novembre 2011
- ü Mai 2012

1.1. Dommages subits par les constructions

Les dommages subis par ces dernières concernent principalement :

- ∅ L'endommagement de bungalows constitué en un éclatement de murs et de la structure en béton armé, des fissures sur les murs et des soulèvements des dalles.
- ∅ La fissuration et effondrement des murs de clôture.
- ∅ L'inclinaison des constructions (R+1).



Figure I- 17 : Montrant l'affaissement et l'inclinaison d'un mur en maçonnerie chaînée.

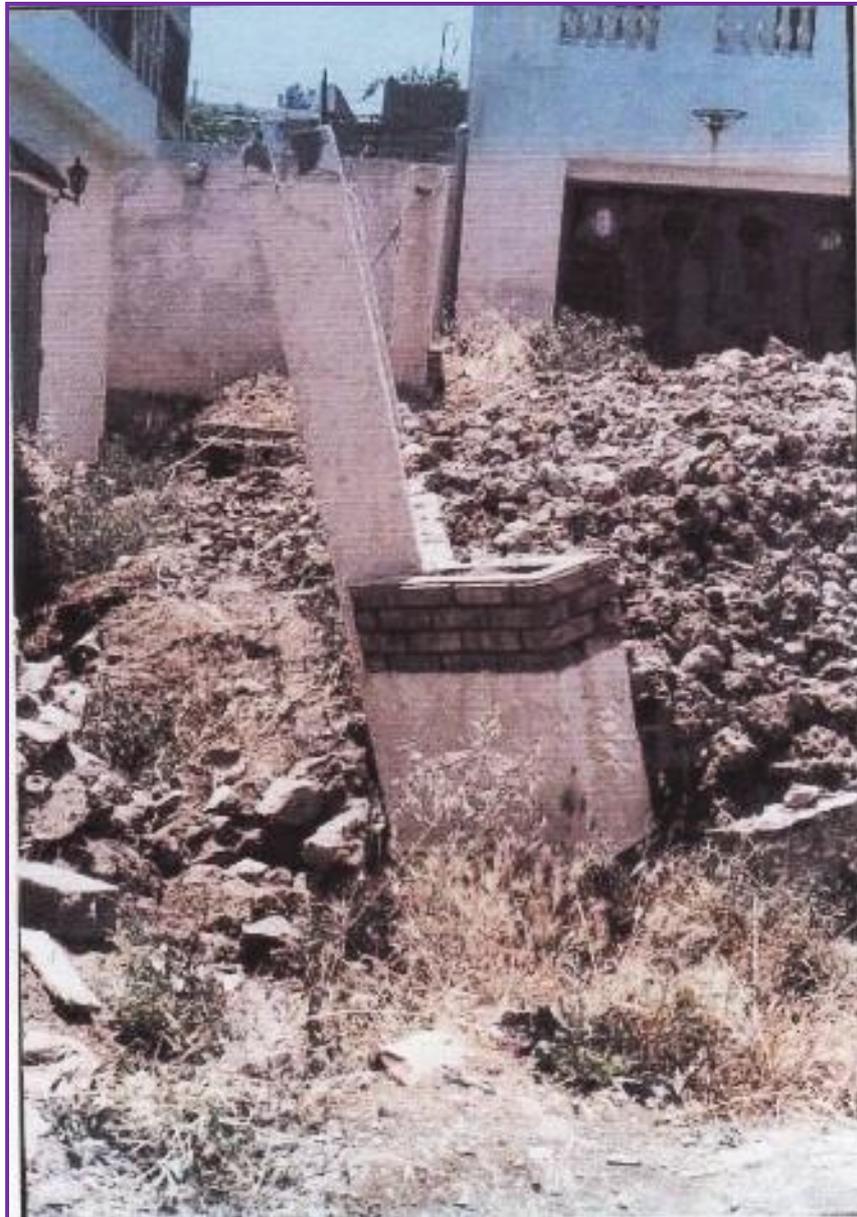


Figure I- 18 : Montrant l'inclinaison d'un petit élément d'un mur de clôture.

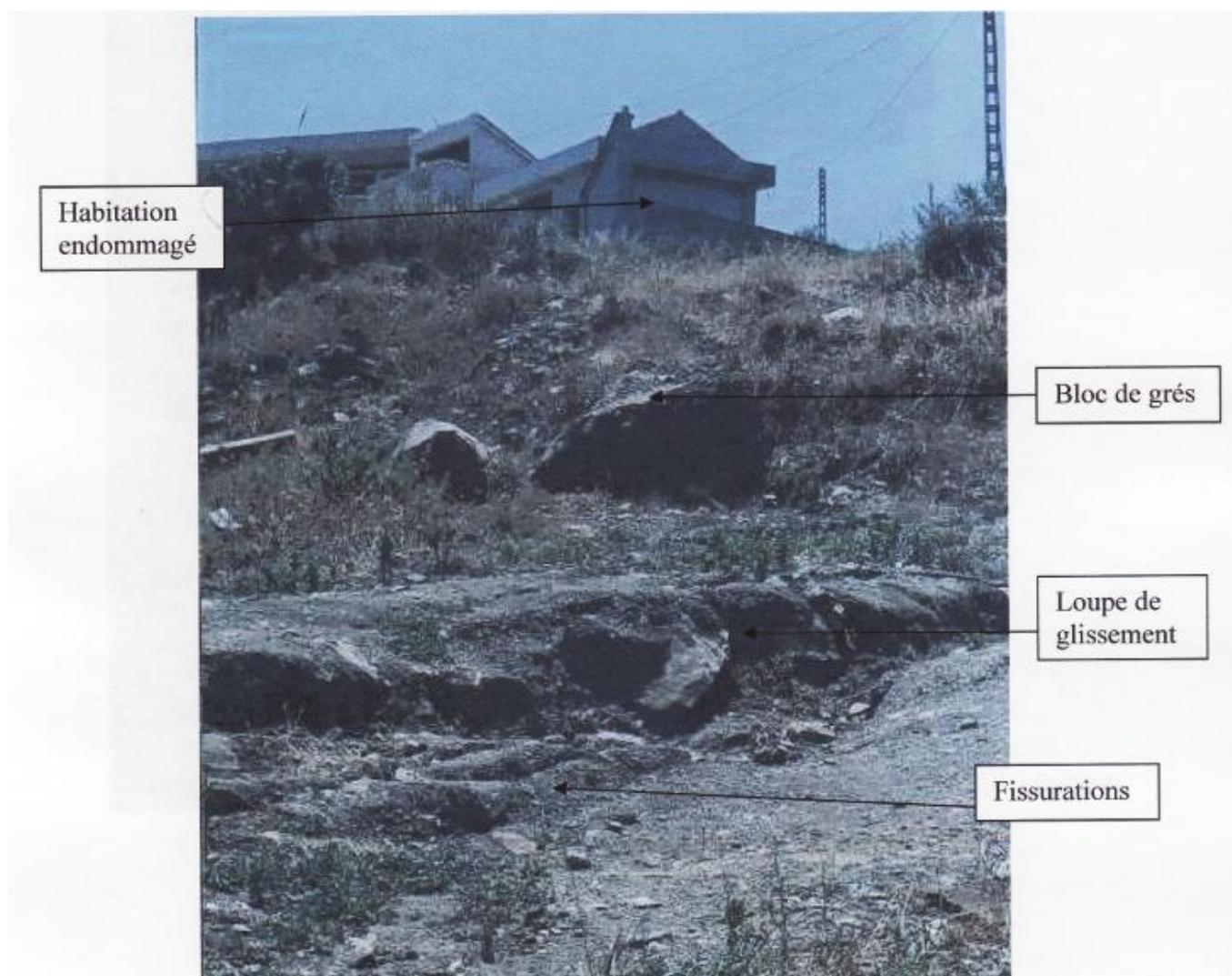


Figure I- 19 : Les loupes de glissements sur site.

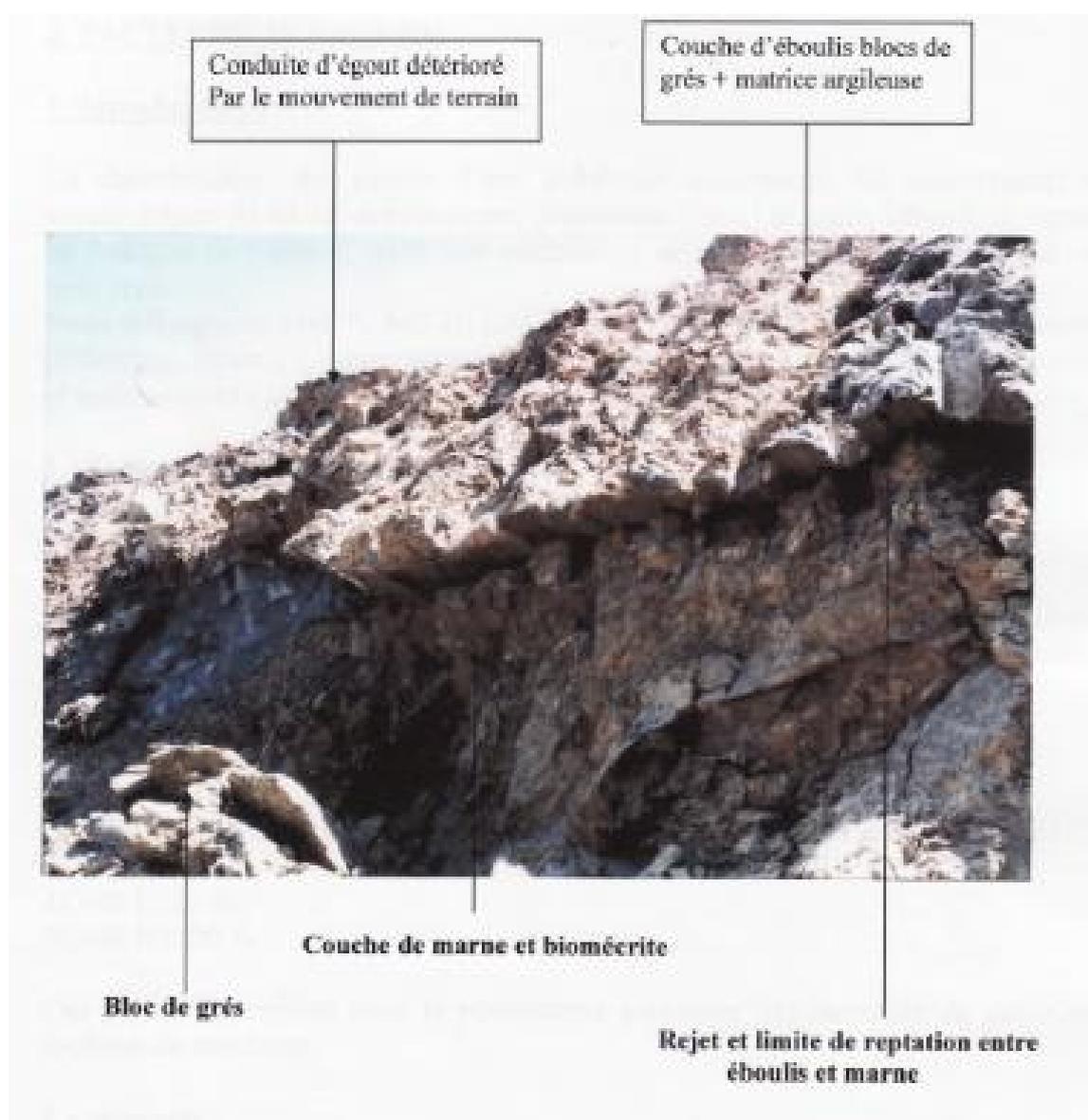


Figure I- 20 : La limite entre la couverture d'éboulis et la formation de marne et de biomérites en plaquette.

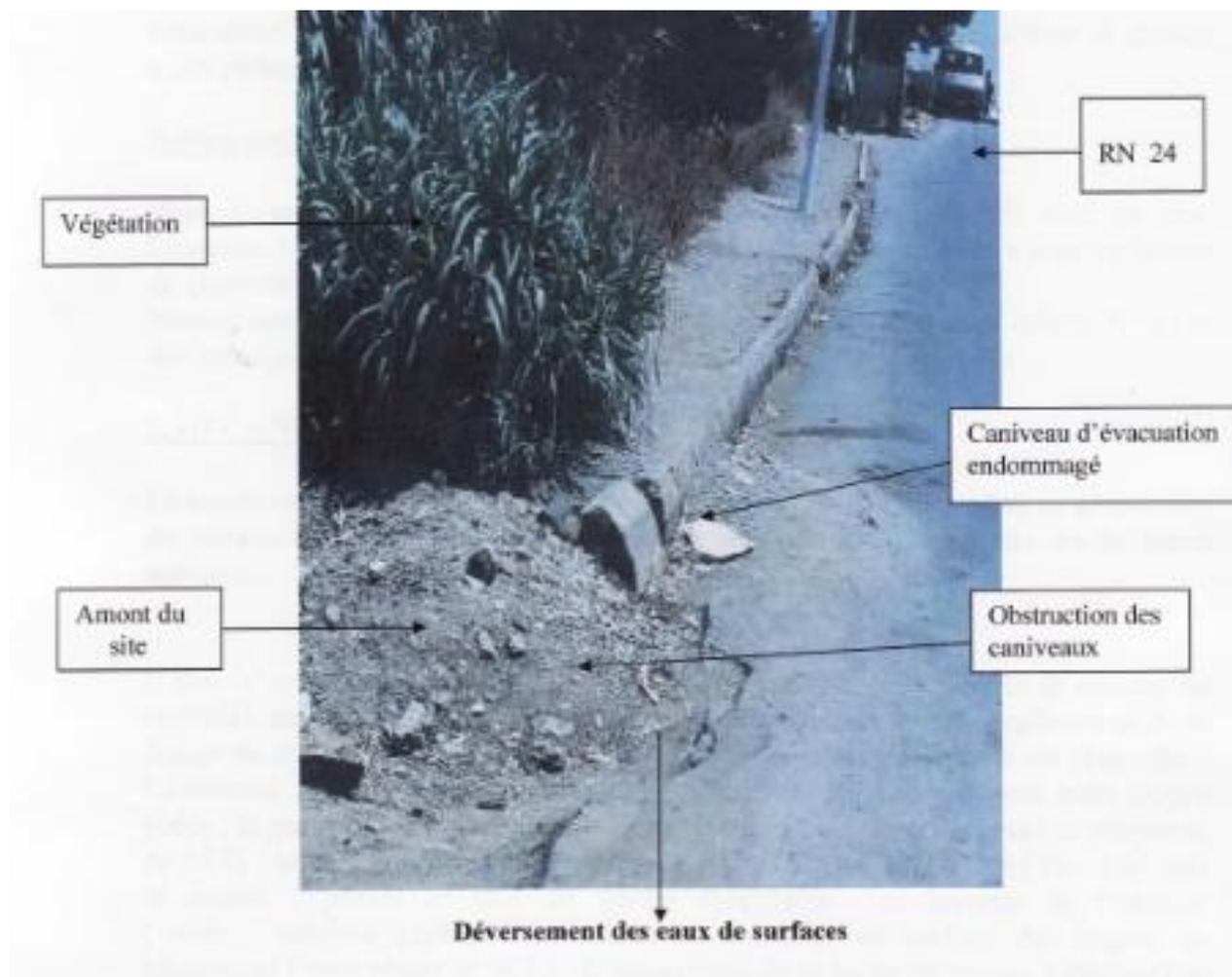


Figure I- 21: L'absence de caniveaux d'évacuation des eaux de surface.



Figure I- 22: La surface d'interface des deux couches d'éboulis et de marne surface de glissement selon l'étude faite par le laboratoire LNHC EN 2001.



Figure I- 23 : Effondrement du mur de clôture de la maison par translation de la fondation selon cette ligne de rupture.



Figure I- 24 : Les niches d'arrachement (15/mai/2012)



Figure I- 25 : Fissures dans les murs de clôtures en pierres et ouverture d'un joint entre deux blocs



Figure I- 26 : Basculement du bungalow à gauche évacué et endommagement de cette clinique toujours en usage à droite.

1.2. Les désordres ayant affecté le sol :

Des désordres subis par le sol ont été enregistrés par :

- Ü Apparition de fissures d'ordre centimétrique sur la surface du sol, généralement suivant la direction perpendiculaire à la pente.
- Ü Ravinement du sol par les eaux de ruissellement et le déversement de réseau d'assainissement défectueux.
- Ü Reptation de la surface du sol.
- Ü Fissuration affaissement de la chaussée de la RN24
- Ü Soulèvement au niveau d'un tronçon du dallage du trottoir côté Sud de la RN24.



Figure I- 27 : Fissuration du sol.



Figure I- 28 : Arrachement important du sol.



Figure I- 29 : Erosion progressive de la côte



Figure I- 30 : Affaissement d'environ 1 m



Figure I- 31 : Pentes raides du versant.

2. Facteurs d'instabilité

Cette instabilité peut provenir de plusieurs origines. Soit à partir de l'étude géologique et géomorphologique vue précédemment et soit à partir de l'étude de l'historique des différentes conditions climatiques et anthropiques qui ont précédé et accompagné les différentes phases d'activité de ce mouvement. Les causes pouvant être à l'origine de ce glissement sont :

2.1. Facteurs passifs ou Hérités

✓ Incidence de la lithologie sur le glissement :

Des caractéristiques mécaniques des terrains très faibles. Les essais de laboratoire (rapport du LNHC) et les modélisations réalisés tendent à montrer que les caractéristiques intrinsèques résiduelles des matériaux à la rupture sont excessivement faibles (angle de frottement moyen inférieur à 15° et cohésion quasi nulle). La tenue de ce type de matériaux même sur des pentes faibles reste donc très précaire. Présence d'une couche de gros blocs emballés dans une matrice argileuse plastique reposant sur une couche de marne, joue de part cette disposition lithologique en faveur de glissement de terrain.

✓ Topographie :

Le site présente une pente assez importante avec la distinction de deux zones :

- Ø Zone I : 25 %
- Ø ZONE II : 20 %

Ces pentes favorisent ainsi le phénomène gravitaire (Déplacement de matériaux rocheux ou meubles). (Voire L'annexe carte des pentes)

✓ La sismicité :

Les séismes génèrent des contraintes défavorables sur les terrains. Ils causent d'énormes dommages, cela peut être aggravé par d'autres effets tels que la nature géologique (Glissement, chute de blocs, rupture de faille... etc.). Les récents évènements comme le séisme du 21 mai 2003 qui a engendré des désordres importants et a affecté un grand nombre de constructions dont l'effondrement total d'un bâtiment étagé en béton armé. Une mise en pression des terrains, associée à une accentuation/diminution des contraintes verticales et l'apparition de contraintes horizontales déstabilisatrices peuvent aussi être des conséquences de ce séisme.

2.2. Facteurs actifs :

✓ Incidence de l'eau sur le glissement :

Un contexte hydrogéologique très pénalisant. Les circulations d'eau traversent les terrains instables y développant des contraintes hydrostatiques et hydrodynamiques. Les niveaux d'eau peuvent être localement sub-affleurant.

L'étude climatologique montre des saisons pluviales assez importantes en période hivernale. Comme le montre bien le relevé des précipitations dominantes sur cette région instable. Ces eaux de pluies en l'absence de réseau hydrographique, coulent en surface et jouent en faveur de l'infiltration.

L'eau s'infiltré à travers le sol et les blocs de grès poreux qu'elle altère parfois en sable (retrouvé dans de nombreux sondages) et finie par toucher l'élément argileux.

Ces argiles en contact avec de l'eau voient leurs caractéristiques intrinsèques se modifier.

L'augmentation de la pression interstitielle modifie la distribution des contraintes normales et entraîne une réduction des contraintes effectives et aboutit à des phénomènes de rupture. Sans compter le nombre importants de puits et de sources naturelles non utilisées par les habitants qui alimente une nappe phréatique à quelque mètre de profondeur.

✓ Action anthropique :

Dans le cas de notre étude, la construction d'un immeuble en aval de site, l'exécution des terrassements qui ont ôté la butée naturelle des talus a contribué au déclenchement du glissement. Des aménagements réalisés au cours des dernières années. Les constructions de voirie, de bâtiment et des terrassements « récents » [Croissance de l'urbanisation] ont modifié l'état des contraintes entraînant un changement de degré de stabilité déjà précaire.

Notons aussi l'absence ou la défectuosité des ouvrages d'entretiens, caniveaux des eaux, des avaloires et des réseaux d'assainissements (au niveau du site et aux alentours).

✓ Action érosive de l'eau de mer :

Le pied du versant est baigné par la mer entraînant un lessivage des fines. L'érosion côtière se manifeste lorsque la mer gagne du terrain sur la terre à cause des vents, des houles et des mouvements des marées dans un contexte de pénurie sédimentaire. L'érosion côtière est un processus naturel qui a toujours existé et qui a façonné les rivages de notre pays tout au long de l'histoire, mais il est évident que son ampleur actuelle est loin d'être naturelle.

Elle résulte d'une combinaison de plusieurs facteurs à la fois d'origine naturelle et humaine, qui entraîne des éboulements et des glissements des terrains

- la perte de terrain de valeur (valeur économique, social ou écologique)
- la rupture de défenses côtières naturelles (généralement des cordons dunaires littoraux) lors de tempêtes littorales entraînant la submersion des terrains situés en retrait
- la sape des ouvrages de protection, pouvant également résulter en une submersion des terrains protégés.

3. Mécanisme du glissement :

La combinaison de l'ensemble des facteurs cités plus haut, a engendré le glissement du terrain de Tizirt. L'eau qui s'infiltré dans le sol (au travers des blocs de grés poreux et couches de remblai) modifie les caractéristiques de la matrice argileuses et de la frange de sol séparant la couche d'éboulis et la marne et bio-micrite en plaquette.

La matrice argileuse trempée perd sa résistance et les blocs de grés sous leurs propre poids, la gravité et la topographie (favorable au glissement d'une valeur moyenne de 15 %) basculent et leurs mouvement est accentué par l'interface (Blocs de grés et marne) jouant le rôle de frange lubrifiante et favorise la reptation du glissement.

L'excavation de la butée du terrain et le développement aléatoire de l'urbanisation a déclenché une rupture des blocs en équilibre limite.

Conclusion :

L'étude faite par le laboratoire LNHC et les auscultations des constructions et des surfaces affectées par le mouvement actif du versant de la commune de Tigzirt, Montre que plusieurs facteurs ont contribué au déclenchement de ce glissement qui en réalité n'est que réactivé car ce mouvement n'a jamais cessé d'évoluer. Parmi les facteurs de déclenchement, on peut citer:

- Ü Les facteurs passifs ou invariables, la lithologie, la topographie et la sismicité ;
- Ü Les facteurs actifs action des eaux, action anthropique et action érosive de la mer ;

L'étude géotechnique effectuée a défini l'existence d'un glissement suivant une surface plane localisée au niveau d'une frange fine d'altération séparant la couche d'éboulis et la couche de marne sous-jacente par la mobilisation d'une couche, dite « couche savon » qui présente des caractéristiques géotechniques très médiocres, sous l'effet des eaux d'infiltration à travers les couches de remblais et les blocs de grès des éboulis sur le toit de la marne.

Afin de mettre l'accent sur cette situation qui tend à se propager à des zones fortement urbanisées, il est indispensable de mener une étude sérieuse et complète afin de mieux cerner ce mouvement, de définir le degré de propagation ainsi les vraies causes le provoquant, en plus de pouvoir élaborer une carte de risque de mouvements de terrains.

Chapitre II

Ce chapitre consiste en une étude de la stabilité du versant de Tizirt via un logiciel de calcul géotechnique mis en place par terrasol appelé Talren 4.

On y procèdera au calcul des différents coefficients de sécurité du versant sus cité sous différentes conditions, morphologiques : la pente, le chargement, la présence ou non de nappe, également sous une excitation sismique, et comparer ensuite les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de la stabilité, présentées au (chapitre 3)

II.1 Présentation de Talren 4

1. INTRODUCTION :

Le logiciel de justification des TALus RENforcés "TALREN 4 " constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

2. : PRESENTATION DU LOGICIEL TALREN 4

TALREN 4 est un nouveau logiciel fonctionnant sous Windows, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

Les principales caractéristiques de TALREN 4 sont abordées dans ce chapitre

2.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4

2.1.1. L'interface graphique interactive

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.
- ∅ le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- ∅ Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de q_s 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.

2.1.2. La gestion du phasage :

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 d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- ∅ activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcement ;
- ∅ modification de certaines caractéristiques de sols ;
- ∅ modification des conditions hydrauliques.

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

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase.

Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- Ø une méthode de calcul différente ;
- Ø un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent ;
- Ø des conditions sismiques différentes ;
- Ø une définition des surfaces de rupture différentes.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

2.1.3 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. Les figures suivantes illustrent le principe de balayage utilisé.

2.1.4. La méthode de calcul à la rupture (spiraales logarithmiques) :

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop, perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques,). Pour davantage d'informations concernant cette nouvelle méthode de calcul, on peut consulter la notice technique accompagnant le manuel du logiciel.

2.1.5. La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN, et avec PLAXIS :

La compatibilité ascendante de Talren 4 est assurée avec Talren 97, sauf exceptions.

D'autre part, Talren 4 permet de relire des fichiers Plaxis v8.

2.2. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface :

Le logiciel se décompose en deux grandes parties (appelés "modes" dans la suite) : le mode "Données" d'une part, et le mode "Phasage/calculs" d'autre part.

La démarche classique d'utilisation du logiciel est la suivante :

- Ø Ouverture du logiciel: le mode actif est le mode "Données";
- Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant;
 - Ø Définition ou modification des données générales (ou éventuellement aucune modification dans le cas d'un fichier existant) ;
 - Ø Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons contextuelle prévu à cet effet;
 - Ø La première phase est générée par défaut: l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire;
 - Ø La première situation est générée par défaut: l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire;
 - Ø Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations";
 - Ø Création si nécessaire d'autres phases, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations";
 - Ø Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle. 
 - Ø Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.

3. LES DIFFERENTES OPTIONS POUR LA MANIPULATION DE L'INTERFACE

3.1. Les différentes zones à l'écran :

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

- Ø Le menu principal (complété par le menu contextuel);
- Ø La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles;
- Ø Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs) ;
- Ø La zone graphique;
- Ø La barre d'état;
- Ø Les boîtes de dialogue.

Ces différents objets sont décrits dans les chapitres suivants.

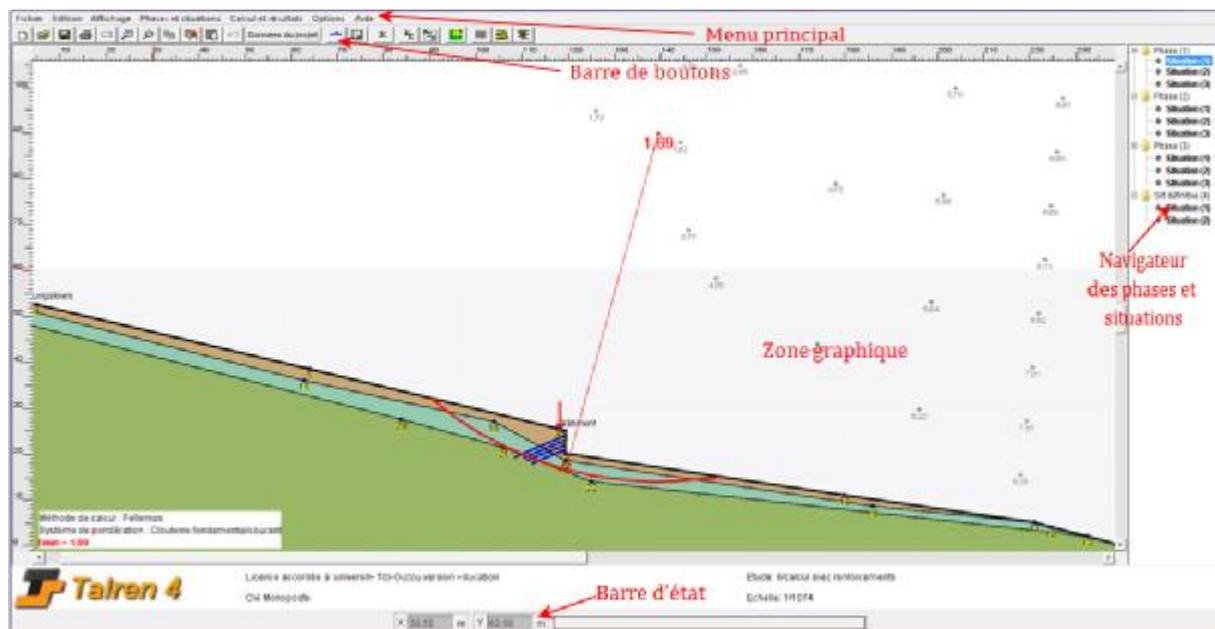


Figure. II. 1 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs)

3.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur

3.2.1. Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 8, comporte les rubriques principales suivantes :

- Ø Fichier
- Ø Edition
- Ø Affichage
- Ø Données
- Ø Phases et situations
- Ø Calcul et résultats
- Ø Options
- Ø Aide

Les menus "Données" d'une part, "Phases et situations" et "Calcul et résultats" d'autre part, ne sont pas affichés simultanément. Sont affichés ceux (ou celui) qui correspondent au mode "actif" du logiciel.

A tout moment, les options de menu non disponibles sont grisées. Par exemple, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" du menu "Affichage" est grisé si aucun renforcement n'a été défini.

Les options de menu sont toutes accessibles par un raccourci clavier du type "Alt + F + N" par exemple pour accéder au menu "Fichier", option "Nouveau". Les lettres à utiliser pour les raccourcis apparaissent soulignées dans le menu (conformément au standard

des applications Windows), dès que l'utilisateur appuie une première fois sur la touche "Alt" du clavier options de menu ne sont pas détaillées ici : elles sont citées aux chapitres suivants

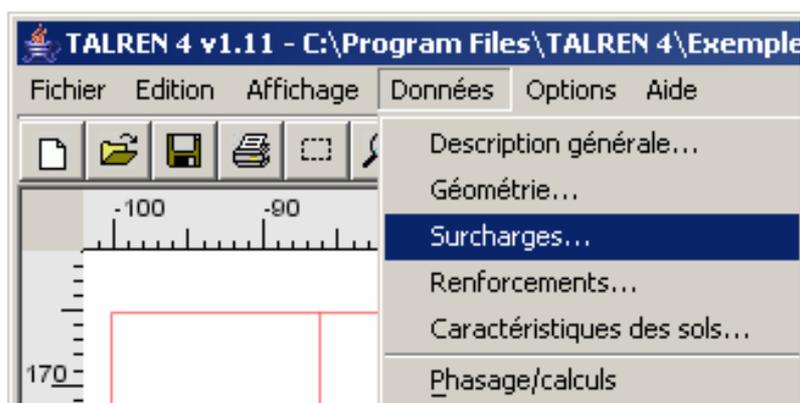


Figure. II. 2 : Exemple du menu Données

3.2.2. Le menu contextuel :

Il est accessible par un clic droit de la souris. Il permet à tout moment d'accéder :

- Ø aux options d'affichage les plus courantes (notamment certaines options de zoom, dont "Voir l'ensemble du projet", très utile) ;
- Ø aux opérations de manipulation des éléments sélectionnés avant d'utiliser le clic droit : notamment propriétés, suppression, édition, activation ou désactivation. Les options proposées dépendent du mode actif (Données ou Phasage/Calculs) ;
- Ø à toute autre option particulièrement pertinente en fonction de la position de la souris ou de l'élément sélectionné. Par exemple sur la Figure suivante, il est possible d'accéder au paramétrage des résultats sur le dessin, car il s'agit du mode Phasage/Calculs, après calcul.

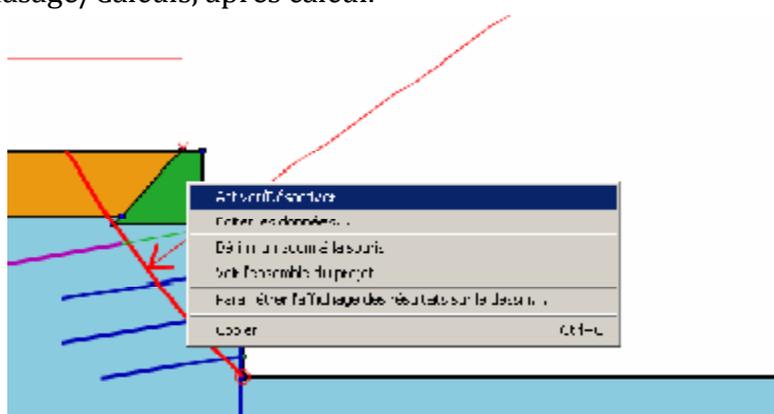


Figure. II. 3 : Exemple de menu contextuel (mode phasage, clic droit sur une couche de sol)

3.2.3. La barre de boutons principale :



Figure. II. 4 : la barre de boutons principale

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Ø Nouveau fichier;
- Ø Ouvrir un fichier;
- Ø Enregistrer un fichier ;
- Ø Imprimer;
- Ø Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur;
- Ø Zoom avant ;
- Ø Zoom arrière ;
- Ø Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
- Ø Capture d'écran ;
- Ø Commentaires généraux ;

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

3.2.4. Les barres de boutons contextuelles :

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel.

3.2.4.1. Barre de boutons contextuelle "Données du projet" :



Figure. II. 5 : La barre de boutons contextuelle « Données »

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Ø Outil "Sélection" ;
- Ø Description générale du projet ;
- Ø Dessin de lignes géométriques ;
- Ø Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- Ø Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons) ;
- Ø Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue);
- Ø Basculement en mode "Phasage/Calculs".

3.2.4.2. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats" :



Figure. II. 6 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- ∅ Basculement en mode "Données" ;
- ∅ Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ∅ Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ∅ Calcul de la situation sélectionnée ;
- ∅ Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;
- ∅ Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- ∅ Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- ∅ Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- ∅ Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- ∅ Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

3.2.5. Le navigateur des phases et situations :

En mode "Phasage/Calculs", un navigateur apparaît à droite de la zone graphique figure ci-dessous. Celui-ci permet de passer d'une phase ou situation à l'autre, ainsi que d'insérer, ajouter, supprimer ou renommer des phases et situations (soit par le menu "Phases et situations", soit par le menu contextuel qui apparaît après un clic droit de la souris sur une phase ou situation).

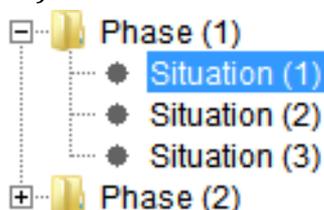


Figure. II. 7 : Navigateur des phases et situations

3.3. La zone graphique et les règles :

La zone graphique comporte différents éléments :



- ∅ Une règle horizontale, calée en haut de la fenêtre graphique, dont les paramètres (échelle, origine, pas de graduation, etc.) sont déterminés automatiquement en fonction de la largeur du projet, ou du zoom actuel.
- ∅ Le même type de règle, avec les mêmes caractéristiques, mais verticale à la gauche de la fenêtre graphique ;
- ∅ Des barres de défilement (scrollbars) horizontale et verticale selon le niveau de zoom courant ;
- ∅ L'espace réservé au dessin de la coupe de la phase courante. En bas de cette zone figure un cartouche où sont affichés : le nom de la société détentrice de la clé (information figurant dans la clé de protection), le mode d'utilisation (monoposte, réseau ou démo), le titre du projet et l'échelle du dessin ;
- ∅ Un menu contextuel, accessible par un clic droit de la souris.

3.3.1. Quelques conventions relatives au dessin dans l'interface graphique :

3.3.1.1. Echelle :

Elle est définie automatiquement en fonction des niveaux de zoom, ou fixée par l'utilisateur

Dans tous les cas, l'échelle dans les deux directions (axe x et axes-y) est la même.

3.3.1.2. Sens de définition de la coupe :

La coupe doit toujours être définie telle que les champs de déplacement soient globalement dirigés de la gauche vers la droite (exemple de la figure ci-dessous à gauche), parce que le calcul n'est correct que si les glissements ont tendance à se produire "vers la droite". Cette règle générale s'applique également au calcul à la rupture et particulièrement pour les situations examinant un équilibre de butée qui devront donc correspondre à des champs de déplacement globalement dirigés de la gauche vers la droite : ci-dessous, le champ de déplacement global considéré est bien dirigé de la gauche vers la droite, que l'on étudie la poussée ou la butée.

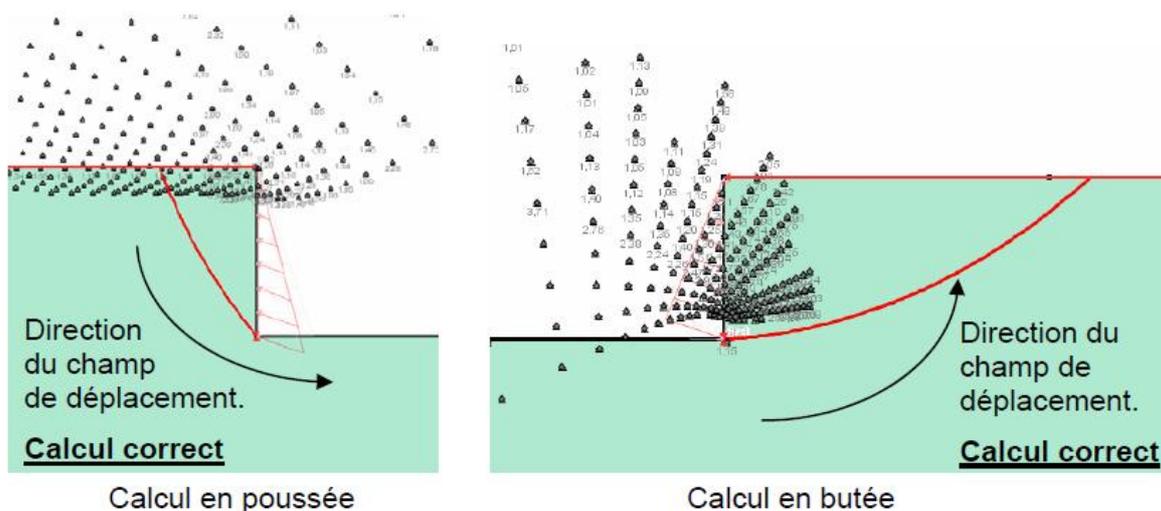


Figure. II. 8 : Direction des champs de déplacement dans le cas du calcul à la rupture.

Cette option ouvre une boîte de dialogue, qui propose à l'utilisateur :

- Ø soit de renverser la coupe dans le fichier courant.
- Ø soit de renverser la coupe dans un nouveau fichier projet.

L'utilisateur doit donc définir un répertoire et un nom pour le nouveau fichier. Ce cas s'applique aux barrages pour lesquels on définit les deux côtés, mais pour lesquels on ne peut calculer la stabilité que d'un côté par fichier projet.

Dans tous les cas, au moment du lancement des calculs, le glissement doit se produire "vers la droite".

3.3.2. Paramétrage de l'affichage dans l'interface graphique :

Ces options générales sont accessibles depuis le menu "Affichage", et sont accessibles aussi bien en mode "Données" qu'en mode "Phasage/Calculs".

3.3.2.1. Règles :

Cette option active ou désactive l'affichage des deux règles (horizontale et verticale).

L'échelle des règles et leur calage est effectué automatiquement en fonction du niveau de zoom courant et donc de la partie visible du modèle.

3.3.2.2. Grille : Cette option ouvre la boîte de dialogue configuration de la grille.



Figure. II. 9 : configuration de la grille

- Ø Si la case à cocher "Afficher la grille" est cochée, la grille sera affichée sur le dessin, avec le pas indiqué;
- Ø Si la case à cocher "Activer l'accrochage" est cochée, le "magnétisme" est activé, et la souris se déplacera avec le pas indiqué, et lors du dessin d'un élément, celui-ci sera automatiquement accroché au point de la grille le plus proche. Si cette case n'est pas cochée, par contre, les éléments sont dessinés aux coordonnées exactes de chaque clic à la souris.

3.3.2.3. Remplissage des couches de sol :

3 options sont possibles :

- Ø Remplissage par des couleurs (choix par défaut) ;
- Ø Remplissage par des motifs ;
- Ø Aucun remplissage.

3.3.2.4. Numéros des points et segments, libellés des surcharges et renforcements:

Chacune de ces 4 options est accessible par le menu "Affichage", et peut être activée/désactivée indépendamment des autres.

3.3.2.5. Fond de plan

Cette option est destinée à être utilisée avant de commencer à définir les données géométriques du projet, mais il est possible d'insérer un fond de plan en cours de projet.

3.3.2.6. Commentaires généraux :



Il est possible de définir des commentaires généraux (zones de texte) qui apparaîtront toujours dans la fenêtre graphique, que l'utilisateur se trouve en mode "Données", ou "Phasage/Calculs".

3.3.2.7. Zoom

Cinq options de zoom sont proposées pour l'affichage du dessin :

Ø Augmenter et Réduire: ces deux options sont associées. Accessibles par le menu "Affichage", elles sont également disponibles sous la forme de deux boutons de la barre

de boutons générale (zoom avant)  et (zoom arrière).  Elles permettent d'augmenter et diminuer le niveau de zoom du dessin.

3.3.2.8. Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.

Nom	γ (kN/m ³)	q (^o)	c (kPa)	Δc (kPa/m)	q_s clovis(kPa)	c_s tirants(kPa)	α	pl (kPa)	KsB (kPa)
Douche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Douche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Douche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

Figure. II. 10 : exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.

3.3.2.9. Tableau récapitulatif des surcharges :

Nom	X gauche(m)	Y gauche(m)	q gauche(kPa)	X droite(m)	Y droite(m)	q droite(kPa)	Ang/ horizontale(^o)
Sr 1	-25	22.5	20	-19	22.5	20	90
Sr 2	-18	17	10	-13	17	110	90
Sr 3	-13	17	22.5	-3	17	22.5	90
Sr 4	-32	23	45	-27	23	30	90

Figure. II. 11 : de tableau récapitulatif des surcharges.

3.3.2.10. Tableau récapitulatif des renforcements

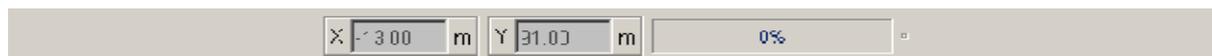
Nom	X(m)	Y(m)	Φ (cm)	Reven équivalent(m)	Espacement horizontal(m)	Inclinaison horizontale(^o)	La vue base de direction	Angle de druse
Clot 1	1	152.25		0.127	2.5	90	0	90
Clot 2	3	155		0.047	2.5	90	2	25
Clot 3	1	152.25		0.127	2.5	90	0	90
Clot 4	-0.1	130		0.1	1.25	90	1	25

Figure. II. 12 : Tableau récapitulatif des renforcements :

3.4. La barre d'état :

Celle-ci comporte les informations suivantes :

- Ø Les coordonnées à l'échelle du curseur de la souris dans la fenêtre graphique (en temps réel);
- Ø Une jauge indiquant l'avancement des calculs (en cours de calcul uniquement);



4. LE MODE "DONNEES GENERALES"

4.1. Principes :

Tous les éléments nécessaires à la définition des différentes phases du projet doivent être définis au préalable en mode "Données"

Ces données sont les suivantes :

- Ø Description générale: titre, système d'unités (et poids volumique de l'eau associé au système d'unités choisi, modifiable par l'utilisateur le cas échéant), méthode de calcul et système de pondérations partielles à utiliser par défaut pour le projet, etc.
- Ø Géométrie : enveloppe du talus, toit des couches de sol, et lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveaux de terrassements, remblaiements, délimitation de zones de sol, etc.).
- Ø Caractéristiques des couches de sol : il s'agit de tous les jeux de caractéristiques géotechniques qui seront utilisés dans le phasage ;
- Ø Renforcements : ensemble des renforcements qui seront utilisés au cours du projet.

4.2. Description générale :

Il s'agit d'une boîte de dialogue, accessible soit à partir de l'option de menu

Données/Description générale, soit à partir de la barre de boutons, par le bouton .

Une copie d'écran de cette boîte de dialogue est donnée ci-dessous.

Figure. II. 13: boîte de dialogue Description générale

Les données à compléter dans cette boîte de dialogue sont les suivantes :

- Ø **Numéro d'affaire** : il s'agit d'un champ alphanumérique obligatoire (20 caractères au maximum) ;
- Ø **Titre du calcul** : il s'agit d'un champ alphanumérique obligatoire (40 caractères au maximum)
- Ø **Lieu et commentaires** : facultatifs ;
- Ø **X_{min} , X_{max} et Y_{max}** : limites en X pour la définition du modèle, et cote maximale du modèle (valeurs obligatoires);

4.3. Géométrie :

La géométrie inclut :

- Ø La surface du talus (Terrain Naturel) initial;
- Ø Les limites des couches de sol;
- Ø Les limites géométriques nécessaires à la définition des différentes phases du projet: niveaux d'excavation ou de remblaiement, limites d'un traitement d'amélioration de sol, etc.

4.3.1. Dessin de la géométrie à la souris :

L'introduction de la géométrie est possible via deux processus :

- Ø Soit avec le dessin à la souris : en sélectionnant le bouton  à partir de la barre des boutons
- Ø Soit taper les coordonnées de chaque point au clavier : cliquer dans la case de saisie qui apparaît en mode dessin dans la barre d'état en bas de l'écran : saisir les coordonnées X et Y du point à représenter en les séparant par un espace. Puis appuyer sur la touche Entrée du clavier.



4.3.2. Boîte de dialogue "Géométrie" :

Cette boîte de dialogue est accessible par le menu "Données", option "Géométrie". Elle comporte 3 onglets : "Points", "Segments" et "Enveloppe". Elle permet la saisie ou la visualisation des données relatives à la géométrie.

4.4. Surcharges :

4.4.1. Définition de surcharges à la souris :

4.4.1.1. Dessin de surcharges réparties à la souris :

Il suffit de cliquer sur le bouton  de la barre de boutons, puis de cliquer avec le bouton gauche de la souris sur deux points successifs du dessin (à l'emplacement où l'on souhaite appliquer cette surcharge), ou de taper les coordonnées des 2 points au clavier (via la zone de saisie qui apparaît dans la barre d'état).

4.4.2. Boîte de dialogue "Surcharges" :

Cette boîte de dialogue est accessible par le menu "Données", option "Surcharges". Elle comporte 2 onglets : "Surcharges réparties", "Surcharges linéaires et moments". Elle permet la saisie ou la visualisation des données relatives aux surcharges.

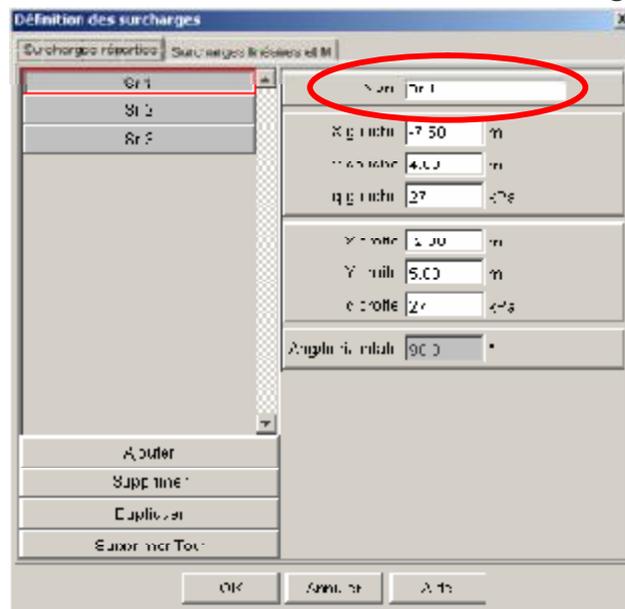


Figure. II. 14: boîte de dialogue Surcharges : onglet 1 (surcharges réparties)

Les données affichées pour chaque surcharge répartie sont les suivantes :

- Ø **Nom** : par défaut, Talren 4 appelle ces surcharges Sr i, mais l'utilisateur peut modifier ce nom (10 caractères au maximum) ;
- Ø **X_{gauche} et Y_{gauche}** : coordonnées X et Y (m) du point gauche de la surcharge ;
- Ø **q_{gauche}** : valeur de la surcharge en ce point (unité de pression) ;
- Ø **X_{droite} et Y_{droite}** : coordonnées X et Y (m) du point droit de la surcharge ;
- Ø **q_{droite}** : valeur de la surcharge en ce point (unité de pression) ;
- Ø **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 (spirales logarithmiques),

4.5. Renforcements :

4.5.1. Introduction sur les renforcements :

TALREN a spécifiquement été conçu pour la prise en compte des renforcements. Les types de renforcement acceptés sont toutes les inclusions que l'on peut caractériser par un ou plusieurs des paramètres suivants :

- Ø résistance à la traction.
- Ø résistance à la flexion.
- Ø résistance au cisaillement.

A ce titre peuvent être introduits:

- Ø tirants ;
- Ø clous ;
- Ø pieux et micro pieux ;
- Ø armatures de renforcement par bandes;
- Ø rideaux de soutènement (palplanches, parois moulées);
- Ø nappes de géotextiles.

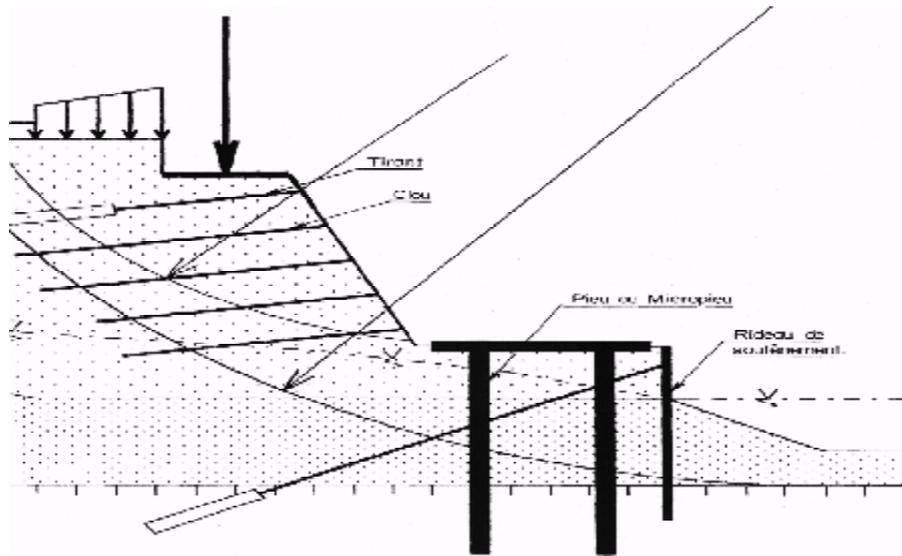


Figure. II. 15 : Renforcements admis par TALREN

4.5.2. Définition des renforcements à la souris :

4.5.2.1. Dessin d'un renforcement à la souris :

Il faut cliquer sur le bouton voulu de la barre de boutons



Pour un clou,



Pour une bande



Pour un tirant,



Pour un buton),

Puis cliquer avec le bouton gauche de la souris à la position de la tête du renforcement (ou taper ses coordonnées au clavier).

Il est nécessaire de compléter ensuite la définition du renforcement par la définition de ses valeurs caractéristiques.

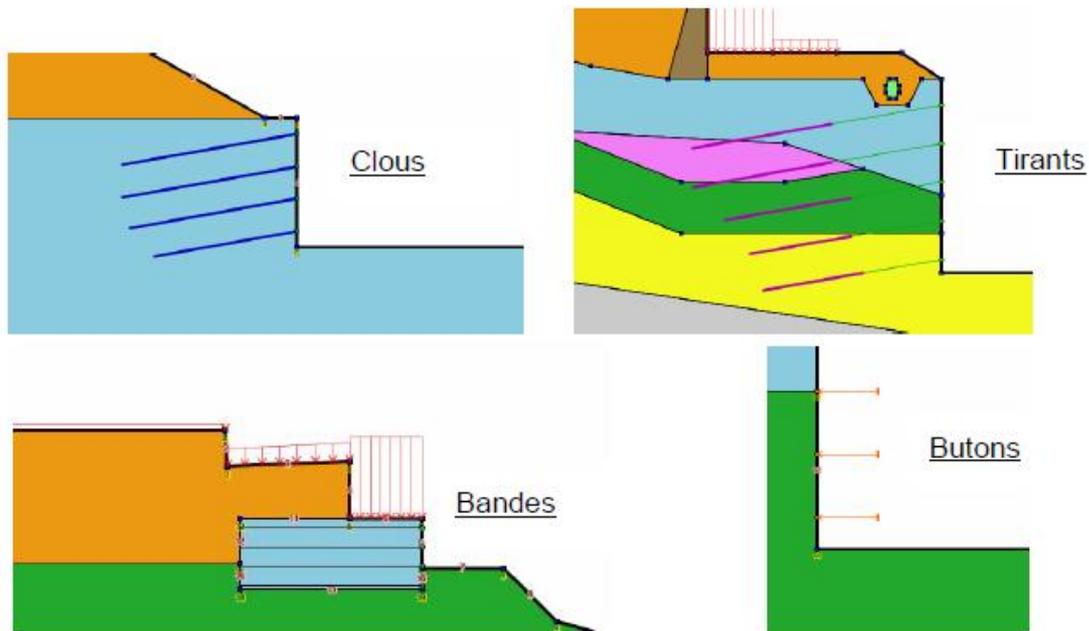


Figure. II. 16 : exemples de représentation graphique de renforcements

4.6. Caractéristiques 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.

II.2 Calcul de la stabilité du versant de Tizirt

II.2.1 : Hypothèses de calcul :

1) La forme de la surface de glissement :

L'étude géotechnique de la zone de Tizirt a conclu à un glissement suivant une surface plane localisée au niveau d'une fine couche d'altération à l'interface d'Eboulis marnes. Pour vérifier et confirmer la forme de la surface de glissement, les calculs de stabilité seront effectués en considérant une surface de glissement circulaire tangente au toit de la couche de marne, puis de forme quelconque passant par l'interface d'éboulis et la marne.

2) Prise en compte de la présence d'une nappe :

L'étude géotechnique n'a pas déterminé la présence ou pas de nappe dans les sols mais l'étude hydrogéologique confirme l'inverse vu le taux de la pluviométrie durant les dernières années comme les couches superficielles présentent une porosité assez importante pour la matrice argileuse de 0.41 à 0.47 ; l'eau des précipitations s'infiltrent à travers ces 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.

Pour mettre en évidence l'action de cette nappe, la stabilité sera vérifiée en considérant le cas sans nappe et celui avec nappe.

3) Prise en compte de l'aléa sismique :

La région de Tizirt étant située sur une région sujette aux séismes (Classée zone IIa par le règlement parasismique algérien version 2003), les calculs seront menés avec d'abord la méthode statique (sans sollicitation sismique), puis en tenant compte de l'excitation sismique du sol, par la méthode pseudo-statique. 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).

Zone classée IIa groupe d'usage 2

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

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

4) Coupes lithologiques de base

Les sondages carottés ont permis de dresser deux coupes lithologique du terrain, le Profil I reliant les sondages (S5, S4, S1) situé sur la partie Sud et amont de la zone centrale de Tizirt et le profil II reliant les sondages (S4, S3). Ces deux coupes comportent les trois formations de sol suivantes :

- * Couche de Remblais
- * Une couche d'éboulis, composée d'une matrice argileuse contenant des blocs de grès
- * Une couche de marnes.

5) Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

L'étude menée par le laboratoire LNHC, à travers les essais faits sur les carottes extraites des sondages S3 à S8 de la couche d'éboulis et de marne, a résumé les caractéristiques moyennes relatives au poids volumique γ , la cohésion C, et l'angle de frottement φ . On remarque que les essais n'ont pas été faits sur la couche du remblai ce qui nous incite à supposer ses caractéristiques mécaniques les plus défavorables.

Tableau. II. 1 : Les caractéristiques des différentes couches du profil

Couche	Poids volumique γ [KN/m ³]	La cohésion C [kpa]	L'angle de frottement φ [°]
La marne	20	25	14
La matrice argileuse	19	43	13
Le remblai	18	5	10

II.2.2 : Les méthodes de calcul

Dans le calcul de la stabilité du versant de Tizirt nous avons opté pour les méthodes suivantes :

- Ø La méthode de Fellenius,
- Ø Bishop,
- Ø Perturbation

[Une description détaillée est présentée au chapitre III de la partie bibliographique concernant ces méthodes utilisées dans le calcul]

Après la sélection des méthodes de calcul, le programme demande des informations complémentaires pour exécuter les calculs, ces informations sont introduites dans la boîte de dialogue définition de la situation sur le mode phasage et calcul.

Le calcul se fera suivant trois phases :

- Ø Sans nappe avec surcharges.
- Ø Avec nappe sans séisme
- Ø Avec nappe avec prise en compte du séisme. Chaque phase comporte trois situations.

* **Définition de la situation :**

1. Pour les deux méthodes Fellenius et Bishop. La surface de rupture est considérée circulaire en mode recherche automatique.
 - ü Incrément de rayon
 - ü Abscisse d'émergence limite.
 2. Pour la méthode de perturbation :
 - ü La surface de rupture est quelconque: définition de la surface de rupture quelconque.
 - ü Le nombre de tranches.
- ➡ Jeu de coefficients de sécurité.
 - ü Nombre de tranches.
- ➡ Condition de passage dans certains sols : Le passage de la surface de rupture est imposé pour la couche d'éboulis et d'argile et refusé sur la couche de marne.

* **Définition des conditions hydrauliques**

⇒Nappe phréatique définition ⇒définir le toit de la nappe soit par saisie au clavier ou par dessin sur la zone graphique.

* **Prise en compte du séisme**

Par l'introduction des deux coefficients sismiques donnés par le RPA a_h et a_v

Le calcul dans ce chapitre concerne seulement le cas sans renforcement pour les deux profils proposés et par la suite prévoir un système de drainage adéquat pour le profil I, en vue de stabiliser la masse des terrains qui glissent.

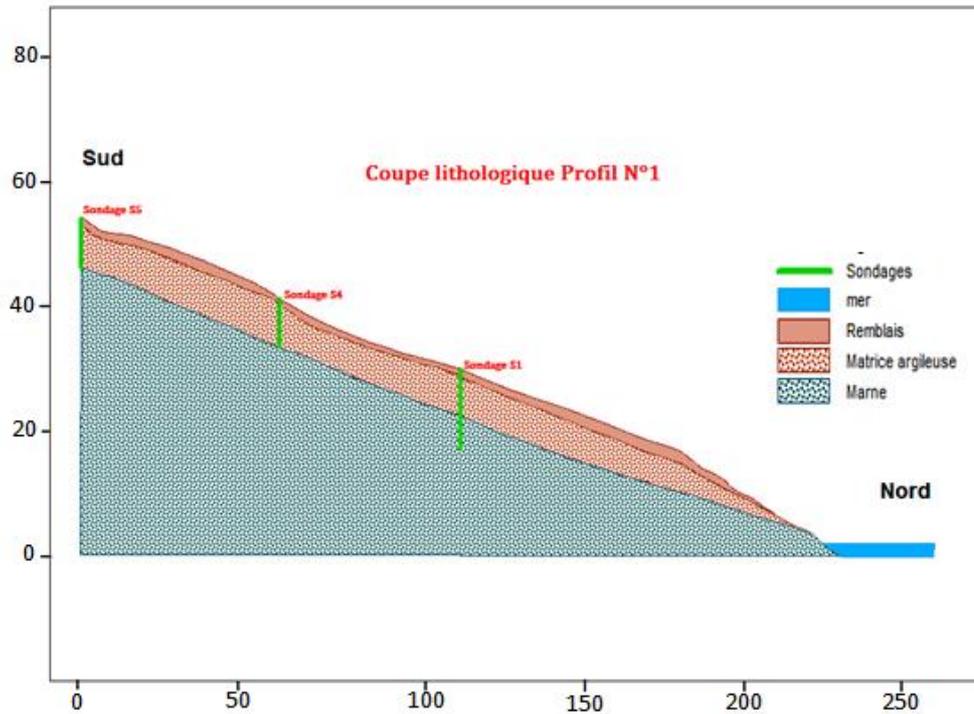


Figure. II. 17 : Coupe lithologique du profil I

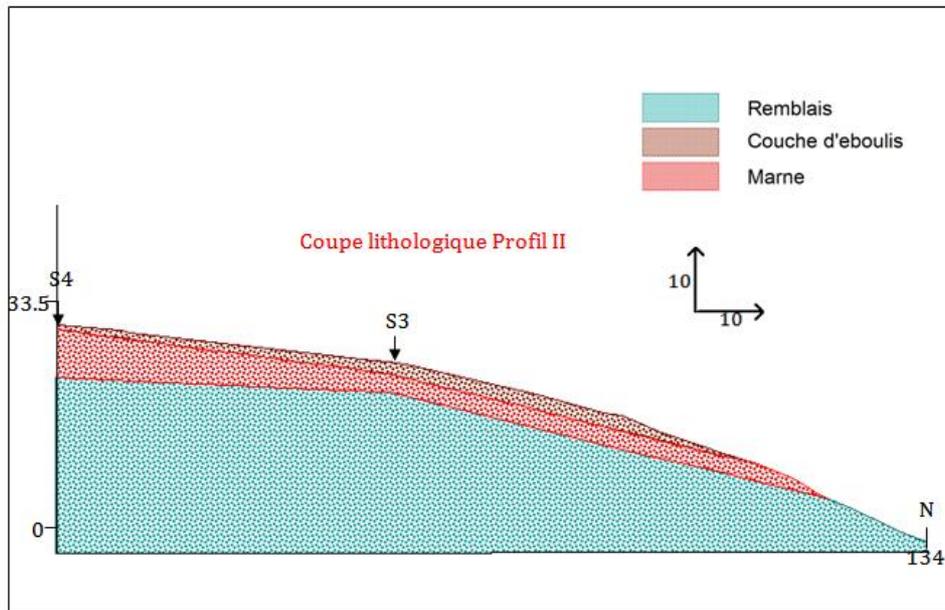


Figure. II. 18: Coupe lithologique du terrain Profil N°II

II.2.3 : Le calcul manuel du coefficient de sécurité

Les sondages carottés [S5, S4 et S1] et ont permis de dresser une coupe lithologique du terrain, profil I. Dont les caractéristiques géotechniques sont mentionnées ci-dessus. Le profil présente une longueur de 240 m et une hauteur de 54m

$D/L = 54/240 = 0.225$ }
 Si 0.15 } Le glissement est plan

Le calcul manuel du coefficient de sécurité sera alors comme suit :

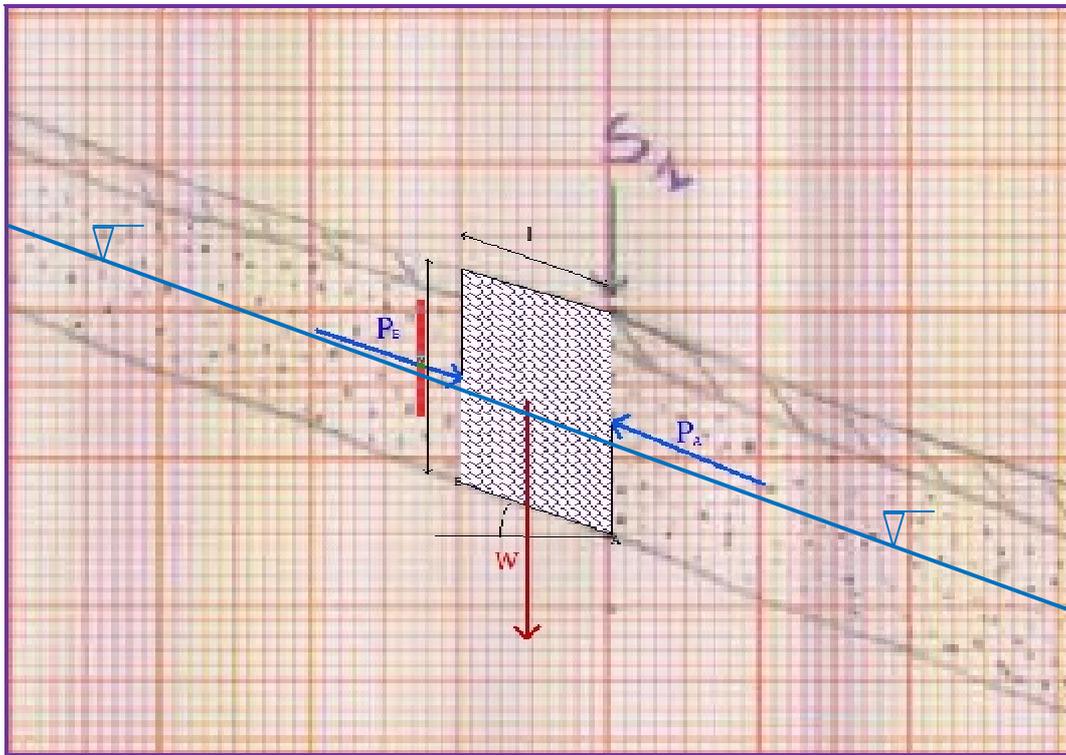


Figure. II. 19 : Glissement plan

Le calcul de la stabilité du glissement plan suppose que les deux couches supérieures glissent sur un plan rigide qu'est la marne suivant le pendage qui favorise la translation du bloc.

Le coefficient de sécurité est évalué par le rapport de la somme des efforts stabilisateurs sur les efforts moteurs.

$$\beta = 20^\circ$$

On considère une tranche $R = C \cdot AB + \text{tg } \varphi \cdot AB$

Le calcul sera dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie plusieurs couches :

$$W = b \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h = 10 \times 1 \sum (4 \times 19) + (2.5 \times 19) + (1 \times 18)$$

$$= 10 \left(\sum 76 + 47.5 + 18 = 1415 \text{KN} \right)$$

$$R = C \frac{b}{\cos \beta} + \left(\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w h_w \right) \cdot b \cdot \cos \beta \cdot \text{tg } \varphi$$

$$= 5 + \frac{10}{\cos 20}$$

$$+ \left(\sum (1 \times 18) + (2.5 \times 19) + (4 \times 20) - (4 \times 10) 10 \cos 20 \text{tg} 10 \right)$$

$$= 174.80 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C + (\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w h_w) \cos^2 \beta \cdot \text{tg } \varphi}{\cos \beta \sin \beta \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h}$$

$$= \frac{5 + \left((\sum (1 \times 18) + (2.5 \times 19) + (4 \times 20) - (4 \times 10)) \times \cos^2 20 \times \text{tg} 10 \right)}{\cos 20 \sin 20 \cdot (\sum (1 \times 18) + (2.5 \times 19) + (4 \times 20) - (4 \times 10))}$$

$$= \frac{5 + (105.5 \times 0.156)}{33.90} = \frac{5 + 16.45}{33.90} = \frac{21.45}{33.90} = 0.63$$

$F_s = 0.63 < 1$ Le site est instable

Le coefficient de sécurité trouvé est inférieur à 1 alors l'instabilité du site est confirmée.

II.2.4 : Le calcul de la stabilité du versant

1. Présentation des résultats effectués selon la pondération Clouterre fondamentale

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 2 Tableau récapitulatif des calculs du profil I sans renforcement :

	Coefficient de sécurité				
	Sans nappe (A=0)	Avec nappe (A=0)	commentaire	Avec séisme (A=0.15)	commentaire
Fellenius	1.10	0.66	instable	0.57	instable
Bishop	1.14	0.69	instable	0.50	instable
Perturbation	1.45	1.02	Sécurité contestable	0.74	instable

Tableau. II. 3 Tableau récapitulatif des calculs du profil II sans renforcement :

Méthodes	Le coefficient de sécurité				
	Sans nappe (A=0)	Avec nappe (A=0)	commentaire	Avec séisme (A=0.15)	commentaire
Fellenius	1.02	0.78	instable	0.76	instable
Bishop	1.02	0.79	instable	0.77	instable
Perturbation	2.51	2.27	stable	2.05	stable

Tableau. II. 4 Tableau récapitulatif du calcul du profil I avec drainage :

Méthodes	Le coefficient de sécurité			
	Avec nappe (A=0)	commentaire	Nappe descendue de 8m (A=0)	commentaire
Fellenius	0.66	Sécurité contestable	0.74	instable
Bishop	0.69	Sécurité contestable	0.79	instable
Perturbation	1.02	stable	1.33	stable

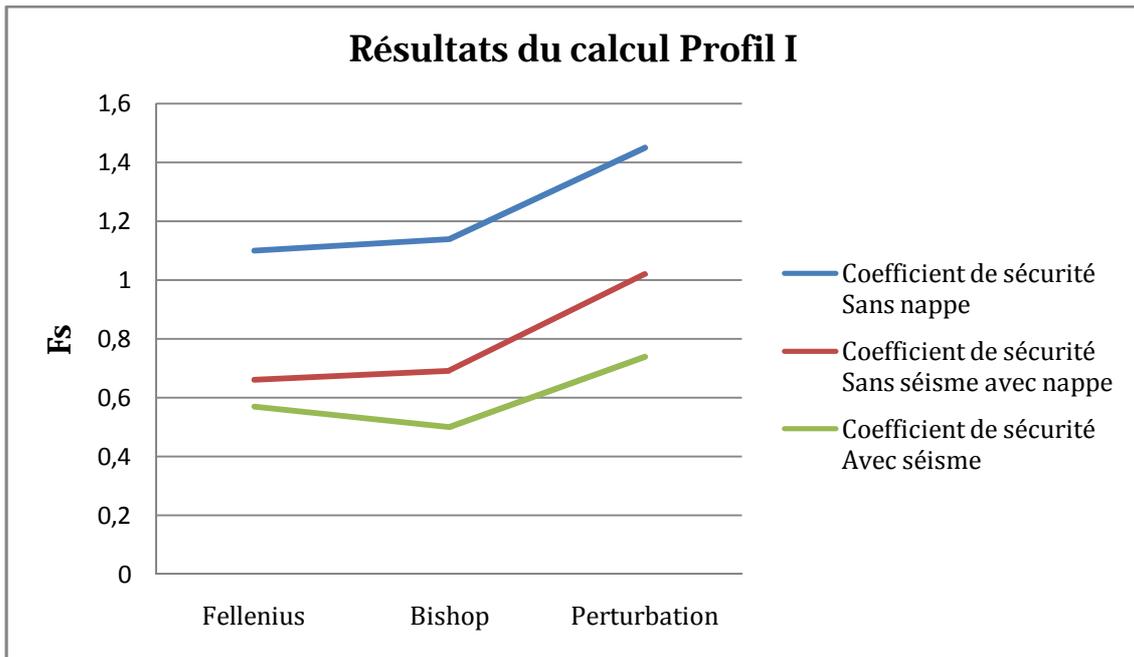


Figure. II. 20 : Résultats de calcul profil I

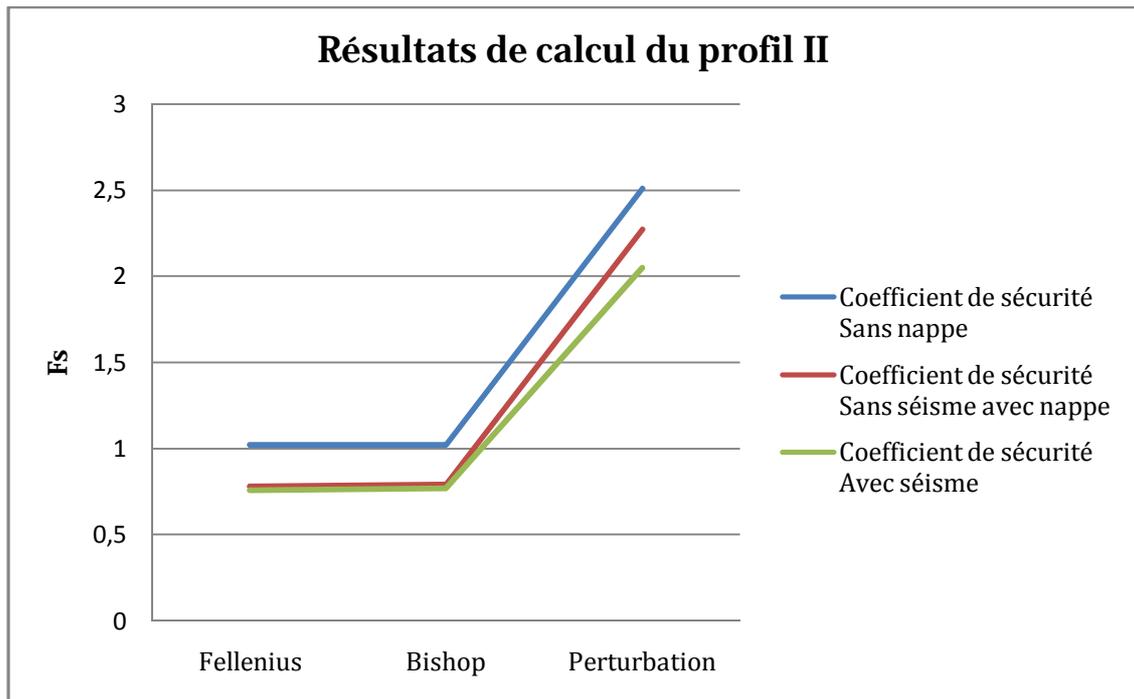


Figure. II. 21 : Résultats de calcul profil II

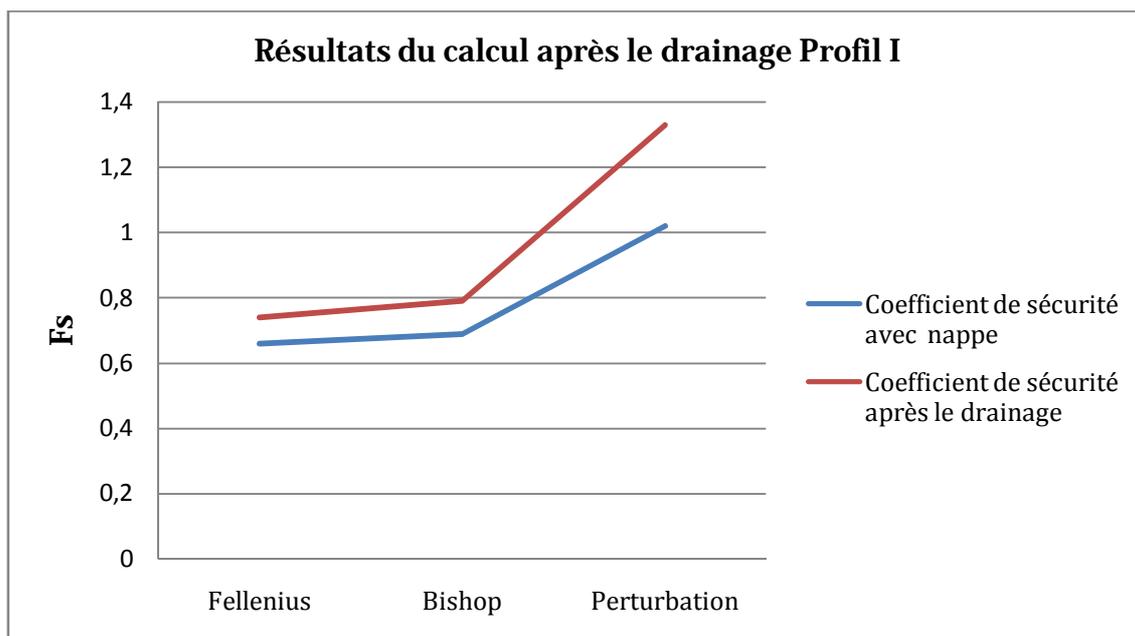


Figure. II. 22 : Résultats du calcul après le drainage.

2. Discussion des résultats de calculs:

Les résultats obtenus par le calcul manuel suivant la méthode empirique de calcul d'une pente infinie est égal à 0.63 qui confirment l'instabilité du site.

Les valeurs des coefficients de sécurité obtenus par les différentes méthodes sont très proches les uns des autres mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode.

Les résultats obtenus montrent que dans

- le profil I, le site est instable. On trouve une variation du coefficient de sécurité de 0.6 à 1.02 sans séisme et de 0.57 à 0.74 avec séisme.
- Le profil II, le site est instable par les deux méthodes de Fellenius et Bishop tandis que la méthode de perturbation vu la position quelconque de la surface de rupture montre un site avec une variation du coefficient de sécurité de 2.05 à 2.51

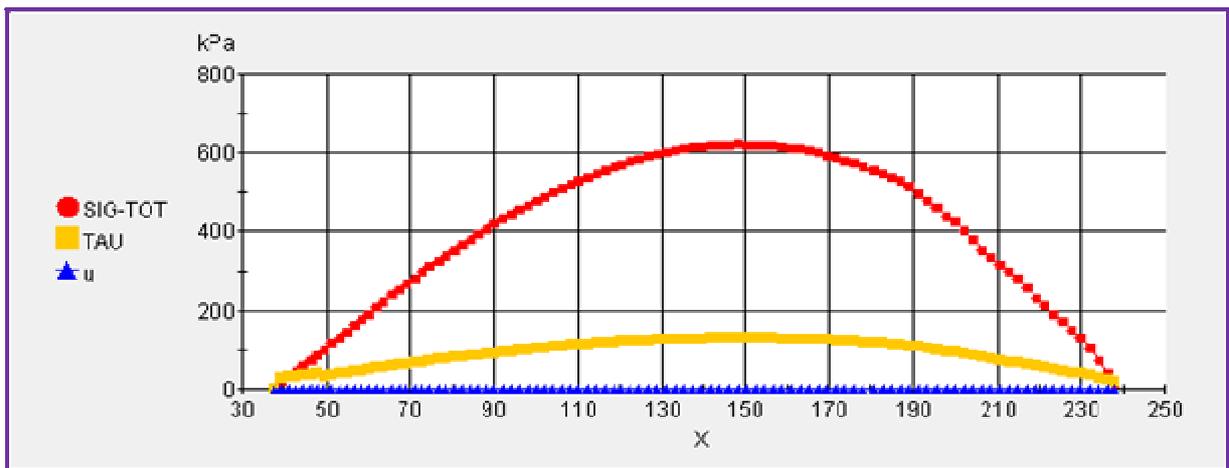
La variation du niveau de la nappe a une grande importance sur la stabilité du site, les infiltrations des eaux sous la couche du remblai provoquent une diminution du coefficient de sécurité, et l'absence totale des eaux permet de l'augmenter d'environ 0.5.

La baisse de 8 m du niveau de la nappe du profil I mise en évidence par un drainage, a provoqué une augmentation du coefficient de sécurité avec les trois méthodes et donne une variation de 0.78 à 1.33. Cette augmentation n'a pas été suffisante pour assurer la stabilité du profil car ces valeurs sont inférieures à 1.5.

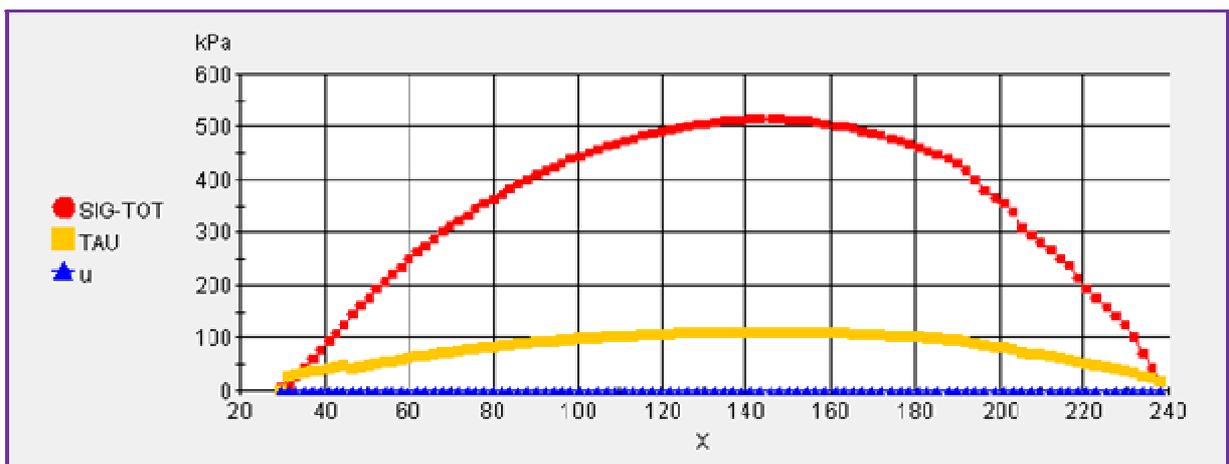
Donc, l'effort sismique et la position de la nappe ont une très grande influence sur la stabilité du site étudié.

3. Les résultats détaillés par tranches : Cas sans renforcements

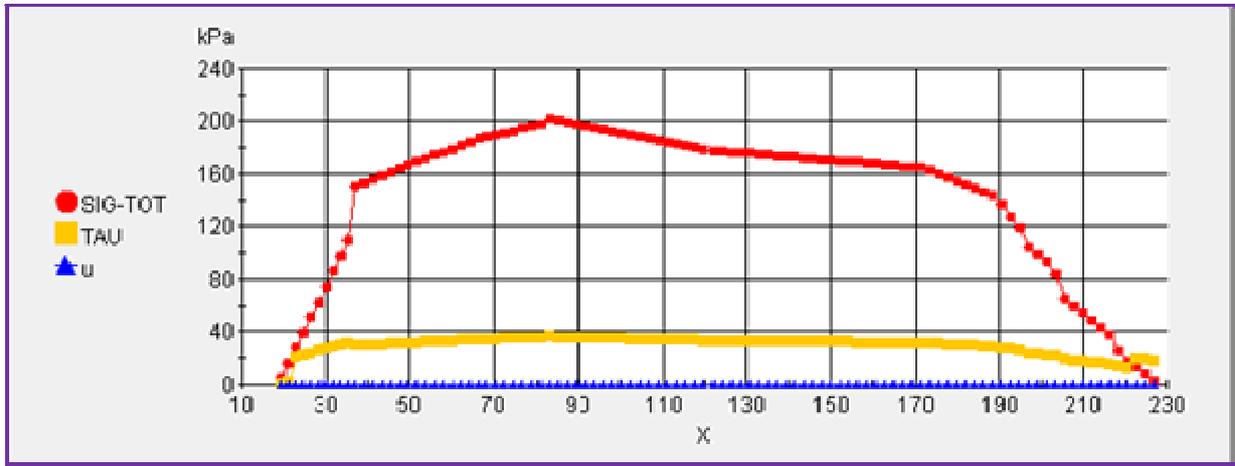
■ Sans nappe et sans excitation sismique :



✚ Fellenius

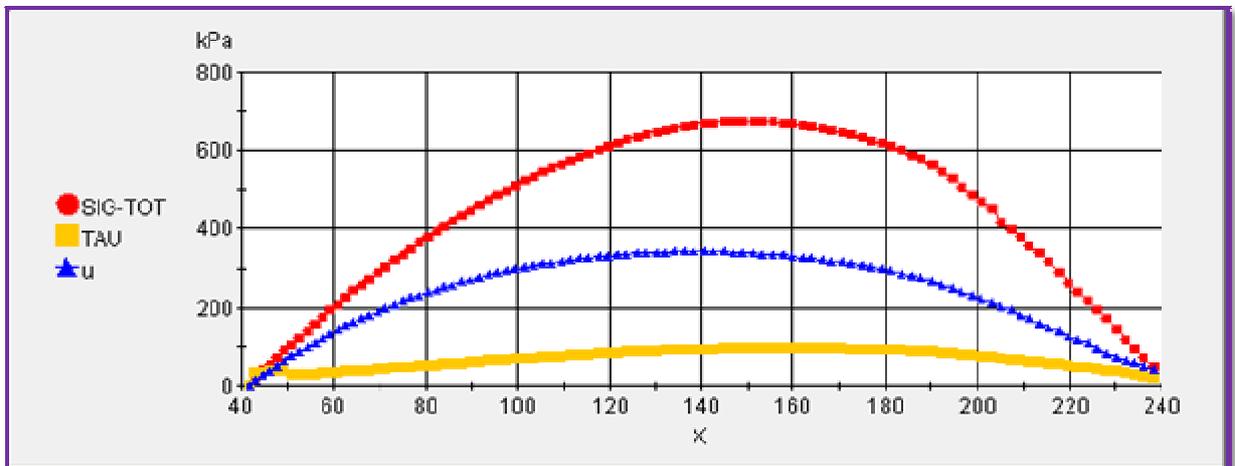


✚ Bishop

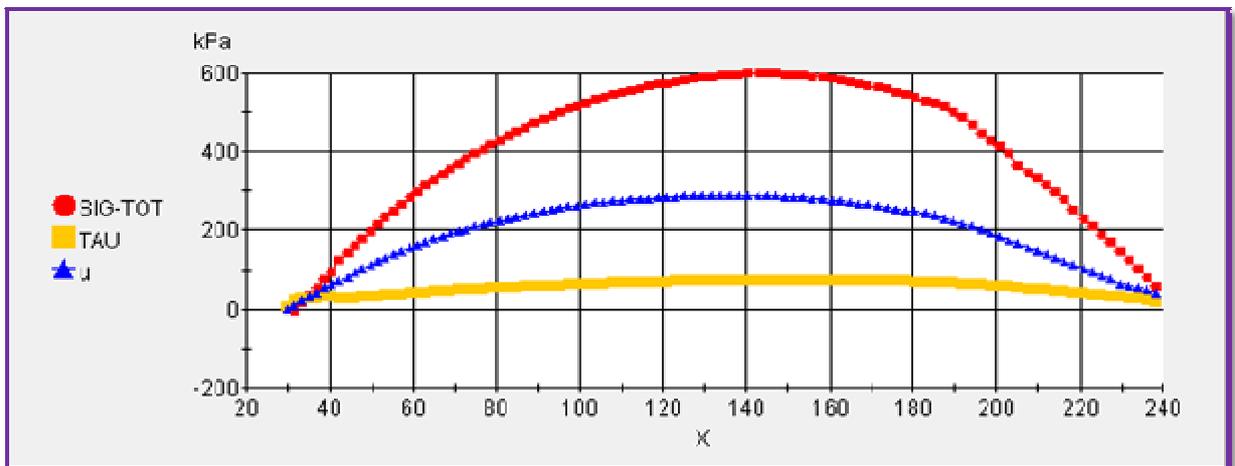


✚ Perturbation sans nappe

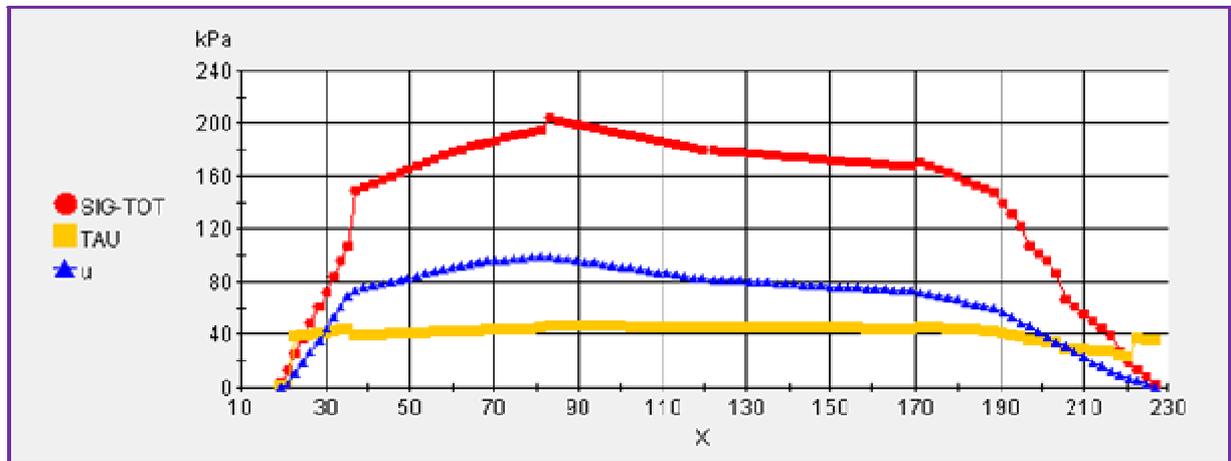
☒ Avec nappe et Présence d'une excitation sismique.



✚ Fellenius



✚ Bishop



✚ Perturbation

● SIG-TOT : Contrainte normale à la base de la tranche.

■ TAU Tau : Cisaillement Tau à la base de la tranche.

▲ u U pression u à la base de la tranche.

4. Discussion des résultats détaillés par tranches :

La contrainte normale à la base de la tranche présente un diagramme d'allure hyperbolique ayant une valeur de 610 kPa à $x=150$ m pour la méthode de Fellenius et 650 kPa à la même abscisse pour Bishop et 600 kPa pour la méthode de perturbation. À $x=75$ m est de 200 kPa, à l'aval du profil, la contrainte s'annule progressivement à l'abscisse 240 m pour les méthodes de Fellenius et Bishop et à $x=230$ m pour la méthode de perturbation.

Le cisaillement suit la même progression et atteint la valeur de 100 kPa à $x=150$ m pour Fellenius et Bishop et une valeur de 40 kPa à $x=90$ m pour la méthode de perturbation, Tandis que la pression U à la base de la tranche est nulle.

Dans le cas où la pression interstitielle est présente par une nappe phréatique en plus du séisme pris en compte, les contraintes normales à la base de la surface de rupture auront les valeurs suivantes : =650 kPa à $x=150$ m pour la méthode de Fellenius, =600 kPa à $x=140$ m, pour ensuite atteindre l'axe des abscisses sur $x=240$ m.

La répartition des contraintes normales pour la méthode de perturbations suit une trajectoire aléatoire en augmentant de la valeur de 0 à 155 kPa au droit de $x=40$ m pour atteindre le pic à $x=90$ m avec une valeur de 200 kPa pour suivre une trajectoire décroissante jusqu'au point $x=170$ m et suivre la décroissance jusqu'à une valeur nulle au point $x=230$ m.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus par les deux méthodes de Fellenius et Bishop, on constate que la zone étudiée est complètement instable ; Les résultats obtenus montrent que dans cette zone modélisée par les deux profils I et II le site est instable ; soit avec le calcul par une surface plane ou, une surface circulaire.

Les résultats obtenus avec la méthode de perturbation dans le profil I montre que le site est stable avec un coefficient de sécurité variant de 2.51 à 1.02 car le glissement dans ce profil est circulaire et ne montre pas une instabilité dans le cas d'un glissement plan.

Les résultats donnés par la méthode de Fellenius sont très petits, la méthode peut être décrite comme très conservatrice du fait qu'elle est élaborée sur des hypothèses très simplificatrices, bien que la méthode de Bishop montre un cheminement logique des résultats vu qu'elle tient compte des poussées d'écoulement, alors la méthode de Bishop est la plus adaptée à ce type de calcul.

On constate que la baisse du niveau de la nappe augmente le coefficient de sécurité jusqu'à la valeur 1.33 qui pourra au fur et à mesure du drainage de la nappe augmenter jusqu'à une valeur supérieur à 1.5, mais le temps nécessaire à obtenir un bon résultat est long or, Le site étudié est instable et une solution urgente est nécessaire.

Chapitre III

Ce chapitre a pour but d'étudier la stabilité du massif après un confortement constitué d'une part d'un mur cloué et d'autre part d'un mur en terre armée par des géo synthétiques. Cette étude sera suivie d'une interprétation des résultats pour les trois méthodes de calcul utilisées.

Introduction

Compte tenu de la relative stabilité de notre site (coefficient de sécurité inférieur à 1.5); il a été nécessaire de procéder à des confortements plus efficaces. Différentes méthodes de confortement peuvent servir de solution d'un glissement de terrain dont les causes sont définies au préalable par une étude

Dans ce chapitre un calcul de la stabilité du versant de Tizirt sera proposé avec les dispositifs de confortements suivants

- Ø un système de clouage ;
- Ø un mur de terre renforcé par géotextile.

Malgré les difficultés rencontrées lors du dimensionnement des ces dispositifs de renforcement, nous allons essayer de positionner ces deux dispositifs de manière à assurer la stabilité du site par un coefficient de sécurité supérieur à 1.5.

1. Caractéristiques des systèmes de renforcement

Deux systèmes de renforcement sont proposés pour le confortement du versant de Tigzirt ; Le clouage et un mur en terres renforcées par géotextiles.

Les caractéristiques des clous et des nappes géosynthétiques sont prises après plusieurs tests de calcul du glissement, ces systèmes de renforcement assurent que:

- Ø La force appliquée par un clou doit être supérieure à la force de cisaillement dans la tranche courante.
- Ø La nappe de géotextile est disposée d'une façon qu'on assure un point d'intersection avec le contour du cercle de glissement.

1.1. Caractéristiques des clous

Tableau. III. 1 : Caractéristiques des clous

	ϕ (mm)	σ (Mpa)	Esp (m)	X (m)	Y (m)	L (m)	Angle de diffusion	R_e	Incl. / oriz
Clou 1	25	500	1	204	7.5	12	10	0.065	20
Clou 2	25	500	1	204	8.5	12	10	0.065	20
Clou 3	25	500	1	204	9.5	12	10	0.065	20
Clou 4	25	500	1	204	10.5	12	10	0.065	20
Clou 5	25	500	1	204	11.5	12	10	0.065	20

1.2. Caractéristiques des nappes en géosynthétiques

Tableau. III. 2 : Caractéristiques des nappes en géosynthétiques

	X (m)	Y (m)	L m	B m	Esp (m)	Incl. / oriz (°)	Larguer et base de diffusion (m)	TR (KN)	γ Remblais (KN/m ³)	μ_0	μ_1
Bande 1	205	12	8	1	1	360	0.5	100	18	1	0.56
Bande 2	205	12.5	8	1	1	360	0.5	100	18	1	0.56
Bande 3	205	13.	8	1	1	360	0.5	100	18	1	0.56
Bande 4	205	13.5	8	1	1	360	0.5	100	18	1	0.56

✚ **Les clous** : La position (X, Y), la longueur (L), Espacement horizontal, Inclinaison / horizontale, Largeur de la base de diffusion, Angle de diffusion, Diamètre de la barre (ϕ), Limite élastique (σ), Rayon équivalent (R_e).

✚ **Les bandes** : La position (X, Y), la longueur (L), Espacement horizontal, Inclinaison / horizontale, Largeur de la base de diffusion, Angle de diffusion, TR Résistance maximale à la limite élastique en traction pure, γ Remblais Poids volumique du remblai, μ_0 Coefficient de frottement sol/ bande en surface, μ_1 Coefficient de frottement du sol / bande en profondeur.

Les systèmes de confortement choisis consistent à bloquer la masse du sol instable soit avec un mur en terre renforcée par géotextile au pied du talus, ou de réaliser un système de clouage par des barres passives scellées dans la couche de marne, sur parement vertical de 5m de hauteur.

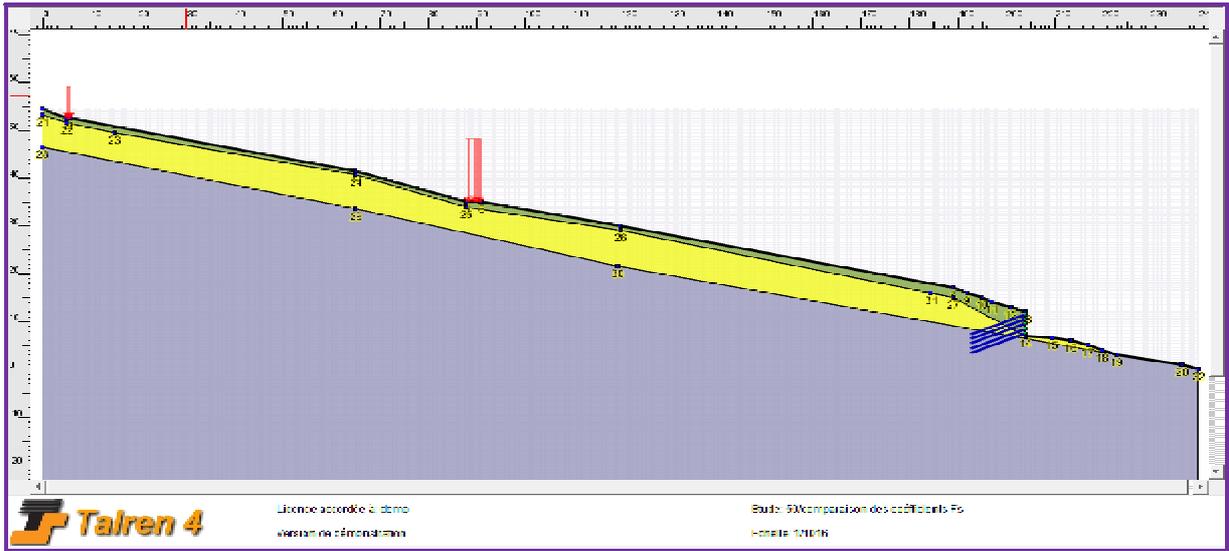


Figure. III. 1 : Renforcement du glissement avec des clous :

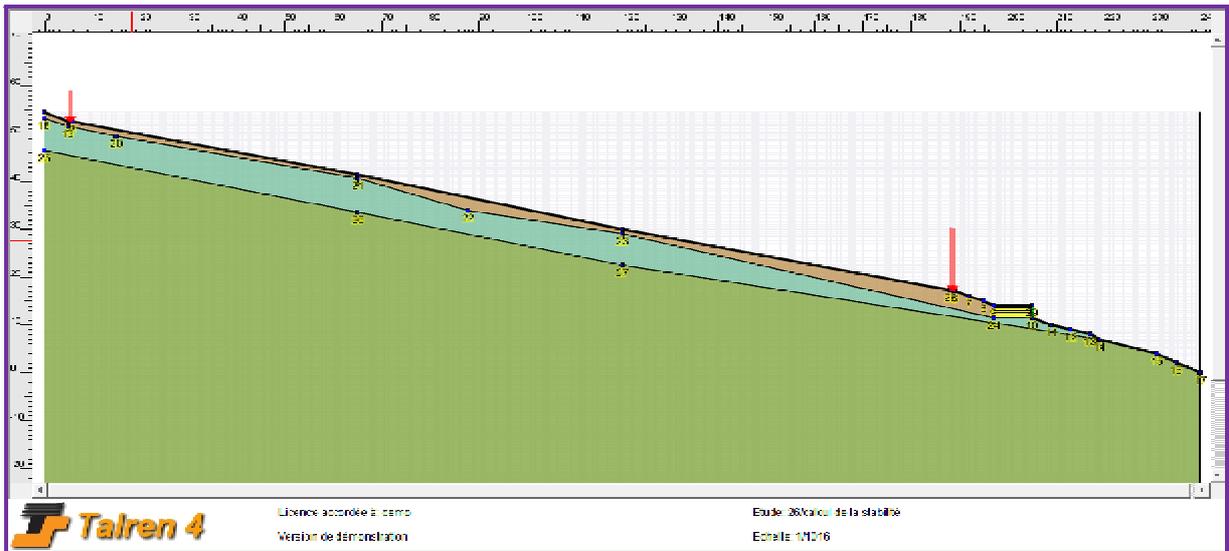


Figure. III. 2 : Renforcement du glissement avec un mur en terre renforcée par :
géotextiles

2. Le calcul de la stabilité

Le calcul de stabilité du massif renforcé se fera en trois phases (**sans nappe, avec nappe et avec séisme et la nappe**). Chaque phase sera calculée par les trois méthodes de calcul (Fellenius, Bishop et perturbation).

Ø Le système de pondération

Le système de renforcement	Le système de pondération	
	cas sans séisme	avec séisme
Clouage	Clouterre fondamentale/courant	Clouterre accidentelle/courant.
Le mur en géotextiles	XP P 94- 220 fondamentale /courant	séisme XP P 94- 220 accidentelle /courant.

Ø Définition de la situation de chaque méthode

La surface est prise circulaire pour les deux méthodes (Fellenius et Bishop) et quelconque pour la méthode des perturbations.

Ø Le nombre de tranches est arrêté à 30.

3. Présentation des résultats du calcul avec les deux types de renforcement en utilisant Talren

3.1. Cas du clouage

Tableau. III. 3 : Coefficients de sécurité avec renforcement par clouage.

Méthodes	Coefficient de sécurité				
	Sans nappe (A =0)	Avec nappe (A=0)	Commentaire	Avec séisme (A=0.15)	commentaire
Fellenius	2.66	2.52	stable	2.25	stable
Bishop	2.67	2.53	stable	2.26	stable
Perturbation	2.20	2.03	stable	1.82	stable

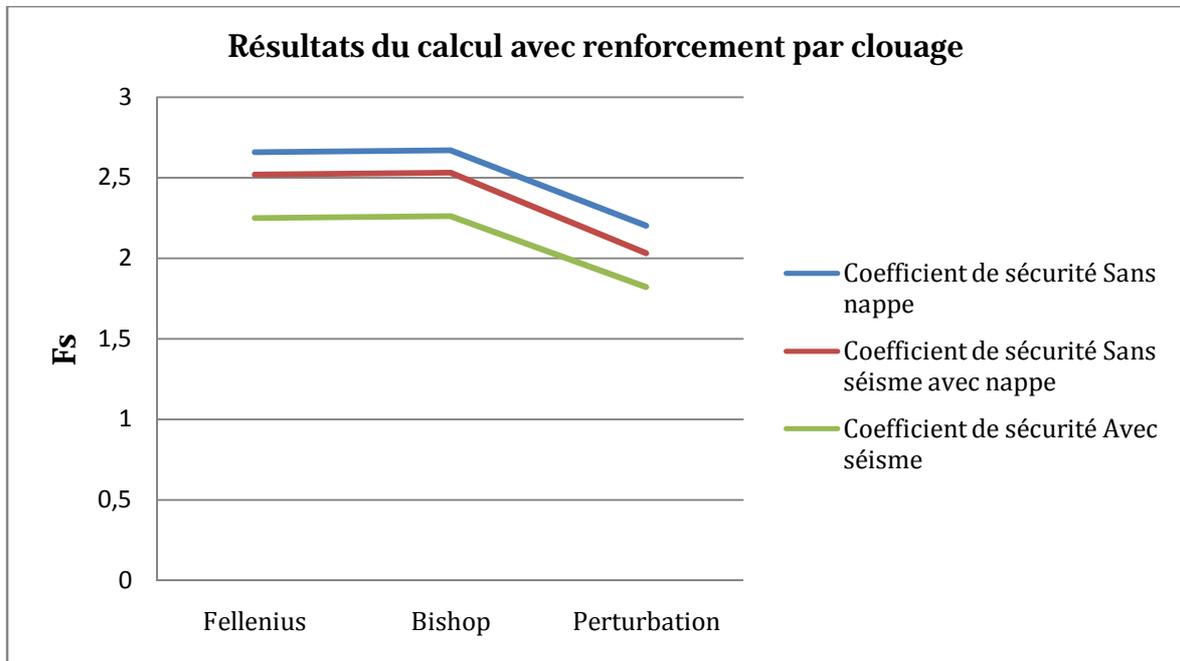


Figure. III. 3 : Résultats du calcul avec renforcement.

3.2. Cas de renforcement par géotextiles

Tableau. III. 4 : Coefficients de sécurité avec renforcement par géotextiles.

Méthodes	Coefficient de sécurité				
	Sans nappe (A=0)	Avec nappe (A=0)	Commentaire	Avec séisme (A=0.15)	commentaire
Fellenius	2.12	1.78	stable	1.52	stable
Bishop	2.12	1.78	stable	1.52	stable
Perturbation	2.41	2.05	stable	1.67	stable

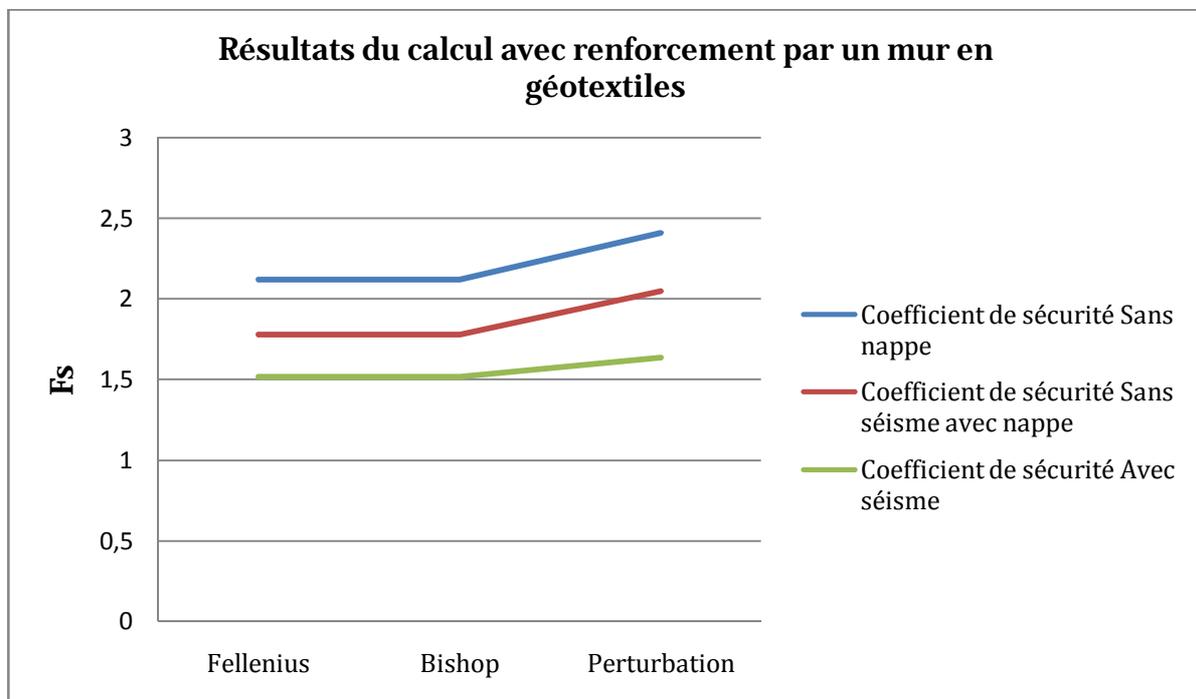


Figure. III. 4 : Résultats du calcul avec renforcement par un mur en géotextiles.

3.3. Discussion des résultats

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.5 avec et sans séisme ; ce qui signifie que les deux systèmes de confortement proposés sont efficaces pour garantir la stabilité du versant au glissement.

Les résultats obtenus par la méthode de Bishop sont très proches de ceux obtenus par la méthode de Fellenius bien que cette dernière présente des hypothèses simplificatrices, Tandis que la méthode de perturbation présente des coefficients qui diminuent d'environ 0.5 par rapport aux deux autres méthodes et cela pour les deux cas de renforcement;

4. Résultats détaillés par tranches avec renforcement par clouage

4.1. Calcul sans nappe

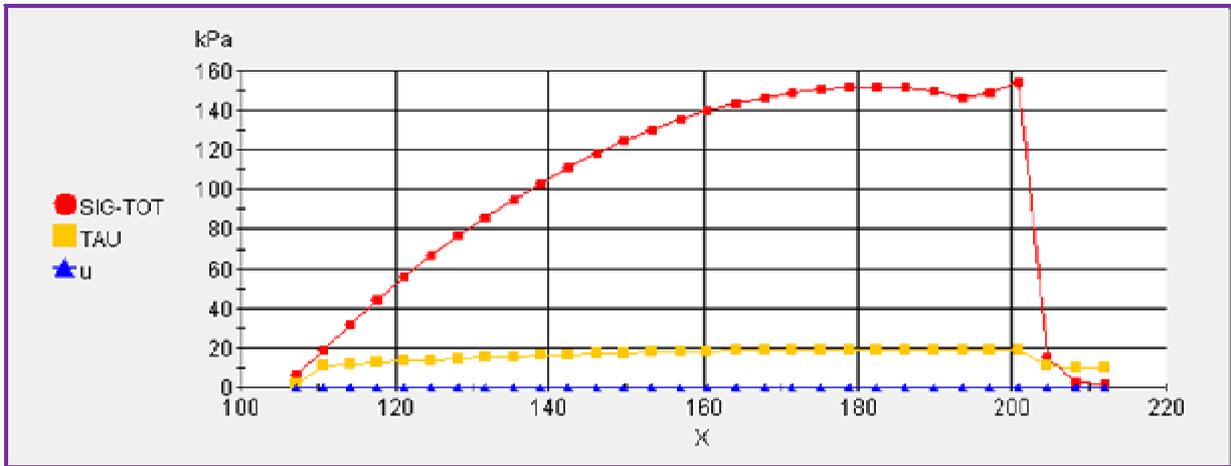
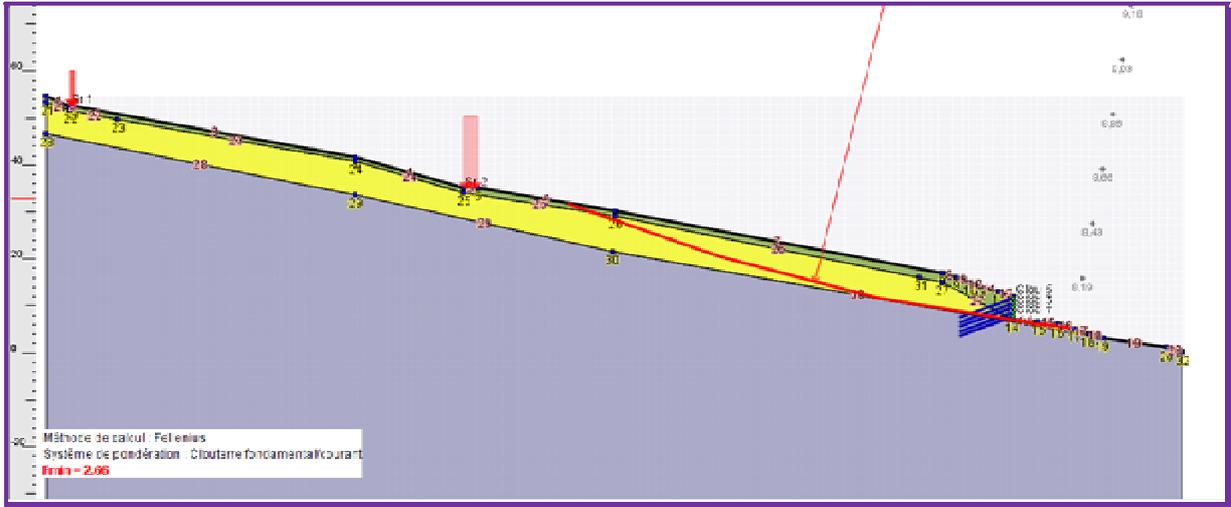
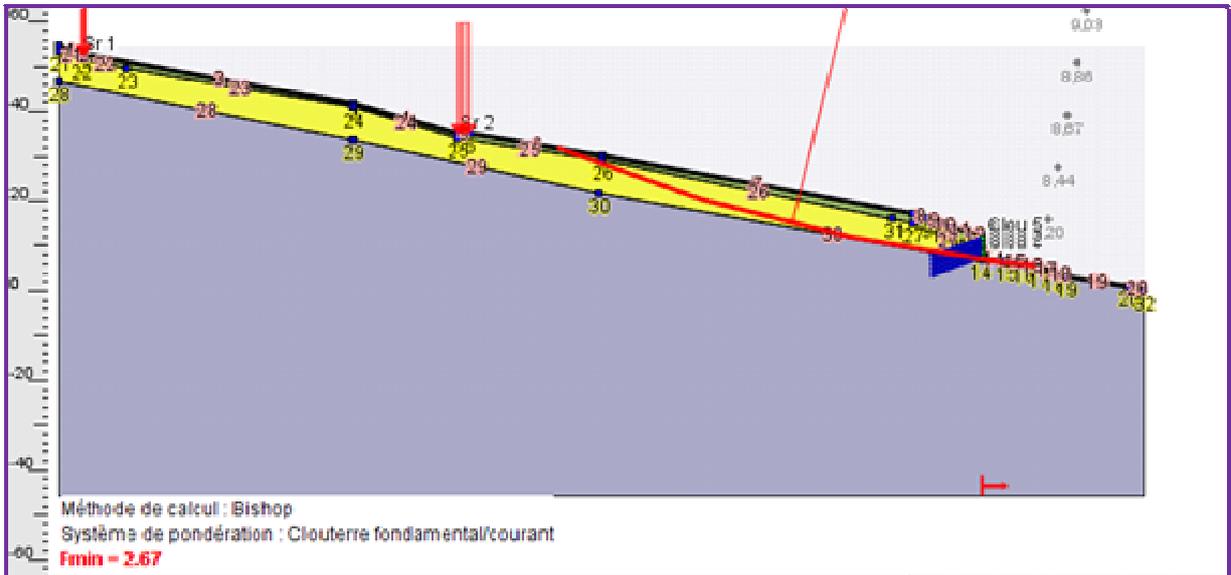


Figure. III. 5 Fellenius



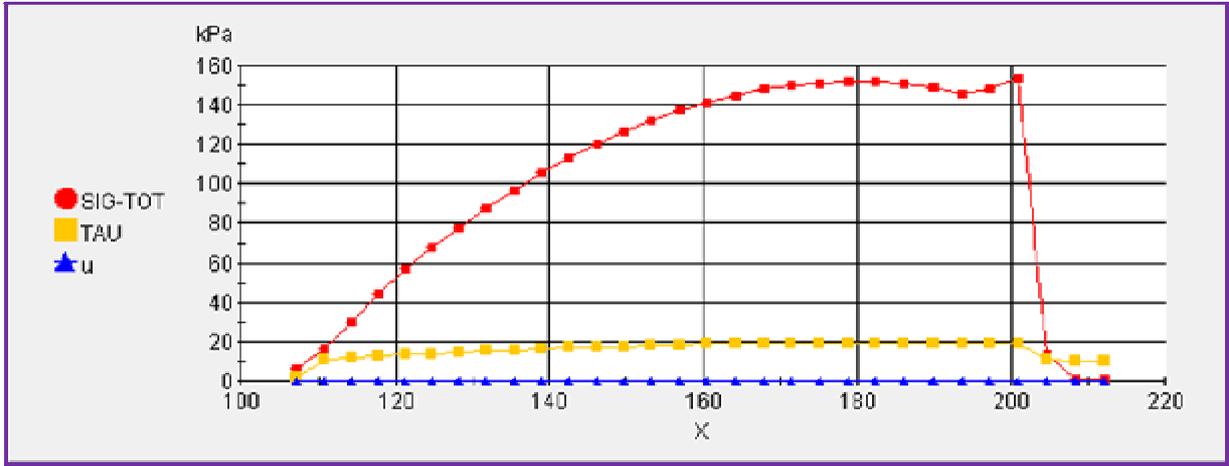


Figure. III. 6 : méthode de Bishop

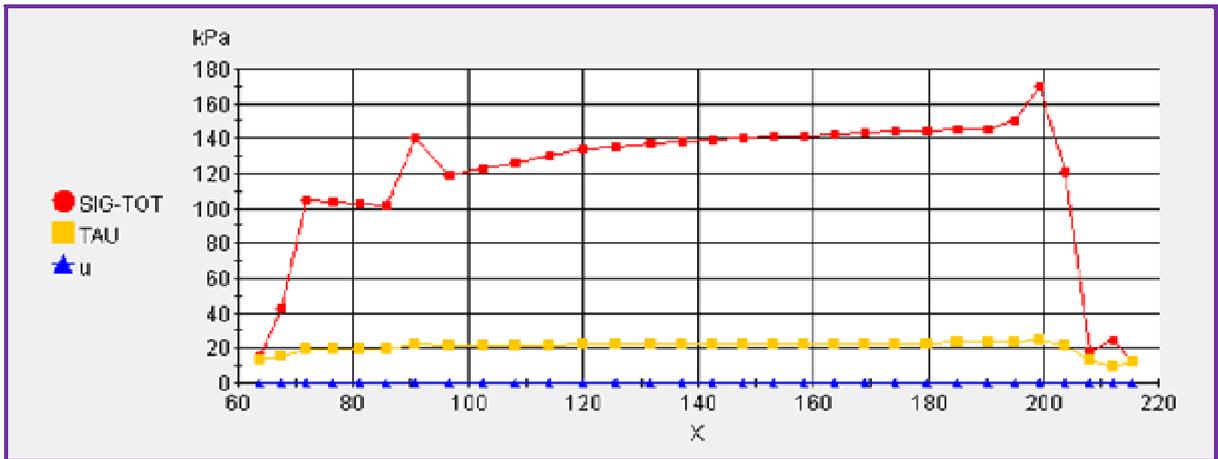


Figure. III. 7 : Méthode de Perturbation

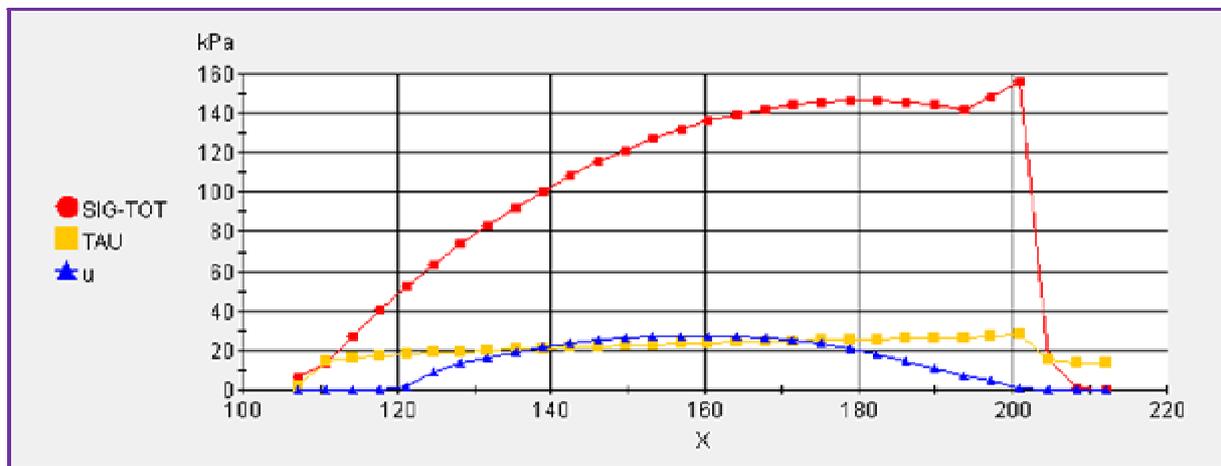


Figure. III. 9 : Méthode de Bishop

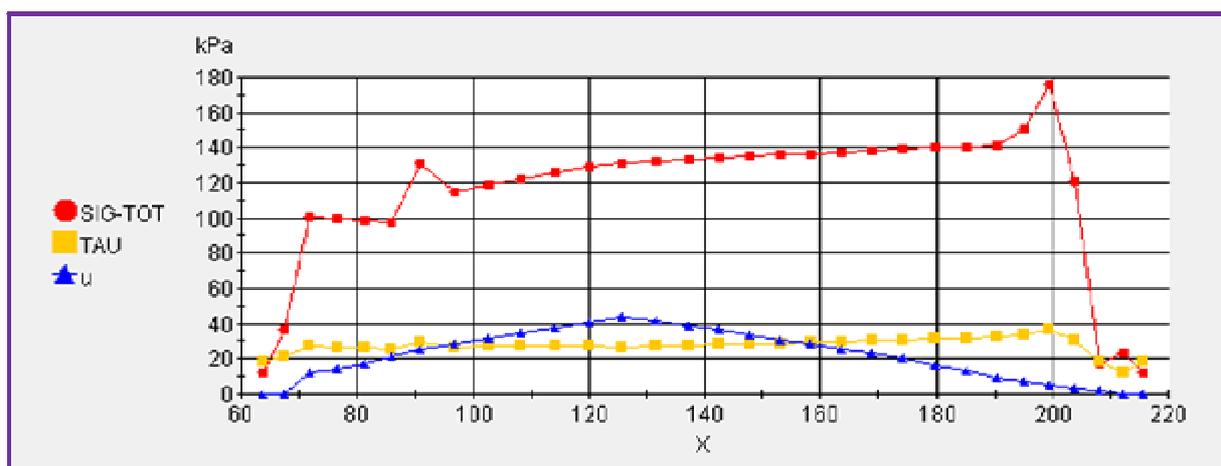


Figure. III. 10 : Méthode des perturbations

4.3. Interprétation des résultats détaillés par tranches cas du clouage

Ø Sans nappe

La surface de rupture porte sur 180 m pour une profondeur de 10m, la répartition des contraintes normales le long de cette surface suit un diagramme de même allure pour les méthodes de Fellenius et de Bishop. Lorsque la position des pressions interstitielles U est confondue avec l'axe des abscisses, la contrainte totale augmente à partir de $X= 30$ m pour atteindre la valeur maximale de 150 kPa à $X=204$ m, par la suite la contrainte diminue jusqu'à une valeur de 10 kPa pour s'annuler à $X=210$ m.

La contrainte τ suit la même progression à partir de $X= 10$ kPa et augmente jusqu'à $\tau =20$ kPa à $X=204$ m pour diminuer et se stabiliser sur une valeur de 10 kPa.

La méthode de perturbation porte sur 140 m pour une profondeur de 10m à l'interface de la couche d'argile et d'éboulis avec le toit de la marne. La contrainte le long de cette surface est de 10kPa à $X=70$ m et augmente à 13 kPa à $X= 90$ m et augmente pour atteindre le point $X= 204$ m avec une valeur de 170 kPa. La contrainte de cisaillement est la même pour les méthodes précédentes.

Ø Avec nappe et séisme:

En plus de la pression interstitielle qui varie dans cette phase de 20 à 40 kPa par rapport à la ligne de rupture, les contraintes totales suivent la même allure mais avec un max de 160 kPa pour Fellenius et Bishop et 180 kPa pour la méthode de perturbation.

5. Résultats détaillés par tranches avec renforcement par géosynthétiques

5.1. Calcul sans nappe

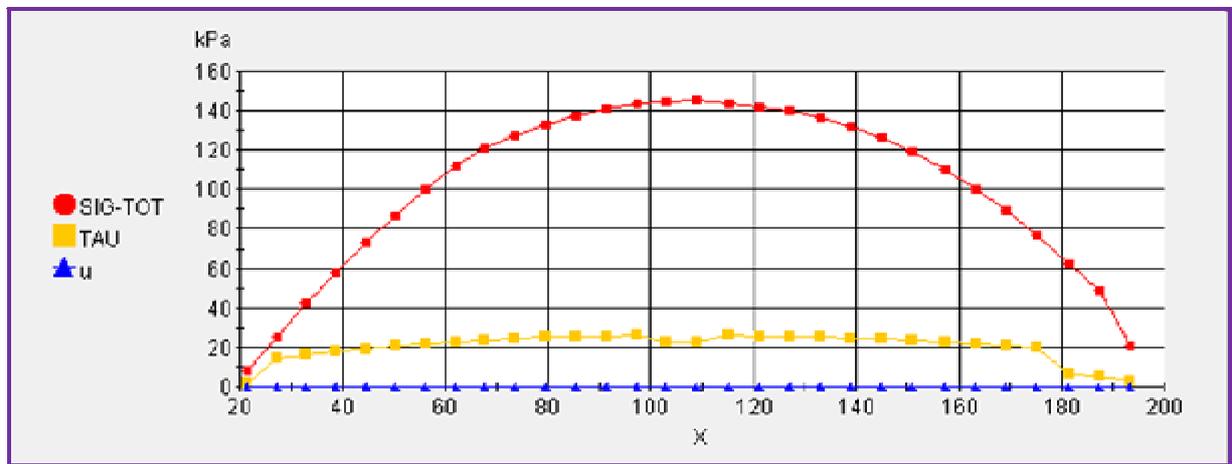
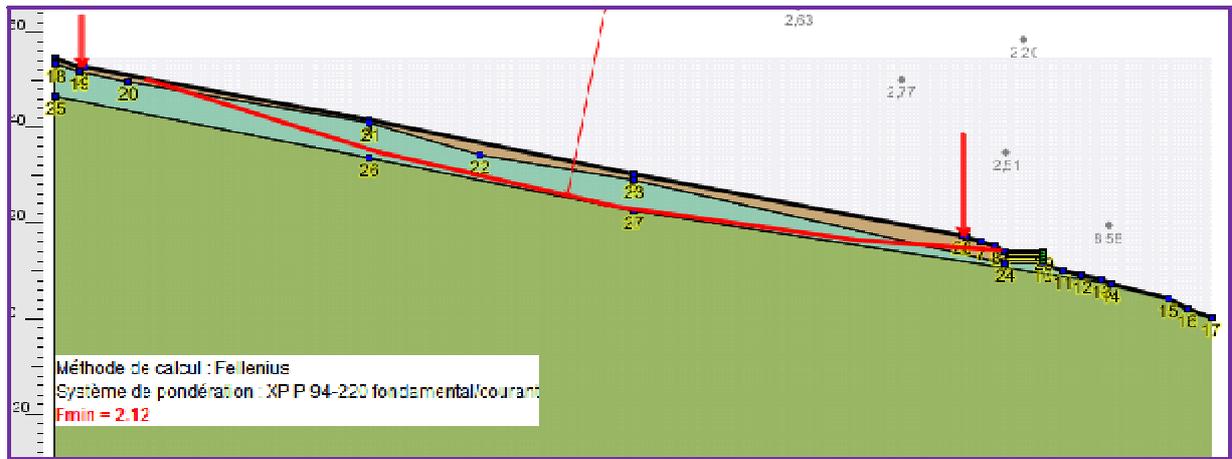
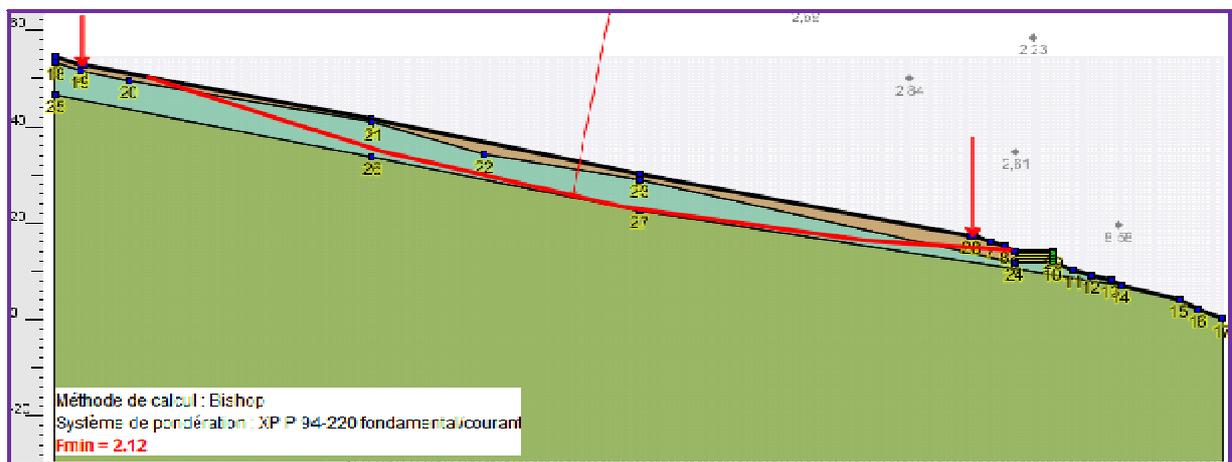


Figure. III. 11 Méthode de Fellenius



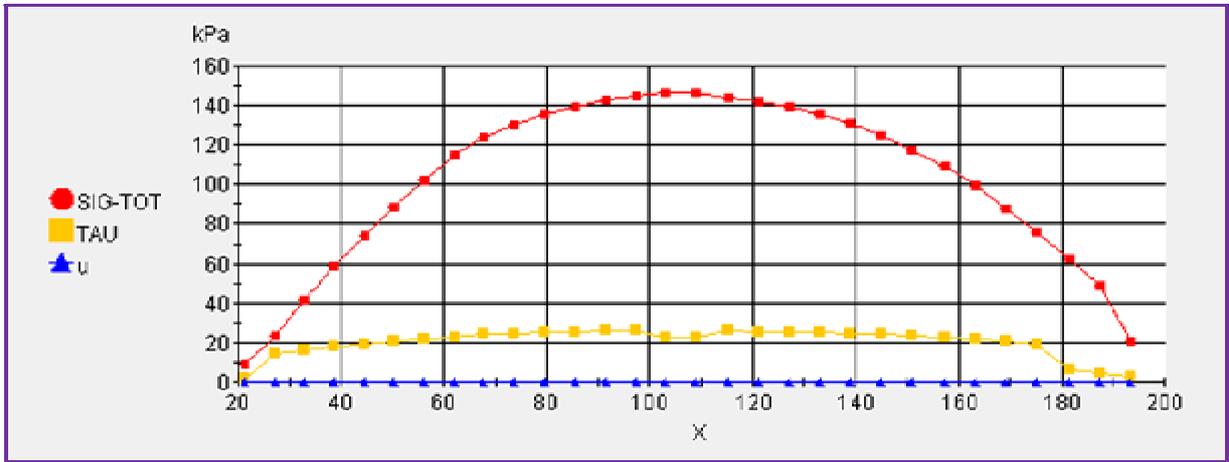


Figure. III. 12 : Méthode de Bishop

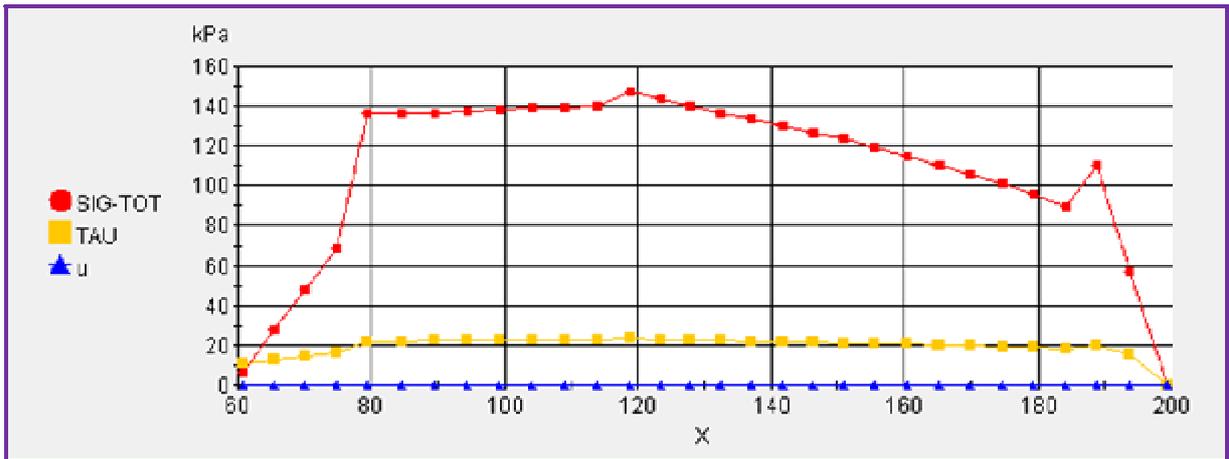
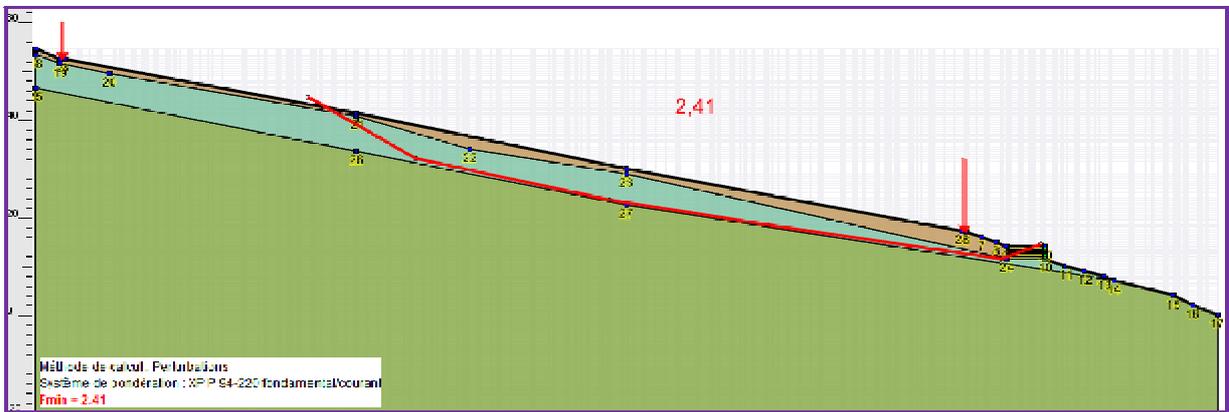


Figure. III. 13 : Méthode de Perturbation

5.2. Calcul avec nappe et excitation sismique :

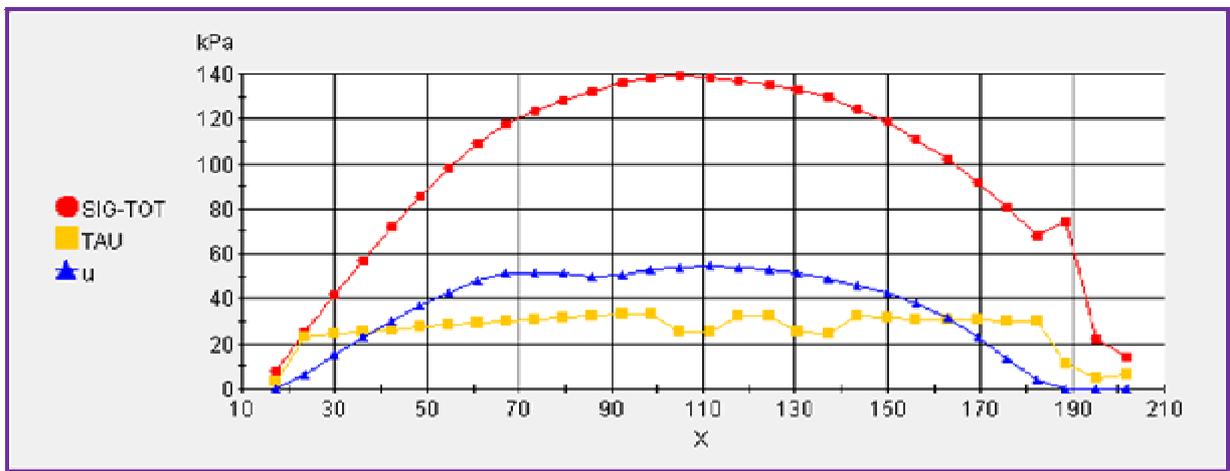
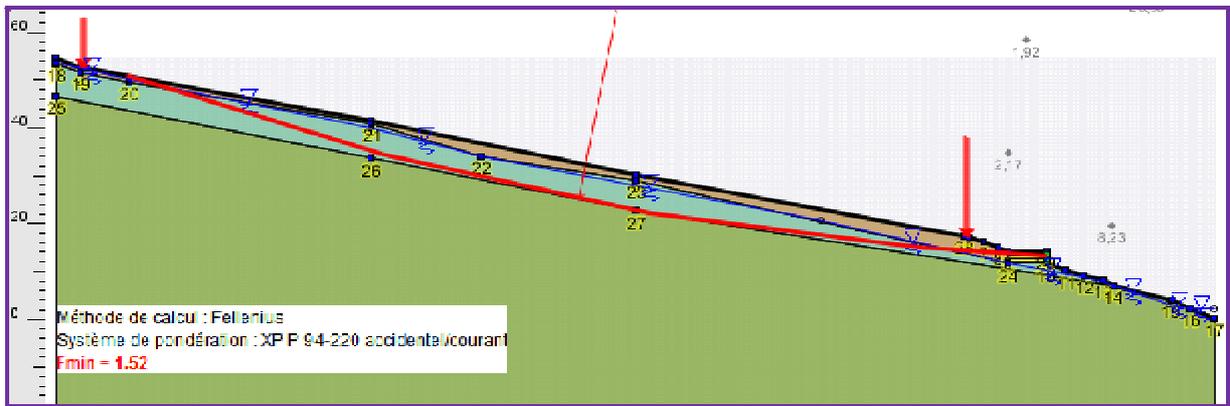
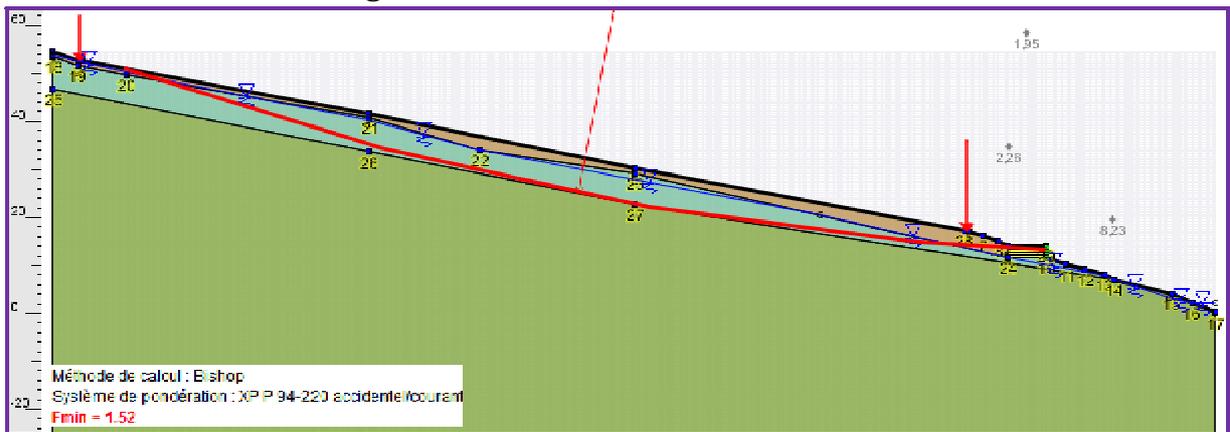


Figure. III. 14 : Méthode de Fellenius



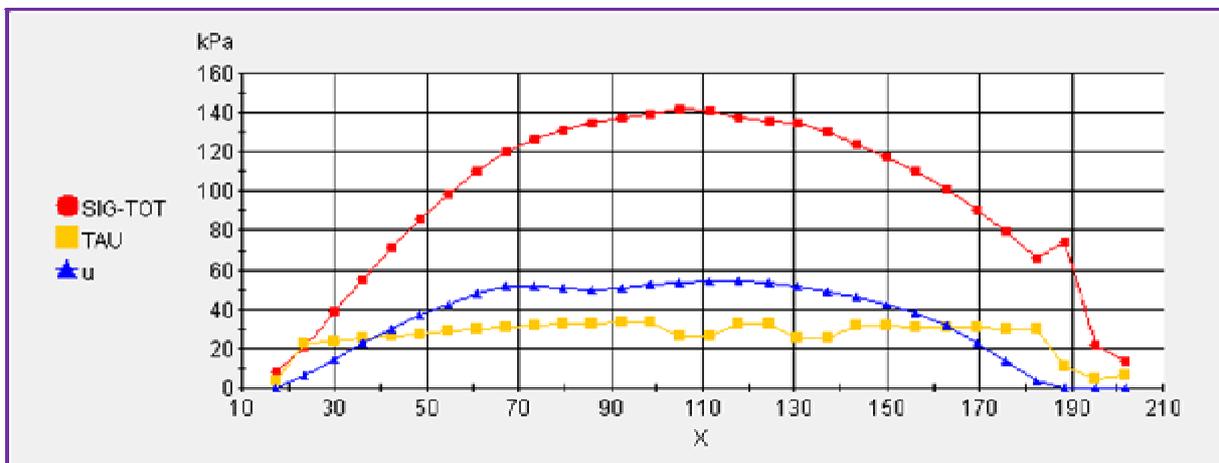


Figure. III. 15 : Méthode de Bishop.

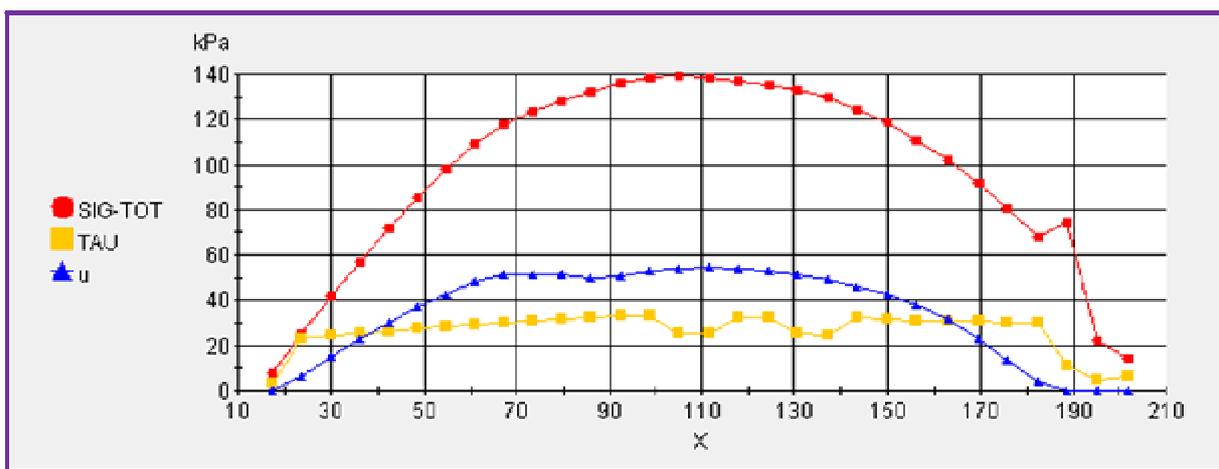
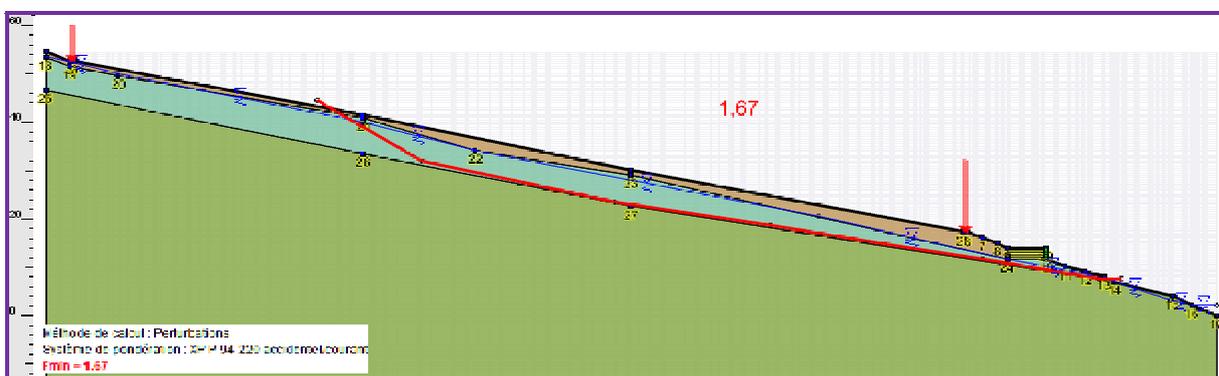


Figure. III. 16 : Méthode de perturbation :

5.3. Interprétation des résultats détaillés par tranche le long de la surface de rupture pour le cas de renforcement avec un mur en géotextiles

Ø Sans nappe

Pour les deux méthodes de Fellenius et Bishop, la contrainte totale augmente à partir de $X=20$ m pour arriver à $X=110$ m avec une valeur de 145 kPa, puis elle diminue ensuite du fait du renforcement à 10 kPa sur $X=210$ m. Les contraintes de cisaillement commencent de progresser à partir de $X=8$ m avec une contrainte de 20 kPa et garder la même valeur jusqu'à $X=190$ m et diminuer pour s'annuler au point $X=210$ m.

Pour la méthode de perturbation, la progression est similaire sauf que l'augmentation est marquée par des pics, à partir de $X=60$ m la contrainte totale augmente jusqu'à 140 kPa à $X=80$ m et 150 kPa à $X=120$ m et s'annule à 200 m.

Ø Avec nappe et séisme

Comme pour ce cas, la pression interstitielle augmente le long de la surface de rupture à partir de $X=20$ m le point d'intersection de la nappe avec la ligne de rupture et augmente pour atteindre une valeur de 55 kPa au droit de $X=110$ m, pour s'annuler à $X=200$ m.

La répartition des contraintes totales le long de la surface de glissement pour les trois méthodes augmente à partir de $X=19$ m jusqu'à une valeur de 140 kPa au droit de $X=110$ m et retrouver la valeur de 75 kPa à $X=190$ m le point d'application de la surcharge puis diminuer à une valeur de 10 kPa à $X=200$ m.

La répartition des contraintes de cisaillement suit la même allure que les contraintes normale le long de la surface de rupture, de leurs tour augmentent jusqu'à $X=100$ m avec une valeur de 30 kPa pour diminuer sur deux reprises à 20 kPa au droit de $X=110$ m et 130 m pour ensuite se stabiliser le long de 50 m sur une valeur de 30 kPa et atteindre par la suite la valeur nulle à $X=200$ m.

Conclusion

Les propositions de confortement étudiées dans ce chapitre ont abouti à renforcer le versant qui présentait une instabilité et un risque permanent envers les constructions. Ces solutions de confortement nous paraissent très optimistes mais le mode de réalisation de ces procédés doit nécessiter des précautions telles que le choix des matériaux, les géotextiles, le choix des clous et le potentiel humain pour assurer la bonne exécution du renforcement. Donc l'efficacité du système de confortement proposé est conditionnée par plusieurs facteurs:

- ü la réalisation du système de drainage doit être en premier lieu.
- ü Après la réalisation du drainage, le système de clouage vient en second lieu pour assurer la stabilité et équilibrer les contraintes normales et le cisaillement exercés par la masse en mouvement
- ü vérifier la position du mur en terre, ses dimensions, le choix du matériau, les caractéristiques du géotextile et ses dimensions doivent être respectées.

Conclusion de la deuxième partie

A partir des documents récoltés (étude géotechnique du laboratoire, LNHC, de la zone centrale de Tigzirt; les sondages et essais géophysiques, le relevé des précipitations, les cartes topographiques, géologiques de la région, et le calcul de la stabilité, objet de cette partie), nous constatons que la région de Tigzirt, en particulier la zone des 12 bungalows, présente un potentiel élevé de glissement de terrain.

La surface instable est de l'ordre de 15 hectares. Elle comporte une partie boisée de 9 hectares, et une partie urbanisée de 6 Hectares. Notre étude de la zone centrale des douze(12) bungalows nous a permis de conclure que le glissement de Tigzirt est complexe du fait de la multitude des facteurs déclencheurs, et de la forme variable de la surface de rupture.

Les facteurs déclencheurs sont en l'occurrence :

- ü Les facteurs passifs ou invariables sont: la lithologie, la topographie et la sismicité.
- ü Les facteurs actifs sont : l'action des eaux, l'action anthropique, et l'action érosive de la mer.

Quant à la variabilité de la forme, elle est due à deux surfaces de rupture, plane en amont et circulaire en aval.

L'étude de la stabilité du versant, objet de cette partie du mémoire à confirmé que le site est instable, et le coefficient de sécurité le plus défavorable est de 0.5.

Un renforcement est recommandé dans cette partie, par deux systèmes de renforcements

- ü Un système de clouage.
- ü Le chargement du pied de talus par un mur en terre renforcé par géotextile.

Les résultats de calcul de la stabilité du site avec ces renforcements a conduit à des valeurs de coefficients de sécurité supérieur à 1.5 suivant les trois méthodes de calcul (Fellenius, Bishop et Perturbation).

Conclusion générale

La première partie de ce travail nous a permis d'avoir une idée générale sur les glissements de terrains, les méthodes de reconnaissance, les méthodes de confortements et les méthodes de calcul de la stabilité. Et dans la deuxième partie nous avons pris un cas d'étude pratique, étude de la stabilité du versant de Tizirt, le glissement affecte cette région dans trois zones limitrophe, zone Est, zone Ouest et la zone Centrale où une étude à été faite par le laboratoire LNHC (une compagnie de 8 sondages carottés et un profil sismique réfraction) qui nous a permis de dresser deux profils lithologiques (profil I, profil II).

Le calcul de la stabilité effectué par TALREN à confirmé l'existence du glissement de terrain car les résultats des coefficients de sécurité calculés sont inférieur à 1.5.

Pour cela nous avons opté pour deux systèmes de renforcements au profil I

- Ø un système de clouage ;
- Ø un mur de terre renforcé par géotextile.

Les coefficients de sécurité donnés par TALREN après renforcements sont supérieur à 1.5 ce qui explique l'efficacité de ces renforcements proposé.

Afin de cerner tout le mouvement du versant de Tizirt nous recommandons de :

- ü Prévoir un système de surveillance de cette région en suivant son mouvement dans le temps
- ü Elaborer un levé Topographique complet de la région de Tizirt
- ü Réaliser une étude géologique et hydrogéologique couvrant les trois zones afin de mieux cerner les causes du mouvement et d'adopter un confortement adapté à cette instabilité.
- ü Réaliser des sondages complémentaires à l'amont de la route Nationale 24 afin de déterminer la dimension du glissement et d'avoir l'allure et la position exactes de la surface de rupture. Ces sondages doivent être équipés d'inclinomètres ou de piézomètres, afin de se prononcer sur la stabilité des couches profondes. ces sondages seront suivis d'essais de laboratoire (d'identification et mécaniques) sur toutes les couches constituant le sous sol.
- ü Réaliser une étude Hydrogéologique approfondie afin de pouvoir dimensionner les systèmes de drainages et d'évacuation des eux de surface.
- ü Elaborer une carte de risque de mouvements de terrains doté d'un SIG pour faciliter la mise en œuvre de carte thématique.
- ü Pour ce qui est érosion marine une analyse chimiques de l'eau de mer et celle extraite des puits (Degré d'acidité, la teneur en Sulfate,...), prévoir un ouvrage qui limite le contact avec l'eau de mer qui accentue le glissement (Tétrapodes, acropodes le long de la plage, des palplanches si nécessaire, ...)

Bibliographie

- [1] **A.BENHAMMICHE**, Etude géotechnique de la zone de glissement première tranche Tizirt, Laboratoire National de l'Habitat et de la construction LNHC, Bouira 2002
- [2] **A.SEDDIKI**, analyse de la stabilité des pentes sous séisme mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister spécialité: génie civil option : géotechnique université de M'sila 2007/2008[96 pages]
- [3] **A. MILLIES-LACROIX**, Classification des talus et versants instables, Bulletin de liaison des LCP- Numéro spécial X-Janvier 1981. pp. [55 à 62]
- [4] **Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991**, Projet national Clouterre II Opération du réseau Génie civil et urbain. Presse des ponts et chaussées, 2008, [217 pages]
- [5] **A.BOUAFIA**, Génie civil Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition Pages bleues ; université de Blida ; Algérie, 2011. [390 pages]
- [6] **A.BOUAFIA** ; Introduction à la géotechnique, Edition Office des publications universitaire, T1/T2, Algérie 2011 [231 pages]
- [7] **A. BENAÏSSA**, Glissements de terrains calcul de la stabilité ; Edition Office des publications Universitaire, Constantine Algérie 03-2008. [95 pages].
- [8] **Agence spatiale algérienne**, Actes de l'Atelier international sur les changements climatiques et adaptation en Afrique le rôle des technologies spatiale, Octobre 2007 Alger
- [9] **Agence Spatiale Algérienne**, Acte du Séminaire « Les télécommunications spatiales », Décembre 2005 Cercle National de l'armée de Béni-Messous. Alger. [170pages]
- [10] **B. MELBOUCI**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition El-Amel, Algérie 2009, [303pages]
- [11] **Bulletins des liaisons des laboratoires des ponts et chaussées**, Risques géologiques mouvements de terrain, Géological Hazards Earth Movements, XXVI laboratoire des ponts et chaussées de Paris, Numéro spécial X Janvier 1981 France ; [130pages]
- [12] **Bulletin de liaison des laboratoires des et chaussées**, Risques naturels ; Juil. Aout Sept, Oct. 1987.Paris France
- [13] **B. SCHWARTZ**, Drainage sols construction, Catalogue des produits de bâtiments, Edition CATED, France 2006, [120 pages]
- [14] **C. CHERCHALI**, Tunnel Calcul des talus renforcés (Clouage des sols) Tome V, Office des publications universitaires 01-1994, [166 pages]
- [15] **Ch. BONNARD** Landslide « Glissement de terrain V 1 ; Brookfeild ; 1988, Edition Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne/Suisse

Références bibliographiques

- [16] **D-M. FREMY** Quid98, c'est tout sur tout et un peu plus que tout... ; Edition Robert Laffont, 1997, Paris France 2011 pages [Géographie physique.67 à 96 pages]
- [17] **E. ANDRIE**, Risques hydrauliques induits par la formation et la rupture d'un barrage naturel provoqué par un glissement de terrain, Mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur de l'Agriculture et de l'Environnement de l'ENGEES, à l'école National du génie de l'environnement de Strasbourg 31/12/2008, [102 pages]
- [18] **F. BELHADAD**, cartes et coupes géologiques travaux pratiques de géologie série : cartographie université MOHAMMED V – Agdal Rebat
- [19] **F. BAGUELIN**, Renforcement des sols par géotextiles, Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris France, 1988 ; [72 pages]
- [20] **F. BLONDEAU, P. MORIN, P. POUGET**, Comportement d'un remblai construit jusqu'à la rupture sur un versant naturel, Sites expérimental de Sallèdes (Pay-de-Drôme) ; Rapport de recherche LCP N° 126, Laboratoire central des ponts et chaussées, Novembre 1983, France [46 pages]
- [21] **F.M.CONLY, R.W.CROSLEY, and J.V.HEADLEY**, Characterizing sediment sources and natural hydrocarbon inputs in the lower Athabasca River, Canada, NRC-CNRC Journal of Environmental Engineering and Science Volume 1 number 3, May 2002[187 à 199]
- [22] **G. SEVE, P. POUGET**, Stabilisation des glissements de terrain, Edition Guide technique des laboratoires des ponts et chaussées Paris, France, 1998. [96 pages]
- [23] **G. COLAS, M. PAYANY F. BLONDEAU**, Etude des glissements de terrains survenus dans la commune du Beausset (Var) bulletin de liaison des LCP- Numéro spécial X-Janvier 1981[pp. 71-80pages]
- [24] **G. CARTIER**, La stabilisation des pentes instables par clouage, Article parue dans le Bulletin de liaison des ponts et chaussées article N° 141, LCPC, jan, 1986. [pages 45 à 56]
- [25] **H.CAMBEFORT** : Géotechnique de l'ingénieur reconnaissance des sols, Editions Eyrolles, Paris, 1980. [345 pages]
- [26] **H. HAMMOUM, R.BOUZIDA**, Pratique des systèmes d'information Géographiques (S.I.G) Application sous MapInfo, Edition Pages bleues, Algérie, 2010, [196pages]
- [27] **H. G. RAMEAU**, Influence de la pluviométrie sur la stabilité des talus routiers, Méthodologie adaptée pour l'évaluation du profil hydrique temporel du sol et sa prise en compte dans les calculs de stabilité en Haïti, Thèse de Doctorat science de l'ingénieur, préparé à l'université libre de Bruxelles, 2010/2011 ; [182 pages]
- [28] **J-L. DURVILLE. G. SEVE. (1996)**. Stabilité des pentes: Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254

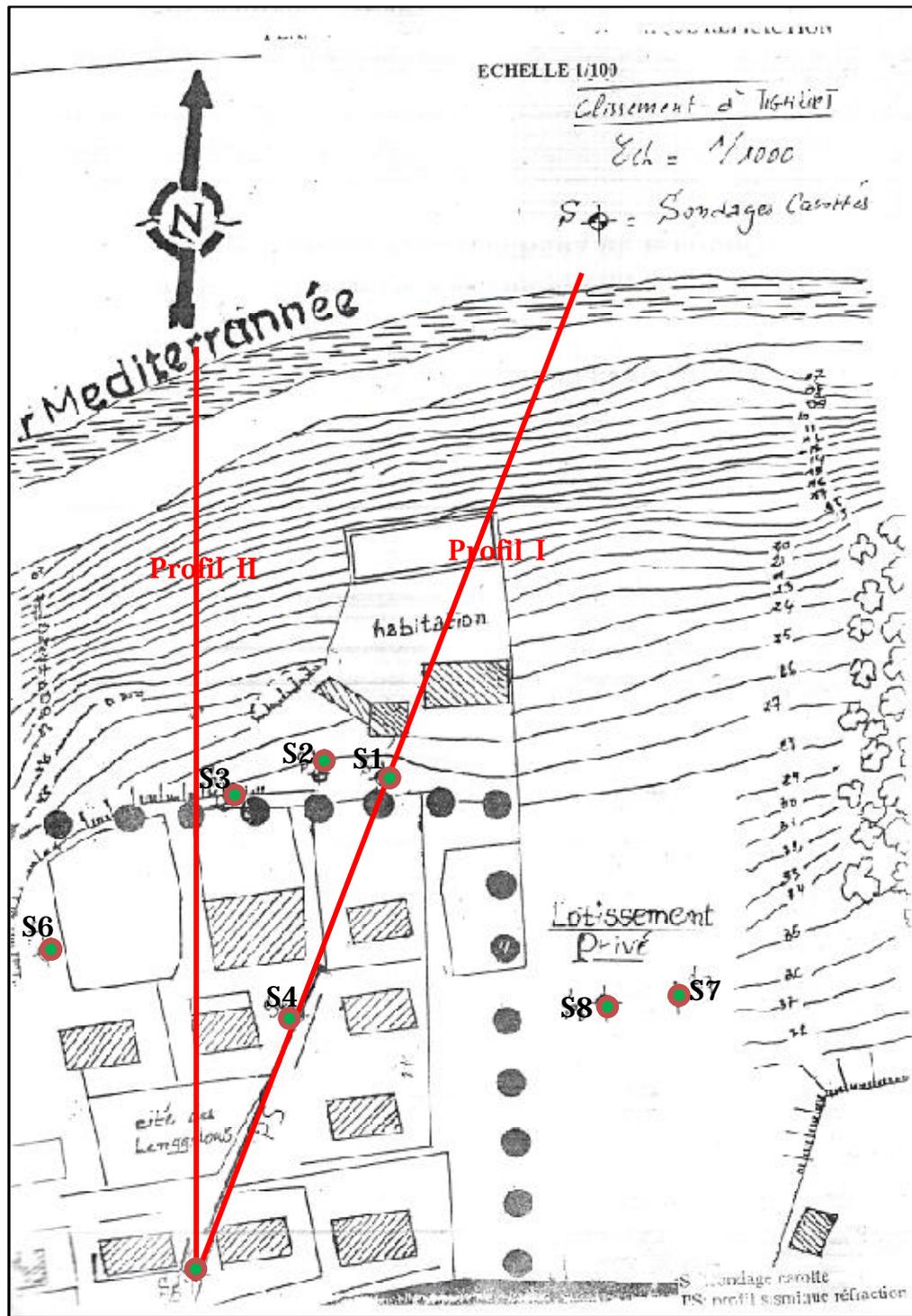
Références bibliographiques

- [29] **J. GOGUEL, A. PACHOUD**, Les mouvements de terrain du versant sud du massif de platé Haute-Savoie, France, Bulletin de liaison des LCP- Numéro spécial X-Janvier 1981. pp [15 à 26]
- [30] **J. DERCOURT, J. PAQUET, P. THOMAS, C. LANGLOIS**, Géologie, Objet méthodes et modèles 12^{ième} Dunod, 2006, Paris, [534 pages]
- [31] **J. BONDELLE, Ch. WEBER**, la prévention des risques géologiques en France questions pour l'avenir [7à 14 pages] bulletin de liaison des LCP- Numéro spécial X-Janvier 1981
- [32] **J-P. MASEKANYA**, Stabilité des pentes et saturation partielle expérimentale et modélisation numérique, Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur à l'université de liège faculté des sciences appliquées 2007-2008, 283 pages.
- [33] **K. BAZIZ**. Effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement Mémoire de Magister préparé à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 217 pp [42 à 78 pages]
- [34] **K. M'ZOUGHEM, W.CHENAF**A ; Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif), Mémoire De fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme D'Ingénieur d'Etat en Géologie Option : Géologie de l'ingénieur à université Ferhat Abbas, 2005/2006 68pages
- [35] **Logiciel TALREN 4-v 1.x**, Manuel d'utilisation de TALREN 4, Notice technique, Copyright TALREN 4 - TERRASOL – Juillet 2005
- [36] **M. ROUBAULT et R. COPPENS**, La dérive des continents, Edition Presse universitaire de France, 1972, [127 pages]
- [37] **M. IKARBEN**, Tizirt ville balnéaire par excellence, Agraw Tizi Revue trimestrielle de l'APW de Tizi-Ouzou N°02 pp [40-41] juillet 2009[50pages]
- [38] **R. MEDDOUR**, Bioclimatologie, phytogéographie et phytosociologie en Algérie, Exemple des groupements forestiers et préforestiers de la Kabylie Djurdjurenne, Thèse préparé en vue d'obtention du diplôme de doctorat en science à l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 12/2010,461 pages
- [39] **O. DEWITTE**, Cinématique de glissements de terrain et prédiction de leur réactivation : approche probabiliste dans la région d'Oudenaarde, Thèse présentée à l'Université de Liège en vue de l'obtention du titre de Docteur en Sciences, mars 2006, [213 pages.]
- [40] **O. MAQUAIRE, Y. THIERY, J. Ph. MALET, A. PUISSANT**, Evaluation et cartographie par SIG du risque glissements de terrains « Applications aux alpes du sud » Analyse et modèles UMR CNRS 6554 LETG, La baule 2006, 5pages
- [41] **O. MERIC**, Etude de Mouvements de terrains par les méthodes géophysiques, Thèse de Doctorat à l'université Joseph Fourier Laboratoire interdisciplinaire de recherche impliquant la géologie et la mécanique, Décembre 2006, [252 pages]

Références bibliographiques

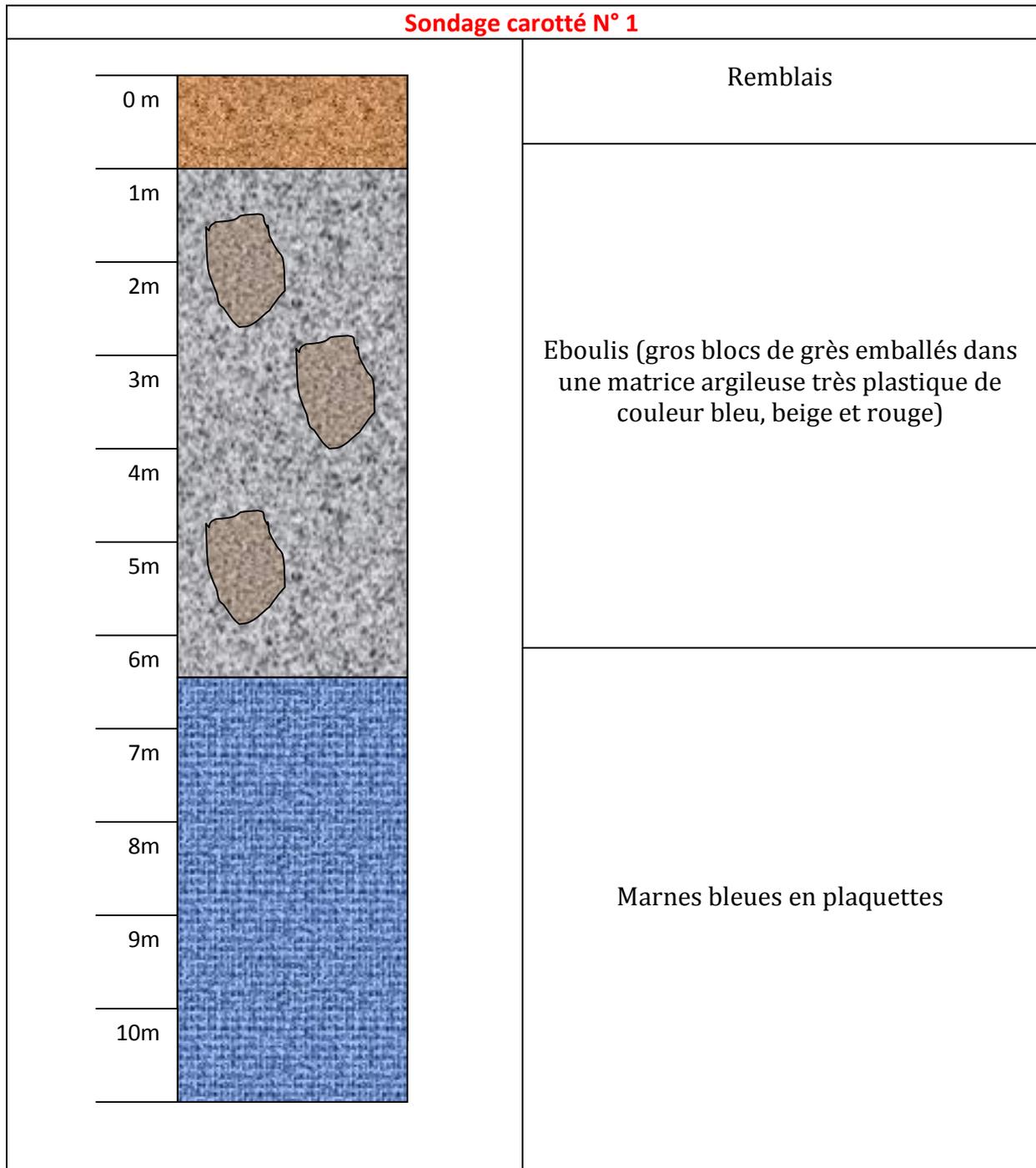
- [42] **P. PEYCRU**, Géologie tout en 1^{er} et 2^{ème} années bcpst. Un cours conforme au programme, Des travaux pratique des exercices pour s'entraîner des fiches méthode, J'intègre Dunod ; Paris 2008, [641 pages]
- [43] **Projet national Clouterre**, Recommandations Clouterre 1991, Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Presses de l'école nationales des ponts et chaussées, novembre 1994, [268 pages]
- [44] **R. BAHAR**, Sols et fondations, Formation continue programme 2006 tec 101 Géotec Groupement de CTC, Alger Juin 25-26-27 2006
- [45] **T. LEBOURG**, Analyse géologique et mécanique de glissement de terrain dans des moraines et des Pyrénées centrales et occidentales (France), Thèse de Doctorat à l'université Bordeaux I, Novembre 2000 ; [369 pages]
- [46] **F.VINCENT G.GUILLERMO** Rapport de fondations Talren 4 – Dénébola – Exercice de cours polytechnique Paris UPMC, Sciences de la Terre, 2010 – 2011

A. Les sondages de la
première tranche-Tigzirt zone
centrale.

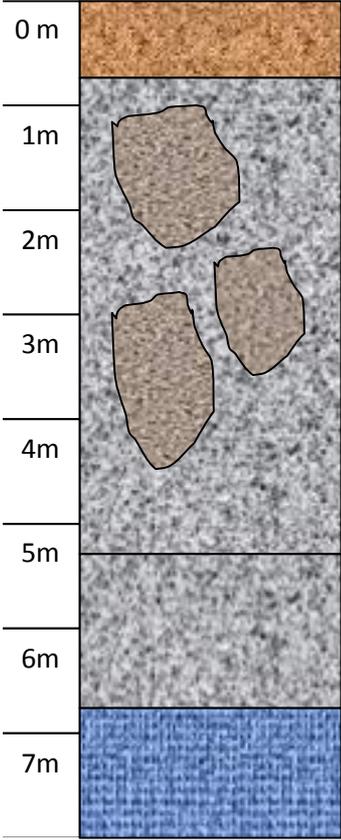


Carte d'implantation des sondages zone Est première tranche Tizirt

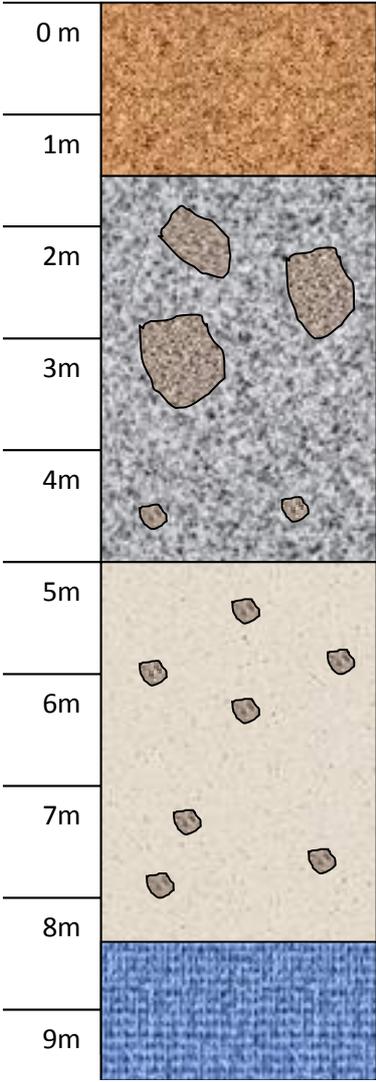
B. Les coupes des sondages carottés



Annexes

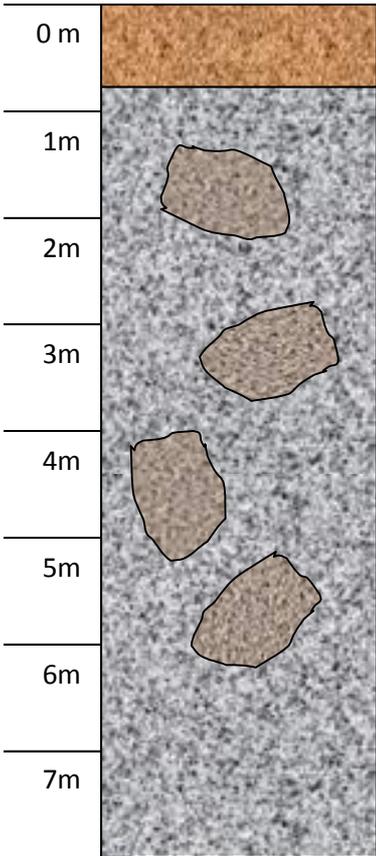
Sondage carotté N° 2	
	<p>Remblais</p> <p>Eboulis (gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuses très plastiques de couleur bleu ; beige et rouge)</p> <p>Marnes grises verdâtres</p> <p>Marnes bleues en plaquettes</p>

Annexes

Sondage carotté N° 3	
 <p>0 m 1m 2m 3m 4m 5m 6m 7m 8m 9m</p>	<p>Remblais</p> <p>Eboulis (gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse de couleur bleue beige et rouge)</p> <p>Marnes beiges verdâtres et caillouteuses</p> <p>Marnes bleues à beiges verdâtres en plaquettes.</p>

Annexes

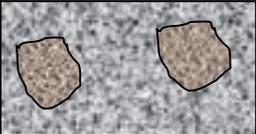
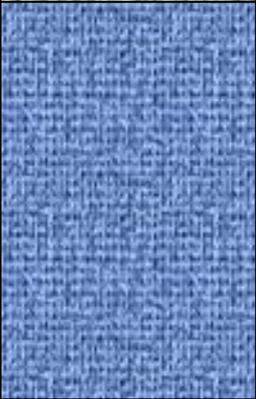
Sondage carotté N° 4

		Remblais
0 m		
1 m		
2 m		
3 m		
4 m		
5 m		
6 m		
7 m		
		Eblouis (Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse très plastique de couleur bleue, beige et rouge)

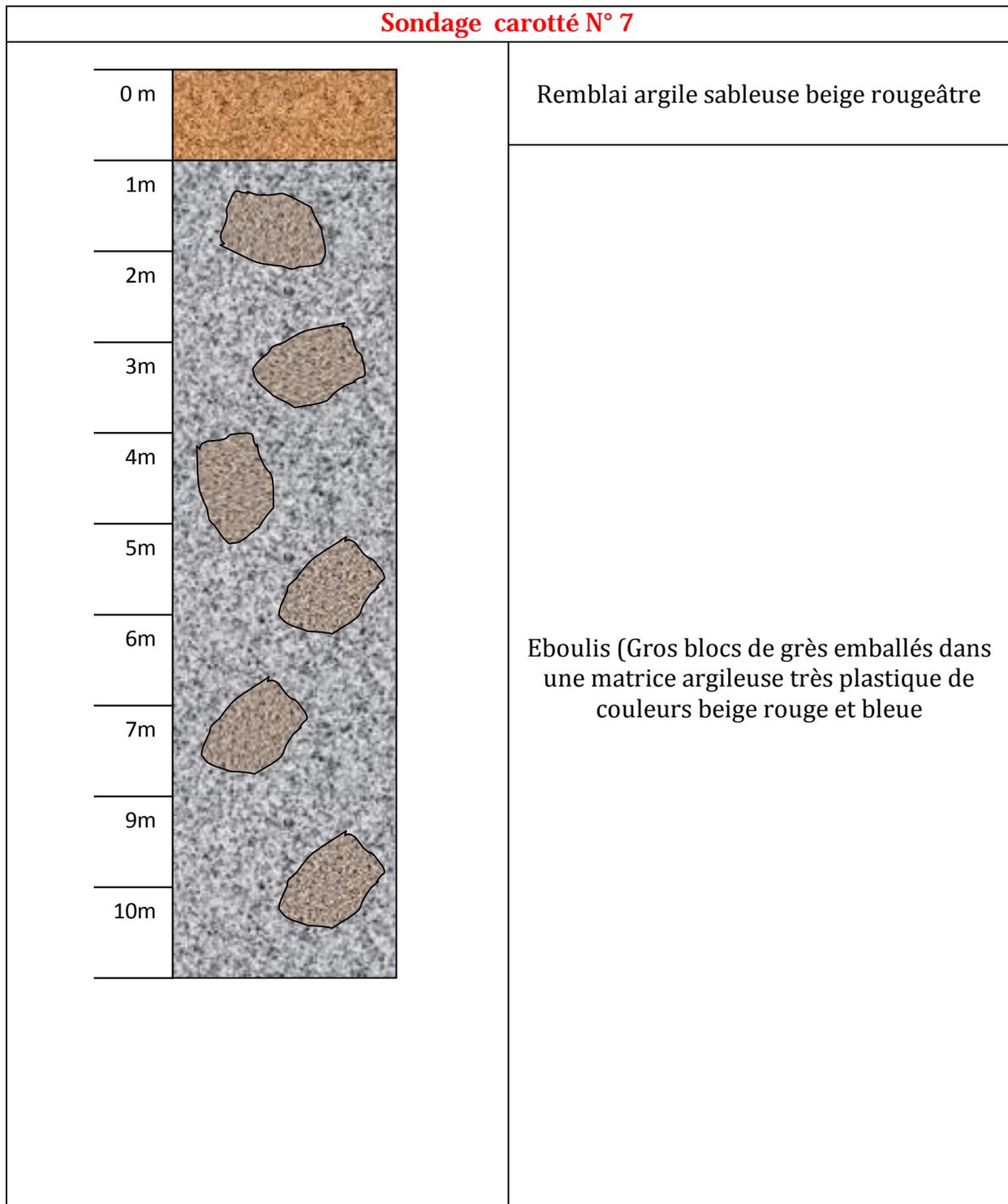
Annexes

Sondage carotté N°5	
0 m	Remblais
1m	Argile beige rougeâtre avec présence de blocs de grés et de passage sableux entre (5.00m et 5.70m)
2m	
3m	
4m	
5m	
6m	
7m	
8m	
8m30	

Annexes

Sondage carotté N° 6		
0 m		Remblais
1 m		
2 m		
3 m		Argile très plastique rouge beige et bleue
4 m		
5 m		Argile beige verdâtre, sableuse avec présence de blocs de grès
6 m		
7 m		Marne grise olivâtre en plaquettes
8 m		
9 m		
10 m		

Annexes

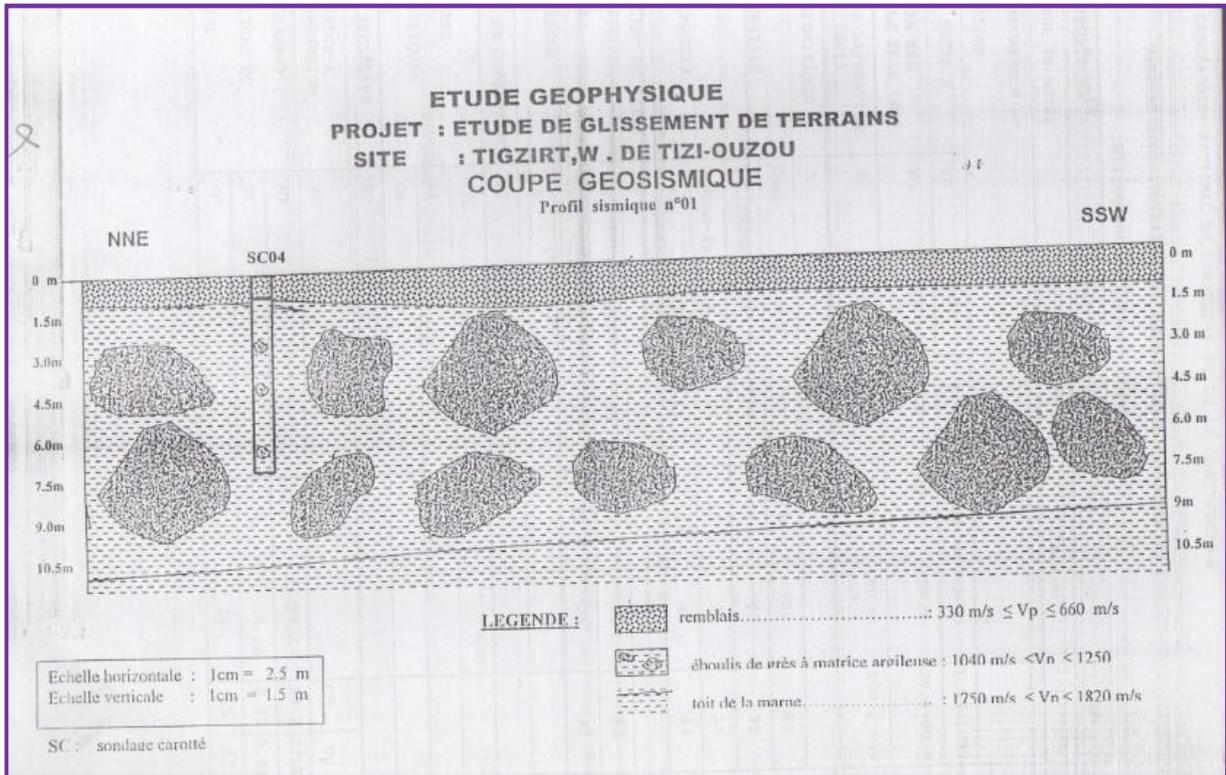
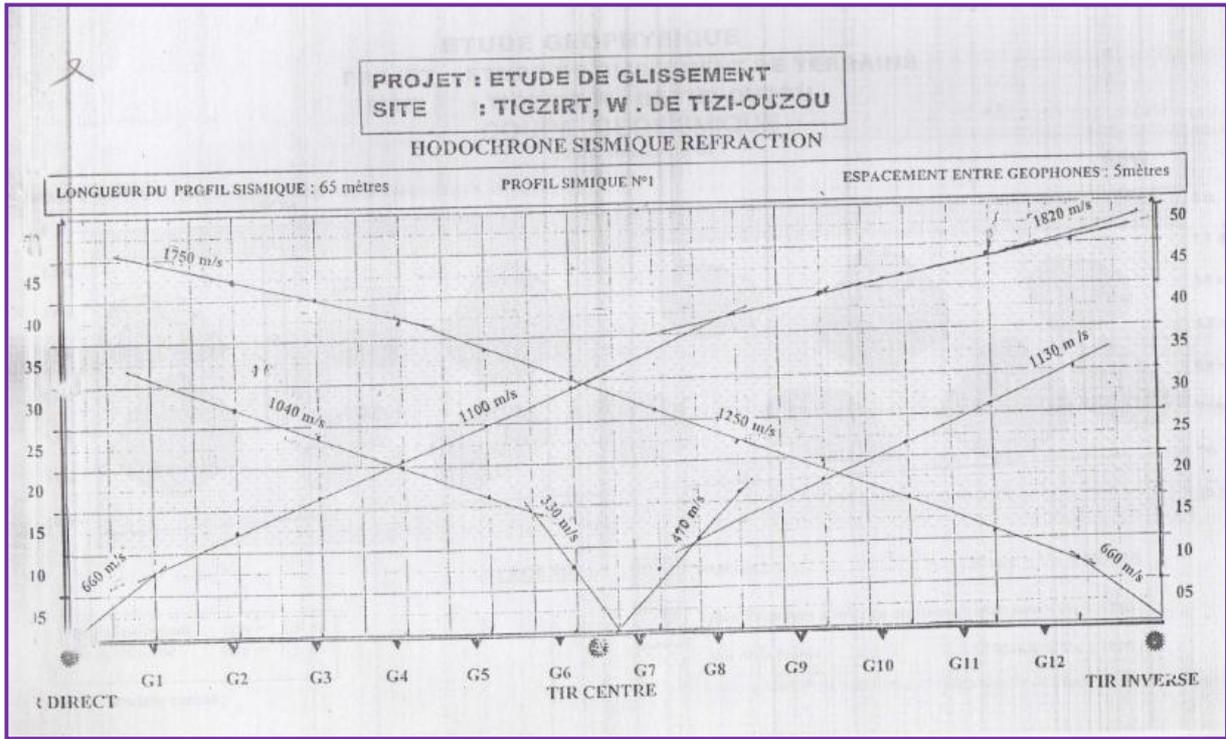


Annexes

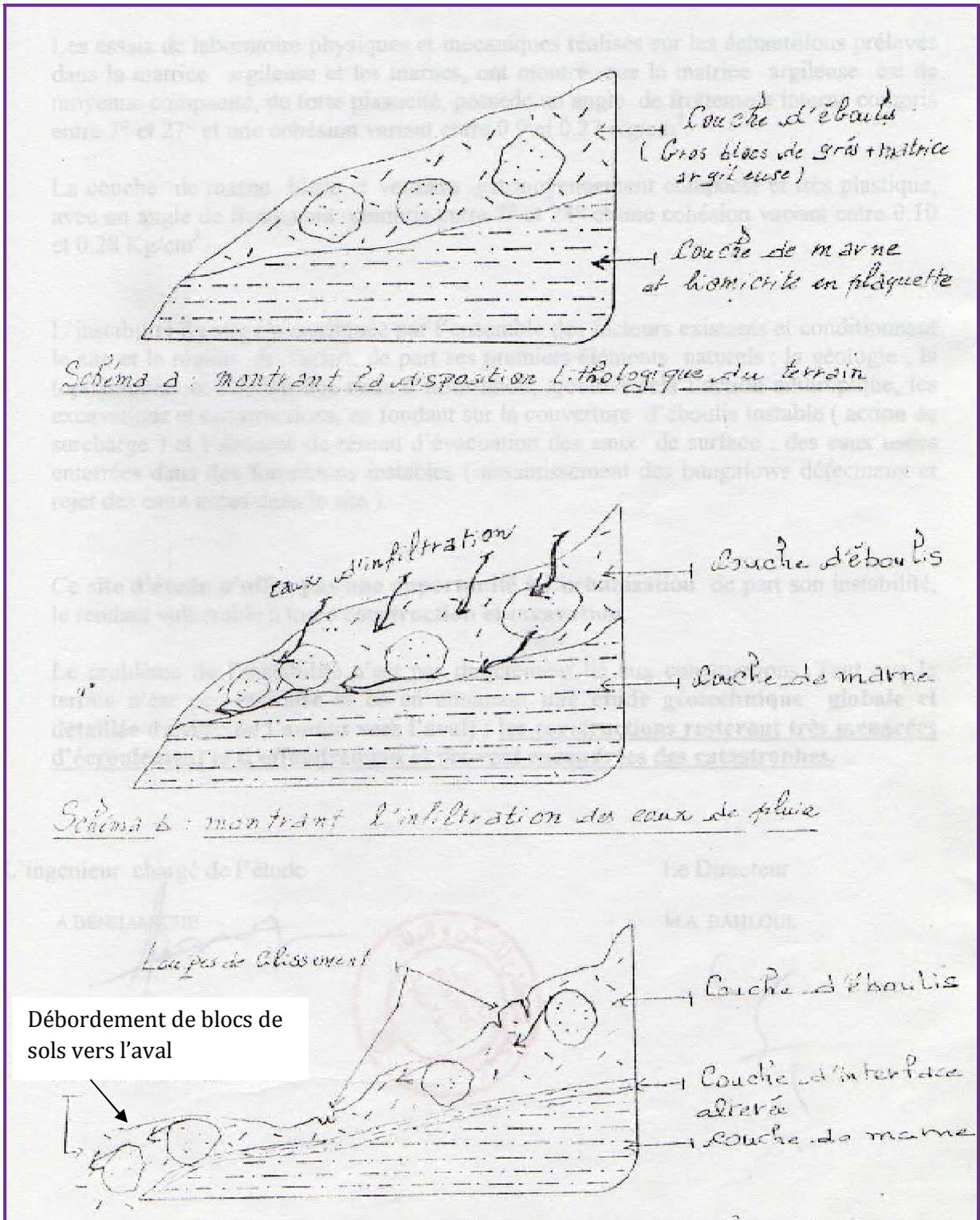
Sondage carotté N° 8	
0 m	Remblais
1 m	Argile sableuse beige rougeâtre
2 m	Argile beige-rouge à grise plastique
3 m	
4 m	Marnes beige grises compactes
5 m	
6 m	Argile sableuse avec présence de blocs de grès.
7 m	Lentille sableuse jaunâtre
8 m	
9 m	
10 m	Eboulis (Gros blocs de grès emballés dans une matrice argileuse)
11 m	
12 m	
13 m	Marnes grises-beiges compactes

Annexes

C. Etude géophysique par sismique réfraction :



D. Schémas explicatif du glissement



Annexes

E. Récapitulatifs des résultats de laboratoire.

Récapitulatif des résultats de laboratoire 1:							
Projet		Glissement de terrain Tizirt					
Sondages N°		S3	S3	S3	S3	S4	
Profondeur en m		5.8-5.90	5.90-6.00	7.10-7.70	9.50-9.70	2.10-3.00	
Densité sèche	μ_d	1.70	1.74	1.66	1.41	1.55-1.73	
Teneur en eau naturelle en % (w%)	W	19	20	20.7	39.5	29.6-2.9	
Degré de saturation	Sr	87.2	97.5	89.20	100	100/100	
Granulométrie	> 2 mm	14	15	19	02	07	
	2-0.002mm	39	50	53	20	35	
Densitométrie	0.02mm- 2μ	18	19	13	33	14	
	< 2μ	29	16	15	45	44	
Limites d'Atterberg	IL	55	50	47	59	62	
	IP	28	23	22	29	33	
Resistance à la compression	RC					CU	UU
Cisaillement rectiligne ou tri- axial	W%				29.8	27.2	27.6
	C				0.13	0.39	0.43
	φ				24	15	13

Annexes

Récapitulatif des résultats de laboratoire 2:							
Projet		Glissement de terrain Tizirt					
Sondages N°		S5	S5			S5	
Profondeur en m		8.3-8.60	9.30-9.70			10.-10.50	
Densité sèche	μ_d	1.75	1.58			1.38	
Teneur en eau naturelle en % (w%)	W	20.3				27.3	
Degré de saturation	Sr	100				76.6	
Granulométrie	> 2 mm	25				10	
	2-0.002mm	45				38	
Densitométrie	0.02mm- 2μ	06				17	
	2μ	24				35	
Limites d'Atterberg	IL	44				49	
	IP	18				23	
Resistance à la compression	RC					CU	UU
Cisaillement rectiligne ou tri- axial	W%	20.5	28.6			18.6	23.6
	C	0.92	0.65			0.23	0.61
	φ	20	3			17	9

Annexes

Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire3								
Projet Glissement de terrain Tighzirt								
Sondage N°		S6	S6	S6	S6	S6		
Profondeur en m		4.00-4.30	4.30-4.70	6.30-6.70	8.20-8.50	8.50-8.80		
Densité sèche	μ_d	1.52	1.58	1.50	1.64	1.76		
Teneur en eau W%	W	31.4	29.4	29.3	21.8	16.9		
Degré de saturation en W%	Sr	100	100	100	90.8	85.8		
Granulométrie	> 2 mm	3	6	4	18	18		
	2-0.002mm	33	30	26	42	42		
Densitométrie	0.02mm- 2μ	16	20	20	14	12		
	< 2μ	48	44	51	26	28		
Limites d'Atterberg	IL	52	70	85	48	56		
	IP	20	36	50	18	25		
Résistance à la compression	RC			CU	UU	CU	UU	
Cisaillement rectiligne ou tri- axial	W%	24.1	22.6	27.9	29.2	24.3	22.4	
	C	0.34	0.27	0.28	0.25	0.10	0.10	
	ϕ	12	27	7	14	13	4	

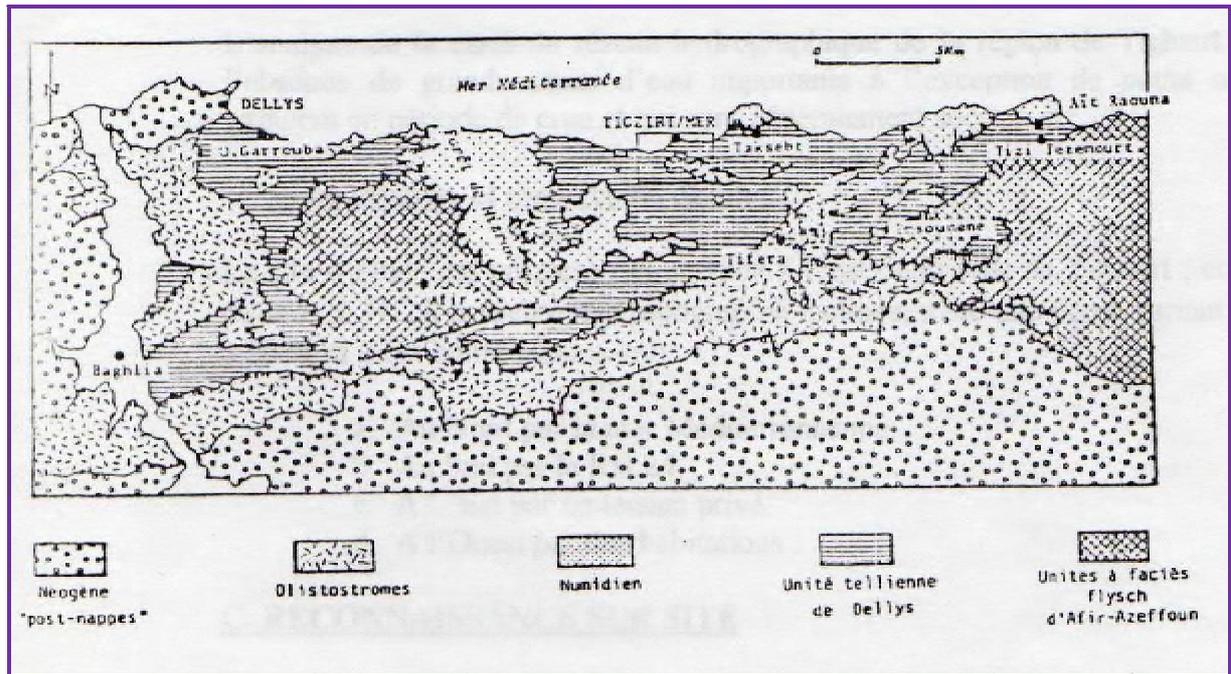
Annexes

Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire⁴			
Projet Glissement de terrain Tighzirt			
Sondage N°		S7	S7
Profondeur en m		1.70-2.30	2.30-2.60
Densité sèche	μ_d	1.43	1.46
Teneur en eau W%	W	24.1	28.4
Degré de saturation en % (Sr %)	Sr	73.2	90.2
Granulométrie	> 2 mm	3	6
	2-0.002mm	30	27
Densitométrie	0.02mm- 2μ	20	27
	$<2\mu$	47	52
Limites d'Atterberg	IL	73	73
	IP	46	41
Résistance à la compression	RC		
Cisaillement rectiligne ou tri-axial	W%		27.3
	C		0.28
	φ		13

Annexes

Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire5							
Projet Glissement de terrain Tighzirt							
Sondages N°		S8		S8		S8	
Profondeur en m		1.30-1.9		2.40-2.80		4.00-4.30	
Densité sèche	μ_d	1.45		1.57		1.6	
Teneur en eau W%	W	34.8		28		25.9	
Degré de saturation en % (Sr %)	Sr	100		100		100	
Granulométrie	> 2 mm	4		6		2	
	2-0.002mm	23		21		28	
Densitométrie	0.02mm-2 μ	19		21		20	
	<2 μ	54		52		50	
Limites d'Atterberg	IL	71		57		52	
	IP	33		27		24	
Résistance à la compression	RC	CU	UU			CU	UU
Cisaillement rectiligne ou tri- axial	W%	26.7		23.1		19.5	
	C	0.59		0.79		0.90	
	φ	9		7		26	
		19.5		19.9		18	
		18		20		0.60	
		0.60		0.40		12	
		12		19		19	

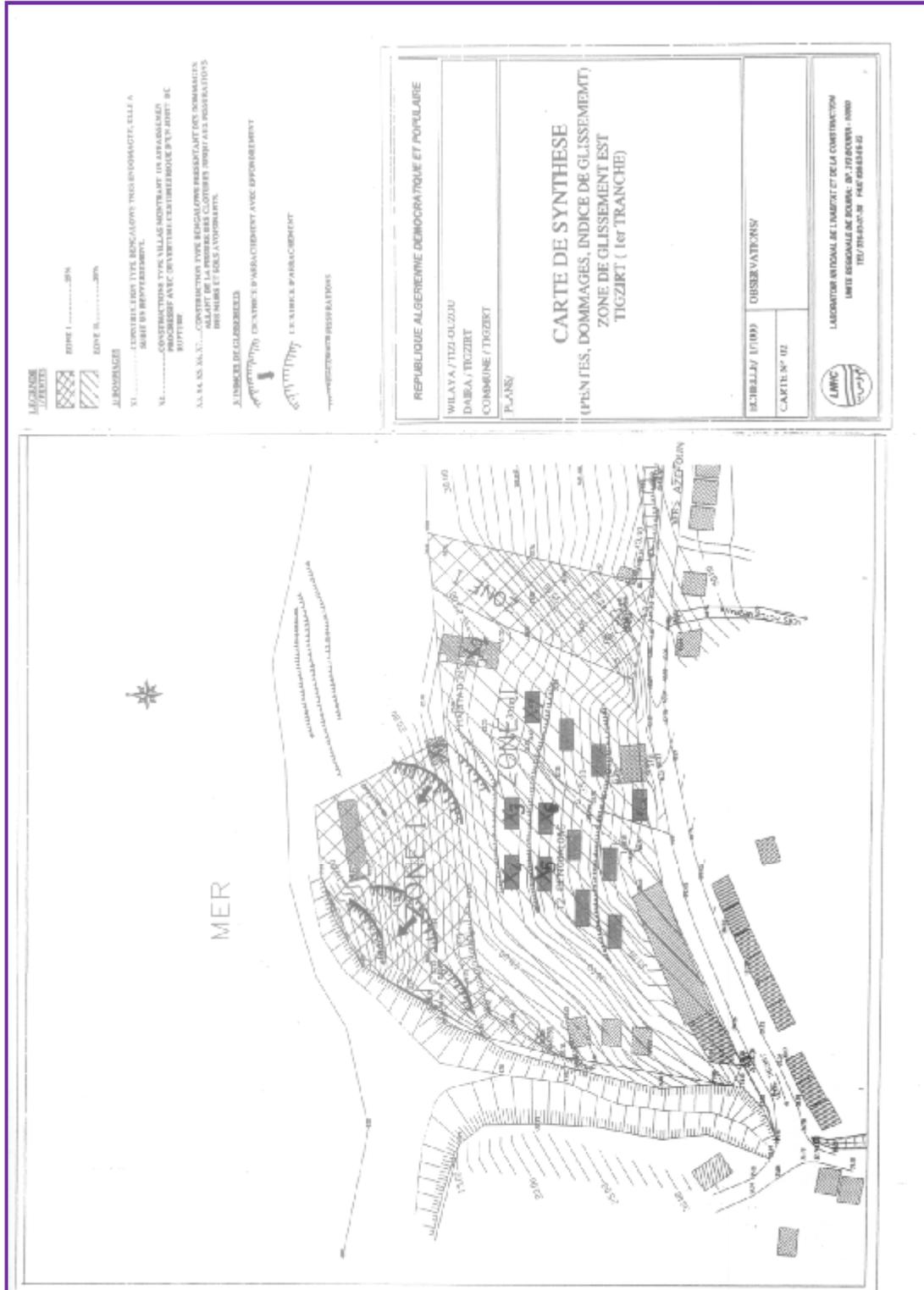
F. Localisation cartographique de l'unité Tellienne de Dellys



La chronologie géologique

Divisions stratigraphiques		notation	couleur
Quaternaire			beige
Cénozoïque (Tertiaire)	Pléocène	p	
	Miocène	m	jaune
	Oligocène	g	orange
	Eocène	e	
Mésozoïque (Secondaire)	Crétacé	c	vert clair
	Jurassique	i et j	bleu
	Trias	t	rose
Paléozoïque (Primaire)	Permien	r	violet
	Carbonifère	h	gris
	Dévonien	d	marron
	Silurien	s	vert
	OrdoVICIEN	o	
	Cambrien	k	brun beige
Précambrien		x	rouge

G. La carte des pentes



Annexes

H. Les principaux constituants chimiques de l'eau de mer

substances	Teneur (g/l)
chlorure de sodium	27,2
chlorure de magnésium	3,8
sulfate de magnésium	1,65
sulfate de calcium	1,26
sulfate de potassium	0,86
carbonate de calcium	0,12
bromure de magnésium	0,076
Autres substances	mg/l
fluor	1,40
silice	1,0
azote	1,0
phosphore	0,060
baryum	0,055
fer	0,050
iode	0,050

Code station : 020810

Nom station : EL AZAIEB MIZRANA

X : 625,05

Y : 398,55

Z : 150

jour	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	annuel
1989	22,5	14,7	30,2	32,7	80,7	0	57,8	71,8	83	1,9	27,3	2,1	424,7
1990	1,5	62	51,4	327,7	70,9	193,9	90,9	75,1	37,9	5	0	11,2	927,5
1991	11	240,2	61,7	22,8	164,1	54,1	135,6	126,1	57,8	24,1	4,7	0	902,2
1992	3,9	118	104,2	233,5	34,6	76,3	23	148	27,2	0	0	5,2	773,9
1993	34,1	57,7	71,2	78,4	104,7	66,9	0,2	93,4	4	0	0	0	510,6
1994	102,4	71,7	28,8	115,6	222,9	74,4	124,6	49,2	1,2	8,9	0	43,8	843,5
1995	21,6	28,1	31,5	67,5	128,4	243,6	57,2	217,5	49,1	15,8	1,6	6,6	868,5
1996	72,8	121,8	87,8	49,2	71,9	10,6	21,5	113,2	17,8	1	0,7	5,4	573,7
1997	41	126,5	157,6	173,4	41,6	137	76,7	75	205,9	1,5	0	16,6	1052,8
1998	35,3	38	200,2	108,1	154,5	100,6	48	8,4	2,8	0	0	0	695,9
1999	39,8	33,1	321,6	232,1	31,5	6,4	14,5	42,7	26,3	14,1	9,3	0,6	772
2000	24,5	37,9	72,8	69,7	278,4	62,9	10,9	35,5	45	0	0	12,8	650,4
2001	27	1,3	278,9	107,8	69,5	52,9	56,4	33,2	17,8	2,8	29,5	27,5	704,6
2002	44,9	64	204,6	180,3	286,6	93,2	34,4	151,6	37,3	0	0	0	1096,9
2003	80,8	53,4	58,2	159	175,6	78,3	97,2	87,5	138,6	8	0	9,7	946,3
2004	9,9	64,8	109,6	156,8	151	132,1	60,2	70,2	7	0	0,7	1,5	763,8
2005	28,7	53,1	134	107,9	115,4	258,2	36,5	16,3	84,2	0,9	7,5	2,4	845,1
2006	19,8	22	3,9	261,7	34,5	39,3	193,7	170,6	19	14,1	1,8	44,3	824,7
2007	49,9	209	351,6	121	7,6	14,2	90,1	26,3	69,8	6,6	12,6	0	958,7
2008	69	30,8	226,1	138,4	201,2	27,2	105,2	108	36,1	0	0	3,7	945,7
2009	151,8	59,6	137	181,5	98,5	58,7	95,2	68,7	41,9	26,5	0	11,6	931